

**І. В. Маєвська,
М. М. Попович, Н. В. Блащук**



Автоматизований розрахунок пальових фундаментів



Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

І. В. Маєвська, М. М. Попович, Н. В. Блащук

Автоматизований розрахунок пальових фундаментів

**Електронний навчальний посібник
комбінованого (локального та мережного) використання**

Вінниця
ВНТУ
2023

УДК 624.131
М13

Рекомендовано до видання Вченою радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 3 від 28.09.2023 р.)

Р е ц е н з е н т и:

І. Н. Дудар, доктор технічних наук, професор

І. В. Коц, кандидат технічних наук, професор

Д. М. Байда, кандидат технічних наук, доцент

Маєвська, І. В.

М13 Автоматизований розрахунок пальових фундаментів : електронний навчальний посібник комбінованого (локального та мережного) використання [Електронний ресурс] / Маєвська І. В., Попович М. М., Блащук Н. В. – Вінниця : ВНТУ, 2023. – 155 с.

В посібнику розглянуто питання розрахунку та проектування основ за допомогою ПК для широкого класу задач. Наведено теоретичні основи розрахунку, порядок підготовки вихідних даних та довідковий матеріал, алгоритми програм, приклади розрахунків, а також рекомендації до розрахунку міцності матеріалу фундаментів та конструктивні вимоги. Посібник розроблено відповідно до плану кафедри і програми дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти».

УДК 624.131

© ВНТУ, 2023

ЗМІСТ

Вступ.....	5
1 ВИДИ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	7
1.1 Класифікація паль і пальових фундаментів	7
1.2 Види набивних паль.....	20
2 ОСНОВНІ ВКАЗІВКИ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	37
2.1 Вибір глибини закладання ростверка.....	37
2.2 Вибір довжини і поперечного перерізу паль.....	37
2.3 Розрахунок пальових фундаментів.....	38
2.4 Рекомендований порядок розрахунку пальових фундаментів	39
2.5 Принципи конструювання ростверків пальових фундаментів.....	39
3 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВИ.....	41
3.1 Палі-стояки	41
3.2 Висячі палі	42
3.2.1 Призматичні або циліндричні палі	42
3.2.2 Пірамідальні палі.....	48
3.2.3 Набивні палі та палі-оболонки, що заповнюють бетоном	51
4 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ЗА МІЦНІСТЮ МАТЕРІАЛУ СТОВБУРА.....	55
5 АЛГОРИТМИ І ПРОГРАМИ З РОЗРАХУНКУ ПАЛЬ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВИ	68
5.1 Визначення несучої здатності паль за таблицями норм.....	68
5.1.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК.....	68
5.1.2 Алгоритм розрахунку	69
5.1.3 Приклад розрахунку.....	71
5.2 Визначення несучої здатності паль з врахуванням характеристик міцності ґрунтів.....	74
5.2.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК.....	75
5.2.2 Алгоритм розрахунку	76
5.2.3 Приклад розрахунку.....	76
6 ПРОЄКТУВАННЯ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ	77
6.1 Визначення потрібної кількості паль і розміщення їх у ростверку ...	77
6.2 Конструювання ростверка.....	81
6.3 Перевірка фактичного навантаження на кожну палю.....	82
6.4 Навчально-методичні рекомендації	85
7 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ.....	87
7.1 Розрахунок деформацій основ пальового фундаменту за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі.....	87
7.2 Алгоритм і програма розрахунку деформацій основ пальового фундаменту за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі	93
7.2.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК.....	93

7.2.2 Алгоритм розрахунку	93
7.2.3 Приклад розрахунку.....	94
7.3 Розрахунок деформацій основ пальового фундаменту за розрахунковою схемою умовного фундаменту	94
7.4 Алгоритм і програма розрахунку деформацій основ пальового фундаменту за розрахунковою схемою умовного фундаменту... ..	103
7.4.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК.....	103
7.4.2 Алгоритм розрахунку	104
7.4.3 Приклад розрахунку.....	104
7.5 Навчально-методичні рекомендації	106
8 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ТІЛА РОСТВЕРКІВ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	106
8.1 Розрахунок ростверків пальових кущів	106
8.1.1 Розрахунок тіла ростверків на продавлювання колоною	107
8.1.2 Розрахунок тіла ростверка на продавлювання кутовою палею	112
8.1.3 Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверку на дію поперечної сили.....	113
8.1.4 Розрахунок ростверку на згин	116
8.2 Розрахунок ростверків стрічкових пальових фундаментів під цегляні і великоблокові стіни	116
8.2.1 Визначення зусиль в перерізах ростверку від навантажень в період будівництва.....	119
8.2.2 Визначення зусиль в перерізах ростверку від навантажень під час експлуатації.....	119
8.2.3 Розрахунок та конструювання ростверку	120
9 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ РОСТВЕРКУ	123
9.1 Розрахунок міцності ростверку пальового фундаменту під монолітну залізобетонну колону	123
9.2 Розрахунок міцності тіла стрічкового ростверку з дворядним розміщенням паль	129
9.3 Розрахунок міцності ростверку пальового фундаменту з набивних паль під збірну залізобетонну колону.....	134
9.4 Розрахунок міцності тіла кущового ростверку під збірну колону з перевіркою від дна стакана на продавлювання та згин	140
9.5 Розрахунок міцності тіла стрічкового ростверку з однорядним розміщенням паль	149
Література	154

ВСТУП

Під час вибору виду фундаменту потрібно враховувати, що пальові фундаменти мають переваги порівняно з малозаглибленими фундаментами та фундаментами мілкового закладання, якщо з поверхні залягає потужна товща слабких ґрунтів або на фундамент передаються значні навантаження. Але їх можна використовувати і в звичайних ґрунтових умовах, і за середніх навантажень, виходячи з техніко-економічного обґрунтування.

В процесі влаштування пальових фундаментів порівняно з іншими видами фундаментів обсяг земляних робіт може скорочуватись до 85 %, витрати бетону – до 30 % (але не завжди).

Переваги пальових фундаментів:

- значно менша глибина закладання ростверку (що зменшує обсяг земляних робіт);
- відсутність водовідведення за високого рівня ґрунтових вод;
- менший об'єм бетону;
- більша швидкість зведення.

Нині найбільш широко застосовуються забивні призматичні, пірамідальні та набивні палі різних типів, а також палі-оболонки.

Під час забивання паль або улаштування набивних паль без виймання ґрунту здійснюється ущільнення ґрунту навколо бокової поверхні і під нижнім кінцем. Під час влаштування бурових паль ґрунт, який оточує палю, практично не змінює свої показники порівняно з природним станом.

Призматичні забивні палі виготовляють з напруженою і ненапруженою арматурами, з поперечним армуванням і без нього. Найбільш економічними за витратами матеріалу є палі з попередньо напруженою арматурою без поперечного армування.

Пірамідальні палі застосовуються в однорідних ґрунтах або коли більш щільний шар ґрунту розташований ближче до заданої поверхні.

Набивні палі, що улаштовуються без виймання ґрунту, можуть виготовлятися забиванням інвентарної труби з башмаком, пробиванням свердловин віброштампом у вигляді труби та виштамповуванням котловану штампом із загостреним кінцем. Технологія влаштування цих паль дозволяє утворювати ущільнені основи, аналогічні основам забивних паль.

Буронабивні палі (влаштовуються з вийманням ґрунту) мають діаметр 40 – 120 см. Перевагою їх є можливість влаштування розширення діаметром до 350 см. Якщо буронабивні палі влаштовуються в зволжених ґрунтах, стінки свердловин укріплюються глинистим розчином або обсадною трубою. Буронабивні палі застосовуються для будинків та споруд з великими зосередженими вертикальними та горизонтальними навантаженнями, а також за потужності товщі слабких ґрунтів, що

перевищує довжину забивних паль. Довжина буронабивних паль, як правило, перевищує 10 м. Якщо ґрунти майданчика мають тверді включення, які не можна пройти за допомогою забивних паль, а також під час будівництва поблизу існуючих споруд також потрібно застосовувати буронабивні палі.

У навчальному посібнику розділи 1, 2 та 3 написані М. М. Поповичем, розділи 5, 6, 7 написані Н. В. Блащук, 4, 8, 9 – І. В. Маєвською.

1 ВИДИ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

1.1 Класифікація палів і пальових фундаментів

Пальовим фундаментом називається група палів, що об'єднані поверху ростверком. Призначення ростверку – сприйняття навантаження від споруди і перерозподіл його між палями.

Палі – вертикальний або похилий стояк, розташований у ґрунті, з бетону, залізобетону, металу, дерева, який сприймає навантаження і передає його на більш щільні шари ґрунту нижнім кінцем та боковою поверхнею.

В залежності від розміщення палів в ростверку пальові фундаменти поділяють на (рис. 1.1):

- одиночні палі;
- стрічкові пальові фундаменти;
- пальові кущі (стовпчасті пальові фундаменти);
- суцільні пальові поля.

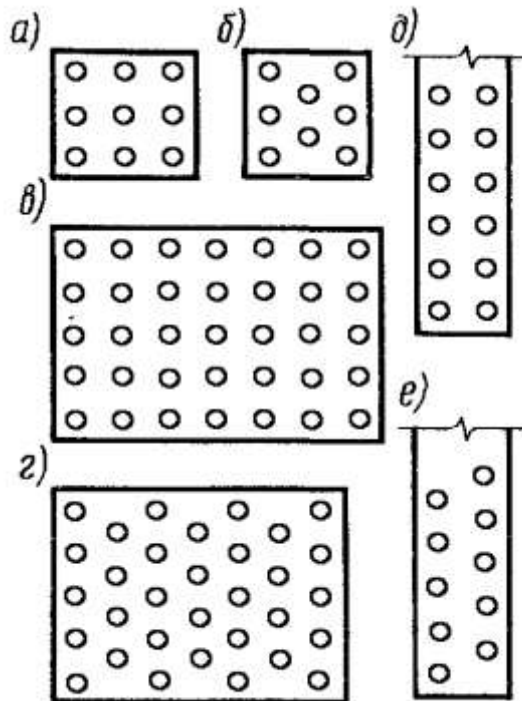


Рисунок 1.1 – Розміщення палів в пальових фундаментах: *a, б* – стовпчасті пальові фундаменти; *в, г* – суцільні пальові поля; *д, е* – стрічкові пальові фундаменти

Залежно від типу ростверку відрізняють пальові фундаменти (рис. 1.2):

- з низьким ростверком;
- з високим ростверком.

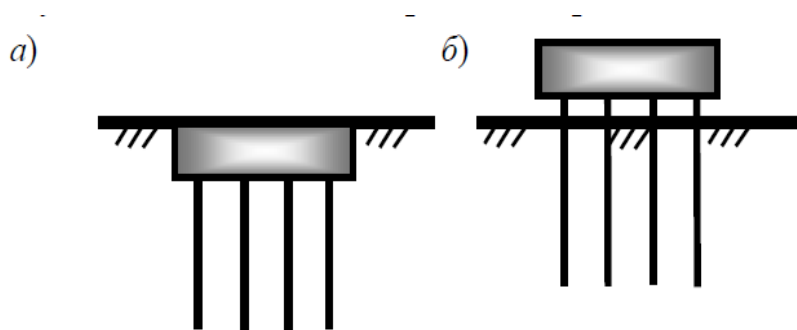


Рисунок 1.2 – Пальові фундаменти з низьким (а) та високим (б) ростверком

Палі класифікуються за такими ознаками: способом виготовлення, характером роботи в ґрунті, конструктивними особливостями, видом матеріалу.

За способом виготовлення палі поділяються на такі види:

а) готові, які виготовляються в заводських умовах і занурюються в ґрунт різними методами;

б) набивні, що улаштовуються в ґрунті в свердловинах і виготовляються безпосередньо на будівельному майданчику.

За способом занурення готові палі поділяють на:

- забивні;
- вдавлювані;
- занурені за допомогою вібрації вібраторами та вібромолотами – віброзанурювані (рекомендовані у піщаних ґрунтах);
- загвинчувані – з гвинтовою лопаттю в нижній частині або по всій довжині (добре працюють на висмикування, використовуються переважно як тимчасові конструкції);
- буроопускні (занурюються у заздалегідь пробурену свердловину).

За характером роботи в ґрунті палі розділяються на палі-стояки іисячі палі.

До паль-стояків належать палі, що прорізують слабкі ґрунти і спираються нижнім кінцем на скельні, або ґрунти, що практично не стискаються (до таких малостисливих відносять ґрунти з модулем деформації $E > 50$ МПа [1, 2]). Внаслідок того, що вертикальне переміщення палі вниз неможливе, тертя по боковій поверхні відсутнє і навантаження передається лише нижнім кінцем.

Висячі палі (палі тертя) передають навантаження нижнім кінцем на ґрунт, що стискається, а також працюють боковою поверхнею.

За конструктивними особливостями палі поділяються за формами поперечного та поздовжнього перерізів.

За формою поперечного перерізу палі бувають квадратні, прямокутні, круглі, трикутні та інші. Ці палі можуть бути як суцільними, так і порожнистими (рис. 1.3).

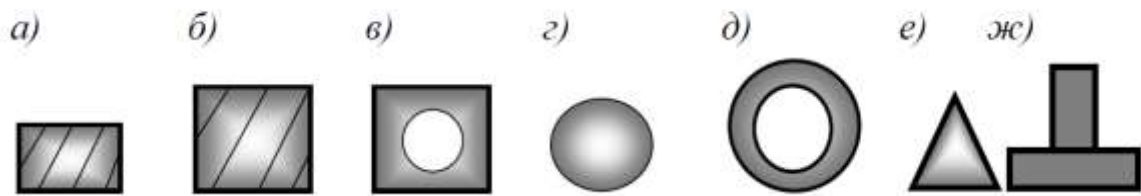


Рисунок 1.3 – Форма поперечного перерізу палі: а, б – прямокутні і квадратні суцільні; в, г – квадратні та круглі порожнисті (трубчасті); е, ж – нетрадиційної форми

За формою поздовжнього перерізу палі поділяються на призматичні (з квадратним поперечним перерізом) або циліндричні (з круглим поперечним перерізом), пірамідальні або конічні, трапецієподібні, ромбоподібні, з розширеною п'ятою [6] (рис. 1.4) та гвинтові, що занурюються в ґрунт способом загвинчування.

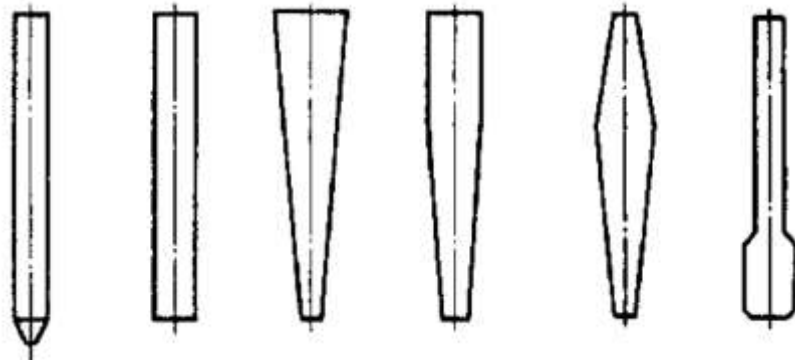


Рисунок 1.4 – Форма поздовжнього перерізу палі

Матеріалами для палі може бути деревина, залізобетон, метал та бетон.

Дерев'яні палі допускається використовувати в районах, де ліс є місцевим матеріалом. Вони виготовляються з стовбурів дерев хвойних порід. Можуть бути суцільними або зрощеними по довжині з двох частин.

Перед забивкою палі нижні кінці мають загострюватись, під час проходження щільних та твердих ґрунтів на вістря палі одягають металевий башмак, на голову – металеве кільце (бугель) (рис. 1.5).

Переваги дерев'яних палі: нескладна технологія виготовлення; мала вага; зручність транспортування; не потребують важкого обладнання для занурення в ґрунт.

Недоліки: здатність до загнивання в умовах змінної вологості; обмеженість розмірів (діаметр до 34 см, довжина до 8 – 12 м) і вантажопідйомності (до 40 т).

Для постійних споруд дерев'яні палі мають занурюватись нижче найнижчого рівня ґрунтових вод.

Для збільшення довжини і перерізу дерев'яних палі застосовують пакетні палі з брусів, а також клеєні з дошок (рис. 1.5).

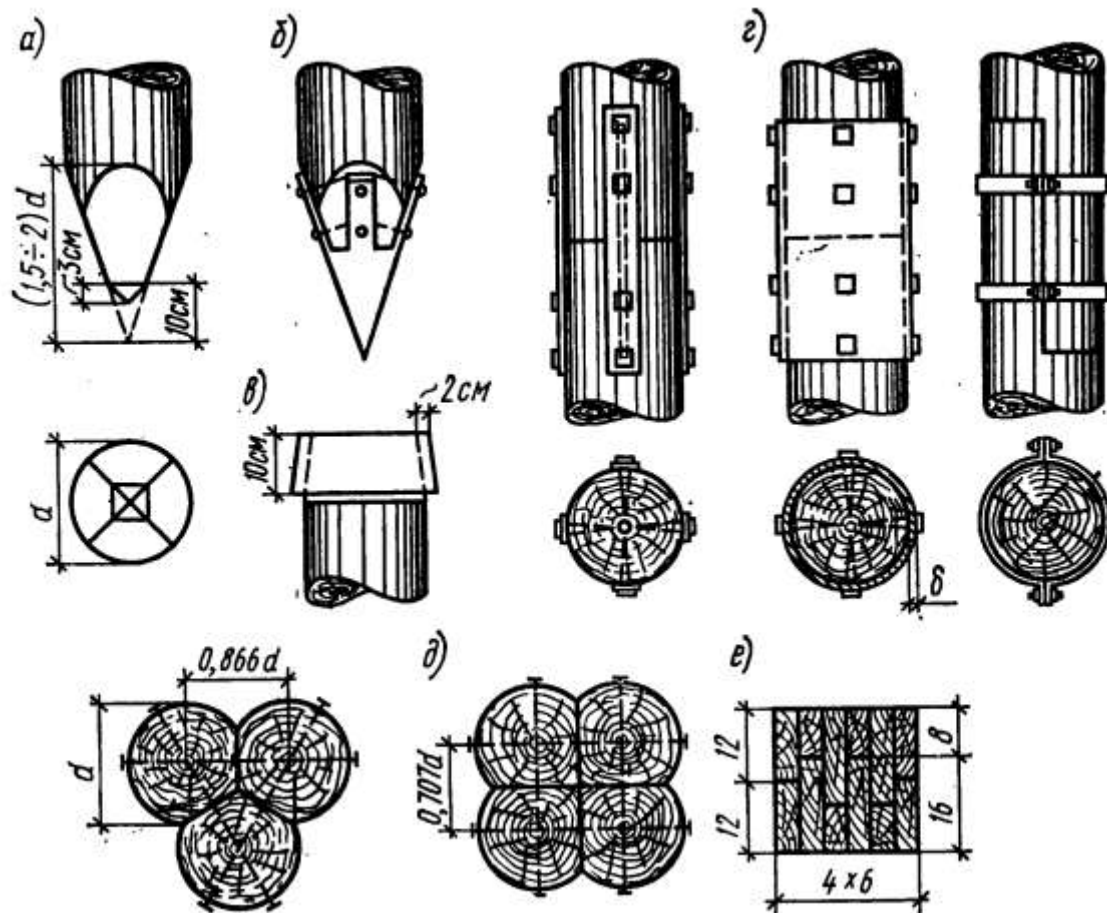


Рисунок 1.5 – Конструкції дерев'яних палі: *a* – деталь загострення нижнього кінця; *б* – металевий башмак; *в* – бугель на голові палі; *г* – стики палі; *д* – переріз пакетних палі; *е* – переріз клеєної палі дерев'яної палі

Залізобетонні палі

Номенклатуру готових залізобетонних палі наведено в табл. 1.1, а конструктивне рішення – на рис. 1.6.

Найбільше застосування знаходять забивні призматичні палі [3] квадратного поперечного перерізу.

Армування залізобетонних палі обумовлено переважно розтягувальними напруженнями в процесі згину під час транспортування, а також місцевими напруженнями у біля кінців палі під час її забивання.

Забивні призматичні палі з поперечним армуванням можуть бути занурені у будь-які стисливі ґрунти. Але їх застосування неекономічне, якщо нижній кінець спирається на сильностисливі (мул, торф, глини текучої консистенції тощо) ґрунти. Цей вид палі може бути застосований для будинків та споруд з висмикувальними та горизонтальними навантаженнями.

Основними недоліками залізобетонних палі є їх велика вага і слабка тріщиностійкість (бетон захисного шару легко пошкоджується у разі ударів в процесі транспортування). Останній недолік значною мірою усувається за використання попередньо напруженої арматури.

Таблиця 1.1 – Номенклатура забивних залізобетонних паль

Тип паль	Ширина грані або діаметр, см	Довжина палі, м	Вихідна робоча документація
Цільні квадратного суцільного перерізу з ненапруженою арматурою	20	3 – 6	ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Серія 1.011.1-10, вип. 1
	25	4,4 – 6	
	30	3 – 12	
	35	8 – 16	
	40	13 – 16	
Те саме, з поперечним армуванням стовбура з напруженою арматурою	20	3 – 6	ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Серія 1.011.1-10, вип. 2
	25	4,4 – 6	
	30	3 – 15	
	35	8 – 20	
	40	13 – 20	
Те саме, без поперечного армування стовбура	25	5 – 6	ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Серія 1.011.6, вип. 1
	30	3 – 12	
Складені квадратного суцільного перерізу з поперечним армуванням стовбура	30	14 – 20	ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Серія 1.011.1-10, вип. 8
	35	14 – 24	
	40	14 – 28	
Цільні квадратного перерізу з круглою порожниною	25, 30, 40	3 – 8	ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Серія 1.011.6, вип. 1
Цільні порожнисті круглі і палі-оболонки	40, 50, 60, 80, 100, 120, 160	4 – 18 6 – 12	ДСТУ Б В.2.6-115:2010. Серія 1.011.5
Складені порожнисті круглі і палі-оболонки	40	14 – 26	ДСТУ Б В.2.6-116:2010. Серія 1.011.5
	50	14 – 30	
	60	14 – 40	
	80, 100, 120, 160	14 – 48	
Палі-колони квадратного перерізу	20	5 – 8	Серія 3.015-5
	30	5 – 12	
	35	5 – 16	
	40	8 – 16	
Палі-колони двоконсольні	20	5 – 6,5	Серія 1.821.1-7
	30	5 – 7,5	
Палі-колони порожнисті круглі	40, 50, 60, 80	5 – 18	Серія 3.015-5

Застосовуються також палі без поперечного армування, що дозволяє зменшити витрати сталі в 2–4 рази порівняно з попередньо напруженими палями з поперечним армуванням. Палі без поперечного армування виготовляють перерізом 200×200, 250×250 і 300×300 мм і довжиною від 3 до 12 м (табл. 1.1).

Палі без поперечного армування можна застосовувати тільки як висячі, занурювати тільки забиванням або вдавлюванням (віброзанурювання застосовувати не можна).

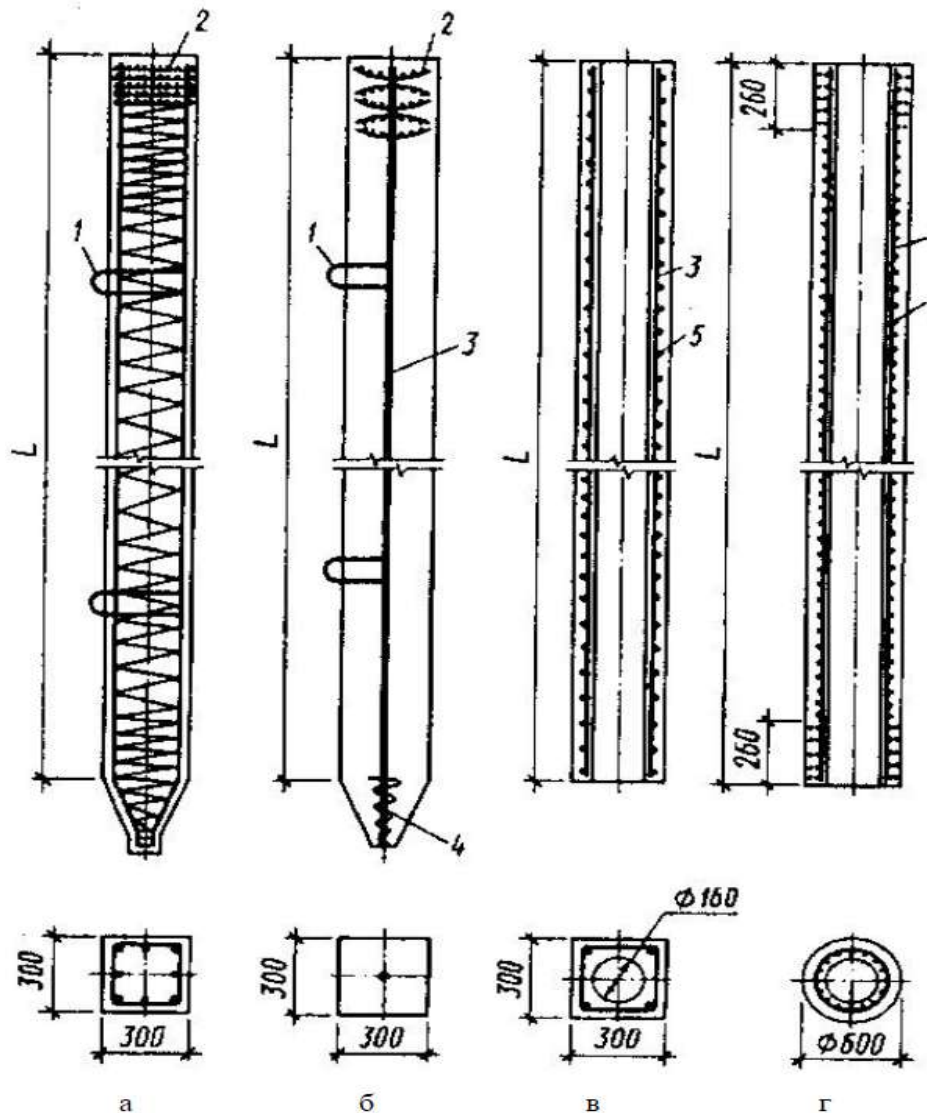


Рисунок 1.6 – Конструктивне рішення готових залізобетонних паль:
 а – призматична з поперечним армуванням стовбура; б – те саме, без поперечного армування стовбура; в – те саме, з круглою порожниною; г – порожниста кругла; 1 – стропувальна петля; 2 – арматурні сітки голови; 3 – поздовжня арматура; 4 – спіраль вістря; 5 – поперечна спіральна арматура

Забивні палі без поперечного армування застосовують під час прорізання палями пісків середньої щільності та пухких, супісків пластичних та текучих, суглинків та глин від тугопластичних до текучих, а також їх не використовують, якщо на фундамент передаються значні горизонтальні навантаження і на територіях з сейсмічністю більше 6 балів.

Для полегшення ваги залізобетонних паль застосовують пустотні палі з відкритим або закритим нижнім кінцем.

Залізобетонні палі заводського виготовлення підрозділяються на типи [3]:

П – цільні, суцільного квадратного перерізу з поперечним армуванням стовбура;

ПН – цільні, суцільного квадратного перерізу з поперечним армуванням стовбура з напруженою арматурою;

ПП – цільні, квадратного перерізу з круглою порожниною з ненапруженою арматурою;

ППН – цільні, квадратного перерізу з круглою порожниною з напруженою арматурою;

ПЩ – цільні, квадратного суцільного перерізу без поперечного армування, з напруженою арматурою у центрі палі.

Забивні залізобетонні палі маркуються буквеними та цифровими позначками із зазначенням типу та стану арматури [3]. Марка палі складається з літерно-цифрових груп, розділених дефісами.

У першій групі зазначають позначку типу палі, вид її арматури (без позначки – стержні; др – дріт; к – канати), довжину у дециметрах і розміри грані перерізу у сантиметрах.

У другій групі зазначають: для попередньо напружених паль – клас напруженої арматурної сталі; для паль з ненапруженою арматурою – порядковий номер варіанта армування згідно з робочими кресленнями.

У третій групі зазначають:

– для складеної палі – тип стику, який позначається рядковими літерами: б – болтовий стик, з – зварний стик;

– для паль усіх типів (за необхідності) цифрами позначають додаткові характеристики, що відображають особливі умови застосування або конструктивні особливості.

Приклад умовної позначки палі типу ПН завдовжки 9000 мм, розмірами перерізу 400 мм, з напруженою стержневою арматурою класу Ат800: ПН90.40-Ат800.

Те саме з армуванням дротом Вр-II: ПНдр90.40-ВрII.

Приклад умовної позначки складеної палі типу ППН завдовжки 12000 мм, розмірами перерізу 350 мм, з напруженою арматурою А600, з болтовими стиками ППН120.35-А600-б.

Допускається приймати позначки марок паль відповідно до робочих креслеників на ці палі (робочі кресленики наводяться у серіях на палі і прийняті там маркування паль можуть дещо відрізнитись від запропонованих у державних стандартах).

Складені забивні палі застосовують у складних інженерно-геологічних умовах, коли щільні ґрунти залягають на великій глибині. Номенклатуру складених паль квадратного суцільного перерізу з поперечним армуванням стовбура згідно з серією 1.011.1-10, вип. 8 наведено в таблиці 1.2.

Різновидами забивних залізобетонних паль за конструкцією і способом занурення є:

а) палі-колони, надземна частина яких слугує колонами будівель (рис. 1.7, табл. 1.1);

б) палі, що занурюються в лідерні свердловини.

Таблиця 1.2 – Номенклатура складених паль квадратного суцільного перерізу з поперечним армуванням стовбура зі зварним стиком згідно з серією 1.011.1-10, вип. 8

	Марка ланки палі	
	Верхньої	нижньої
П14-30-3	П6-30ВС	П8-30НС
П15-30-3	П7-30ВС	
П16-30-3	П8-30ВС	
П17-30-3	П4-30ВС	П12-30НС
П18-30-3	П5-30ВС	
П19-30-3	П6-30ВС	
П20-30-3	П7-30ВС	
	П8-30ВС	
П14-35-3	П6-35ВС	П8-35НС
П15-35-3	П7-35ВС	
П16-35-3	П8-35ВС	
П17-35-3	П9-35ВС	
П18-35-3	П6-35ВС	П12-35НС
П19-35-3	П7-35ВС	
П20-35-3	П8-35ВС	
П21-35-3	П9-35ВС	
П22-35-3	П10-35ВС	
П23-35-3	П11-35ВС	
П24-35-3	П12-35ВС	

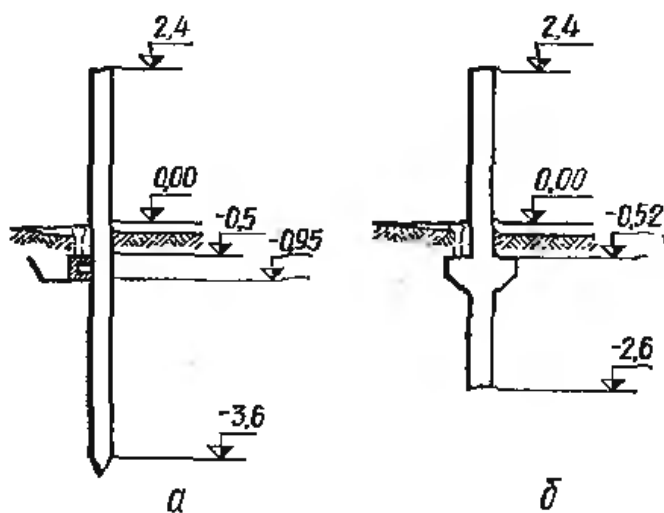


Рисунок 1.7 – Технічні рішення паль-колон:
a – призматичної форми; *б* – з консолями

Лідерні свердловини допускається передбачати при необхідності вимушеного проходження глинистих ґрунтів твердої або напівтвердої консистенції у випадках, коли за результатами пробного забивання або з досвіду будівництва встановлено, що занурити палі без лідерної свердловини неможливо. Лідерна свердловина улаштовується в межах твердого ґрунту, але не доводиться до нижнього кінця палі як мінімум на 1 м;

в) палі, що занурюються з підмивом ґрунту.

Підмив допускається передбачати переважно за необхідності проходження палями великої товщі піщаних ґрунтів.

На рис. 1.8 наведено конструктивні рішення пірамідальних паль.

Пірамідальні палі з малим кутом конусності ($2...4^\circ$) застосовуються в однорідних ґрунтах або коли більш щільний шар ґрунту розташований ближче до заданої поверхні.

Пірамідальні палі з великим кутом конусності ($4...14^\circ$) застосовуються в піщаних та глинистих ґрунтах середньої щільності, а також у просадкових ґрунтах I типу у вигляді куца або стрічки (за кількості рядів не більше двох).

Суттєвий ефект досягається за застосування пірамідальних паль під розпірні конструкції (рами), оскільки під час їх забивання утворюється значна зона ущільненого ґрунту, що дає змогу витримувати значні горизонтальні навантаження порівняно з іншими видами паль.

У таблиці 1.3 наведено номенклатуру пірамідальних паль з великим кутом конусності (за РСН 224-75).

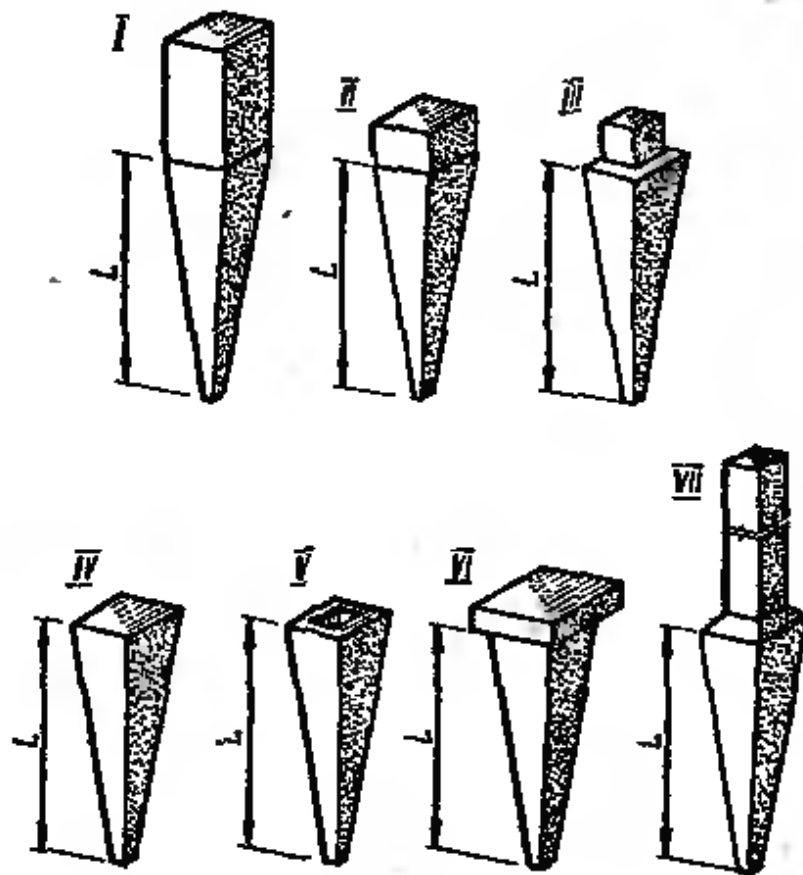


Рисунок 1.8 – Конструктивні рішення пірамідальних паль:
I, VII – палі-колони; II, III – палі, що занурюються за допомогою спеціального наголовника; IV – забивна паля; V – паля зі стаканом під колону; VI – паля з ростверком

Таблиця 1.3 – Номенклатура пірамідальних палей (РСН 224-75).

Марка палі	Кут конусності	Об'єм палі, м ³	Площа бокової поверхні, м ²	Маса палі, т
ПП-1,5-0,7	11° 19'	0,285	2,45	0,71
ПП-2-0,7	8° 32'	0,380	3,23	0,95
ПП-2-0,8	10° 37'	0,487	3,66	1,22
ПП-2,5-0,7	6° 51'	0,475	4,04	1,19
ПП-2,5-0,8	7° 59'	0,608	4,55	1,52
ПП-3,0-0,7	5° 43'	0,570	4,83	1,42
ПП-3,0-0,8	6° 39'	0,730	5,43	1,82
ПП-3,5-0,7	4° 54'	0,665	5,63	1,66
ПП-3,5-0,8	5° 43'	0,851	6,34	2,12
ПП-4,0-0,8	5° 00'	0,972	7,23	2,43
ПП-5,0-0,8	4° 00'	1,220	9,06	3,06
ПП-6,0-0,8	3° 20'	1,460	10,90	3,66

Примітка. Марка палі розшифровується таким чином: ПП – пірамідальна палія; перша цифра – довжина палі в м; друга цифра – сторона голови палі в м. Сторона перерізу підосви палі 100 мм.

Металеві палі

Застосовуються сталеві трубчасті палі діаметром до 0,8 м з бетонним заповнювачем. Бетонний заповнювач забезпечує роботу палі в випадку корозії металеві оболонки. Іноді як металеві палі використовують прокатні профілі. Досягається велика міцність, іноді застосовують в мостобудуванні. Переважна сфера використання трубчастих металевих палей – підсилення існуючих фундаментів.

Необхідна довжина палей досягається зварюванням окремих секцій. Довжина палей до 30 м. Нижня секція закінчується наконечником (рис. 1.9).

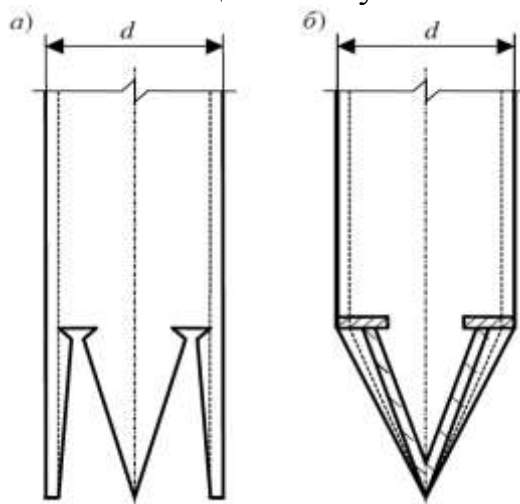


Рисунок 1.9 – Наконечник сталевої палі:

a – вирізання труби для утворення наконечника; *б* – сформований наконечник

Металеві палі мають незначну вагу порівняно з залізобетонними, що полегшує їх транспортування і дозволяє використовувати менш потужне обладнання для занурення.

Є варіанти використання металевих палей з відкритим нижнім кінцем. Метою в цьому випадку слугує полегшення занурювання палі. Результатом може бути паля з ґрунтовим осереддям, тоді ґрунт з порожнини палі не видаляють, інакше ґрунт із порожнини видаляють гідроелеватором або ерліфтом.

Різновидом металевих палей є *гвинтові палі*. Відрізняють одновиткові гвинтові палі (рис. 1.10) та багатовиткові палі-шурупи (рис. 1.11).

Гвинтові палі використовують для спорудження фундаментів: житлових будинків з SIP-панелей, канадських будинків, будинків з газоблоків, нежитлових приміщень, альтанок, парканів, пірсів, комунікаційних опор, сонячних панелей тощо.

Одновиткові гвинтові палі найчастіше мають діаметр лопаті від 300 до 1200 мм, діаметр труби від 108 до 325 мм, довжину до 12 м. Але нормами розміри гвинтових палей не обмежуються зазначеними габаритами. Відомі випадки застосування гвинтових палей з діаметром лопаті до 3 м і глибиною до 50 м. У такому разі несуча здатність таких палей наближалась до 1500 т.



Рисунок 1.10 – Одновиткові гвинтові палі

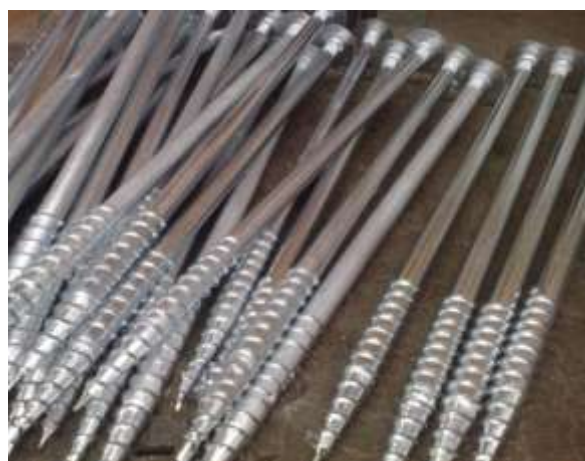


Рисунок 1.11 – Гвинтові палі – геошурупи

Діаметр лопатей гвинтової палі відповідно до міжнародного стандарту ICC AC358 (Helical Foundation Acceptance Criteria) може варіюватися від 200 до 350 мм. Палі діаметром 76 мм з діаметром лопаті 200 мм використовують під час встановлення фундаментів для альтанок, опор для огорож, сходів, настилів, автомобільних навісів, господарських приміщень, дитячих майданчиків, ігрових будиночків, садових і літніх будиночків, елементів ландшафтного дизайну. У середньому розрахункове навантаження на одну таку палю до 3 т.

За розміром лопатей гвинтові палі поділяються на широколопатевої (діаметр лопатей, як мінімум, в 1,5 раза перевершує діаметр стовбура) і вузьколопатевої. Широколопатевої палі завдяки збільшеній площі обпирання дуже ефективні в слабких ґрунтах.

Багатовиткові палі-шурупи з'явилися на ринку України порівняно недавно (останні 10–15 років). Вони використовуються за потреби швидкого зведення фундаменту (опори ЛЕП, опори контактної мережі залізниць, опори веж мобільного зв'язку, будівництво нафто- і газопроводів, тимчасових мостів та інших споруд, а також, меншою мірою, під час будівництва малоповерхових будинків).

Палі-шурупи мають діаметр труби від 42 до 219 мм, довжину до 8 м, довжину нарізної частини 650 – 1700 мм. Різні виробники пропонують різні варіанти геометричних розмірів. На рис. 1.12 наведено пропозиції фірми «ЕФЕКТБУД» щодо розмірів паль-шурупів.

Очікувана несуча здатність паль-шурупів 1,0 – 1,5 т.

Велике значення під час вибору гвинтової палі є товщина металу, з якого виготовлено стінки її стовбура. Необхідна товщина залежить не тільки від навантаження на палю, але й умов її експлуатації, зокрема щодо швидкості корозії. Адже зменшення товщини стінок палі внаслідок корозійних процесів в кінцевому підсумку призводить до скорочення терміну її служби. Відповідно до вищезгаданого стандарту ICC AC358 мінімальна товщина стінок стовбура палі має становити 8 мм в нейтральному ґрунті і 9,5 мм в ґрунті з підвищеною хімічною активністю.

Вітчизняні інженери, зрозуміло, теж усвідомлювали важливість такого параметра, як товщина металу, що використовується для виготовлення гвинтових паль. У довіднику «Палі і пальові фундаменти» під редакцією М. С. Метелюка та ін., виданому у Києві у 1977 році, зазначено, що стовбур палі має бути виготовлений з безшовної труби, виготовленої методом гарячого прокату, з товщиною стінок не менше 10 – 14 мм.

Необхідно враховувати товщину металу не тільки стовбура палі, але і її лопатей. Під час будівництва тимчасових або легких об'єктів допустимо використовувати палі з лопатями тонше 5 мм. Під час зведення великих споруд, розрахованих на тривалу експлуатацію, міжнародний стандарт рекомендує застосовувати палі, товщина лопатей яких становить 9,5–12,5 мм.

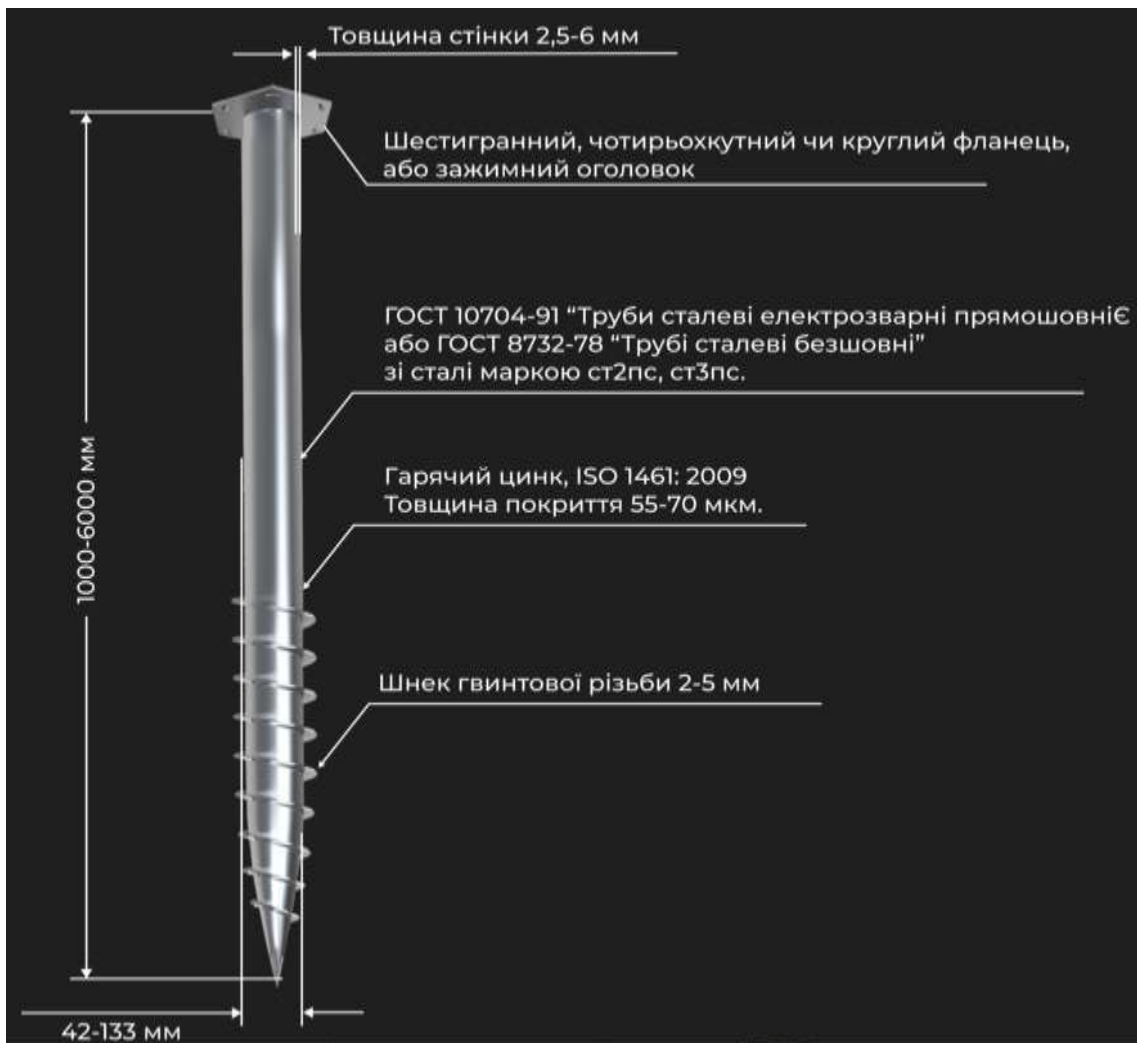


Рисунок 1.12 – Варіанти геометричних розмірів паль-шурупів за пропозиціями фірми «ЕФЕКТБУД»

Для зниження впливу корозійних процесів на міцність сталеві палі, яка встановлюється в агресивному ґрунті, не тільки збільшують товщину її стінок, але й наносять додаткове захисне покриття таких типів:

- ґрунт та антикорозійна фарба;
- полімерне (поліуретанове, епоксидне) покриття;
- гаряче цинкування.

Згідно з ІСС АС358 товщина захисного полімерного шару має бути не менше 400 мкм.

Перевагами гвинтового фундаменту є:

- можливість сприйняття значних висмикувальних навантажень;
- можливість влаштування взимку в промерзломому ґрунті,
- екологічність будівництва;
- відсутність земляних робіт;
- після монтажу не залишається будівельного сміття,
- у разі необхідності можна провести демонтаж палі і перенести споруду на іншу місцевість.

Бетонні палі

Без армування стовбура можуть виконуватись тільки набивні палі, міцність яких за матеріалом забезпечена бетоном.

Стовбури набивних палей армують переважно в оголовках. Суцільне або часткове армування стовбурів необхідне тільки для сприйняття значних згинальних моментів і горизонтальних сил.

На рис. 1.13 наведено варіанти армування стовбурів набивних палей.

Армування стовбура на всю глибину (рис. 1.13, а) передбачається за наявності слабких водонасичених глинистих ґрунтів на всій глибині палі, наявності карстових порожнин, сейсмічних впливів, роботи палей в умовах значних горизонтальних навантажень, наявності висмикувальних навантажень по всій глибині.

Часткове армування стовбура (рис. 1.13, б) передбачається за наявності слабких водонасичених глинистих ґрунтів в верхній частині палі на глибину h , наявності висмикувальних навантажень в межах верхньої частини палі, наявності в верхній частині палі внутрішніх зусиль, які не можуть бути сприйняті бетоном.

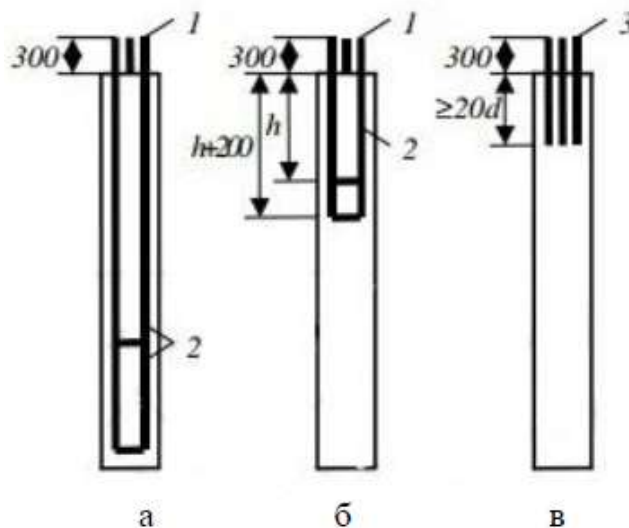


Рисунок 1.13 – Варіанти армування стовбурів набивних палей:

а – на всю глибину палі; б – на частину глибини палі; в – без армування;

1 – випуски арматури; 2 – арматурні каркаси; 3 – окремі стержні для зв'язку з ростверком; d – діаметр робочої арматури; h – глибина залягання слабких ґрунтів

Палі є бетонною (рис. 1.13, в) за умови сприйняття лише вертикального навантаження, розміщення у глинистих ґрунтах з показником текучості $I_L \leq 0,4$. В цьому випадку виконується конструктивне армування голови палі окремими стержнями для зв'язку з ростверком.

1.2 Види набивних палей

Технологію улаштування набивних палей вперше запропонував інженер А. Е. Страус, який застосовував їх у 1899 р. на будівництві

будівель управління Південно-західними залізницями Росії (м. Київ). До недоліків палі Страусса відносяться низька продуктивність робіт внаслідок ручного буріння свердловин та труднощі контролю за суцільністю стовбура за наявності ґрунтових вод. Хоча нині палі Страусса в первісному вигляді не застосовують, на основі цього принципу створено сімейство конструкцій сучасних видів набивних палі.

Набивні палі одержали широке застосування у різних країнах світу на початку ХХ ст. Крім палі Страусса тоді з'явилися й інші їхні системи: «Компрессоль» (Франція, 1900 р. конструкція, запропонована Дюлак), «Симплекс» (США, 1903 р., запропонована Ф. Шуманом), «Франки» і «Франкіньоль» (Франція, 1909, запропоновані Ф. Франкіньолем) та ін.

До початку 1990-х років в Україні переважно використовувались забивні залізобетонні палі (95 % загальної кількості палевих фундаментів). Набивні палі раніше застосовували в тих випадках, коли не можна було використовувати забивні палі через вібрації, або коли набивні палі є єдино можливим варіантом (наприклад, дуже значні навантаження).

За останні 30 років виникли значні зміни щодо технічних можливостей ведення робіт нульового циклу. На будівельному ринку з'явилися потужні організації, що володіють сучасними технологіями проведення геотехнічних робіт та відповідним обладнанням. Зросли можливості техніки буріння, віброзанурення, бетонування, а також машин для влаштування набивних палі. Все це поширило застосування бурових і набивних палі різноманітних довжин та діаметрів, зумовило появу нових технологій і нових конструкцій набивних палі.

Поняття «набивні палі» об'єднує велику кількість різних конструкцій палі і методів їх виготовлення. Але для всіх видів набивних палі принципово спільною є основна технологічна схема: в ґрунті тим чи іншим методом влаштовують свердловину, яку потім заповнюють бетоном.

Ці технології можна розділити на три групи:

- ✓ улаштування палі з вийманням ґрунту,
- ✓ улаштування палі без виймання ґрунту,
- ✓ улаштування палі з частковим вийманням ґрунту.

До першої групи відносяться бурові палі (*replacement piles*), що бетонуються у попередньо пробурених свердловинах з розширенням або без нього, ґрунт з яких витягується на поверхню.

До другої групи входять набивні палі (*displacement piles*), що виконуються у свердловинах, утворених внаслідок витіснення ґрунту під час занурення в нього труб з закритим нижнім кінцем, сердечників та інших спеціальних снарядів.

Палі, утворені з частковим вийманням ґрунту (*small displacement piles*) відносяться до третьої групи, коли технологія передбачає часткове витягування ґрунту у комплексі з примусовим витісненням ґрунту.

Застосування того чи іншого способу улаштування свердловини і способу заповнення її бетоном залежить від багатьох чинників: геолого- і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, експлуатаційних вимог до пільових фундаментів, механоозброєності будівництва і под.

Стандартних марок набивних пиль не існує. В основу їх класифікації покладено способи влаштування свердловин, методи улаштування палі і методи бетонування стовбура. Іноді назва палі визначається маркою устаткування, що використовується для її влаштування (палі «Фундекс» (Нідерланди), «Беното» (Франція), «Като» (Японія) тощо).

Способи улаштування свердловин наведено на рис. 1.14.



Рисунок 1.14 – Способи улаштування свердловин для набивних пиль

Номенклатуру бурових палів, прийняту до 1990 р., наведено у таблиці 1.4. У таблиці 1.5 наведено способи виготовлення відповідних буронабивних палів.

Нині вітчизняні бурові агрегати представлені бурильними машинами БМ 811, що базуються на машині Урал 4320, пально-буровими установками (ПБУ) на базі крана МКГ-25 БР, будівельна бурильна машина СБМ80, СБМ150. До сих пір застосовуються і радянські моделі бурових установок, такі як БІЗ-3М, СО-2, УСГ-010, ЛБУ-50.

Таблиця 1.4 – Номенклатура буронабивних палів

Тип палі	Діаметр, мм		Довжина палі, м	Висота розширення, м	Об'єм розширення, м ³
	ствола	розширення			
БПС	500	1200	10-30	0,67	0,439
		1400			0,565
		1600			0,708
	600	1600	10-30	0,82	0,903
800	1800	1,600			
1000	-	-			
1200	-	-			
БПВ _Г	600	1600	10-20	0,60	0,679
БПВ _О	600	1600	10-30	0,60	0,679
	800	1800		0,80	1,196
БПВ	880	-	10-50	-	-
	980				
	1080				
	1180				
БПС _М	400	-	2-4	-	-
	500				

Таблиця 1.5 – Способи виготовлення буронабивних палів

Тип палі	Спосіб виготовлення палі	Обладнання
БПС	Обертальним бурінням у стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловини	Верстати СО-2
БПВ _Г	Обертальним бурінням у нестійких водонасичених ґрунтах з закріпленням стінок глинистим розчином	Верстати СО-1200
БПВ _О	Обертальним та ударно-канатним бурінням у нестійких водонасичених ґрунтах з закріпленням стінок свердловини трубами, які залишаються в ґрунті	Верстати УРБ-ЗАМ
БПВ	Те саме, з витягуванням інвентарних обсадних труб	Верстати СП-45, верстати зарубіжних фірм
БПС _М	Обертальним бурінням у сухих стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловини.	Ямобури

Застосовують такі способи бетонування стовбура палі: прямий з застосуванням вертикально переміщеної труби (ВПТ), під глинистим розчином, під захистом обсадної труби, бетонування з трамбуванням, пневмо- і гідропресування, віброштампування, роздільне бетонування та ін.

Найбільш поширеними видами набивних паль, що улаштовуються без виймання ґрунту, є частотрамбовані, вібронабивні та віброштамповані палі.

Для збільшення несучої здатності набивних паль влаштовуються одне або декілька розширень стовбура.

Способи утворення розширення такі:

- механічне трамбування;
- механічне розбурювання сухим способом або під глинистим розчином;
- гідро- і електромеханічне роздавлення;
- термомеханічне буріння,
- вібраційне ущільнення, пневмо- і гідропресування;
- підземний (камуфлетний) вибух.

Найбільш поширеними в світі є фундаменти із буронабивних паль. Цей метод є традиційним, добре апробованим і забезпеченим нормативними рекомендаціями. Фундаменти на буронабивних палях надійні, сприймають великі навантаження, параметри паль легко контролюються в процесі ведення робіт. Внаслідок відсутності динамічних впливів зручні в умовах щільної міської забудови. Буронабивні палі використовуються також для улаштування підпірних стін.

Сухий спосіб буріння свердловини можна застосувати в стійких ґрунтах (просідаючі і глинисті твердої, напівтвердої і тугопластичної консистенції), які можуть тримати стінки свердловини. Бетонну суміш в свердловині ущільнюють за допомогою вібраторів, закріплених на приймальній воронці бетонолітної труби. За цією технологією найчастіше виготовляють буронабивні палі діаметром 400, 500, 600, 1000 і 1200 мм і довжиною до 30 м.

Спосіб буріння під глинистим розчином вперше був застосований на початку 30-х років ХХ ст. у СРСР. Глинистий розчин, маючи більшу масу, ніж у води, створює надлишковий тиск, що затримує частинки ґрунту на поверхні стінок свердловини і утримує їх від обвалення. Глинистий розчин готують зі спеціальних тонкодисперсних бентонітових глин.

Палі під глинистим розчином влаштовують в мулистих або просідаючих, в нестійких обводнених ґрунтах, а також за високого рівня ґрунтових вод, тобто у всіх випадках, коли неможливо через обпливання стінок свердловини вести бурові роботи сухим способом. Буронабивні палі виконуються діаметром від 630 мм до 1500 мм, глибиною до 50 м.

Улаштування буронабивних паль з кріпленням стінок свердловин обсадними трубами можливо в будь-яких геологічних і гідрогеологічних умовах. Обсадні труби можна залишати в ґрунті або витягувати з

свердловин в процесі виготовлення паль (інвентарні труби). Секції обсадних труб, як правило, з'єднують стиками спеціальної конструкції або за допомогою зварювання. Занурюють обсадні труби в процесі буріння свердловини гідродомкратами, а також за допомогою забивання труби в ґрунт або віброзануренням. Після зачистки забою і установа в свердловині арматурного каркаса свердловину бетонують методом вертикально переміщеної труби (ВПТ). У міру заповнення свердловини бетонною сумішшю інвентарну обсадну трубу витягають. За цим методом можна виготовляти палі з максимальним діаметром до 2000 мм і до 80 м завдовжки.

З 1995 року в Україні почали застосовуватися нові технології улаштування паль – буроін'єкційні – скорочено CFA (від англ. continuous flight auger piles) або SOB (від нім. schnecken-ortbeton-pfahl). Свердловини під такі палі розробляють за допомогою безперервного порожнистого (прохідного) шнека. А з 2002 року з'явилися технології улаштування паль методом «розкочування» ґрунту, зокрема типу OMEGA (напірне бетонування через порожній «розкочувач» без виносу ґрунту на поверхню землі).

У таблиці 1.6 подано основні технічні характеристики сучасних технологій влаштування набивних паль, у таблиці 1.7 – технологічні параметри поширених бурових установок зарубіжного виробництва.

Відрізняють буроін'єкційні палі великих діаметрів (понад 0,3 м), що влаштовують шляхом забурювання у ґрунт порожнистого шнека на проектну глибину з подальшим заповненням свердловини бетонною сумішшю під тиском 100–150 кПа, яка подається бетононасосом у процесі підйому шнека через клапан у його нижньому торці [2].

Буроін'єкційні палі малих діаметрів (0,3 м і менше) влаштовують у пробурених свердловинах шляхом нагнітання (ін'єкції) дрібнозернистої бетонної суміші або цементно-піщаного розчину через порожнистий шнек з лопатями малої ширини. В деяких випадках під час проходження нестійких водонасичених ґрунтів буріння ведуть під захистом глинистого розчину або обсадних труб. Після бетонування і встановлення арматурних каркасів здійснюють опресування розчину в свердловині тиском 200–400 кПа [2].

Буроін'єкційні палі малих діаметрів використовуються в процесі підсилення фундаментів існуючих будівель в умовах щільної забудови і в підвальних приміщеннях, а також у разі улаштування так званих «екранів» для захисту фундаментів неглибокого закладання від впливу зовнішніх факторів під час будівельних робіт.

Різновидом буроін'єкційних паль є також палі, що виготовляються з використанням розрядно-імпульсної технології для ущільнення навколопального ґрунту (палі РІТ).

Таблиця 1.6 – Основні технічні характеристики сучасних технологій влаштування набивних паль

Опис технології	Допоміжне обладнання	Робочий орган для формування свердловини	Спосіб подавання бетону	Максимальний діаметр палі, мм	Максимальна довжина палі, м	Іноземна назва технології
З вийманням ґрунту						
Прохідний шнек	Кран, вібратор, бетоновоз, бетононасос, екскаватор	Безперервний порожнистий шнек	Через порожнину шнека	1400	33	CFA, SOB
Улаштування паль під захистом обсадних труб з витягуванням ґрунту шнеками або спеціальним буровим інструментом, закріпленим на кінці телескопічної штанги (штанги Келлі)	Кран, бетоновоз, бетононасос, екскаватор	Обсадна труба з армованим нижнім торцем	ВПТ, бетонолітні труби	2000	60	Kelly drilling, Reverse circulation drilling
Подвійне обертання	Кран, бетоновоз, бетононасос, екскаватор	Обсадна труба зі шнеком всередині	Через порожнину шнека	1000	26	Double Rotary, CAP, DKS, FOW
Без виймання ґрунту						
З загвинчуванням обсадної труби з башмаком, що втрачається	Кран, бетоновоз, баддя	Бурова труба	ВПТ або скидання у трубу	700	32	Fundex, Atlas, Omega
Вібраційне занурення бурової труби з башмаком, що втрачається	Кран, вібратор, бетоновоз, бетононасос	Бурова труба	ВПТ або скидання у трубу	900	30	RED BULL
Забивання обсадної труби з башмаком, що втрачається, і витягування її вібратором	Кран, молот, вібратор, бетоновоз, бетононасос	Бурова труба	ВПТ або скидання у трубу	700	37	Vibrex, Syper Vibrex
З розкочуванням навколопального ґрунту (палі витіснення)	Кран, вібратор, бетоновоз, бетононасос	Бурова труба з еліпсідним шнеком-розкатником	Подавання під тиском через трубу	800	30	SDP, DDS, Displacement, VdW, Full displacement piling (FDP), Omega

Таблиця 1.7 – Технологічні параметри поширених бурових установок зарубіжного виробництва

Фірма-виробник, марка установки	Підтримувані технології						
	З вийманням ґрунту			Без виймання ґрунту			
	1.1	1.2	1.3	2.1	2.2	2.3	2.4
SoilMec (Італія) SF-120	<u>31</u> 1200		<u>25</u> 800				<u>28</u> 800
SoilMec (Італія) SR-70	<u>25,5</u> 1200	<u>77</u> 2000	<u>23,5</u> 800				
Fundex (Нідерланди) F3500	<u>26</u> 600			<u>35</u> 720		<u>35</u> 720	
Fundex (Нідерланди) F2800				<u>25</u> 720		<u>25</u> 720	
Bauer (Німеччина) BG-28	<u>25,5</u> 1200	<u>73</u> 2100	<u>16</u> 880				<u>17</u> 880
Bauer (Німеччина) BG-36	<u>17,2</u> 1200	<u>68,6</u> 2500					<u>17</u> 880
Bauer (Німеччина) BG-40	<u>27,2</u> 1200	<u>80,5</u> 2500	<u>17,9</u> 1180				<u>26</u> 880
Junttan (Фінляндія) PM-26	<u>23,4</u> 800	<u>41</u> 1500		<u>32</u> 600			
Junttan (Фінляндія) PM-28-40	<u>21</u> 1200	<u>41</u> 2000		<u>35</u> 800			
Casagrande (Італія) B300	<u>29</u> 1200	<u>66,7</u> 2500	<u>21</u> 500				
Casagrande (Італія) B180HD	<u>21,7</u> 1200	<u>67</u> 1800					
Liebherr (Німеччина) LRB-255	<u>23</u> 1000	<u>52</u> 1800	<u>18,5</u> 900		<u>30</u> 610		
Liebherr (Німеччина) LRB-155	<u>21</u> 1000	<u>52</u> 1200	<u>21</u> 900		<u>24</u> 610		
CMV (Італія) CMV TH 16	<u>21</u> 1000	<u>49,5</u> 1500					
CMV (Італія) CMV TH 26	<u>27</u> 1200	<u>50</u> 2000					

Примітка. Умовні позначення:

а) 1.1 – прохідний шнек; 1.2 – улаштування паль під захистом обсадних труб; 1.3 – технологія подвійного обертання; 2.1 – з зануренням обсадної труби з башмаком, що втрачається; 2.2 – з вібраційним зануренням обсадної труби; 2.3 – з забиванням і вібраційним витягуванням обсадної труби; 2.4 – палі витіснення;

б) для підтримуваних технологій над ризикою вказана максимальна довжина палі (м), під ризикою - максимальний діаметр палі (мм)

Технологія улаштування фундаментів з буроін'єкційних паль великих діаметрів (технологія прохідного шнека) отримала застосування в Україні у 1994 – 1995 рр. за допомогою бурових установок фірми «САЛЕТАНЖ». Паралельно українською фірмою «Фундамент» разом з інститутом «Укрспецмонтажпроект» був розроблений дослідний зразок бурової установки УБЦ-1 (установка безперервного циклу) із вітчизняних

комплектуючих на базі крана МКГ-25 БР, який успішно пройшов випробування. Наразі ці бурові установки оснащені комп'ютерною системою контролю параметрів продавлюваної палі, розробленої фахівцями КНУБА.

Більш потужні бурові установки зарубіжного виробництва (німецька Bauer BG-25, BG-22, BG-18, італійська Casagrande C-600, C-6, італійська SoilMec SF-120, SR-70, німецька Liebherr LRB-255, LRB-155) використовуються для улаштування буроін'єкційних паль діаметром 700÷1200 мм до 30 м глибини.

Також затребуваними є бурові установки Trive 150 LS, Solitek S45 (Італія), Bauer MBG12 (Німеччина), Zoomlion ZR360C, SANY SR235C10 (Китай), КАТО (Японія).

Технологічну послідовність влаштування паль за допомогою прохідного шнека наведено на рис. 1.15 [4].

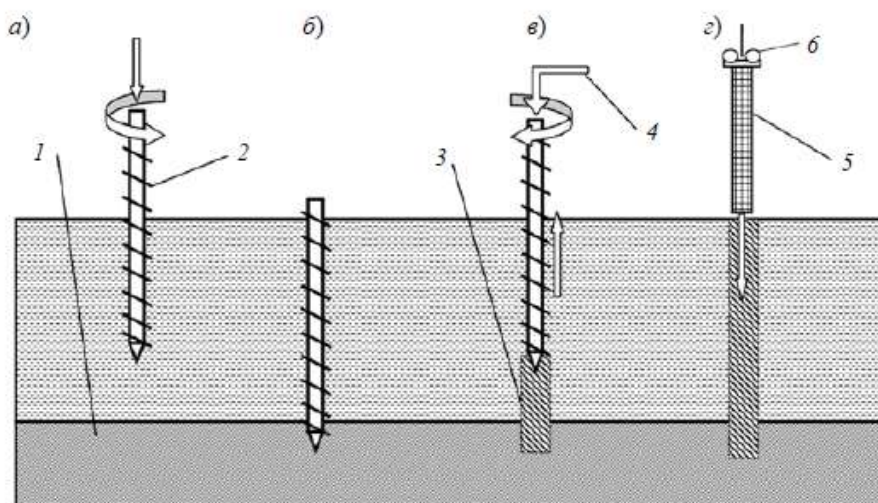


Рисунок 1.15 – Технологічна послідовність влаштування паль за допомогою прохідного шнека: *а, б* – загвинчування шнека до проєктної позначки; *в* – витягування шнека з одночасним заповненням свердловини бетоном під тиском; *г* – встановлення арматурного каркаса в свіжоукладений бетон за допомогою вібрації або задавлювання; 1 – несучий шар ґрунту; 2 – прохідний шнек; 3 – заповнена бетоном свердловина в ґрунті; 4 – напрям подавання бетону в свердловину через порожнину шнека; 5 – арматурний каркас; 6 – вібратор на гаку крана

Недоліком технології прохідного шнека є можливість розуцільнення ґрунту під час буріння, підсмоктування ґрунту у свердловину, що може призвести до деформації сусідніх будівель внаслідок виносу ґрунту (механічної суфозії) із основи існуючих фундаментів.

Подібних недоліків позбавлені **палі, влаштовані методом «подвійного обертання робочих елементів»**. Палі влаштовують у свердловинах, пробурених безперервним прохідним шнеком під захистом обсадної труби [4]. Ця технологія називається Double Rotary (від англ.

подвійне обертання), FOW system (від англ. front-of-wall system) або VDW-system (від німецького der-wand system).

Під час влаштування паль за технологією Double Rotary свердловини бурять під захистом інвентарної труби за одночасного правого обертання прохідного шнека всередині обсадної труби і лівому обертанні труби.

За цим методом можна виготовляти палі з максимальним діаметром 1000 мм і до 26 м завдовжки (табл. 1.6). Основні переваги: гарантія якості заповнення свердловини під час подавання бетону під тиском бетононасоса, відсутність зсувних деформацій і випирання під час роботи впритул до сусідніх будівель.

Палі, що виготовляються з використанням розрядно-імпульсної технології (палі РІТ). Суть розрядно-імпульсної технології полягає в тому, що свердловину, заповнену дрібнозернистим бетоном або цементним розчином, обробляють серією високовольтних електричних розрядів. В такому разі виникає електрогідравлічний ефект, внаслідок якого формується стовбур палі або корінь анкера, цементується і ущільнюється оточуючий ґрунт. Початковий діаметр свердловини (130–300 мм) внаслідок обробки серією розрядів може бути збільшений більше ніж у два рази, залежно від енергії, що подається у свердловину, і гідрогеологічних умов майданчика. Ґрунт навколо палі ущільнюється, а пористість в зоні впливу ударного імпульсу знижується.

Для обробки бетонної суміші або цементного розчину електричними розрядами використовують генератор імпульсних струмів (ГІС). Генератор з'єднують з випромінювачем енергії, встановленим у свердловині, заповненій бетонною сумішшю. Схему формування паль РІТ наведено на рис. 1.16.

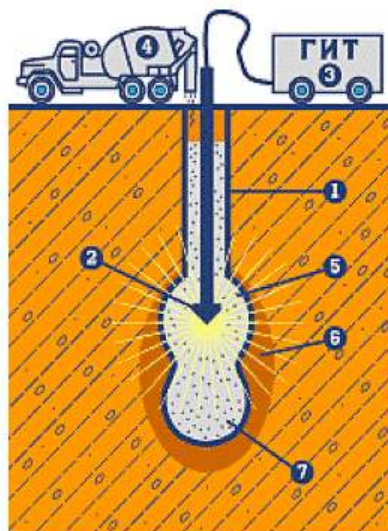


Рисунок 1.16 – Схема формування паль РІТ:

1 – свердловина до обробки; 2 – електродна система; 3 – генератор імпульсних струмів; 4 – бетононасос; 5 – зона цементації ґрунту; 6 – зона ущільнення ґрунту; 7 – камуфлетне розширення в основі палі

У разі використання енергії розрядних імпульсів до 60 кДж динамічні впливи, що виникають за межами зони обробки, незначні і не чинять негативного впливу на поряд розташовані об'єкти. Розрядно-імпульсна технологія екологічно нешкідлива, дозволяє влаштовувати палі і анкери різної форми з розширеннями в одному або декількох рівнях.

Технологія РІТ може бути використана як під час нового будівництва, так і під час реконструкції і підсиленні фундаментів.

Технологія з загвинчуванням обсадної труби з башмаком, що втрачається. У ґрунт угвинчується і одночасно задавлюється порожниста обсадна труба з башмаком, що втрачається, із подальшим заповненням стовбура бетоном і витягуванням труби [4] (рис. 1.17).

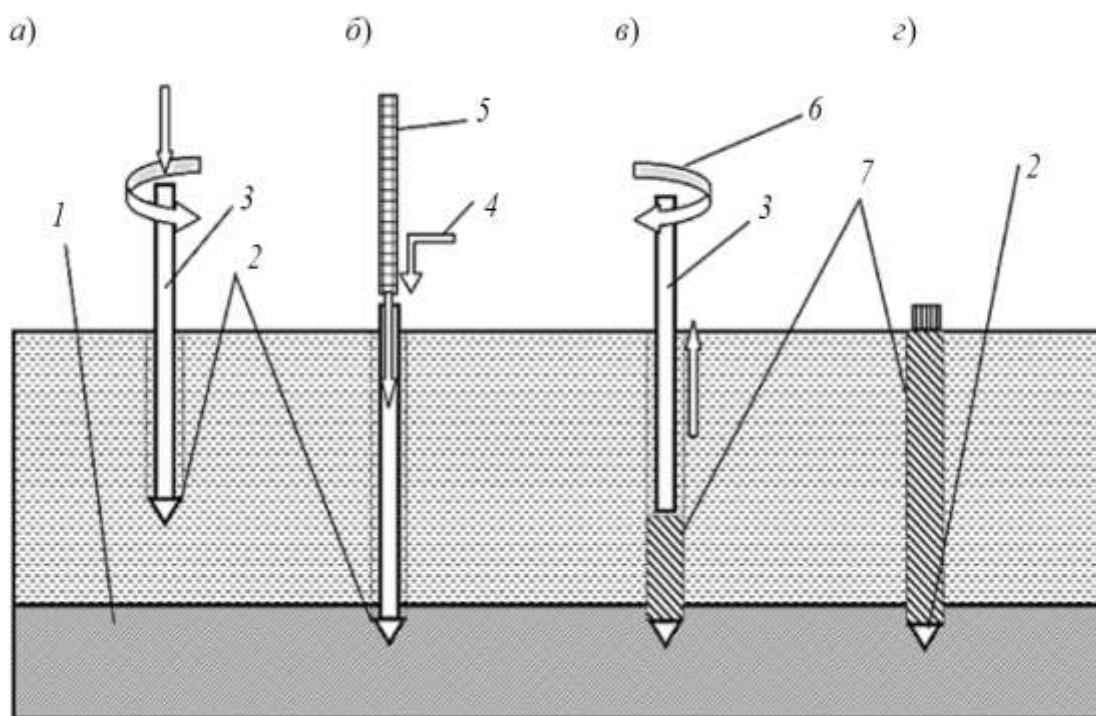


Рисунок 1.17 – Технологічна послідовність влаштування палі з загвинчуванням обсадної труби з башмаком, що втрачається:

1 – щільний ґрунт; 2 – башмак, що втрачається; 3 – обсадна труба; 4 – подавання бетону баддею або бетононасосом; 5 – арматурний каркас; 6 – напрям обертання обсадної труби під час вигвинчування; 7 – паля у ґрунті

Найбільш значне поширення з таких технологій одержали технології «Фундекс», «Атлас», «Олів'є», «Омега» (Fundex, Atlas, Omega) (табл. 1.6).

У технології «Фундекс» використовується чавунний башмак з діаметром, що перевищує зовнішній діаметр обсадної труби (рис. 1.18). У процесі занурення бурового інструмента ґрунт розсувається в радіальному напрямку і одночасно ущільнюється. Технологію розроблено в Нідерландах у 1960-х роках.

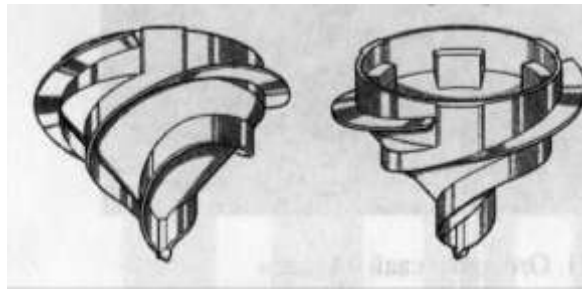


Рисунок 1.18 – Чавунний башмак, що втрачається, за технологією «Фундекс»

У технологіях «Атлас» та «Олів'є» внутрішній діаметр башмака дорівнює діаметру труби, додатково бурова труба знизу оснащена гвинтовою різальною поверхнею (рис. 1.19). Технології розроблено в Бельгії.

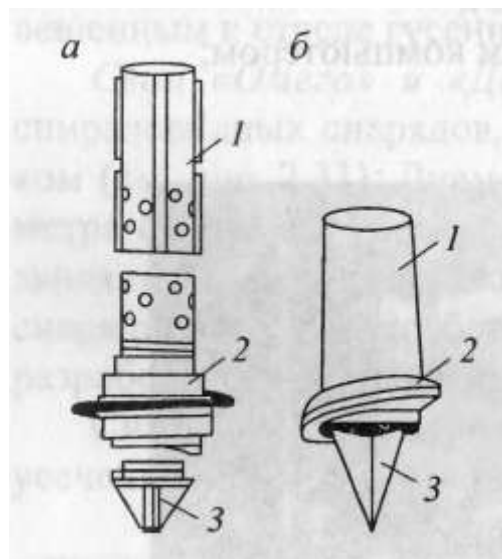


Рисунок 1.19 – Гвинтові наконечники для виготовлення паль «Атлас» (а) і «Олів'є» (б): 1 – бурова труба з різучим наконечником 2; 3 – чавунний башмак, що втрачається

Отримана паля має характерну кручену форму стовбура. На верхньому торці бурова труба жорстко з'єднана з приймальним бункером висотою 2,4 м (рис. 1.20). У деяких випадках каркас опускають у заповнену бетоном свердловину як в технології прохідного шнека.

У технології «Омега» аналогічно до технології «Атлас» бурова труба має на нижньому торці гвинтовий різальний наконечник у вигляді конуса з гвинтовою лопаттю (рис. 1.21). Ущільнення ґрунту під час занурення бурової труби здійснюється аналогічно методу розкочування (див. нижче), але пристрій має башмак (рис. 1.25), що втрачається, завдяки чому технологія може бути віднесена і до технологій з загвинчуванням обсадної труби з башмаком, що втрачається, і до технологій улаштування палових фундаментів методом ущільнення (розкочування) ґрунту.

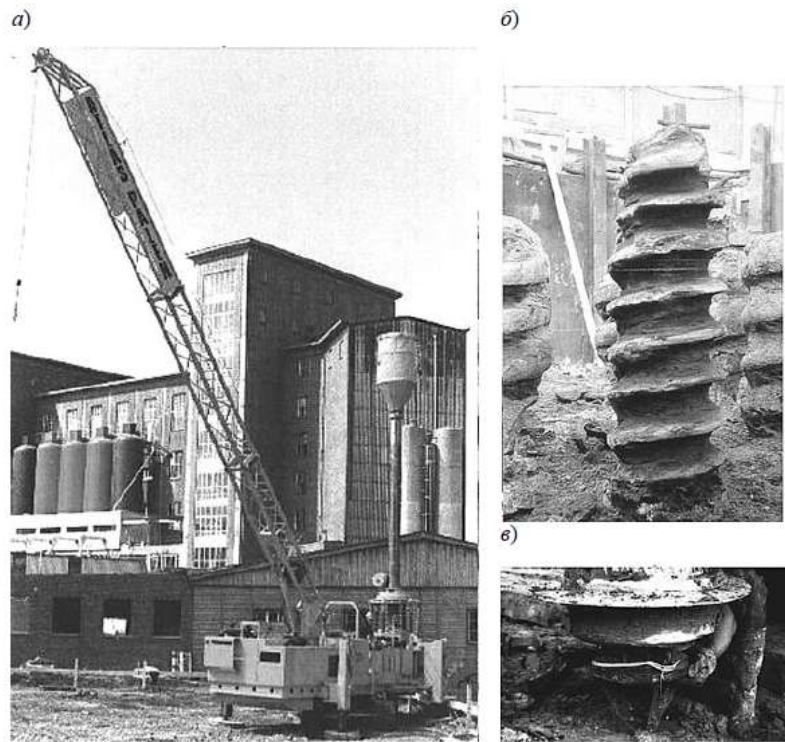


Рисунок 1.20 – Технологія «Атлас»: *а* – бурова установка; *б* – тіло палі у ґрунті; *в* – наконечник бурової установки



Рисунок 1.21 – Загальний вигляд установки для виготовлення палі за технологією «Омега»

Технологія з вібраційним зануренням обсадної труби з башмаком, що втрачається. Обсадна труба з башмаком, що втрачається, плоскої або конусоподібної форми (можуть виготовлятися з металу або залізобетону) занурюється у ґрунт під дією вібраційного впливу віброзанурювача, жорстко закріпленого на верхньому торці обсадної труби [4] (рис. 1.22).

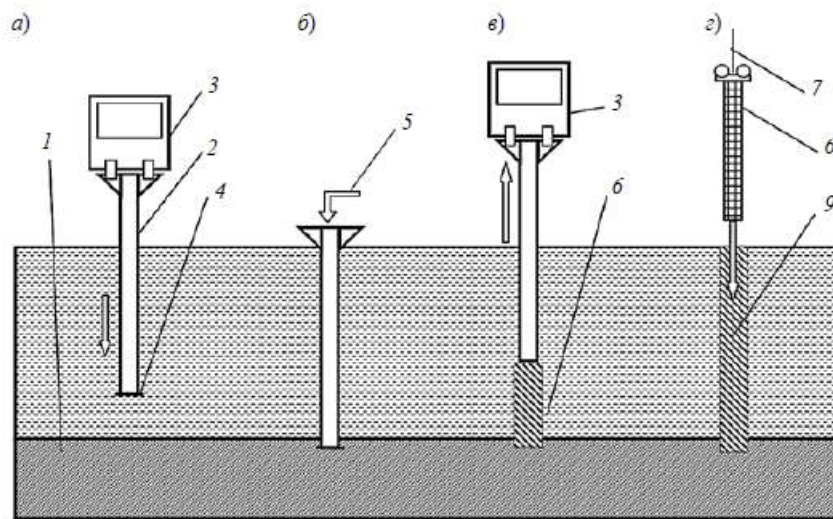


Рисунок 1.22 – Технологічна послідовність влаштування вібронабивної палі:

а), б) – вібраційне занурення обсадної труби до проектної позначки; в) – ущільнення бетонної суміші в стовбурі палі під час вібраційного витягування труби; г) – вібраційне занурення арматурного каркаса у свіжоукладений бетон (каркас допускається встановлювати в трубу до заповнення її бетоном);

1 – щільний ґрунт; 2 – обсадна труба; 3 – віброзанурювач; 4 – башмак, що втрачається; 5 – подавання бетону баддею або бетононасосом; 6 – стовбур свердловини, заповнений бетоном; 7 – вібратор на крані для занурення арматурного каркаса; 8 – арматурний каркас; 9 – палія у ґрунті

У стійких глинистих ґрунтах можна виготовляти палі без виймання ґрунту методом вібраційного пробивання трубою з закритим нижнім кінцем.

Технологія з забиванням обсадної труби з башмаком, що втрачається. Найбільш використовуваними технологіями цієї групи є: частотрамбовані, вібронабивні палі, палі Franki, палі Vibrex та Super Vibrex.

Частотрамбовані палі влаштовуються таким чином: інвентарна труба, що має на кінці потовщення і вільно опирається на чавунний або залізобетонний башмак, забивається в ґрунт спеціальним копром. Після забивання на проектну глибину в трубу подається бетон і молот копра виконує часті удари. Бетон трамбується, а труба поступово витягується з ґрунту. Палі мають діаметр до 426 мм і глибину до 25 м.

Вібронабивні палі влаштовують таким чином: у ґрунт за допомогою віброзанурювача, підвішеного до екскаватора, занурюють сталеву обсадну трубу, що має на кінці знімний залізобетонний башмак. Після занурення труби віброзанурювач знімають і внутрішню порожнину труби заповнюють на висоту 0,8 – 1,0 м бетонної сумішшю. За допомогою

трамбувальної штанги, підвішеної до віброзанурювачів, суміш трамбують, внаслідок чого вона разом з башмаком вдавлюється в ґрунт, утворюючи розширену п'яту. Заповнивши бетонної сумішшю обсадну трубу, її витягують з ґрунту за допомогою екскаватора за працюючого віброзанурювача.

Палі типу «Franki» виготовляють у свердловині, утвореній забиванням інвентарної сталеві труби з пробкою з жорсткого бетону на кінці. Після досягнення проєктної позначки утворюється розширена п'ята шляхом подавання порції бетону і втрамбування її у ґрунт під час вибивання бетонної пробки. За рахунок ущільнення оточуючого ґрунту бетоном діаметр стовбура палі на 10-20 % більше внутрішнього діаметра обсадної труби.

Палі «Franki» можуть бути нахиленими з кутом нахилу до 14°. Технологічну послідовність виконання палей «Franki» наведено на рис. 1.23.

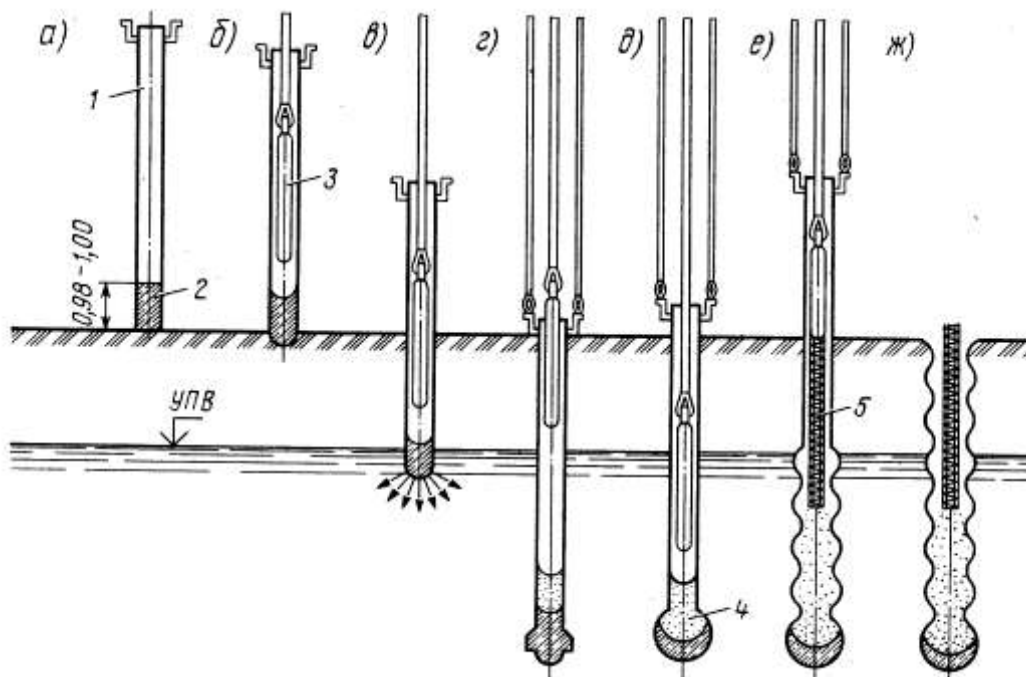


Рисунок 1.23 – Технологічна послідовність виконання палей «Franki»:
 а) – встановлення труби з бетонною пробкою; б) – опускання трамбівки-молота; в) – занурення труби (пробка тягне за собою трубу); г) – вибивання пробки з труби для утворення розширення; д) – формування розширення; е) – бетонування палі порціями бетону з ущільненням молотом; ж) – готова паля;

1 – інвентарна труба; 2 – бетонна пробка; 3 – трамбівка-молот;
 4 – розширення; 5 – арматурний каркас

Палі Vibrex та Super Vibrex. Виготовлення палей за цими технологіями – це забивання інвентарної обсадної труби і витягування її за допомогою вібратора. Нижній кінець обсадної труби закритий плоским башмаком, що втрачається. Арматурний каркас опускається всередину труби, труба

заповнюється бетонною сумішшю, яка ущільнюється під дією вібрації труби під час її витягування.

Технологія Super Vibrex (на відміну від Vibrex) передбачає улаштування розширеної п'яти палі з діаметром від 1,5 до 3,0 діаметрів стовбура. Розширення формується за рахунок повторного добивання труби після підняття її на висоту до двох метрів.

Технологія улаштування пальових фундаментів **методом ущільнення (розкочування) ґрунту (або гвинтового продавлювання) (drilled displacement piles)**. У ґрунт угвинчується бурова труба, оснащена спеціальним снарядом – еліпсоїдним шнеком-розкатником [5]. Снаряд (soil displacement auger (SDA) – від англ. шнек, що витісняє ґрунт) закріплюють на кінці бурової труби, діаметр якої менший за максимальний діаметр снаряда. Під час занурення снаряда ґрунт витісняється в сторони і навколо свердловини утворюється ущільнена зона (рис. 1.24, а, б). Після досягнення проекційної позначки в трубу подають литу дрібнозернисту бетонну суміш, яка в процесі вигвинчування снаряда виходить через отвори в ньому і заповнює свердловину (рис. 1.24, в, г, д). Шнек-розкатник є інвентарним устаткуванням і не залишається у ґрунті.

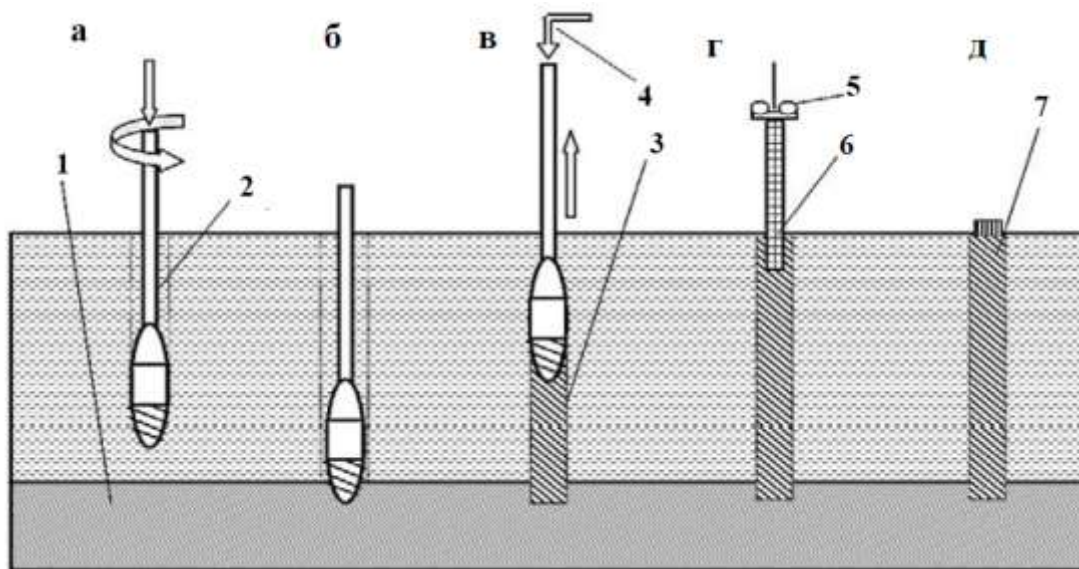


Рисунок 1.24 – Технологічна схема влаштування паль методом розкочування: 1 – щільний ґрунт; 2 – бурова труба; 3 – свердловина, що заповнюється бетоном; 4 – подавання бетону бетононасосом; 5 – вібратор, що підвішується на стрілу крана; 6 – арматурний каркас; 7 – пал' в ґрунті

Переваги паль витіснення: збільшення несучої здатності палі в 1,5–2 рази за зменшення її діаметра, підвищення продуктивності праці в 4–5 разів порівняно з буронабивними пал'ями, значна економія бетону. В цьому разі немає необхідності у вивезенні ґрунту, застосуванні обсадних труб і глинистого розчину, що особливо важливо в умовах щільної забудови міста.

Спосіб утворення свердловин спіралеподібним снарядом був запатентований українськими вченими Придніпровської ДАБА Феклиним В. І., Швецьом В. Б. та ін. у 1984 р. Для занурення спіралеподібних снарядів використовують бурові установки з обертальним приводом БУК-600, СО-2 тощо. У слабких ґрунтах несучу здатність паль можна підвищити шляхом багаторазового проходження і заповнення свердловини ґрунтом чи іншим матеріалом (цементно-піщана суміш, розчин, пісок). На останньому етапі свердловину заповнюють бетонною сумішшю з ущільненням. Перед бетонуванням у свердловину встановлюють арматурний каркас.

Пізніше аналогічні розробки були виконані і впроваджені у виробництво зарубіжними фірмами.

На рис. 1.25 наведено варіанти снарядів для розкочування свердловин різних зарубіжних фірм.

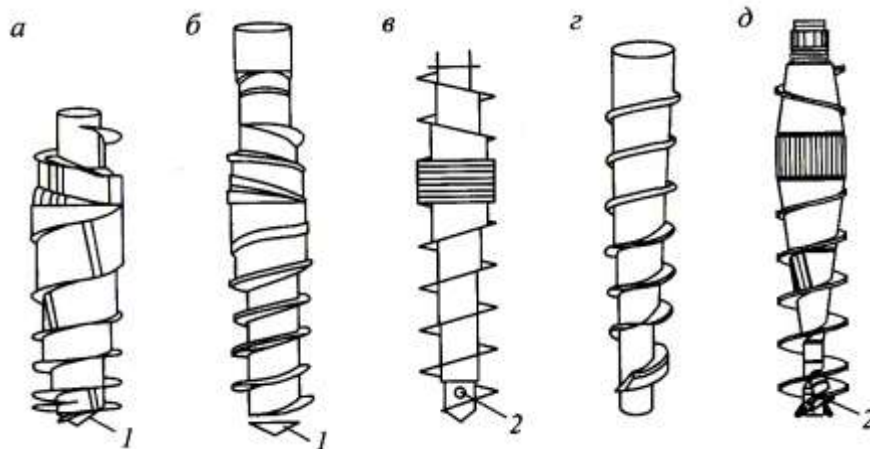


Рисунок 1.25 – Снаряди для розкочування свердловин різних зарубіжних фірм: *а* – «Омега»; *б* – «Де Вааль»; *в* – «Беркель»; *г* – «Скрюсол»; *д* – «Бауер»; 1 – башмак, що втрачається; 2 – отвір для подавання дрібнозернистої бетонної суміші

Палі, для яких свердловини утворюють забиванням в ґрунт металеві оболонки, що залишається в ґрунті. У ґрунт забивають металеву оболонку з сердечником (або без нього), потім видаляють сердцевину і заповнюють оболонку бетоном (палі систем Штерна, Маста, Раймонда, Монотюба, Макартура, Вильгельми, Луги та ін); забиту в ґрунт масивну металеву оболонку замінюють більш тонкою, що залишається в ґрунті з подальшим бетонуванням (палі систем Макартура, Вестерна і ін).

Палі такого типу не поширені в Україні.

Конструктивні особливості фундаментів із набивних паль

Можливе влаштування паль великого діаметра і значної довжини порівняно з готовими палями і, отже, кожна паля може сприймати значні зосередженні навантаження – до 10000 кН, що дає можливість в ряді

випадків відмовитись від влаштування ростверку або значно зменшити його розміри, влаштовувати по одній палі під колону.

Рекомендується застосовувати буронабивні палі довжиною більше 10 м і діаметром від 400 мм до 1700 мм.

Конструкції набивних паль можна легко змінити відповідно до різних видів ґрунтів, схем, навантажень тощо.

Переваги:

- незначні осідання;
- просте рішення вузла паля-колона;
- відсутність ростверка дозволяє вести монтажні роботи на нерозробленій поверхні.

- стволи набивних паль армують переважно в оголовках. Суцільне армування стволів необхідне тільки для сприйняття значних згинальних моментів і горизонтальних сил.

Сфера застосування:

- велике навантаження;
- складні геологічні умови;
- ґрунти з твердими включеннями (не можна забивати);
- стиснені умови будмайданчика;
- поблизу існуючих будівель і споруд, в яких можуть виникнути недопустимі деформації під час забивання або віброзанурення паль;
- різко коливається рівень залягання щільних ґрунтів несучого шару;
- відсутність залізобетонних паль.

2 ОСНОВНІ ВКАЗІВКИ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

2.1 Вибір глибини закладання ростверка

Глибину закладання ростверка вибирають, виходячи з конструктивних особливостей будівлі (вид основних вертикальних несучих елементів, наявність підвалу, підземних комунікацій тощо), конструктивної висоти ростверка, величини навантаження аналогічно глибині закладання фундаменту мілкового закладання [7].

Водночас, на відміну від фундаментів мілкового закладання, ростверк може бути повністю розташований у слабкому шарі ґрунту і в межах глибини сезонного промерзання.

2.2 Вибір довжини і поперечного перерізу паль

Довжину паль приймають залежно від інженерно-геологічних умов і величини навантаження, яке вони сприймають. Відповідно до [2] заглиблення набивних паль у несучі великоуламкові ґрунти, гравелісти, крупні та середньої крупності піски, пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,1$ має бути не менше 0,5 м, в інші нескельні

грунти – не менше 1 м. Нижній кінець бурової висячої палі має заходити у несучий шар ґрунту на глибину не менше ніж діаметр палі (або діаметр розширення для палі з розширенням), але не менше ніж на 2 м.

Як несучий шар може використовуватись глинистий ґрунт з показником текучості $I_L \leq 0,6$ (за наявності вибору бажано за несучий шар брати ґрунт з $I_L \leq 0,4$), а також піщані ґрунти щільні і середньої щільності (потрібно надавати перевагу піскам крупним і середньої крупності).

Якщо за ґрунтовими умовами можливе використання палі різної довжини, то за великих навантажень необхідно надавати перевагу довгим палям (їх кількість у фундаменті буде меншою).

Довжина палі визначається як різниця між відміткою нижнього кінця і відміткою подошви ростверка з урахуванням для забивних палі заведення палі у ростверк на 5 – 10 см за шарнірного з'єднання з ростверком і на 30 – 40 см за жорсткого з'єднання [8, 9]. Водночас враховують каталог типових збірних залізобетонних палі.

Розміри поперечного перерізу палі вибирають залежно від її довжини. Для цивільного і промислового будівництва поперечний переріз збірної призматичної палі вибирають не більше $0,35 \times 0,35$ м. Діаметр набивних палі вибирають залежно від довжини, діючого навантаження і технологічних можливостей прийнятого устаткування. Якщо в процесі проектування передбачається влаштування однієї палі під колону, то її діаметр бажано взяти таким, щоб переріз колони не перевищував розміри ядра перерізу палі. Це спрощує конструювання вузла паля – колона, а за монолітних колон дає можливість не передбачати улаштування ростверка.

2.3 Розрахунок пальових фундаментів

Пальові фундаменти розраховуються за двома групами граничних станів:

- за першою групою (за несучою здатністю) розраховують: палі, пальовий ростверк, основи палі та пальових фундаментів загалом. За стійкістю основи пальовий фундамент загалом розраховують, якщо на нього передаються значні горизонтальні навантаження (зокрема, сейсмічні) або фундамент розташований на укосі;

- за другою групою (за деформаціями основи) розраховують: осідання пальового фундаменту від вертикальних навантажень; переміщення одиночних палі від дії горизонтальних та вертикальних навантажень; тріщиностійкість залізобетонних пальових фундаментів.

Пальові фундаменти за першою групою граничних станів розраховують на основне або аварійне сполучення розрахункових граничних навантажень відповідно до [1, 2, 10], а за деформаціями основ – на основне сполучення розрахункових експлуатаційних навантажень.

Несуча здатність палі розглядається за двома аспектами: за міцністю ґрунту, що оточує палю; за міцністю матеріалу стовбура.

2.4 Рекомендований порядок розрахунку пальових фундаментів

Пальовий фундамент рекомендується розраховувати в такій послідовності [11].

1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика [11].
2. Визначення навантажень на фундамент (під час курсового проектування та в процесі проектування типових малоповерхових споруд допускається визначати навантаження без урахування їх перерозподілу за рахунок піддатливості основи і жорсткості верхньої будови. В цьому разі визначення навантажень на фундамент виконується з вантажних площ у припущенні статичної визначеності надземних конструкцій) [11].
3. Визначення глибини закладання підошви ростверка.
4. Вибір несучого шару ґрунту під нижнім кінцем палі.
5. Вибір типу палі, її довжини та розмірів поперечного перерізу.
6. Розрахунок несучої здатності палі та визначення допустимого навантаження на неї.
7. Визначення потрібної кількості паль і розміщення їх у ростверку.
8. Конструювання ростверка.
9. Перевірка фактичного навантаження на кожну палю з урахуванням ваги палі, ростверка, ґрунту на його уступах та згинальних моментів і поперечних сил (якщо вони є).
10. Визначення осідання основи пальового фундаменту.
11. За потребою виконання розрахунку стійкості основи пальового фундаменту загалом.
12. Виконання розрахунку за міцністю тіла ростверка і за потребою розрахунку за міцністю стволів паль.

2.5 Принципи конструювання ростверків пальових фундаментів

Правила розміщення паль в плані і визначення розмірів підошви ростверків наведено у розділі 6.

З'єднання ростверка з палями може бути шарнірним або жорстким.

У монолітних ростверках за шарнірного з'єднання голови паль замуровуються у ростверк на глибину 50...100 мм без випусків арматури.

Жорстке з'єднання ростверка з палями передбачають в таких випадках [2, п. 8.5.1.10]:

- стовбури паль розташовані в слабких ґрунтах (пухкі піски, пілувато-глинисті ґрунти текучої консистенції, мули, торфи і таке інше);
- в місцях з'єднання вертикальне навантаження, яке передається на палю, прикладене з ексцентриситетом, що виходить за межі її ядра перерізу;
- на палю діють горизонтальні навантаження, переміщення від яких у разі вільного спірання виявляються більшими за граничні для споруди, що проєктується;
- в фундаменті є нахилені палі або складені вертикальні палі;
- палі сприймають висмикувальні навантаження.

Жорстке з'єднання залізобетонних паль з монолітним залізобетонним ростверком передбачає заведення голови палі в ростверк на глибину, яка відповідає довжині анкерування арматури або заведення в ростверк випусків арматури на довжину їх анкерування згідно з [8, 9], але не менше 20 діаметрів арматури або 350 мм. В останньому випадку в голові попередньо напружених паль передбачається ненапружений арматурний каркас, що використовується в подальшому як анкерна арматура. Анкерування в ростверк паль, які працюють на висмикувальні навантаження, передбачається заведенням арматури паль в ростверк на глибину, визначену розрахунком на висмикування, але не менше 400 мм.

Конструктивна висота стовпчастих ростверків вибирається за тими самими вимогами, які ставляться під час проектування фундаментів мілкового закладання [7] залежно від матеріалу колон.

З'єднання монолітних ростверків з монолітними колонами здійснюється шляхом з'єднання арматури колони з випусками з фундаменту.

Запуск випусків арматури у фундамент і довжина випусків з фундаменту мають бути для бетону класу С12/15 не менше:

- для арматури класу А400С – 45d.

Тут d – діаметр робочої арматури.

Висота ростверка під сталеві колони визначається глибиною замурування анкерних болтів. Анкерні болти діаметром d мають бути замуровані у фундамент на величину l_0 , яка дорівнює 25d (для анкерів з відгином) та 15d (для болтів з анкерною плитою).

Висота ростверка під збірну залізобетонну колону має забезпечити розміщення стакана, водночас за стаканного стикування колони з ростверком відстань від дна стакана до підшови ростверка призначається не менше 400 мм.

Розміри ростверків по висоті беруться кратними 150 мм [12].

Конструктивна висота стрічкового ростверка має забезпечити зароблення голів паль і береться не менше 400 мм.

В процесі коригування висоти ростверка за умови міцності доцільно спочатку збільшити клас бетону ростверка, а потім його висоту.

Клас бетону для ростверків пальових фундаментів з важкого бетону вибирається не нижче С12/15.

Робоче армування монолітних ростверків виконується зі сталі класу А400С або А500С, а монтажно-конструктивне – зі сталі класу А240С [12].

Під час зароблення верхніх кінців паль в плиту ростверка на глибину 50 мм арматурні сітки плити ростверка вкладаються зверху на оголовки паль. У разі зароблення верхніх кінців паль в плиту ростверка на більшу глибину стержні сіток, що потрапляють на палі, вирізаються, і сітки вкладаються з захисним шаром 50 мм. У випадку необхідності за розрахунком на заміну вирізаних стержнів по контуру паль укладаються додаткові місцеві сітки або окремі стержні, прив'язані до основних сіток.

Ростверки армуються арматурними виробами (сітками, каркасами) або окремими стержнями. Плитну частину ростверків рекомендується армувати типовими уніфікованими зварними сітками [12], які вкладаються в два шари з робочою арматурою у взаємно перпендикулярних напрямках. За шириною фундаменту до 3 м можна обмежитися однією сіткою з робочими стержнями в двох напрямках. Подошви ростверків також можна армувати окремими стержнями, якщо це викликано необхідністю. В цьому випадку стержні розкладають в двох взаємно перпендикулярних напрямках, паралельних сторонам подошви. Крок стержнів беруть не більше 200 мм.

Мінімальний відсоток армування плитної частини ростверка не регламентується.

Діаметр робочої арматури, яка вкладається вздовж сторони розміром 3 м і менше, має бути не менше 10 мм, а якщо сторона більше 3 м – не менше 12 мм.

За армування стрічкових пальових ростверків вертикальними каркасами їх кількість в поперечному перерізі має бути не менше трьох – за ширини ростверків $400 < b \leq 800$ мм, не менше чотирьох – за $b > 800$ мм. Крок поперечної арматури вибирається за розрахунком на міцність похилого перерізу за дії поперечної сили, а також згідно з конструктивними вимогами залежно від висоти ростверка.

Армування стаканної частини ростверка під збірні залізобетонні колони, з'єднання ростверка із залізобетонними і металевими колонами виконується аналогічно фундаментам мілкового закладання [7].

3 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВИ

Застосовування палей найбільш раціональне в тому випадку, коли їх несуча здатність за ґрунтом близька до несучої здатності за матеріалом конструкції (стовбура).

Розрахункове навантаження на палю за ґрунтом розраховується за умовою [2]

$$N < F_d / \gamma_k, \quad (3.1)$$

де N – розрахункове навантаження на палю;

F_d – несуча здатність палі;

γ_k – коефіцієнт надійності, що встановлюється залежно від способу визначення F_d і кількості палей у фундаменті ($\gamma_k = 1,2 \dots 1,75$ [2] п. 8.5.2.25).

3.1 Палі-стояки

До палей-стояків відносять палі всіх видів, що спираються на скельні або малостисливі ґрунти. До малостисливих ґрунтів відносять великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем середньої щільності і щільним, а також глини твердої консистенції в водонасиченому стані з

модулем деформації $E \geq 50$ МПа [2].

Несуча здатність палі-стояка

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (3.2)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який береться $R = 20000$ кПа для забивних палей, що спираються на малостисливі або скельні ґрунти [2, п. Н.1.2];

A – площа спирання палі на ґрунт (дорівнює площі поперечного перерізу для суцільної палі).

Для набивних палей, зокрема бурових, і палей-оболонки, які заповнені бетоном та заглиблені в невивітрілий скельний ґрунт не менше ніж на 0,5 м, розрахунковий опір визначається за формулою

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (3.3)$$

де $R_{c,n}$ – нормативне значення границі міцності на одноосьове стиснення скельного ґрунту в водонасиченому стані, кПа;

γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом, $\gamma_g = 1,4$;

l_d – розрахункова глибина заглиблення набивної палі в скельний ґрунт, м;

d_f – зовнішній діаметр заглибленої в скельний ґрунт частини набивної палі, м.

Приклад розрахунку наведено у розділі 4.

3.2 Висячі палі

3.2.1 Призматичні або циліндричні палі

Несуча здатність висячої забивної палі і палі-оболонки, що занурюється без виймання ґрунту, [2] складається з несучої здатності під нижнім кінцем і несучої здатності за боковою поверхнею та визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (3.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті (береться $\gamma_c = 1$);

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем та за боковою поверхнею палі [2, табл. Н.2.3];

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (табл. 3.1), кПа;

A – площа спирання палі на ґрунт, м²;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м.

Таблиця 3.1 – Розрахунковий опір R під нижнім кінцем забивних паль та паль-оболонки, що занурюються без виймання ґрунту, кПа

Глибина занурення нижнього кінця палі	Піщані ґрунти середньої щільності						
	гра-велисті	крупні	-	середньої крупності	дрібні	пилуваті	
	пилувато-глинисті ґрунти при показнику текучості, I_L , рівному						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки. 1. Над рискою дано значення R для піщаних ґрунтів, під рискою – для пилувато-глинистих.

2. У таблицях 3.1 та 3.2 глибину занурення нижнього кінця палі та середню глибину розташування шару ґрунту під час планування території зрізанням, підсипанням, наливом до 3 м потрібно брати від рівня природного рельєфу, а за цих самих видів планування від 3 до 10 м – від умовної відмітки, розташованої відповідно на 3 м вище рівня зрізання або на 3 м нижче рівня підсипання.

3. Для щільних піщаних ґрунтів, ступінь щільності яких визначався за даними статичного зондування, значення R за табл. 3.2 для паль, занурених без підмивання або лідерних свердловин, потрібно збільшувати на 100 %. Під час визначення ступеня щільності ґрунту за даними інших видів інженерних вишукувань значення R для щільних пісків потрібно збільшити на 60 %, але не більше ніж до 20000 кПа.

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи за боковою поверхнею палі, що визначається за формулою (3.5), для попередніх розрахунків допускається f_i брати за табл. 3.2, кПа;

Таблиця 3.2 – Розрахунковий опір f_i на боковій поверхні забивних паль, кПа

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Піщані ґрунти середньої щільності								
	крупні та гра-вельсті	дрібні	пилу-ваті	-	-	-	-	-	-
	Пилувато-глинисті ґрунти за показника текучості I_L , що дорівнює								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки:

1. Під час визначення розрахункового опору на боковій поверхні паль необхідно враховувати вимоги примітки 2 до таблиці 3.1.

2. Для проміжних глибин занурення та проміжних значень показника тягучості пилувато-глинистих ґрунтів R і f_i в табл. 3.1 та 3.2 визначаються інтерполяцією.

3. Під час визначення за табл. 3.2 розрахункових опорів ґрунтів по боковій поверхні, пласти ґрунтів потрібно розбивати на однорідні шари товщиною не більше 2 м.

4. Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів по боковій поверхні паль потрібно збільшувати на 30 % порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 3.2.

5. Розрахункові опори супісків та суглинків з коефіцієнтом пористості $e < 0,5$ і глин з $e < 0,6$ необхідно збільшувати на 15 % порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 3.2, за будь-якого значення показника текучості.

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що прорізається боковою поверхнею палі, м.

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{II,i} + c_{II,i}, \quad (3.5)$$

де $\sigma_{zg,i}$ – напруження від власної ваги ґрунту всередині i -го шару ґрунтової основи;

ν_i – коефіцієнт Пуассона ґрунту всередині i -го шару ґрунтової основи.

За занурення забиванням або вдавленням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців палей не менше 1 м нижче вибою свердловини $\gamma_{cR} = 1$, а γ_{cf} у цьому випадку береться залежно від діаметра свердловини: за діаметра свердловини, що дорівнює стороні квадратної палі – $\gamma_{cf} = 0,5$; на 0,05 м менше сторони квадратної палі – $\gamma_{cf} = 0,6$; на 0,15 м менше сторони квадратної палі – $\gamma_{cf} = 1,0$.

В процесі визначення R необхідно звернути увагу на визначення глибини занурення нижнього кінця, а під час визначення f_i товщина i -го шару ґрунту, що оточує палю, h_i не має перевищувати 2,0 м.

Для визначення глибини занурення H нижнього кінця палі та середньої глибини розташування i -го шару ґрунту (примітка 2, табл. 3.1) можна скористатись такими формулами:

- під час планування зрізанням від 3 до 10 м:

$$H = H_{II} - h_3 + 3 \text{ м}; \quad (3.6)$$

- під час планування підсипанням (наживом) від 3 до 10 м:

$$H = H_{II} + h_{II} - 3 \text{ м}, \quad (3.7)$$

де H_{II} – глибина занурення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу, м:

h_3 та h_{II} – товщини відповідно зрізання і підсипання, м.

Порядок розрахунку згідно з прикладом 1, наведеним нижче.

Приклад 1. Вибрати марку і визначити несучу здатність забивної висячої палі для улаштування фундаменту під збірну залізобетонну колону одноповерхової виробничої будівлі в м. Вінниці. Будівля безпідвальна. Відмітка планування території навколо будівлі $\pm 0,000$. Переріз колони $0,4 \times 0,6$ м. Розрахункові граничні значення навантажень по обрізу фундаменту $N_m = 2600$ кН; $M_{x,m} = 420$ кНм.

Ґрунтові умови майданчика забудови подано такими нашаруваннями (рис. 3.1):

- рослинний шар товщиною 0,8 м, $\gamma_{II} = 17$ кН/м³;
- суглинок тугопластичний товщиною 6,5 м, $I_L = 0,50$, $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $\gamma_s = 27,1$ кН/м³, $\gamma_{sb} = 9,8$ кН/м³, $e = 0,75$;
- супісок пилюватий пластичний товщиною 5,1 м, $e = 0,80$, $I_L = 0,7$, $\gamma_{II} = 18,2$ кН/м³, $\gamma_s = 27$ кН/м³, $\gamma_{sb} = 9,44$ кН/м³;
- пісок середньозернистий, середньої щільності товщиною більше 6,0 м, $\gamma_{II} = 19$ кН/м³, $\gamma_s = 26,6$ кН/м³, $\gamma_{sb} = 10,1$ кН/м³, $e = 0,65$;
- рівень ґрунтових вод – 2,0 м.

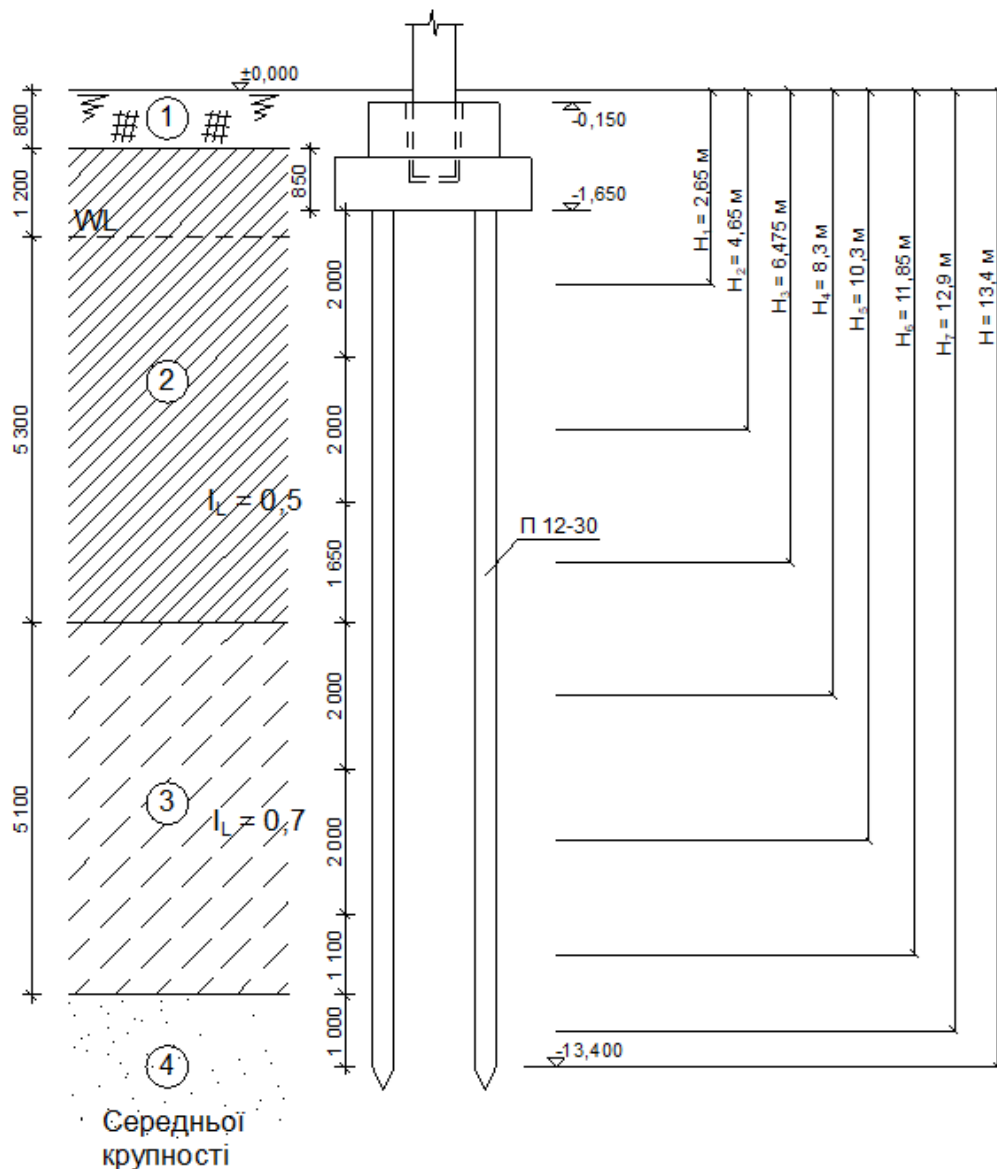


Рисунок 3.1 – Положення у ґрунті і розрахункова схема фундаменту із забивних палей

1. Вибір глибини закладання ростверка

Оскільки будівля не має підвалу, то основним фактором, що визначає глибину закладання ростверка, будуть конструктивні міркування та величина навантаження.

Обріз фундаменту за вимогами уніфікації для збірних залізобетонних колон має відмітку – 0,150 м. Для збірної залізобетонної колони передбачаємо стаканний стик з ростверком. Глибина стакана за умовами уніфікації 800 мм. Глибину закладання ростверка вибираємо з конструктивних міркувань, забезпечивши товщину дна стакана не менше 400 мм. Беремо загальну висоту ростверка 1,5 м, що задовольняє вимогу кратності 150 мм [12].

Глибина закладання ростверка від поверхні планування $d_p = 1,5 + 0,15 = 1,65$ м, що більше за глибину сезонного промерзання для м. Вінниця.

2. Вибір довжини і марки палі

З геологічного розрізу видно, що ґрунти ІГЕ 2 та ІГЕ 4, розташовані нижче підшви ростверка, можуть слугувати основою для палі, але глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \geq 0,4$ не є найкращою основою, тому перевагу віддаємо піску середньої крупності. Водночас враховуємо також і те, що навантаження на фундамент достатньо суттєве.

Заглиблення забивних висячих палі у піски середньої крупності має бути не менше 0,5 м. З забезпечення цієї вимоги, а також заведення палі у ростверк на величину не менше 5 см, беремо палі П120–30. Положення палі у ґрунті показано на рис. 3.1.

Несучу здатність палі (за ґрунтом) визначаємо для глибини котлована $d = 1,65$ м за формулою (3.4).

Коефіцієнти, які входять в формулу (3.4), знаходимо за [2]

$$\gamma_c = 1, [2, \text{п. Н.2.1}];$$

$$\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1, [2, \text{табл. Н.2.3}].$$

Площа поперечного перерізу палі $A = 0,3 \times 0,3 = 0,09$ (м²), периметр поперечного перерізу палі $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ (м).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (R) та по боковій поверхні (f_{i_i}) знаходимо за [2, табл. Н.2.1; Н.2.2] залежно від глибини, на якій знаходяться нижній кінець палі та середина i -го шару ґрунту. Також розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні знаходимо за формулою (3.5).

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі, розділимо ґрунтову товщу на шари товщиною не більше 2 м (див. рис. 3.1). Обчислення опору по боковій поверхні виконуємо в табличній формі (таблиця 3.3).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі за глибини закладання нижнього кінця від рівня природного рельєфу 13,4 м для піску середньої крупності, середньої щільності (див. табл.3.1)

$$R = 4272 \text{ кПа.}$$

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі

$$F_{d1} = 1(1 \cdot 4272 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 232,3) = 663,2 \text{ (кН)},$$

$$F_{d2} = 1(1 \cdot 4272 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 348,1) = 802,2 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження на палю за формулою (3.1)

$$N_1 = 678,8/1,4 = 484,86 \text{ (кН)};$$

$$N_2 = 802,2/1,4 = 573 \text{ (кН)}.$$

Таблиця 3.3 – Розрахунок опору по боковій поверхні забивної палі

H_i , м	h_i , м	Показник текучості	f_{li} , кПа (за табл. Н.2.2)	$\gamma_{cf} f_{li} \cdot h_i$, кН/м	$\sigma_{zg,i}$, кПа	ν_i	φ_i , град.	c_i , кПа	f_{2i} , кПа (за формулою (3.5))	$\gamma_{cf} f_{2i} \cdot h_i$, кН/м
2,65	2,0	0,5	18	36,0	38,7	0,35	20	22	29,6	59,2
4,65	2,0	0,5	24	48,0	58,3	0,35	20	22	33,43	66,86
6,475	1,65	0,5	25	41,3	76,2	0,35	20	22	36,93	60,93
8,3	2,0	0,7	10	20,0	93,71	0,3	18	9	22,05	44,1
10,3	2,0	0,7	10	20,0	112,59	0,3	18	9	24,7	49,4
11,85	1,1	0,7	10	11,0	127,22	0,3	18	9	26,72	29,4
12,9	1,0	Сер.кр., сер. щільн.	69	69,0	137,46	0,3	33	0	38,26	38,26
$\Sigma=245,3$					$\Sigma=348,1$					

В цьому прикладі паля нижнім кінцем передає навантаження на пісок середньозернистий, який є міцною основою. Тому доцільно перевірити міцність матеріалу стовбура палі. Згідно з розділом 4 цього посібника для палі перерізом 30×30 см розрахункове навантаження за міцністю матеріалу ствола $N_2 = 1000$ кН.

В подальших розрахунках має використовуватись менше значення розрахункового навантаження $N = 485$ кН.

3.2.2 Пірамідальні палі

Несучу здатність пірамідальної палі розраховують з урахуванням додаткового опору ґрунту по боковій поверхні палі [2]:

$$F_d = \gamma_c \left[R \cdot A + \sum h_i (u_i \cdot f_i + u_{oi} \cdot i_p \cdot E_i \cdot k_i \cdot \zeta_r) \right], \quad (3.8)$$

де u_i – зовнішній периметр i -го поперечного перерізу палі, м;

u_{oi} – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу палі, які мають нахил до осі палі, м;

i_p – нахил бокової поверхні палі, в частках одиниці;

E_i – компресійний модуль деформації i -го шару ґрунту навколо палі, кПа;

k_i – коефіцієнт, що враховує додаткові сили опору за рахунок нахилу граней залежно від виду ґрунту [2, табл. Н.2.4];

ζ_r – реологічний коефіцієнт, $\zeta_r = 0,8$.

Приклад 2. Визначити несучу здатність пірамідальної палі.

Вихідні дані: паля розмірами перерізу біля голови – 0,7×0,7 м, біля нижнього кінця – 0,1×0,1 м, довжина палі – 3,0 м. Глибина занурення палі – 3,0 м. Відмітка голови палі – 0,500 м (рис. 3.2).

Ґрунтові умови майданчика подано такими нашаруваннями:

- рослинний шар товщиною 0,3 м;
- супісок пластичний товщиною 2,2 м ($I_L = 0,24$; $e = 0,6$; $E = 24000$ кПа);
- суглинок тугопластичний товщиною 2,0 м ($I_L = 0,3$; $e = 0,85$; $E = 12500$ кПа).

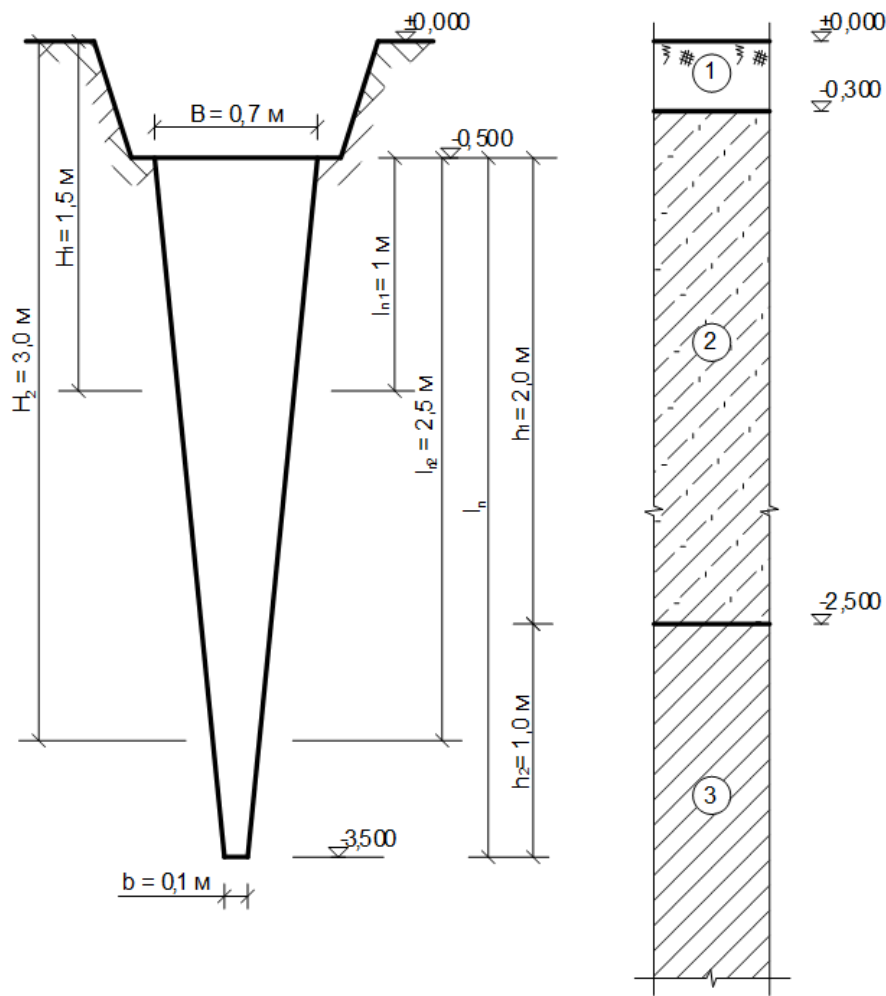


Рисунок 3.2 – Схема визначення несучої здатності пірамідальної палі

Компресійний модуль деформації визначаємо за формулою

$$E_{oed} = \frac{E}{m_k}, \quad (3.9)$$

де E – штамповий модуль деформації;

m_k – перехідний коефіцієнт, вибирається за табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Перехідний коефіцієнт m_k для переходу від компресійного модуля деформації до штампового

ВИД ГРУНТУ	e_o – початковий коефіцієнт пористості						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супіски	4	4	3,5	3	2	-	-
Суглинки	5	5	4,5	4	3	2,5	2
Глини	-	-	6	6	5,5	5	4,5

Для супіску $E_{oed} = 24000 / 3,75 = 6400$ (кПа),

для суглинку $E_{oed} = 12500 / 3,0 = 4170$ (кПа).

Зовнішній периметр характерних перерізів палі

$$u_1 = 4 \cdot (B - 2 \cdot l_{n1} \cdot \operatorname{tg} \alpha) = 4 \cdot (0,7 - 2 \cdot 1,0 \cdot 0,1) = 2,0 \text{ (м)};$$

$$u_2 = 4 \cdot (B - 2 \cdot l_{n2} \cdot \operatorname{tg} \alpha) = 4 \cdot (0,7 - 2 \cdot 2,5 \cdot 0,1) = 0,8 \text{ (м)},$$

де B – розмір палі в голові;

l_{n1} , l_{n2} – відстань від голови палі відповідно до середини верхнього шару ґрунту товщиною 2,0 м і до середини нижнього шару ґрунту, що прилягають до бокової поверхні палі.

Нахил бокових граней палі

$$i_p = \operatorname{tg} \alpha = \frac{B - b}{2 \cdot l_n} = \frac{0,7 - 0,1}{2,0 \cdot 3,0} = 0,1.$$

Згідно з [2, п. Н.2.4] вибираємо $i_p = 0,025$.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (за глибини занурення вістря $H = 0,5 + 3,0 = 3,5$ (м)) за табл. 2.1:

$$R = 2250 \text{ кПа}; A = 0,1 \cdot 0,1 = 0,01 \text{ (м}^2\text{)}; R \cdot A = 22,5 \text{ кН}.$$

Розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні палі вибираємо за табл. 3.2:

$$f_1 = 32 \text{ кПа за } H_1 = 0,5 + 1 = 1,5 \text{ м};$$

$$f_2 = 35 \text{ кПа за } H_2 = 0,5 + 2,5 = 3,0 \text{ м}.$$

Сумарний опір ґрунту по боковій поверхні палі знаходимо у таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 – Опір ґрунту по боковій поверхні пірамідальної палі

h_i , м	u_i , м	f_i , кПа	$u_i f_i$	i_p	E_i , кПа	k_i	ξ_r	$u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r$	$u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r$	$h_i (u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r)$, кН
2,0	2,0	32	64	0,025	6400	0,5	0,8	128	192	384
1,0	0,8	35	28	0,025	4170	0,6	0,8	40	68	68

Σ452

Несуча здатність пірамідальної палі

$$F_d = 1 \cdot (22,5 + 452) = 474,5 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження, яке можна передати на палю

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{474,5}{1,4} = 339 \text{ (кН)}.$$

3.2.3 Набивні палі та палі-оболонки, що заповнюються бетоном

Несуча здатність F_d набивної і бурової палі з розширенням і без нього, а також палі-оболонки, заглиблювані з вийманням ґрунту і заповнюванням бетоном, визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3.10)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті ($\gamma_c = 1$, крім паль, що спираються на лесоподібні ґрунти, тоді $\gamma_c = 0,8$);

γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі (його значення залежить від способу улаштування розширення, для паль без розширення $\gamma_{cR} = 1$);

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

u – периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

A – площа спирання палі, м², що вибирається такою, що дорівнює: для набивних і бурових паль без розширення – площі поперечного перерізу палі; для набивних і бурових паль з розширенням – площі поперечного перерізу розширення; для паль-оболонки, що заповнюються бетоном, – площі поперечного перерізу оболонки бруто;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на боковій поверхні палі, який залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування, визначається за табл. Н.3.1 [2];

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, що визначається за табл. 3.2, кПа;

h_i – те саме, що у формулі (3.4).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R для набивних паль, які виготовляються без виймання ґрунту (в пробитій свердловині та віброштампованих паль), вибирається за табл. 3.1 як для забивних паль.

Для бурових паль та паль-оболонки, що занурюються з повним видаленням ґрунту з порожнини, заповнюваної потім бетоном, які занурюються в великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем та піщані ґрунти [2], для визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі використовують формулу

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h); \quad (3.11)$$

для паль-оболонки, які занурюються в великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем та піщані ґрунти із збереженням ґрунтового ядра на висоту

0,5 м і більше для визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі використовують формулу

$$R = \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (3.12)$$

де $\alpha_1, \dots, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, які вибираються за табл. 3.6;

d – діаметр набивної і бурової палі або її розширення, м;

γ'_1 – розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі, кН/м^3 (для водонасичених ґрунтів з урахуванням виважувальної дії води);

γ_1 – усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м^3 , розташованих вище нижнього кінця палі (для водонасичених ґрунтів $\gamma_1 = \gamma_{sb}$);

γ_{sb} – питома вага ґрунту з урахуванням виважувальної дії води, кН/м^3 ;

h – глибина занурення, м, нижнього кінця палі або її розширення від природного рельєфу або від планувальної відмітки (у випадку планування зрізанням).

Таблиця 3.6 – Значення коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$

Коефіцієнти	Розрахункові значення кута внутрішнього тертя, φ_l , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 за $\frac{h}{d}$, м:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,68	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 і більше	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 , за d , м:									
0,8 і менше	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Примітки:

1. Для проміжних значень φ_l , h/d та d значення коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ визначаються інтерполяцією.

2. Застосування формули (3.12) правомірне тільки в тому випадку, коли забезпечується заглиблення паль у ґрунт, взятий за основу їхніх нижніх кінців, не менше ніж на діаметр палі (або діаметр розширення для паль з розширенням), але не менше 2 м.

Для бурових палей, які спираються на пілувато-глинисті ґрунти, розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі визначається за табл. 3.7.

Таблиця 3.7 – Розрахунковий опір R , кПа, під нижнім кінцем набивних та бурових палей з розширенням або без нього

Глибина закладання нижнього кінця палі, м	Пілувато-глинисті ґрунти з показником текучості I_L , що дорівнює						
	0	0,1	0,2	0,2	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1100	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Примітка. Для проміжних глибин закладання нижніх кінців палей значення R визначається інтерполяцією.

Приклад 3. Визначити несучу здатність бурової палі діаметром 0,9 м і глибиною нижнього кінця від поверхні рельєфу 20,4 м (див. рис. 3.3), довжиною 16,7 м, що улаштована під захистом обсадної труби.

Ґрунтові умови майданчика подані такими нашаруваннями:

- рослинний шар товщиною 0,5 м ($\gamma_I = 16,0$ кН/м³);
- суглинок напівтвердий ($I_L = 0,22$; $\gamma_I = 17,8$ кН/м³) товщиною 6,0 м;
- пісок дрібний мулистий пухкий ($e = 0,76$; $\gamma_I = 18,3$ кН/м³) товщиною 4,5 м;
- глина муловата товщиною 3,4 м ($I_L = 0,33$; $\gamma_I = 19,5$ кН/м³);
- пісок крупний, середньої щільності товщиною 10,0 м ($e = 0,68$; $\varphi_{II} = 37^\circ$; $\gamma_{sb} = 9,8$ кН/м³).

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі для піщаного ґрунту за формулою (3.11), де $\alpha_1 = 48,6$; $\alpha_2 = 87,6$; $\alpha_4 = 0,25$ за $\varphi_I = \varphi_{II}/1,1 = 37/1,1 = 33^\circ$ за табл. 3.6;

$$\alpha_3 = 0,67 \text{ за } h/d = 20,4/0,9 = 22,6 \text{ за табл. 3.6.}$$

$$\gamma_C = 1 [2]; \gamma_{CR} = 1 [2]; \gamma_{CF} = 0,6 \text{ для глини,}$$

$$\gamma_{CF} = 0,7 \text{ для суглинків і пісків [2];}$$

$$A = \pi(d/2)^2 = 0,636 \text{ (м}^2\text{)}; u = \pi d = 2,826 \text{ (м).}$$

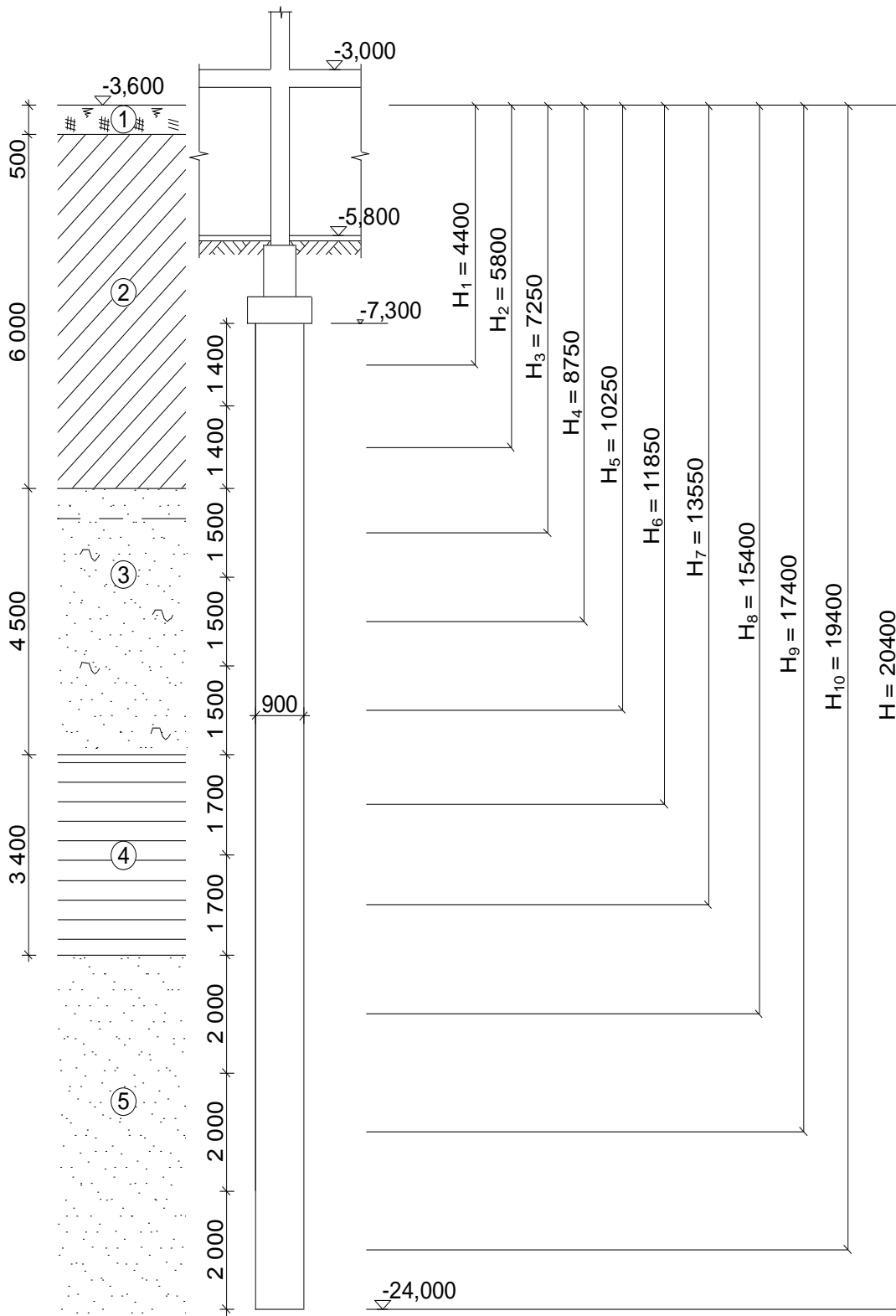


Рисунок 3.3 – Положення бурової палі у ґрунті і її розрахункова схема

$$\gamma_l = \frac{16,0 \cdot 0,5 + 17,8 \cdot 6,0 + 18,3 \cdot 4,5 + 19,5 \cdot 3,4 + 9,8 \cdot 6,0}{20,4} = \frac{322,3}{20,4} = 15,8 \text{ (кН/м}^3\text{)}$$

– усереднене значення питомої ваги ґрунту вище нижнього кінця палі.

Отже, розрахунковий опір під нижнім кінцем палі

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma_1' d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h) = 0,75 \cdot 0,25(48,6 \cdot 9,8 \cdot 0,9 + 87,6 \cdot 0,67 \cdot 15,8 \cdot 20,4) = 3627 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунок опору по боковій поверхні подано у таблиці 3.8.

Таблиця 3.8 – Розрахунок опору по боковій поверхні бурової палі

H_i , м	f_i , м	h_i , м	γ_{cf}	$f_i \cdot h_i$, кН/м
4,400	51	1,4	0,7	50
5,800	55	1,4	0,7	53,9
7,250	0	1,5	0,7	0
8,750	0	1,5	0,7	0
10,250	0	1,5	0,7	0
11,850	44	1,7	0,6	44,9
13,550	45	1,7	0,6	45,9
15,400	72	2,0	0,7	100,8
17,4	75	2,0	0,7	105
19,4	79	2,0	0,7	110,6

$$\Sigma = 511,1$$

Несуча здатність бурової палі

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3627 \cdot 0,636 + 2,83 \cdot 511,1) = 3753 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження на палю

$$N = \frac{3753}{1,4} = 2681 \text{ (кН)}.$$

4 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ЗА МІЦНІСТЮ МАТЕРІАЛУ СТОВБУРА

Міцність палі за матеріалом стовбура обов'язково перевіряється, якщо палі за умовами роботи з ґрунтом відносяться до стояків. Для висячих палі необхідно перевірити міцність палі за матеріалом стовбура, якщо несуча здатність за ґрунтом основи значна (наближається до 1000 кН).

Розрахунок за міцністю матеріалу стовбура палі має виконуватись на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту відповідно до [2, 13]. Водночас палю розглядають як стержень, жорстко защемлений у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверка на відстані l_1 , що визначається за формулою

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_e}, \quad (4.1)$$

де l_0 – довжина ділянки палі від подошви високого ростверка до рівня планування ґрунту, м.

α_e – коефіцієнт деформації, що визначається за [2, формула (Н.7.2)] залежно від співвідношення жорсткості матеріалу палі і жорсткості ґрунту.

Розрахункове навантаження на палю за міцністю матеріалу у малостисливих ґрунтах (за неможливості втрати стійкості стовбура) залежно від розміру перерізу або діаметра та довжини палі може бути приблизно оцінене за досвідом проектування:

- для забивних паль квадратного перерізу 30×30 см та довжиною 3...12 м розрахункове навантаження становить близько 1000 кН, для паль 35×35 см та довжиною 10...16 м – 1850 кН;

- для бурових паль діаметром 80 і 100 см за довжині 10...30 м розрахункове навантаження становить близько 3500 кН, а для паль діаметром 120 см і тієї самої довжини – 8000 кН.

В процесі розрахунку на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту паля розглядається як стержень, що взаємодіє з лінійно-деформованою основою вінклеровського типу. Пружні властивості ґрунту характеризуються коефіцієнтом жорсткості, C_z , який лінійно зростає з глибиною [2, додаток Н.8]

$$C_z = \frac{Kz}{\gamma_c}, \quad (4.2)$$

де K – коефіцієнт пропорційності, що вибирається за табл. Н.8.1 [2] залежно від виду ґрунту, що оточує палю;

z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту за високого ростверка або від подошви ростверка за низького ростверка;

γ_c – коефіцієнт умов роботи. У випадку пружної роботи ґрунту $\gamma_c = 3$.

Для моделювання роботи ґрунту навколо палі можуть бути застосовані і інші моделі ґрунту і розрахункові комплекси.

Навантаження на палі визначаються як результат сумісного розрахунку паль з верхньою спорудою.

Горизонтальне навантаження, що діє на окремо розташований фундамент із вертикальними палями однакового поперечного перерізу і довжини, допускається брати рівномірно розподіленим між усіма палями [2, 14].

Згинальний момент [14], що діє на голову палі, залежить від конструкції пального фундаменту. У разі багаторядного розміщення паль (в два ряди і більше) і жорсткого сполучення голів паль з ростверком розрахунковий момент в місці сполучення вибирається, виходячи з неможливості повороту голови палі і визначається в процесі розрахунку за формулою (4.11) (рис. 4.1).

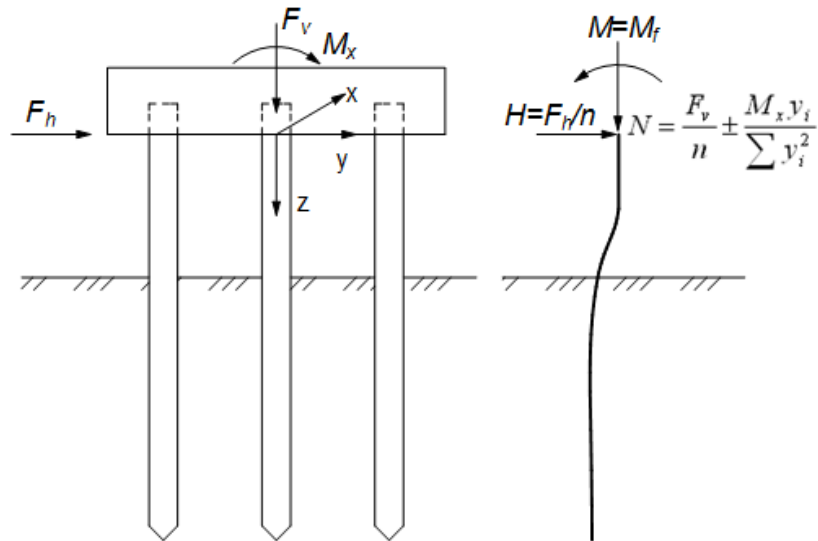


Рисунок 4.1 – Визначення навантажень на голову палі в випадку жорсткого сполучення з ростверком і багаторядного розміщення палей

У випадку вільного обпирання ростверка на палі береться $M = 0$. За однорядного розміщення палей в фундаменті і жорсткого сполучення з ростверком згинальний момент вибирається рівномірно розподіленим між палями. Одиночна палля сприймає весь згинальний момент від колони, що на неї спирається. На рисунку 4.2 наведено загальну схему прикладання навантажень на палю [13, 14].

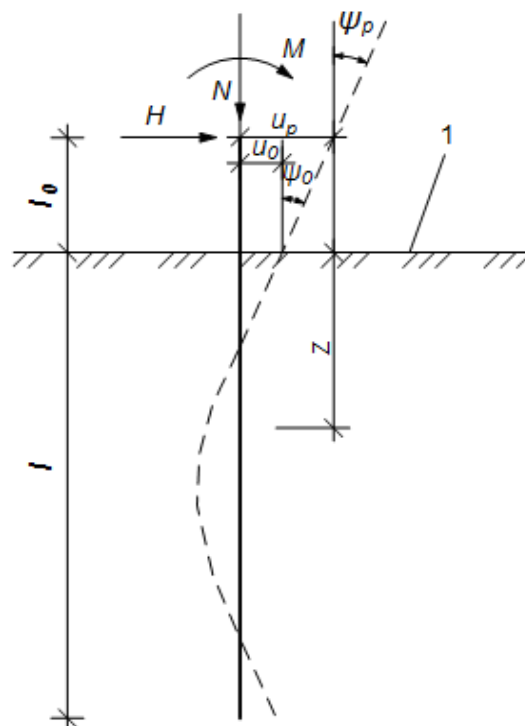


Рисунок 4.2 – Схема навантажень на палю:

1 – розрахункова поверхня

Розрахунковими характеристиками палі і ґрунту навколо неї є:

- коефіцієнт пропорційності K ;
- приведена глибина занурення палі у ґрунт, \bar{l} ;
- умовна ширина палі.

Якщо паля перетинає декілька шарів ґрунту з різними значеннями K , то багатошарова основа приводиться до одношарової з одним приведеним значенням K . Для цього обчислюється товщина l_m шарів ґрунту, що переважно визначають роботу палі на горизонтальне навантаження

$$l_m = 2(d + 1), \quad (4.3)$$

де d – розмір поперечного перерізу палі.

Якщо $l_m > l$, то вважається, що $l_m = l$. Приведене значення K визначають з урахуванням схеми рисунку 4.3 за формулою

$$K = \frac{\sum K_i F_i}{\sum F_i} = \frac{2 \sum K_i F_i}{l_m}. \quad (4.4)$$

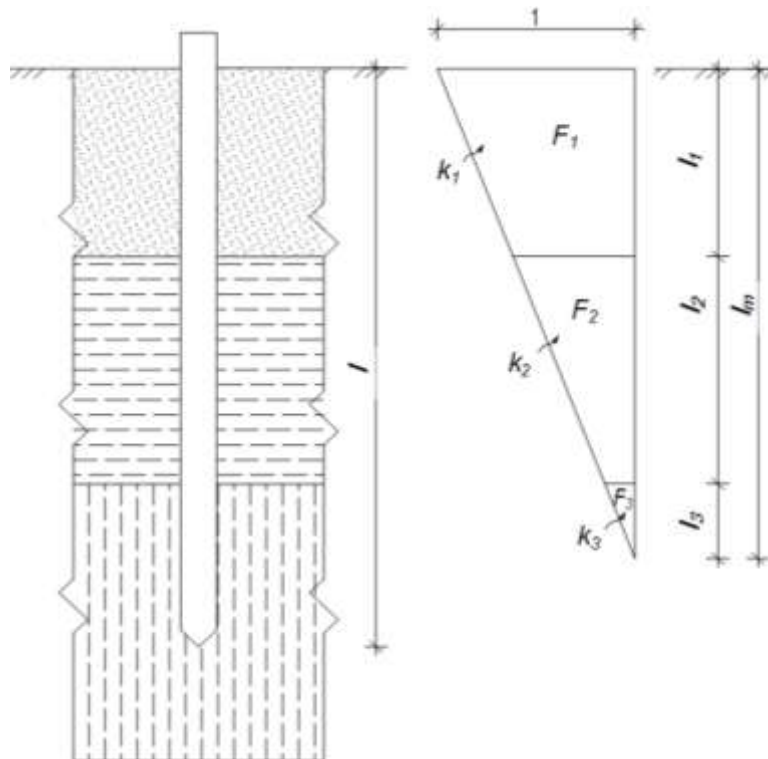


Рисунок 4.3 – До визначення приведенного коефіцієнта пропорційності багатошарової основи

Умовна ширина палі вибирається для палей з діаметром стовбура 0,8 м і більше $b_p = d + 1$ м, для решти розмірів палей $b_p = 1,5d + 0,5$ м.

Приведену глибину розташування перерізу палі у ґрунті і приведену глибину занурення палі у ґрунт визначають за формулами

$$\bar{z} = z \alpha_e; \quad (4.5)$$

$$\bar{l} = l \alpha_e, \quad (4.6)$$

де α_c – коефіцієнт деформації, який характеризує сумісну роботу палі і ґрунту, що визначається за формулою [2, 14]

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}}, \quad (4.7)$$

де E – модуль пружності матеріалу палі;

I – момент інерції поперечного перерізу палі.

Розрахунок палі на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту виконують в такій послідовності.

1. Визначають переміщення перерізу палі в рівні розрахункової поверхні від дії одиничних сил та моменту

$$\epsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_c^3 EI} A_0; \quad (4.8)$$

$$\epsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} B_0; \quad (4.9)$$

$$\epsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_c EI} C_0. \quad (4.10)$$

де A_0, B_0, C_0 – безрозмірні коефіцієнти, що вибираються за табл. 5 додатка 1 до СНиП 2.02.03-85 залежно від приведеної глибини \bar{l} занурення палі у ґрунт і умов опирання нижнього кінця палі (значення A_0, B_0, C_0 не рекомендується визначати інтерполяцією, \bar{l} потрібно округлити до найближчого табличного значення).

2. Якщо розглядається жорстке сполучення з ростверком у разі багаторядного розміщення паль, то визначається згинальний момент у місці сполучення

$$M_f = -\frac{\epsilon_{MH} + l_0 \epsilon_{MM} + l_0^2 / 2EI}{\epsilon_{MM} + l_0 / EI} H, \quad (4.11)$$

у цьому випадку знак мінус означає, що за горизонтальної сили, направленої зліва направо, на голову палі з боку ростверка передається момент, направлений проти годинникової стрілки (рис. 4.1).

3. Визначають горизонтальне переміщення u_p і кут повороту голови палі ψ_p для порівняння з допустимими значеннями. Розрахункові значення вказаних величин визначають за формулами

$$u_p = u_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^2}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI}; \quad (4.12)$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2EI} + \frac{Ml_0}{EI}; \quad (4.13)$$

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM}; \quad (4.14)$$

$$\psi_0 = H_0 \epsilon_{MH} + M_0 \epsilon_{MM}, \quad (4.15)$$

де u_0 та ψ_0 – горизонтальне переміщення (м) та кут повороту (рад.) поперечного перерізу палі в рівні розрахункової поверхні,

H, M – розрахункові значення поперечної сили (кН) та згинального моменту (кНм), що діють на голову палі (див. рис. 4.2);

H_0 , M_0 – розрахункові значення поперечної сили (кН) та згинального моменту (кНм), що діють в рівні розрахункової поверхні і беруться такими, що дорівнюють $H_0 = H$ і $M_0 = M + H \cdot l_0$.

4. Виконують перевірку стійкості ґрунту, що оточує палю, з умови обмеження в розрахункових перерізах палі розрахункового тиску від бокової поверхні палі на ґрунт σ_z . Глибина розташування розрахункових перерізів від розрахункової поверхні залежить від приведеної глибини занурення палі у ґрунт \bar{l} . За $\bar{l} \leq 2,5$ перевірка виконується для двох перерізів, розміщених на глибині $z = l/3$ та $z = l$; за $\bar{l} > 2,5$ – для одного перерізу на глибині $z = 0,85/\alpha_e$.

Розрахунковий тиск на ґрунт визначають за формулою

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_e} \cdot \bar{z} \left(u_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_e} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_e^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_e^3 EI} D_1 \right), \quad (4.16)$$

де A_1 , B_1 , C_1 , D_1 – безрозмірні коефіцієнти, що вибираються за табл. 4 додатка 1 до СНиП 2.02.03-85 залежно від приведеної глибини \bar{l} занурення палі у ґрунт.

Перевірка стійкості ґрунту, що оточує палю, здійснюється за формулою

$$\sigma_z \leq \sigma_u = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1), \quad (4.17)$$

де z – глибина розрахункових перерізів;

γ_1 – питома вага ґрунту (в водонасичених ґрунтах з урахуванням виважувальної дії води);

φ_1 , c_1 – розрахункові значення кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення ґрунту;

ξ – коефіцієнт, для забивних паль і паль-оболонок $\xi = 0,6$, для всіх інших видів паль $\xi = 0,3$;

η_1 – коефіцієнт, що дорівнює одиниці, крім випадку розпорних споруд, для яких $\eta_1 = 0,7$;

η_2 – коефіцієнт, що враховує частку постійного навантаження в сумарному згинальному моменті в перерізі пальового фундаменту, проведеному через нижні кінці паль

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n} M_c + M_t}, \quad (4.18)$$

де M_c та M_t – відповідно згинальний момент від постійних і змінних навантажень;

\bar{n} – коефіцієнт, вибирається таким, що дорівнює 2,5 за винятком таких випадків розрахунку: а) особливо відповідальні споруди, для яких за $\bar{l} \leq 2,5$ $\bar{n} = 4$, за $\bar{l} > 2,5$ $\bar{n} = 2,5$; (для проміжних значень \bar{l} інтерполяція); б) фундаменти з однорядним розміщенням паль з позацентрово прикладеним вертикальним навантаженням, для яких $\bar{n} = 4$.

5. Перевірка перерізів палі на міцність та тріщиностійкість від сумісної дії вертикальної сили N_z , згинального моменту M_z та поперечної сили H_z . Значення розрахункових зусиль в палі на глибині z від розрахункової поверхні визначають за формулами

$$M_z = \alpha_e^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_e EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_e} D_3; \quad (4.19)$$

$$H_z = \alpha_e^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_e^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_e M_0 C_4 + H_0 D_4; \quad (4.20)$$

$$N_z = N, \quad (4.21)$$

де $A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що вибираються за табл. 4 додатка 1 до СНиП 2.02.03-85 залежно від приведеної глибини \bar{z} розташування перерізу палі.

6. Зменшення переміщень ростверка та паль і, як наслідок, зниження тиску бокової поверхні палі на ґрунт досягається таким корегуванням конструкції пальового фундаменту: за вільного обпирання ростверка на палі – введенням жорсткого сполучення паль і ростверка; за $\bar{l} \leq 2,5$ – збільшенням довжини паль, але не більше $\bar{l} = 4$ (крім випадку заведення нижнього кінця паль у скелю); збільшенням перерізу або введенням додаткових паль у фундамент; введенням нахилених паль.

Несучу здатність палі за матеріалом стовбура визначають за вказівками норм з проектування залізобетонних конструкцій [15, 16].

Несуча здатність палі за матеріалом стовбура в першому наближенні може бути визначена як для центрально стисненого стержня з урахуванням розрахункової довжини l_p і коефіцієнта поздовжнього згину φ [6].

$$N = \varphi (f_{cd} A \gamma_{cb} \gamma_{cb}' + f_{yd} A_s), \quad (4.22)$$

де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на границі текучості;

A – площа поперечного перерізу бетону;

A_s – площа поперечного перерізу всієї поздовжньої арматури.

Для бурових і набивних паль розрахунковий опір бетону вибирається з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{cb} = 0,85$. Додатково вводяться коефіцієнти умов роботи γ_{cb}' , які залежать від способу утворення свердловини [2, п. 8.5.2.22].

Значення коефіцієнта поздовжнього згину наведено у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнта поздовжнього згину

l_p/b	14	15	18	20	22	24	26	28	30
l_p/d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26
φ	1	0,88	0,8	0,69	0,67	0,62	0,57	0,53	0,50

Примітка.

l_p – розрахункова вільна довжина палі; b – найменший розмір перерізу призматичної палі; d – діаметр круглої палі.

Приклад 4. Визначити розрахункове навантаження на палю-стояк марки С160.35-10, що спирається нижнім кінцем на граніт. Палі таких марок мають клас бетону С20/25, армовані стержнями Ø18 А400С. В верхній частині паля перетинає суглинок м'якопластичний, в'язкий, жовтий з показником текучості близьким до $I_L = 0,75$. Паля має жорстке сполучення з плитним ростверком. Горизонтальне навантаження на одну палю $H = 19,6$ кН.

Несучу здатність палі-стояка по ґрунту визначаємо за формулою (3.2)

$$F_d = \gamma_c RA = 20000 \cdot 0,35^2 = 2450 \text{ (кН)},$$

де R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що для забивних паль вибирається таким, що дорівнює 20000 кПа.

Розрахункове навантаження, яке можна передати на палю, виходячи з міцності ґрунту, розраховується за формулою (3.1)

$$N = 2450/1,4 = 1750 \text{ (кН)}.$$

Під час розрахунку несучої здатності палі за матеріалом стовбура розглядаємо її як стержень, жорстко защемлений у ґрунті в перерізі, розташованому від подошви ростверка на відстані $l_1 = 2/\alpha_c$.

Коефіцієнт деформації α_c у разі улаштування палі з бетону класу С20/25 [15] знаходимо за формулою (4.7)

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{7000 \cdot 1,025}{3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 125 \cdot 10^{-5}}} = 0,5767 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

за умовної ширини палі $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,35 + 0,5 = 1,025$ (м)

та моменту інерції перерізу палі $I = d^4/12 = 0,35^4/12 = 0,00125$ (м⁴).

Розрахункова вільна довжина палі за жорсткого з'єднання голови палі з ростверком

$$l_p = 0,7 \cdot l_1 = 0,7 \frac{2}{\alpha_c} = 0,7 \frac{2}{0,5767} = 2,43 \text{ (м)}.$$

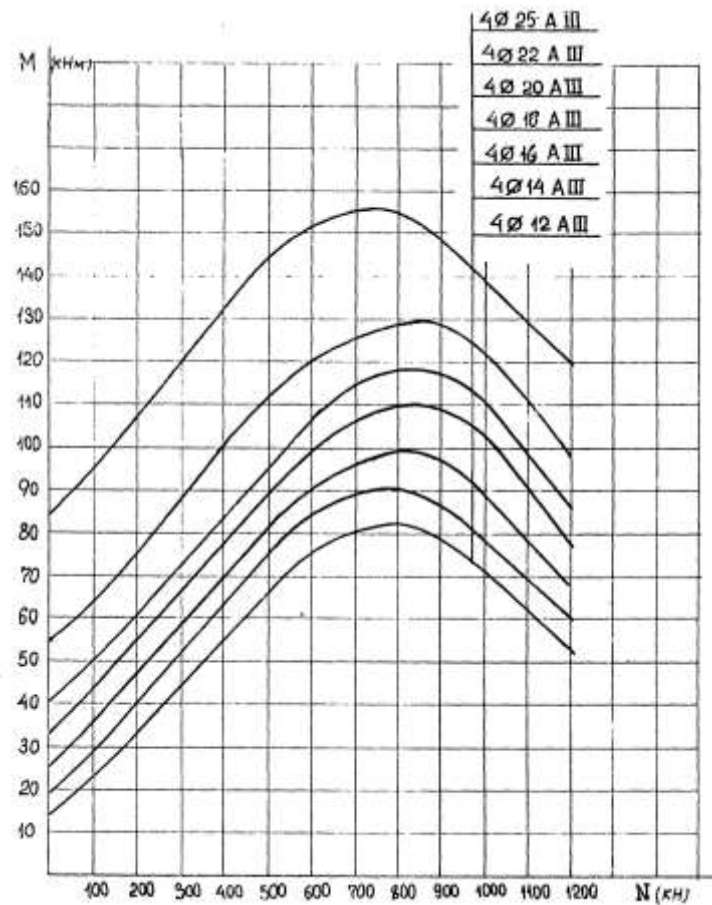
Несуча здатність палі за матеріалом стовбура, як центрально стисненого стержня з співвідношенням $l_p/d = 2,43/0,35 = 6,94$, згідно з табл. 4.1 та характеристиками матеріалів за [15, 16] за армування 4Ø18 А400С

$$\begin{aligned} N &= \varphi (f_{cd} A \gamma_{cb} \gamma_{cs}' + f_{yd} A_s) = 1,0 \cdot (14500 \cdot 0,35^2 \cdot 1,0 + 363000 \cdot 10,18 \cdot 10^{-4}) = \\ &= 1776 + 369,5 = 2145 \text{ (кН)}, \end{aligned}$$

що більше, ніж допустиме навантаження на палю, обчислене за ґрунтом.

Згідно з рекомендаціями Серії 1.011.1 – 10, несуча здатність паль за класу бетону В25 не має перевищувати 1200 кН (рис. 4.4).

При ширині розриву тріщин 0,2 мм



При ширині розриву тріщин 0,1 мм

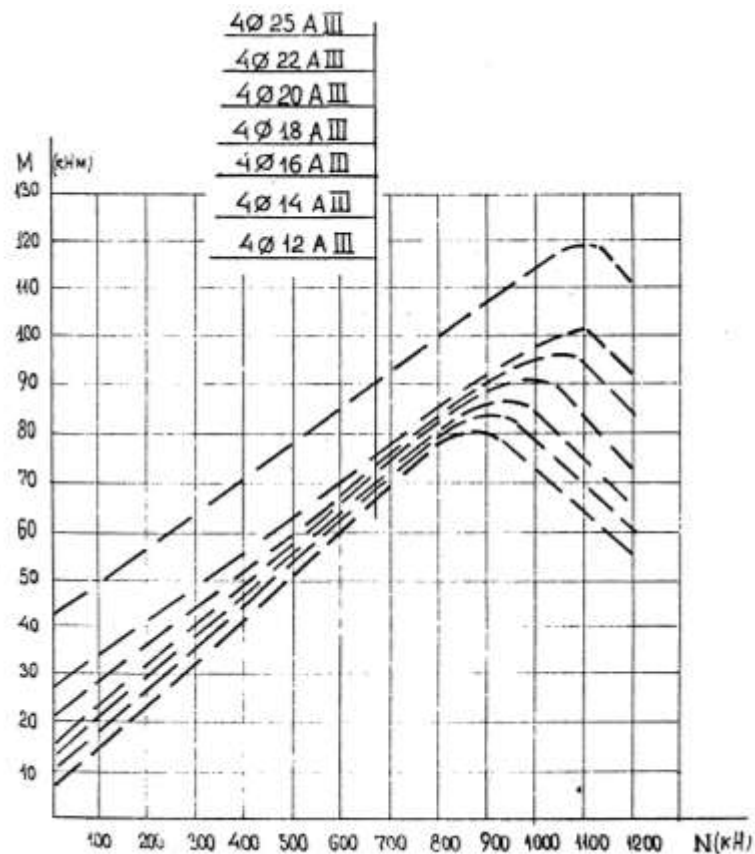


Рисунок 4.4 – Діаграми внутрішніх зусиль в палях перерізом 35×35 см з бетону класу С20/25 за серією 1.011.1 – 10

Врахування горизонтальних сил та моментів

Приведена довжина палі $\bar{l} = l\alpha_c = 16,0 \cdot 0,5767 = 9,23 > 4$.

За табл. 5 дод.1 СНиП 2.02.03-85 для випадку обпирання паль на скельний ґрунт і за $\bar{l} > 4$ коефіцієнти $A_0 = 2,419$; $B_0 = 1,618$; $C_0 = 1,75$.

Переміщення в рівні голови палі від одиничних навантажень за формулами (4.8) – (4.10)

$$\epsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_c^3 EI} A_0 = \frac{1}{0,5767^3 \cdot 30,0 \cdot 10^6 \cdot 1250 \cdot 10^{-6}} \cdot 2,419 = 0,000336 = 3,36 \cdot 10^{-4} (\text{м} / \text{кН});$$

$$\epsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} B_0 = \frac{1}{0,5767^2 \cdot 30,0 \cdot 10^6 \cdot 1250 \cdot 10^{-6}} \cdot 1,618 = 0,0001297 = 1,297 \cdot 10^{-4} (1 / \text{кН});$$

$$\epsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_c EI} C_0 = \frac{1}{0,5767 \cdot 30,0 \cdot 10^6 \cdot 1250 \cdot 10^{-6}} \cdot 1,75 = 0,0000809 = 0,809 \cdot 10^{-4} (\text{рад} / \text{кНм}).$$

За умови жорсткого з'єднання голови палі з ростверком поворот голови палі відсутній, а реактивний момент, що діє з боку ростверка на голову палі за формулою (4.11)

$$M_f = -\frac{\epsilon_{MH}}{\epsilon_{MM}} H = -\frac{1,297 \cdot 10^{-4}}{0,809 \cdot 10^{-4}} \cdot 19,6 = -31,42 (\text{кНм}).$$

Визначаємо переміщення голови палі за формулою (4.14)

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM} = 19,6 \cdot 3,36 \cdot 10^{-4} - 31,42 \cdot 1,297 \cdot 10^{-4} = 0,251 \cdot 10^{-2} (\text{м}) = 0,251 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Переміщення палі не перевищує гранично допустиме.

Виконаємо розрахунок стійкості ґрунту основи, що оточує палю.

Оскільки $\bar{l} = 9,23 > 2,5$, тиск σ_z , що чинить бокова поверхня палі на ґрунт, визначаємо на глибині

$$z = 0,85 / \alpha_c = 0,85 / 0,5767 = 1,47 (\text{м}).$$

За табл. 4 дод. 1 СНиП 2.02.03-85 за $\bar{z} = 0,85$ коефіцієнти $A_1 = 0,997$; $B_1 = 0,799$; $C_1 = 0,320$; $D_1 = 0,085$.

Враховуючи, що $\psi_0 = 0$, обчислюємо тиск σ_z за формулою (4.16)

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{K}{\alpha_c} \cdot \bar{z} \left(u_0 A_1 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_c^3 EI} D_1 \right) = \\ &= \frac{7000}{0,5767} \cdot 0,85 \left(0,00251 \cdot 0,997 - \frac{31,42}{0,5767^2 \cdot 30,0 \cdot 1250} \cdot 0,32 + \frac{19,6}{0,5767^3 \cdot 30,0 \cdot 1250} \cdot 0,085 \right) = \\ &= 19,9 (\text{кПа}). \end{aligned}$$

Переріз палі на глибині 1,47 м знаходиться у суглинку з характеристиками: $\gamma_f = 9,3 \text{ кН/м}^3$; $c_f = 13 \text{ кПа}$; $\varphi_f = 15^\circ$.

Пальовий фундамент з забивних паль не є опорою розпірної споруди, отже $\xi = 0,6$; $\eta_1 = 1$.

Оскільки все горизонтальне навантаження спричинене змінними впливами, то $\eta_2 = 1$.

Визначимо граничний тиск, який може сприйняти ґрунт на глибині 1,34 м від низу ростверка

$$\sigma_u = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1) = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 15^\circ} (9,3 \cdot 1,47 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ + 0,6 \cdot 13) = 47,5 \text{ (кПа)}.$$

Умова стійкості ґрунту $\sigma_z < \sigma_u$ виконується.

Визначимо внутрішні зусилля (згинальний момент і поперечну силу) у перерізах палі відповідно на глибинах $\bar{z} = 0; 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0$.

В рівні верху палі $M = 31,42$ кНм; $Q = H = 19,6$ кН.

На глибині $\bar{z} = 0,5$, $z = 0,5 / \alpha_c = 0,5 / 0,5767 = 0,867$ (м).

За табл. 4 дод. 1 СНиП 2.02.03-85 за $\bar{z} = 0,5$ коефіцієнти $A_3 = -0,021$; $B_3 = -0,005$; $C_3 = 0,999$; $D_3 = 0,500$; $A_4 = -0,125$; $B_4 = -0,042$; $C_4 = -0,008$; $D_4 = 0,999$.

Обчислюємо M_z та Q_z

$$M_z = \alpha_c^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_c EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_c} D_3 =$$

$$= 0,5767^2 \cdot 30,0 \cdot 1250 \cdot 0,00251(-0,021) - 31,42 \cdot 0,999 + \frac{19,6}{0,5767} \cdot 0,5 =$$

$$= -15,05 \text{ (кНм)};$$

$$Q_z = \alpha_c^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_c^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_c M_0 C_4 + H_0 D_4 =$$

$$= 0,5767^3 \cdot 30,0 \cdot 1250 \cdot 0,00251(-0,125) - 0,5767 \cdot 31,42 \cdot (-0,008) + 19,6 \cdot 0,999 =$$

$$= 17,47 \text{ (кН)}.$$

Відповідні обчислення виконуємо і для інших глибин, результати заносимо у таблицю 4.2. Максимальні внутрішні зусилля мають місце у голові палі.

Таблиця 4.2 – Результати визначення внутрішніх зусиль у перерізах палі

\bar{z}	z, м	M_z , кНм	Q_z , кН
0	0	-31,42	19,6
0,5	0,867	-15,05	17,47
1,0	1,734	-2,08	12,2
2,0	3,468	10,25	1,14
3,0	5,202	6,20	-3,16
4,0	6,936	0,11	-3,8

Виконаємо визначення міцності палі з урахуванням дії згинального моменту [17].

Оскільки гнучкість стержня палі $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{6,94 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{0,35^4}{12}}}$ = 48,1 більша

від граничної величини $\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1000,0}{0,35^2 \cdot 14500}}}$ = 13,1, то необхідно

враховувати впливи другого порядку.

Номинальна жорсткість перерізу

$$EI = 0,15E_{cd} \frac{bh^3}{12} + 0,01E_s A_c (0,5h - a_s')^2 =$$

$$= 0,15 \cdot 23,0 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,35^4}{12} + 0,01 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,35^2 \cdot (0,5 \cdot 0,35 - 0,03)^2 = 9723,0 (\kappa H m^2).$$

Критична сила

$$N_b = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 9723,0}{4,856^2} = 4065 (\kappa H).$$

Розрахунковий ексцентриситет

$$e_0 = \frac{M_m}{N_m} = \frac{31,42}{1000} = 0,03142 (м) \geq e_a = 1 \text{ см.}$$

Величина загального ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_m} - 1} \right) = 0,03142 \left(1 + \frac{1,027}{\frac{4065}{1000} - 1} \right) = 0,0419 (м).$$

Координата ядрової точки перерізу

$$r = h/6 = 0,35/6 = 0,0583 (м) > e_0 = 0,0419 \text{ м,}$$

подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги.

$$e = e_0 + 0,5h - a = 0,0419 + 0,5 \cdot 0,35 - 0,03 = 0,187 (м).$$

Несуча здатність перерізу палі

$$N_{Rd} = \frac{A_s' f_{yd} (d - a_s') + f_{cd} bh (0,5h - a_s)}{e} =$$

$$= \frac{5,09 \cdot 10^{-4} \cdot 363000 \cdot (0,32 - 0,03) + 14500 \cdot 0,35^2 (0,175 - 0,03)}{0,187} = 1663,8 (\kappa H).$$

$$N_{Rd} = A_s f_{yd} + f_{cd} b h + f_{yd} A'_s = 2145,8 \cdot (\kappa H).$$

Беремо з розрахунку на міцність без урахування тріщиностійкості менше значення $N = 1663,8$ кН.

Для визначення несучої здатності палі з урахуванням тріщиностійкості був виконаний розрахунок за допомогою програмного комплексу Мономах-САПР. Розрахунок показав, що для вибраної марки палі С 160.35-10 з класом бетону С20/25 та армуванням 4Ø18 А400С допустиме вертикальне навантаження становить (рис. 4.5) 1470 кН.

Отже, вибираємо за допустиме навантаження на палю $N = 1470$ кН.

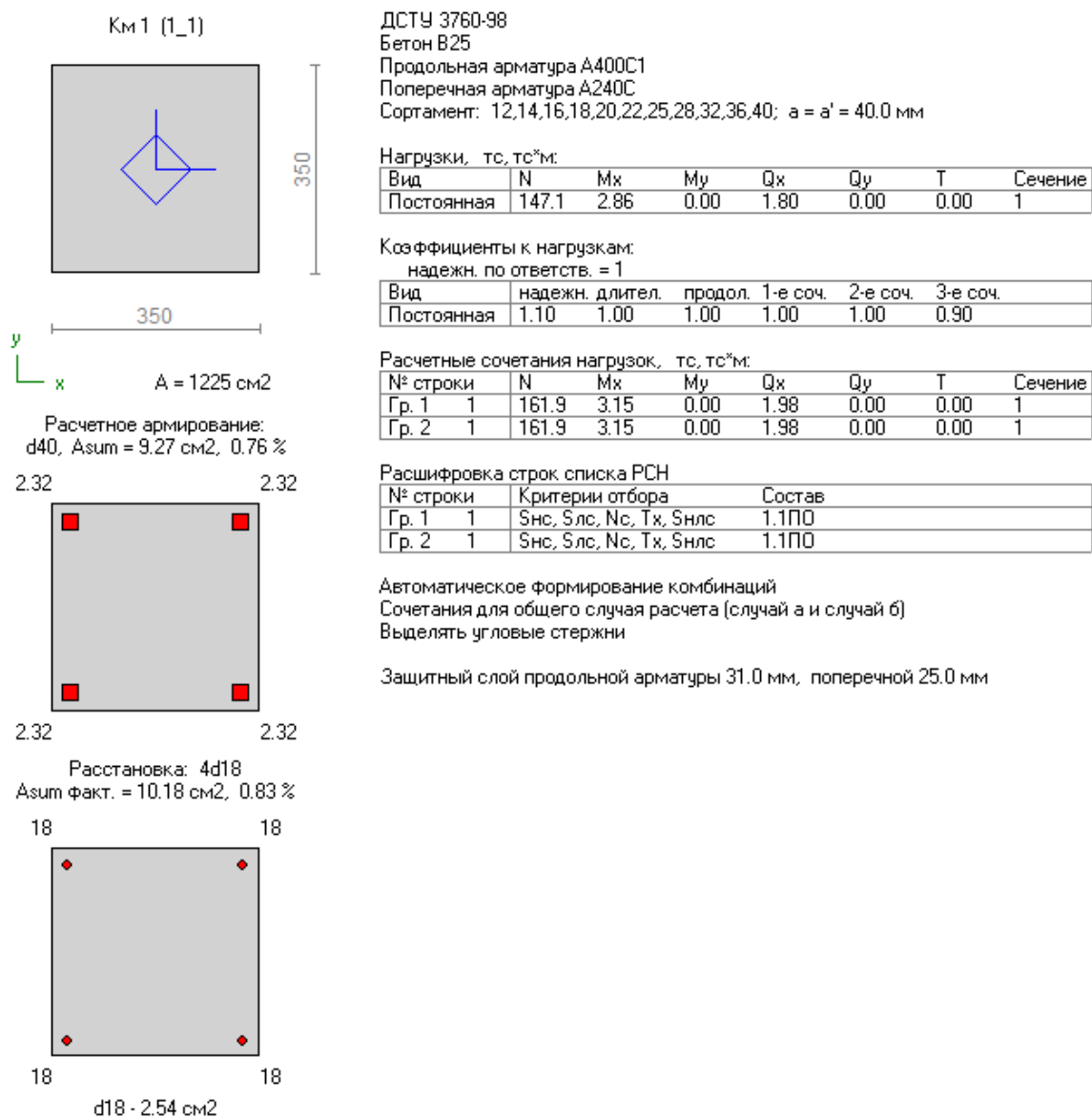


Рисунок 4.5 – Результати розрахунку несучої здатності палі у програмному комплексі Мономах-САПР

5 АЛГОРИТМИ І ПРОГРАМИ З РОЗРАХУНКУ ПАЛЬ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВИ

5.1 Визначення несучої здатності паль за таблицями норм

Програма «Palya» передбачає розрахунок кількості паль у кущі або на один метр довжини стрічкового ростверка за дії вертикального центрально прикладеного навантаження. Корегування кількості паль та їх розміщення в плані за наявності згинальних моментів у навантаженні виконуються студентом вручну.

Розглядаються забивні призматичні, циліндричні та набивні палі будь-якого типу.

5.1.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК

Для розрахунку необхідні такі вихідні дані:

- 1) сторона квадратної, a , або діаметр круглої палі, m ;
- 2) діаметр розширення палі, $d_{pзи}$, за відсутності розширення $d_{pзи} = d$, m ;

3) показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі, I_L . Якщо під нижнім кінцем палі розташований піщаний ґрунт, то вводиться коефіцієнт крупності пісків A_L , який вибирають для пісків:

гравелистих	– 0;
крупних	– 0,1;
середньої крупності	– 0,3;
дрібних	– 0,4;
пилуватих	– 0,5;

4) усереднений показник текучості (крупності), B , ґрунтів від нижнього кінця палі до подошви ростверка. Усереднення здійснюється з урахуванням товщини шарів. Показник крупності за усереднення вибирається для пісків:

крупних та середньої крупності	– 0,2;
дрібних	– 0,3;
пилуватих	– 0,4;

5) показник типу паль, I_M . Для забивних паль та набивних, які улаштовуються способом пробивання свердловин $I_M = 0$. Для інших набивних паль $I_M = 1$.

6) показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі, I_N . Вибирається для ґрунтів:

піщаних	– 0;
глинистих	– 1;

7) глибина закладання нижнього кінця палі від поверхні ґрунту, H , m , з урахуванням примітки 2 до табл. 3.1;

8) глибина закладання подошви ростверка, Z , m . За відсутності ростверка (для буронабивних одиночних паль) $Z = 0$;

9) розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаних ґрунтів під нижнім кінцем палі, ϕ_l , град. За глинистих ґрунтів – будь-яке число;

10) показник форми поперечного перерізу стовбура палі, I_L .
Вибирається для палі:

круглих – 1;

квадратних – 0;

11) розрахункове значення питомої ваги ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням виважувальної дії води γ_t , кН/м³. У разі розрахунку забивних палі – будь-яке число;

12) усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, кН/м³. Усереднення здійснюється з урахуванням товщини шарів та виважувальної дії води. У випадку розрахунку забивних палі – будь-яке число;

13) коефіцієнт умов роботи γ_c ;

14) коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі γ_{cR} ;

15) усереднений коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі γ_{cf} ;

16) розрахункова вертикальна сила N , яка діє на куц (або на один метр погонної довжини стрічкового пального фундаменту), кН.

5.1.2 Алгоритм розрахунку

1. Введення початкових даних.

2. Визначення периметра та площі поперечного перерізу палі.

3. Визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі.

Відповідно до [2] ця величина визначається за допомогою ряду таблиць. Для спрощення програми розрахунку було виконано апроксимацію таблиць, внаслідок чого визначення величини R здійснюється за такими формулами, кПа:

а) для забивних та набивних палі, які улаштовуються пробиванням свердловин:

- для глинистих ґрунтів

$$R = 10H(3,11 - 2,7I_L)^3 + 10\exp(6,52 - 4I_L), \quad (5.1)$$

де I_L – показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі;

H – глибина закладання нижнього кінця палі згідно з приміткою 2 до табл. 3.1, м;

- для піщаних ґрунтів

-

$$R = 10H(3,104 - 2,978A_L)^3 + 10\exp(6,69 - 3,9A_L), \quad (5.2)$$

де A_L – показник, який вибирається відповідно до п. 5.1.1;

б) для бурових та інших паль, що улаштовуються шляхом буріння свердловин:

- для глинистих ґрунтів

$$R = 10H \exp(2,19 - 1,01I_L) + 10(3,81 - 2,75I_L)^3; \quad (5.3)$$

- для піщаних ґрунтів за формулою (3.12), у якій коефіцієнти α_1 , α_2 , α_3 , α_4 визначаються за формулами

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \exp(0.1795 \varphi_I - 1,9815); \\ \alpha_2 &= \exp(0.164 \varphi_I - 0,995); \\ \alpha_3 &= 1.0178 - 0,001875 \varphi_I - (0,2164 - 0,00475 \varphi_I) \sqrt{H / d_{pзц}}; \\ \alpha_4 &= [8,152 - 0,555(d_{pзц} - 0,8)] \frac{1}{\varphi_1}. \end{aligned} \quad (5.4)$$

Усі інші позначення відповідно до п. 5.1.1 цього посібника.

4. Визначення розрахункового опору по боковій поверхні палі $\Sigma f_i h_i$; кН/м. Ця величина визначається теж за допомогою формули, що апроксимує таблицю 3.2.

$$\left. \begin{aligned} \Sigma f_i h_i &= 100 \left(H - e^{-c} \int_0^H e^{-a\sqrt{h}} dh \right); \\ a &= 0,025(2,28 / A_L - 1); \\ c &= 0,054(1 / A_L - 1), \end{aligned} \right\} \quad (5.5)$$

де A_L вибирається відповідно до п. 5.1.1.

5. Визначення несучої здатності палі за формулою (3.4).

6. Визначення необхідної кількості паль у куці або на 1 м погонної довжини стрічкового фундаменту з урахуванням коефіцієнта γ_k у формулі (3.1).

7. До друку виводять такі дані: розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (кПа); несуча здатність палі без урахування коефіцієнта γ_k по боковій поверхні (кН/м) на 1 м погонної довжини периметра поперечного перерізу палі; кількість паль.

Приклад розрахунку за описаною програмою наведений нижче.

5.1.3 Приклад розрахунку

Необхідно розрахувати фундамент із забивних висячих палей за заданих ґрунтових умов та навантаження від надземної частини споруди (рис. 5.1).

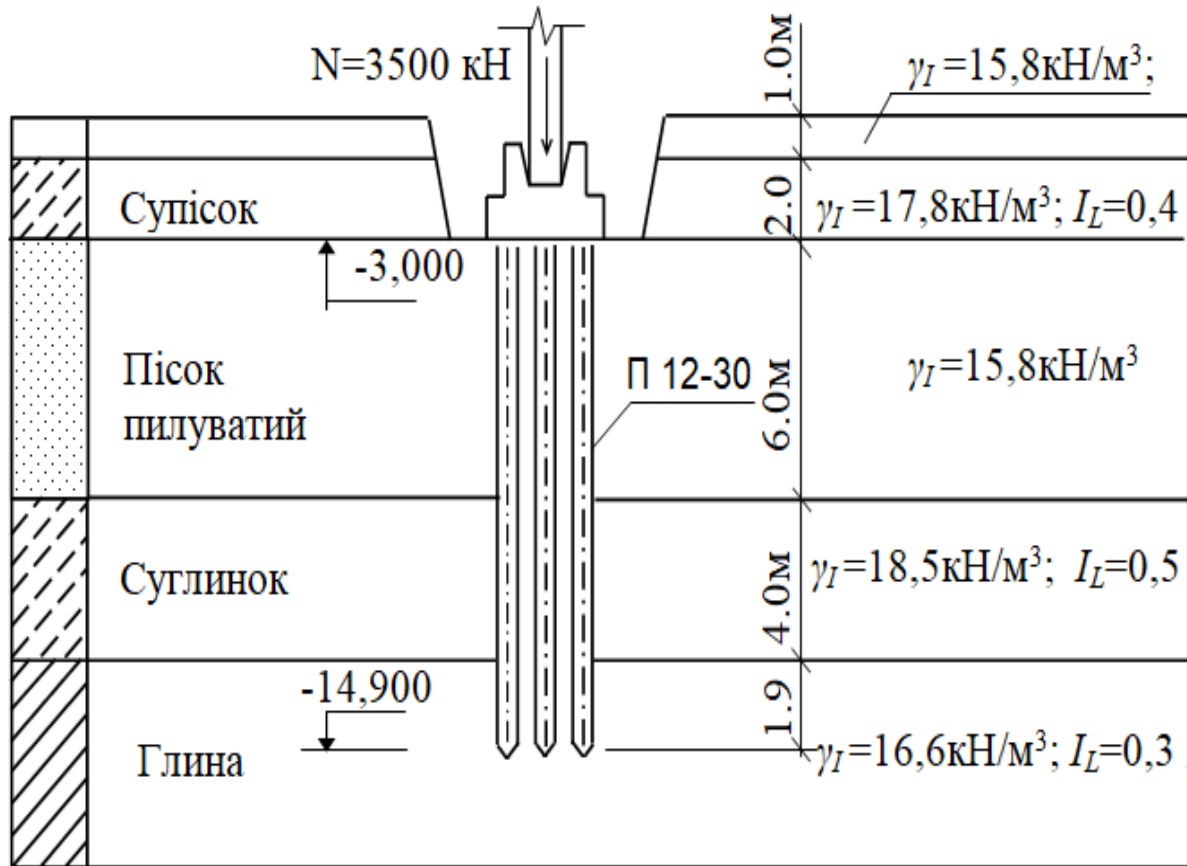


Рисунок 5.1 – Схема розташування пального фундаменту у ґрунті

Площа поперечного перерізу палі П 120-30 та її периметр:

$$A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ м}^2;$$

$$Ll = 0,3 \times 4 = 1,2 \text{ м.}$$

Глибина занурення нижнього кінця палі з урахуванням замурування у ростверк (0,1 м) $H=14,90$ м, глибина закладання підшви ростверка $Z = 3$ м. Оскільки паля квадратна, забивна і опирається своїм нижнім кінцем на глинистий ґрунт, то $I_L = 0,3$; $IM = 0$; $IN = 1$ (див. п. 5.1.1).

Відповідно до [2] для палей, що занурюються дизель-молотами, $\gamma_c = 1$; $\gamma_{cR} = 1$; $\gamma_{cf} = 1$.

Усереднений показник текучості ґрунтів по боковій поверхні:

$$I_L = \frac{0,4 \times 6,0 + 0,5 \times 4,0 + 1,9 \times 0,3}{6,0 + 4,0 + 1,9} = 0,42.$$

Для піску пилюватого (див. п. 5.1.1) взято $I_L = 0,4$.

Розрахуємо необхідну кількість паль вручну.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (табл. 3.1)

$$R = = 3950 \text{ кПа.}$$

Розбиваючи ґрунт по довжині палі на шари потужністю ≤ 2 м та використовуючи дані табл. 3.2, одержимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні на 1 м периметра поперечного перерізу :

$$\Sigma f_i h_i = 27 \cdot 2,0 + 30,5 \cdot 2,0 + 33 \cdot 2,0 + 26 \cdot 2,0 + 27 \cdot 2,0 + 50 \cdot 1,9 = 387 \text{ (кН/м).}$$

Тоді несуча здатність палі за ґрунтом

$$F_d = 1,0 (3950 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot 387) = 820 \text{ кН.}$$

Необхідна кількість паль у ростверку

$$n = \frac{N \gamma_k}{F_d} = \frac{3500 \times 1,4}{820} = 5,97.$$

Приймаємо 6 паль.

Результати розрахунку за допомогою ПК наведено нижче.

РОЗРАХУНОК ПОТРІБНОЇ КІЛЬКОСТІ ПАЛЬ

- Зозуля група № Б-20
1. Сторона квадратної або діаметр круглої палі - 0.3
 2. Діаметр уширення палі - 0.3
 3. Показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі - 0.3
 4. Осереджений показник текучості для ґрунтів від нижнього кінця палі до підшови розтверку - 0.42
 5. Показник типу палі - 0
 6. Показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
 7. Глибина закладання нижнього кінця палі від рівня природнього рельєфу - 14.9
 8. Глибина закладання підшови ростверку від рівня природнього рельєфу, м - 3.0
 9. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
 10. Показник форми поперечного перерізу ствола палі - 0
 11. Розрахункове значення питомої ваги піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
 12. Осереджене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
 13. Коефіцієнт умов роботи палі - 1
 14. Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
 15. Осереджений по шарах коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі - 1
 16. Розрахункове значення вертикальної сили, що діє на куц палі, N - 3500

Потрібна кількість паль - 6.01007705

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі - 3856.02531439149

Питомий опір ґрунту по боковій поверхні палі - 390.01473511511

Несуча здатність палі - 814.799993076195

Вікно програми розрахунку палевих фундаментів «Palua» подано на рис. 5.2.

Palya
Program Help

1. Сторона квадратної або діаметр круглої палі, м	<input type="text" value="0,3"/>
2. Діаметр уширення палі (при відсутності уширення діаметр або сторона палі), м	<input type="text" value="0,3"/>
3. Показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі Якщо під нижнім кінцем палі розташований піщаний ґрунт, показчик приймається рівним - для пісків гравелистих = 0; - крупних = 0,1; - середніх = 0,3; - дрібних = 0,4; - пилуватих = 0,5;	<input type="text" value="0,3"/>
4. Осереднений показник текучості для ґрунтів від нижнього кінця палі до підшови ростверку. Осереднення виконується з урахуванням товщини шарів.	<input type="text" value="0,42"/>
5. Показник типу палі: - для паль, що улаштовуються без виймання ґрунту(забивні, набивні у пробитих свердловинах) = 0; - для паль, що улаштовуються з вийманням ґрунту(бурові) = 1;	<input type="text" value="0"/>
6. Показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі. Приймається для ґрунтів: - піщаних = 0; - глинистих = 1;	<input type="text" value="1"/>
7. Глибина закладання нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу(або рівня планування при плануванні зрізанням), м	<input type="text" value="14,9"/>
8. Глибина закладання підшови ростверку від рівня природного рельєфу, м (при відсутності ростверку приймається рівною 0)	<input type="text" value="3,0"/>
9. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі, град.	<input type="text" value="1"/>
10. Показник форми поперечного перерізу ствола палі. приймаються для паль: - круглих = 1; - квадратних = 0;	<input type="text" value="0"/>
11. Розрахункове значення питомої ваги піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м	<input type="text" value="1"/>
12. Осереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, з урахуванням зважуючої дії води кН/куб.м	<input type="text" value="1"/>
13. Коефіцієнт умов роботи палі	<input type="text" value="1"/>
14. Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі	<input type="text" value="1"/>
15. Осереднений по шарах коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі	<input type="text" value="1"/>
16. Розрахункове значення вертикальної сили, що діє на куц палі(або 1 погонний метр довжини стрічкового пальового фундаменту) N, кН	<input type="text" value="3500"/>

Дані про студента

Прізвище

Ім'я

Група

Результати розрахунку

Потрібна кількість паль	<input type="text" value="6,01316414487"/>
Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі	<input type="text" value="3856,72181992"/>
Питомий опір ґрунту по боковій поверхні палі	<input type="text" value="389,811532586"/>
Несуча здатність палі	<input type="text" value="814,878802897"/>

Рисунок 5.2 – Вікно програми розрахунку пальових фундаментів «Palya»

5.2 Визначення несучої здатності паль з врахуванням характеристик міцності ґрунтів

Розробка базується на державній нормативній базі [2]. Отримано функціональну веб-сторінку, алгоритм розрахунку якої був написаний за допомогою мови програмування JavaScript (рис. 5.3).

The screenshot shows a web application titled "Розрахунок несучої здатності палі" (Calculation of load capacity of a pile). The form is organized into several sections:

- Parameters Section:** Includes input fields for pile diameter D (m), pile length L (m), soil type (dropdown menu with "Піщаний ґрунт середньої"), unit weight of soil γ (kN/m³), coefficient of earth pressure K (kN/m³), coefficient of earth pressure at depth K_d (kN/m³), pile length L (m), and pile type (dropdown menu with "Забивна").
- Soil Layer Section:** Includes input fields for soil layer number N , pile diameter D (m), pile length L (m), and pile length L (m).
- Calculation Section:** Includes input fields for soil strength R (kN/m²), soil strength for pile calculation R_p (kN/m²), coefficient of earth pressure at depth K_d (kN/m³), coefficient of earth pressure K (kN/m³), pile length L (m), unit weight of soil γ (kN/m³), and pile length L (m).
- Buttons:** "Додати шар" (Add layer) and "Розрахувати" (Calculate).

Рисунок 5.3 – Загальний вигляд веб-сторінки для розрахунку несучої здатності палі

Створена програма «Pali» для практичного розрахунку.

Як веб-сторінка, так і програма дозволяють визначити розрахунковий опір під нижнім кінцем палі, розрахунковий опір на бічній поверхні як за таблицями норм, так і за характеристиками міцності ґрунту (для забивних паль) та відповідні значення несучої здатності палі.

Вихідними даними є габарити і тип палі, інженерно-геологічні нашарування ґрунтів по довжині палі з необхідними характеристиками, розрахункове вертикальне навантаження на групу паль.

5.2.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК

Набір вихідних даних для розрахунку покажемо для розрахунку, виконаного у прикладі 1 цього посібника. Для розрахунку необхідні такі вихідні дані:

1. Глибина закладання нижнього кінця палі від поверхні ґрунту, H , м	13,4
2. Глибина закладання підосви ростверка, Z , м	1,65
3. Сторона квадратної, a , або діаметр круглої палі, м	0,3
4. Діаметр розширення палі, $d_{pзи}$, м	0,3
5. Показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі, I_L	0,3
6. Розрахункова вертикальна сила, яка діє на куш (або на один метр погонної довжини стрічкового пальового фундаменту), кН	2600
7. Тип паль, (забивна, набивна)	забивна
8. Ґрунт під нижнім кінцем палі, (піщаний, глинистий)	піщаний
9. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаних ґрунтів під нижнім кінцем палі, φ_1 , град.	33
10. Коефіцієнт умов роботи γ_c	1
11. Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі γ_{cR}	1
12. Форма палі, (кругла, квадратна)	квадратна
13. Рівень ґрунтових вод (WL)	2.0

Також для кожного шару ґрунту використовуються такі дані:

1. Потужність, м	6,5
2. Питома вага ґрунту (γ_{II}), кН/м ³	18
3. Питома вага ґрунту у виваженому водою стані (γ_{sb}), кН/м ³	9,8
4. Показник текучості (I_L)	0,5
5. Коефіцієнт Пуассона	0,3
6. Коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі (γ_{cf})	1
7. Питоме зчеплення за першим граничним станом (c_1)	22
8. Кут внутрішнього тертя за першим граничним станом (φ_1)	20

Вікно програми розрахунку несучої здатності паль подано на рисунку 5.3.

5.2.2 Алгоритм розрахунку

В середовищі програми виконується розбивання палі по довжині на елементарні шари потужністю не більше 2 м. В середовище програми також заведено всі необхідні таблиці норм.

Для розрахунку опору по боковій поверхні в циклі обробки програма проходиться по всіх розбитих шарах (товщина яких вже не перевищує 2 м), визначаючи глибини від рівня природного рельєфу до середини розбитого шару (H_i) та записуючи їх в динамічні масиви.

Далі, проаналізувавши глибину до середини розбитого шару (H_i) та його показник текучості, програма інтерполює відповідні табличні значення опору по боковій поверхні цього шару (f_{li}) та записує їх в динамічні масиви. Далі для визначення опору по боковій поверхні відбувається підсумовування добутків i -тих опорів (f_{li}), коефіцієнтів умов роботи (γ_{cf}) та i -тих товщин розбитих шарів ґрунту (h_i).

Водночас для забивних паль визначення опору додатково обчислюється за формулою (3.5), користуючись даними з динамічних масивів, заповнених раніше.

Опір під нижнім кінцем розраховується для глибини розташування нижнього кінця палі та показника текучості того шару, де знаходиться нижній кінець, за допомогою інтерполяції відповідних табличних значень норм, закладених в алгоритм.

Відповідно до отриманих величин опорів та інших початково введених даних розраховується несуча здатність палі за формулою (3.4) у 2-х варіантах (з використанням опору по боковій поверхні, визначеного за таблицями норм та за показниками міцності ґрунту).

Послідовність використання програми

1. Ввести початкові дані.
2. Виконати розрахунок, натиснувши кнопку «Розрахувати».
3. Зберегти результати розрахунку, вказавши місце розташування файлу.
4. Роздрукувати результати розрахунку.

5.2.3 Приклад розрахунку

Результати розрахунку на базі даних для прикладу 1 подано на рисунку 5.4.

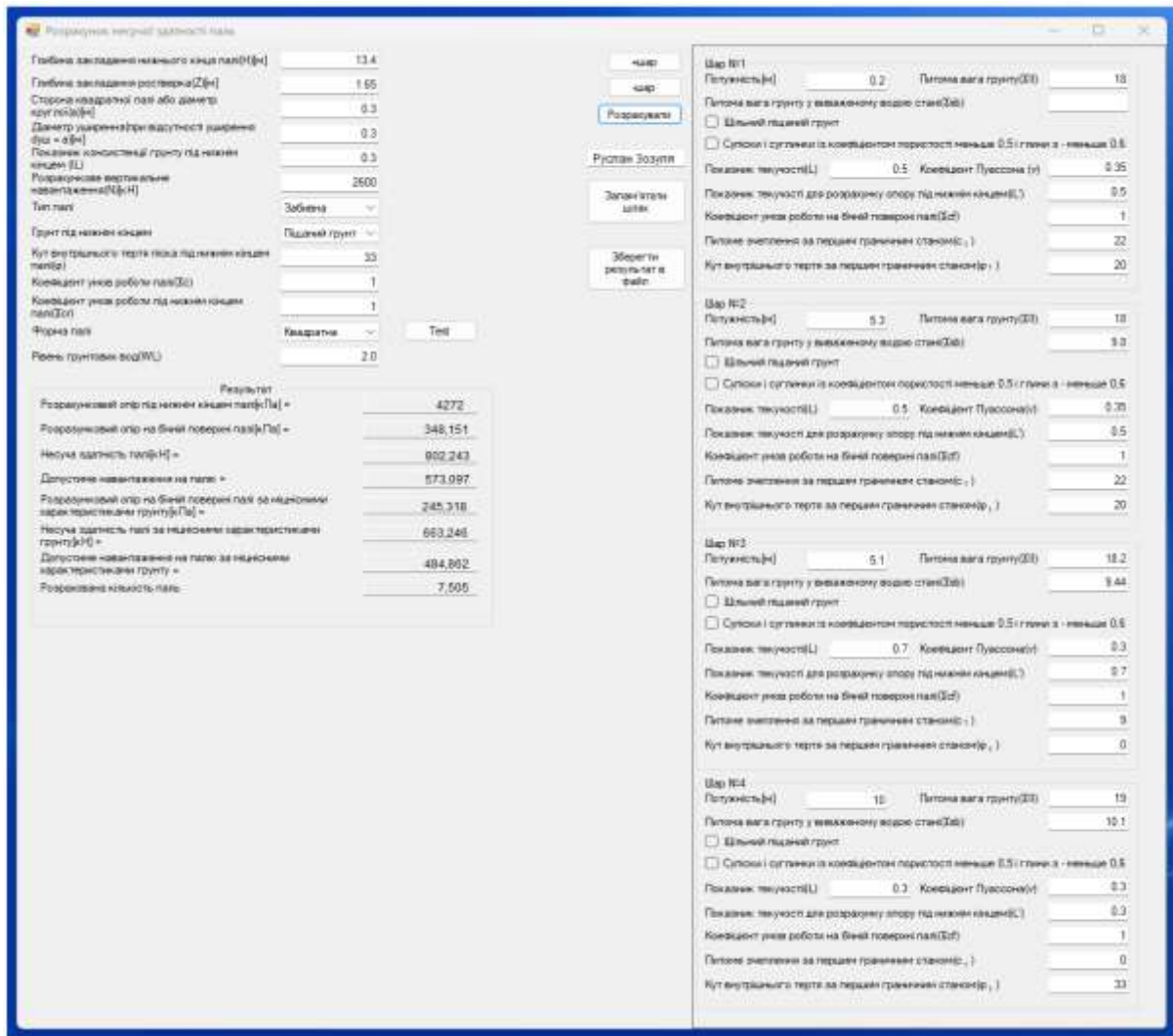


Рисунок 5.4 – Вікно програми розрахунку несучої здатності палі

6 ПРОЄКТУВАННЯ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

Після визначення несучої здатності палі переходять до проєктування пальового фундаменту.

6.1 Визначення потрібної кількості палей і розміщення їх у ростверку

Кількість палей в куці або на 1 п. м стрічкового фундаменту, який сприймає вертикальне навантаження, визначається згідно з умовою

$$n \geq (1,1 \dots 1,2) N_m / N = N_d / N, \quad (6.1)$$

де N_m – розрахункове граничне навантаження на пальовий фундамент на рівні обрізу ростверка;

N_d – розрахункове граничне навантаження на пальовий фундамент з урахуванням його власної ваги;

N – розрахункове навантаження на палю за формулою (3.1).

Коефіцієнт 1,1...1,2 враховує власну вагу пальового фундаменту.

Кількість паль у куці округлюється до більшого цілого числа незалежно від величини дробової частини.

Відстань між осями висячих паль, l_w , (забивних та набивних діаметром менше 0,8 м) вибирається не менше $3d$ і не більше $6d$ (d – розмір поперечного перерізу палі), між осями паль-стояків – не менше $1.5d$.

Відстань від краю ростверка до найближчого краю палі (звис ростверку) вибирається не менше 100 мм [11, 12]. На рис. 6.1 наведено варіанти розміщення паль у стовпчастих ростверках.

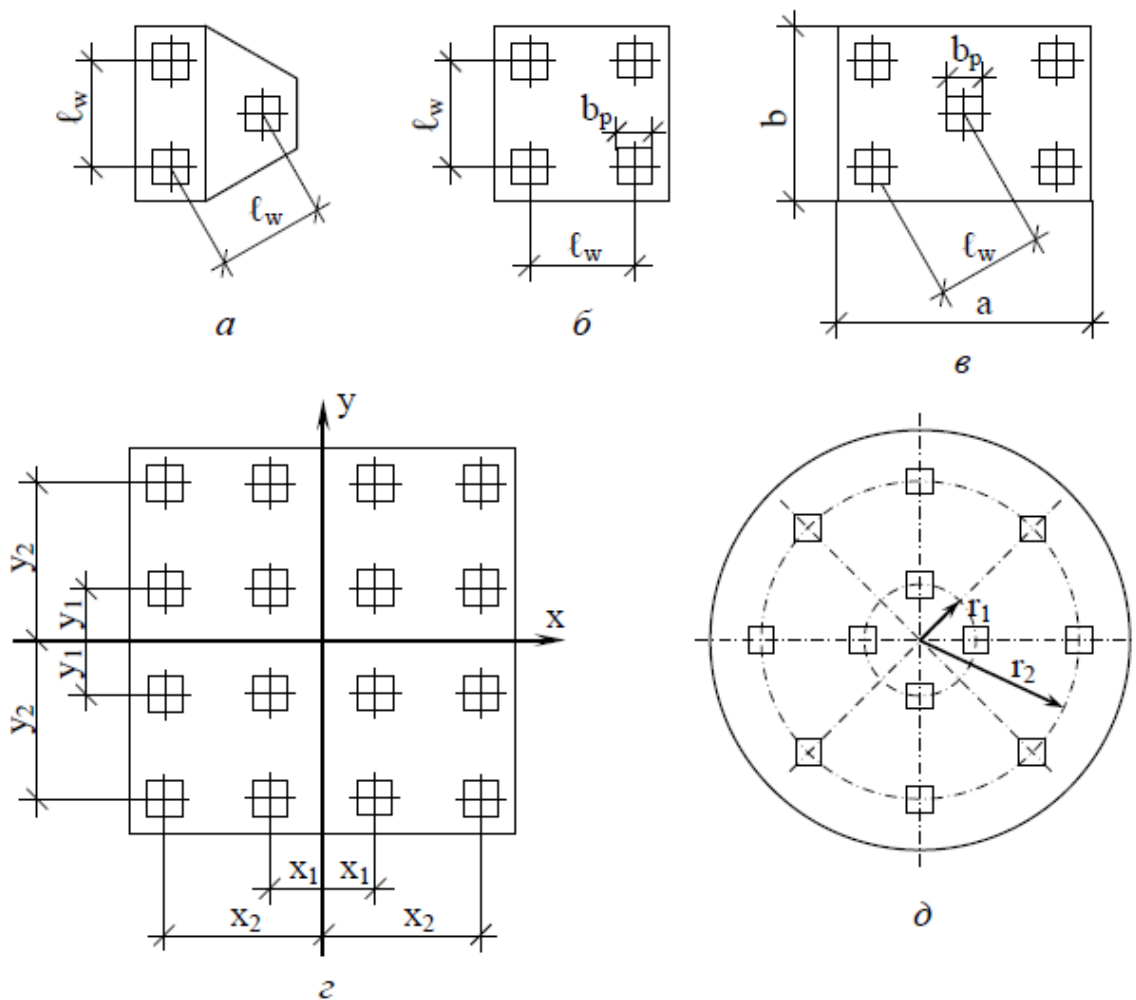
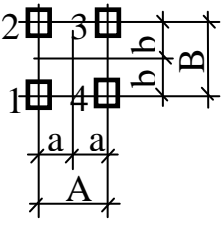
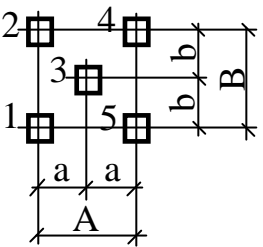
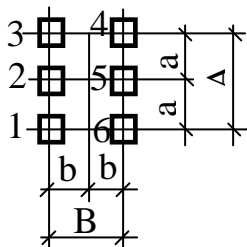
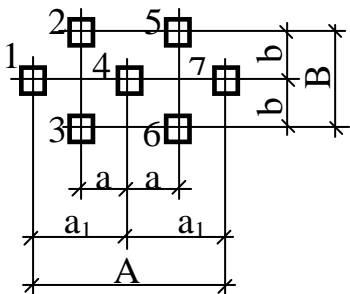


Рисунок 6.1 – Розміщення паль у стовпчастих ростверках:

a – з трьох паль; b – з чотирьох паль; c – з п'яти паль; d – з багатьох паль; e – у круглому ростверку

Якщо відстань між рядами паль неоднакова, то розміри ростверка під колони можна визначати за таблицею 6.1, де наведено параметри типових палових куці із забивних паль для одноповерхових та багатоповерхових промислових будівель. Потрібно зазначити, що мінімальна кількість паль під колону для одноповерхових будівель з мостовими кранами – 4, для інших випадків – 2 палі.

Таблиця 6.1 – Параметри типових пальових груп (кущів) із забивних паль для промислових споруд

Типова схема пального куща	Розмір перерізу палі, мм	Розміри, мм				
		a	a ₁	A	в	B
1	2	3	4	5	6	7
<p>4 палі</p> 	300×300	450		900	450	900
		600		1200		
		650		1300		
		800		1600		
	350×350	600		1200	450	900
		750		1500		
		1050		2100		
		600		1200		
<p>5 палі</p> 	300×300	650		1300	450	900
		800		1600		
		950		1900		
		1100		2200		
	350×350	1075		2150	625	1250
		1255		2450	625	1250
		900		1800	900	1800
<p>6 палі</p> 	300×300	900		1800	450	900
		1100		2200		
		1250		2500		
	350×350	1050		2100	600	1200
		1200		2400		
<p>7 палі</p> 	300×300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350×350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		

Продовження таблиці 6.1

1	2	3	4	5	6	7
<p>8 палів</p>	300×300	475	950	1900	800	1600
	350×350	625	1250	2500	650	1300
		525	1050	2100	900	1800
			675	1350	2700	
<p>9 палів</p>	300×300	900		1800	900	1800
		1100		2200		
		1400		2800		
		1550		3100		
	350×350	1050		2100	1050	2100
		1225		2450		
		1375		2750		
		1650		3300		
<p>10 палів</p>	300×300	450	1350	2700	900	1800
	350×350	500	1500	3000	900	1800
		550	1650	3300		
		600	1800	3600		

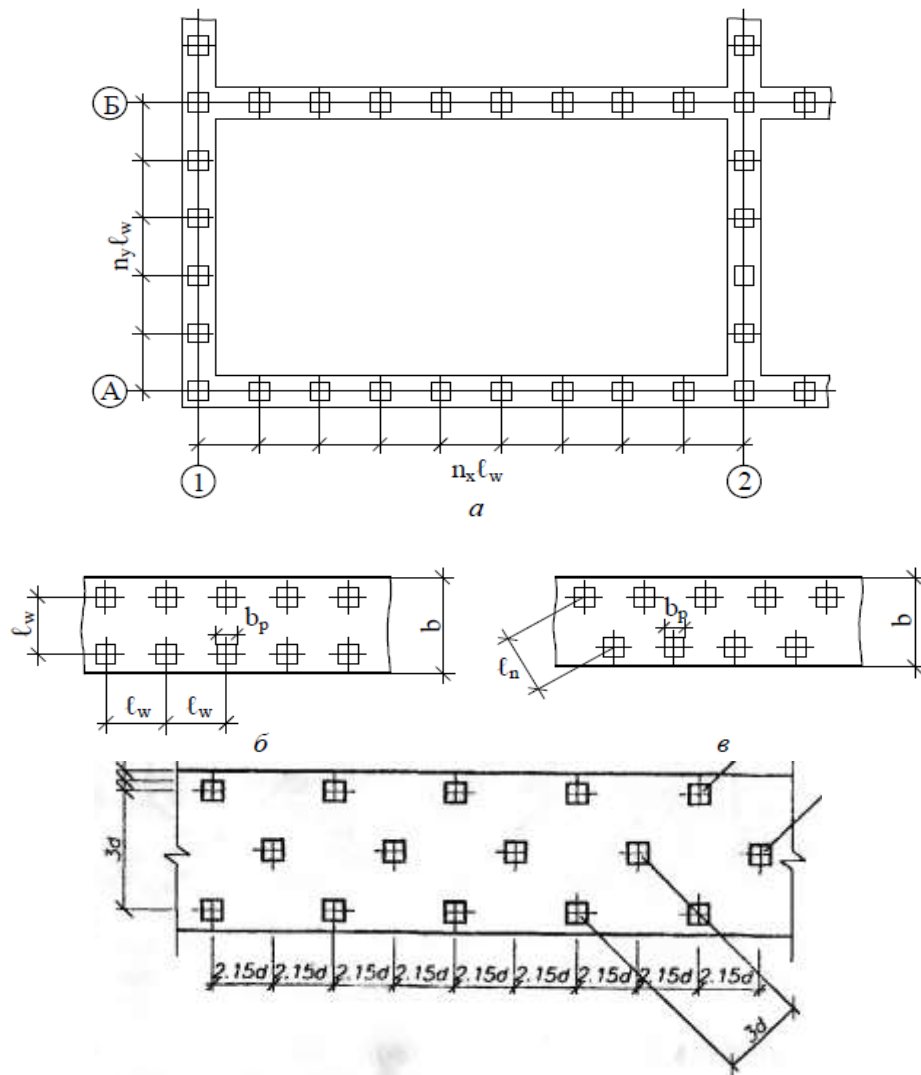
У випадку застосування бурових палів діаметром більше 0,8 м відстань між ними вибирається в проміжку між боковими поверхнями стовбура або між розширеннями не менше 1 м, за улаштування розширень палів у твердих і напівтвердих глинистих ґрунтах – 0,5 м.

Кількість палів у стрічковому фундаменті визначається на 1 п. м і може бути дробовим числом.

Під час проектування стрічкового фундаменту спочатку перевіряють можливість однорядного розміщення палів. Для цього від потрібної кількості палів переходять до потрібної відстані між палями в ряду

$$l_w \leq 1/n = N/N_d. \quad (6.2)$$

Якщо виявиться, що $l_w < 3d$, то палі не можна розміщувати в один ряд і переходять до дворядного або трирядного розміщення. За шахового порядку розміщення палів відстань між палями по осі ряду може бути зменшена (відстань не менше $3d$ має бути забезпечена між центрами палів (рис. 6.2).



2

Рисунок 6.2 – Розміщення паль у стрічкових пальових фундаментах:
a – однорядне; *б* – дворядне рядове; *в* – дворядне шахове; *г* – трирядне

Під час складання пального поля для стрічкового фундаменту потрібно дотримуватись умови, що в місцях перетинання стін (стрічкових ростверків) мають розміщуватись палі (рис. 6.3). Для цього розміщення паль в межах ділянки ростверка необхідно починати саме з кутів.

6.2 Конструювання ростверка

Ширину ростверків стрічкових фундаментів призначають не менше 400 мм, висоту – не менше 400 мм [11, 12].

Ширина стрічкового ростверка за розміщення паль в один ряд

$$b = d + 200, \quad (6.3)$$

де *b* – ширина стрічки;

d – розмір поперечника палі.

Ширина стрічкового ростверка за багаторядного розміщення паль

$$b = a(n - 1) + d + 2e, \quad (6.4)$$

де *a* – відстань між осями паль;

n – число рядів палів;
 e – звис ростверка.

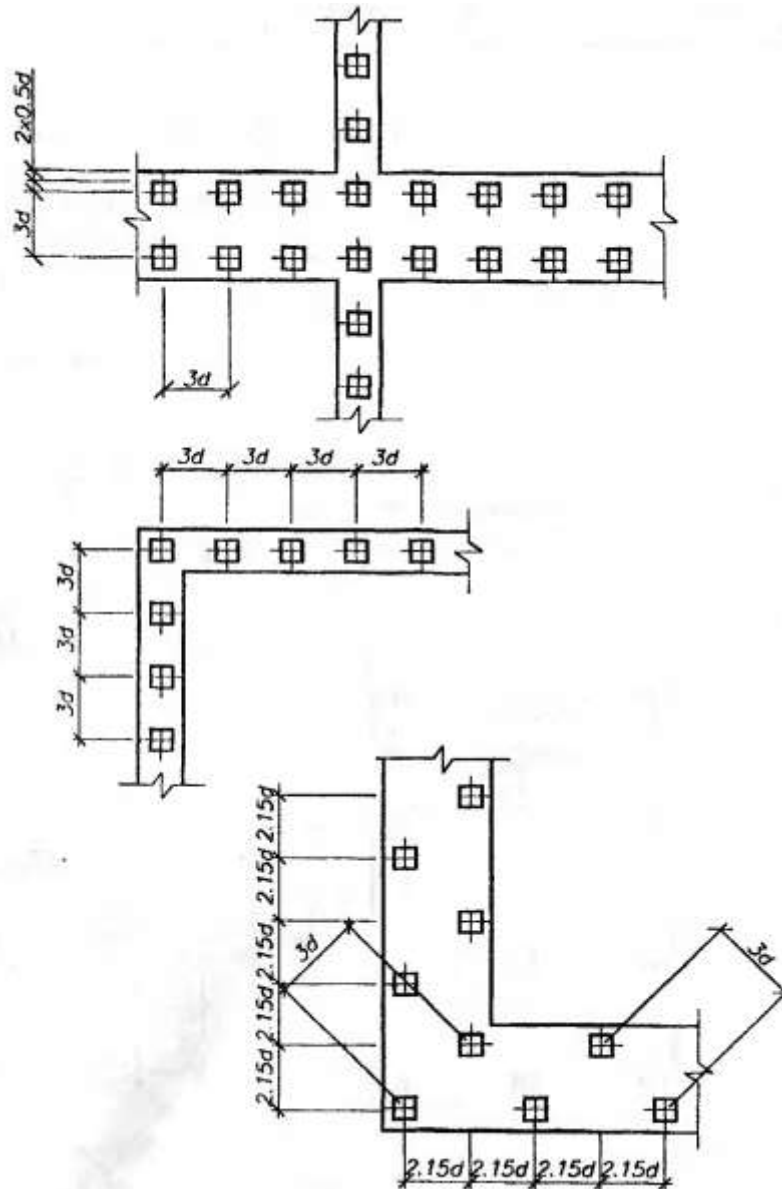


Рисунок 6.3 – Варіанти розміщення палів в місцях перетинання стін

Поперечні розміри підшви кущового ростверка призначають кратними 300 мм, висоту – 150 мм, розміри стрічкового ростверка кратні 100 мм.

Розміри підколоники призначаються аналогічно стовпчастим фундаментам [7] залежно від виду колони. У разі стаканного сполучення ростверка та збірної колони конструктивні розміри стаканної частини аналогічні стовпчастим фундаментам [7].

6.3 Перевірка фактичного навантаження на кожну палю

Перевірка фактичного навантаження на кожну палю виконується з урахуванням ваги палі, ростверка, ґрунту на його уступах та згинальних

моментів і поперечних сил (якщо вони є).

Розрахункове навантаження на крайню палю під час дії згинальних моментів визначається за формулою

$$N = \frac{N_m + G_p + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_{x,m} \cdot y}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{M_{y,m} \cdot x}{\sum_1^n x_i^2}, \quad (6.5)$$

де G_p – вага ростверку з ґрунтом на його уступах;

$G_{паль}$ – вага паль;

$M_{x,m}$, $M_{y,m}$ – розрахункові моменти відносно головних центральних осей x та y , відповідно (див. рис. 6.4);

x , y – відстань від головних осей фундаменту до осі палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження;

x_i , y_i – відстань від головних осей до осі кожної палі.

Розрахункове навантаження на крайню палю не має перевищувати того, що може витримати паля

$$N \leq F_d / \gamma_k. \quad (6.6)$$

Під час дії постійних і тривалих змінних навантажень перевантаження палі не має перевищувати 5 %.

Якщо пальовий фундамент розраховується з урахуванням змінних короткочасних навантажень (кранових, вітрових і т. ін.), розрахункове навантаження на крайні палі може бути збільшене на 20 % [2, п. 8.5.2.25], тобто

$$N_{\max} \leq 1,2 \cdot F_d / \gamma_k. \quad (6.7)$$

У випадку невиконання умови (6.6), (6.7) можна задовільнити, збільшуючи довжину палі, відстань між палями, а також кількість паль.

Осідання основи пального фундаменту розраховують за способами, наведеними в розділі 7.

Приклад 5. Запроектувати пальовий фундамент із забивних паль П100–30. Вихідні дані:

Навантаження, які передаються на рівні обрізу фундаменту:

- розрахункові граничні $N_m = 2600$ кН; $M_{x,m} = 420$ кНм;
- розрахункові експлуатаційні $N_e = 2300$ кН; $M_{x,e} = 336$ кНм;
- - розмір поперечного перерізу колони $h_c = 0,6$ м; $b_c = 0,4$ м.

Ґрунтові умови майданчика:

- рослинний шар товщиною 0,3 м ($\gamma_{II} = 16,7$ кН/м³);
- суглинок тугопластичний товщиною 3,5 м ($\gamma_{II} = 17,2$ кН/м³; $I_L = 0,5$; $\varphi_{II} = 23^\circ$);
- супісок пластичний товщиною 5,0 м ($\gamma_{II} = 16,8$ кН/м³; $I_L = 0,4$; $\varphi_{II} = 28^\circ$);
- пісок середньої крупності середньої щільності ($\gamma_{II} = 19,5$ кН/м³; $e = 0,58$; $\varphi_{II} = 39^\circ$; $c_{II} = 2,5$ кПа).

Глибина закладання підосви ростверка $d_p = 1,3$ м. Положення паль у ґрунті показано на рис. 7.3.

Несуча здатність палі по ґрунту $F_d = 803,7$ кН. Допустиме розрахункове навантаження на палю $F_d/\gamma_k = 803,7/1,4 = 574$ (кН).

Відстані між осями паль вибираємо такими, що дорівнюють $3d = 3 \cdot 300 = 900$ мм (d – сторона поперечного перерізу палі). Звис ростверка (відстань між зовнішніми гранями палі та ростверка) не менше $e = 0,1$ м.

Кількість паль в фундаменті знаходять залежно від розрахункових навантажень N_m та M_m , а також з урахуванням ваги ростверка і ґрунту на його уступах.

Приблизно вагу ростверка і ґрунту, які припадають на одну палю, можна знайти

$$G_p + G_{ep} = \Delta A \cdot d_1 \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_{fm} = 0,9^2 \cdot 1,3 \cdot 20 \cdot 1,1 = 23,2 \text{ (кН)},$$

де ΔA – вагова площа, яка приходить на одну палю;

d_1 – глибина котловану;

γ_{mt} – середнє значення питомої ваги ростверка і ґрунту на його уступах,

$\gamma_{mt} = 20$ кН/м³;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Необхідна кількість паль

$$n = \frac{\gamma_{fs} \cdot N_d}{N - (G_p + G_{ep})} = \frac{1,2 \cdot 2600}{574 - 23,2} = 5,7,$$

де γ_{fs} – коефіцієнт, що враховує наявність згинального моменту з ексцентриситетом $M_{x,m}/N_m = 420/2600 = 0,16$ (м). Беремо $n = 6$.

Визначимо розміри підосви ростверка

$$l_p = (n_l - 1) \cdot d_{sl} + d + 2e_c = (3 - 1) \cdot 0,9 + 0,3 + 2 \cdot 0,1 = 2,3 \text{ (м)};$$

$$b_p = (n_b - 1) \cdot d_{sb} + d + 2e_c = (2 - 1) \cdot 0,9 + 0,3 + 2 \cdot 0,1 = 1,4 \text{ (м)},$$

де n_l, n_b – кількість паль у напрямку довжини і ширини ростверка, відповідно (рис. 6.4);

d_{sl}, d_{sb} – відстань між осями паль у напрямку довжини і ширини ростверка, відповідно.

Вибираємо $l_p = 2,4$ м; $b_p = 1,5$ м (рис. 6.4).

Виконаємо перевірку розрахункових навантажень на крайні палі

$$N_{\max}^{\min} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{2852}{6} \pm \frac{420 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 475,3 \pm 116,7 \text{ (кН)},$$

де $N_d = N_m + G_p + G_{ep} + G_n = 2600 + 103 + 148,5 = 2852$ (кН);

$G_p + G_{ep} = A_p \cdot d \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_{fm} = 3,6 \cdot 1,3 \cdot 20 \cdot 1,1 = 103$ (кН);

$A_p = l_p \cdot b_p = 2,4 \cdot 1,5 = 3,6$ (м²); $G_n = 6 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 1,1 = 148,5$ (кН);

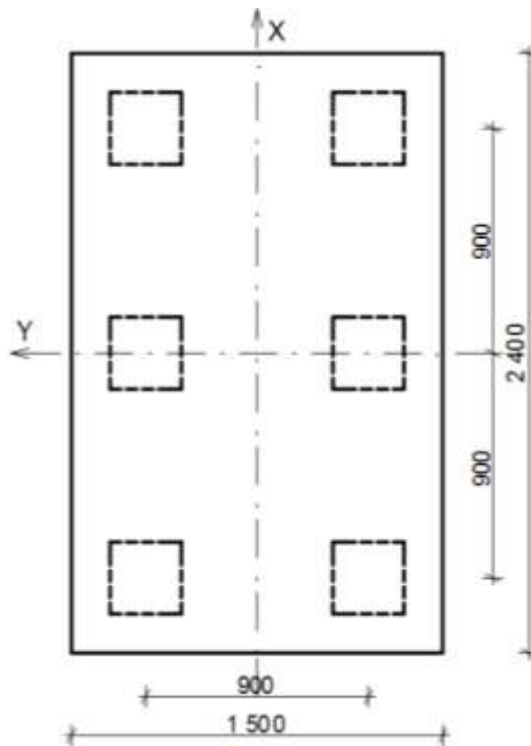


Рисунок 6.4 – План пальового куща

$$N_{\max} = 475,3 + 116,7 = 592 \text{ (кН)} < 1,2 \cdot 574 = 688,8 \text{ (кН)};$$

$$N_{\min} = 475,3 - 116,7 = 358,6 \text{ (кН)} > 0.$$

Необхідні умови міцності виконуються.

6.4 Навчально-методичні рекомендації

Проектування пальових фундаментів будівель та споруд є проблемною задачею, пов'язаною з неоднозначністю розрахунків та вибором найбільш оптимального варіанта. Дійсно, для недосвідченого виконавця важко відразу вибрати несучий шар, тип та марку палі, розрахувати оптимальний варіант пальового фундаменту.

У практиці курсового та дипломного проектування вибір оптимального варіанта пальового фундаменту часто пов'язаний з неодноразовим перерахуванням несучої здатності різних марок палі, що без використання ПК дуже важко.

Для вирішення цієї задачі з використанням ПК рекомендується такий методичний підхід:

1. Під час проектування фундаментів із забивних або набивних палей необхідно накреслити в масштабі геологічний розріз будівельного майданчика з нанесенням глибини залягання, потужності та фізичних характеристик кожного шару (питомої ваги, показника текучості для пілувато-глинистих ґрунтів або умовного показника крупності для піщаних ґрунтів).

2. Визначити несучий шар ґрунту (якщо можна, не один) під нижніми кінцями палей.

3. Розташувати на розрізі ростверк пального фундаменту з усіма необхідними даними.

4. Підібрати декілька варіантів палей за довжиною, перерізом, величиною заглиблення в несучий шар відповідно до вимог, наведених у п. 2.2, та розмістити їх на розрізі. У цьому випадку потрібно мати на увазі, що в практиці промислового та цивільного будівництва найбільше поширення одержали забивні призматичні палі квадратного перерізу 30×30 та 35×35 см.

5. Підготувати по кожному варіанту та ретельно перевірити вихідні дані (див. п. 5.1.1, 5.2.1).

6. Після роздрукування результатів розрахунку на ПК, щоб уникнути грубих помилок і для навчальних цілей, порівняти обчислені на ПК та табличні значення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі відповідно до табл. 3.1 та 3.7 посібника.

7. Під час проєктування палевих фундаментів потрібно намагатися брати мінімальну кількість палей як у кушовому, так і у стрічковому ростверку.

8. Одержавши необхідну кількість палей, їх розташовують у ростверку і перевіряють фактичне навантаження на кожен палець за формулою (6.5). У разі дії згинальних моментів, якщо ця умова для крайніх палей не виконується, можна використати один із таких варіантів покращення роботи палей:

- враховуючи, що вартість 1 м³ монолітного залізобетону в 2-3 рази менша від вартості такого самого об'єму палей, насамперед необхідно в межах допустимого збільшити відстань між осями палей, тим самим зменшивши величину другого та третього доданків у формулі (6.5);

- збільшити кількість палей у куші або зменшити відстань між палями стрічкового палевих фундаменту за рахунок збільшення відстані між рядами палей.

9. Під час проєктування фундаментів із буронабивними палями прагнуть одержати їх мінімальну кількість. Тут використовують різні варіанти, варіюють довжину та діаметр палей, влаштовують розширення різних діаметрів. Найоптимальнішим варіантом для каркасних споруд є зведення фундаменту з однієї буронабивної палі під колону (якщо поперечний переріз колони не більший від діаметра палі), оскільки у цьому випадку ростверк фундаменту улаштовується в тілі палі, то цим самим зменшується трудомісткість зведення фундаменту. Застосування коротких буронабивних палей недоцільне.

7 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ

Розрахунок паль і їх груп за деформаціями основ, згідно з [1, 2], потрібно виконувати розв'язуванням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі.

Розрахунки за деформаціями основи пальових фундаментів із забивних паль невеликої довжини (до 10...12 м) та їх груп з урахуванням взаємного впливу дозволяється виконувати за розрахунковою схемою умовного фундаменту.

7.1 Розрахунок деформацій основ пального фундаменту за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі

На першому етапі розрахунку визначається осідання одиночної палі під дією вертикального навантаження P .

Осідання одиночної палі визначається як частка від пружної складової осідання палі залежно від співвідношення між величиною навантаження на палю, межею пропорційності та величиною граничного опору палі на графіку осідання – навантаження за результатами натурних випробувань (рис. 7.1).

За відомого значення пружної складової осідання палі, S_e , осідання одиночної палі під дією вертикального навантаження P визначається за формулою [2]

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P}. \quad (7.1)$$

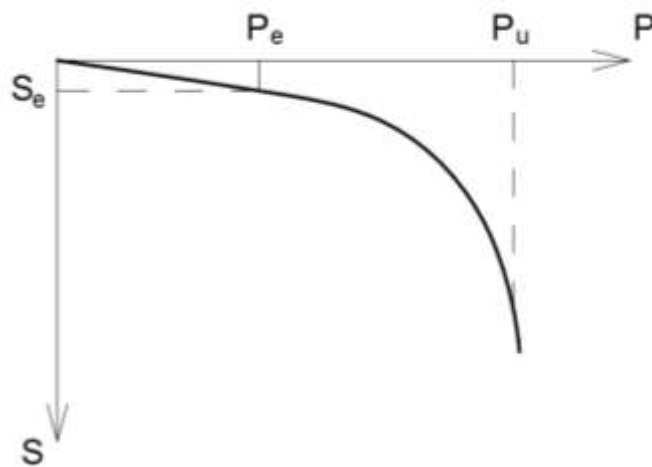


Рисунок 7.1 – Залежність осідання палі від навантаження за даними натурних випробувань: P_e – навантаження, що обмежує лінійну ділянку осідання голови палі; P_u – величина граничного опору палі, за якої вичерпується несуча здатність основи; S_e – пружна складова осідання палі

У випадку відсутності результатів натурних випробувань дозволяється параметри формули (7.1) визначати таким чином.

Граничний опір палі $P_u = 1,25 F_d$ (F_d – несуча здатність палі за результатами розрахунку).

Навантаження, що обмежує лінійну ділянку осідання голови палі, $P_e = 0,5 P_u$.

Для визначення пружної складової осідання палі напружена зона навколо неї поділяється на дві частини (рис. 7.2): напружена зона по боковій поверхні з середнім модулем деформації E_f (осереднення здійснюється в межах бічної поверхні палі) та напружена зона під нижнім кінцем палі, яка визначається в межах одного діаметра (або сторони) палі d_0 вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі.

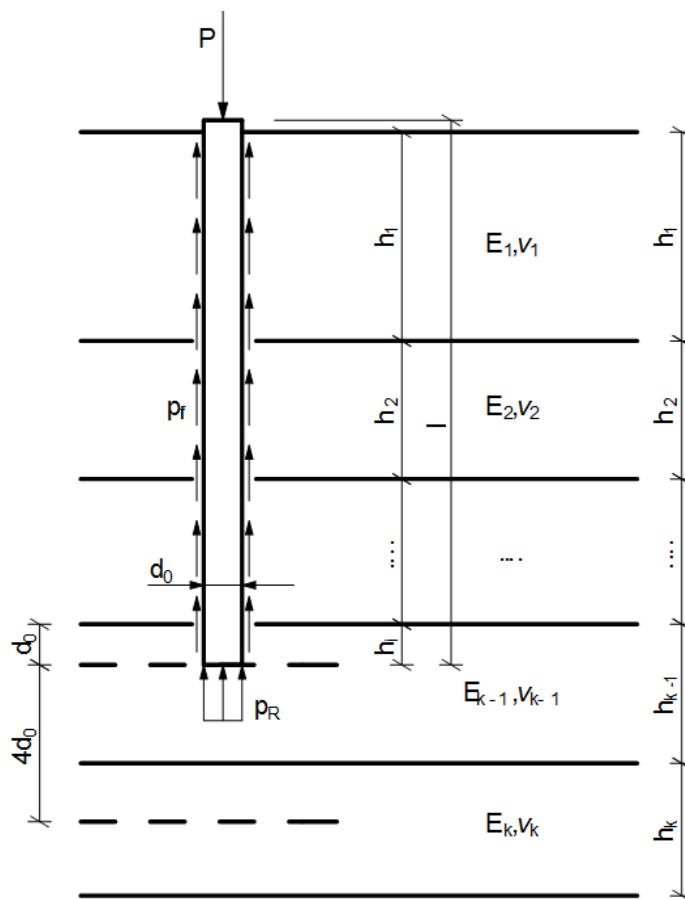


Рисунок 7.2 – Розрахункова схема для визначення осідання вертикально навантаженої палі в пружному середовищі

Осереднення здійснюється за формулою

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i}. \quad (7.2)$$

Для визначення осідання ґрунту навколо палі визначається приведенне значення модуля деформації

$$E = (1-b)k_f E_f + k_p b E_p, \quad (7.3)$$

де b – коефіцієнт, що визначає частину навантаження, яка передається нижнім кінцем (за таблицею П.1.2 [2] залежно від приведенного радіусу палі $r = d_0/2l$ та $k_E = \frac{E_p}{E_f}$);

k_f – коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі за табл. П.1.5, П.1.6 [2] залежно від способу занурення палі або улаштування палі;

k_p – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі за табл. П.1.7 та П.1.8 [2] залежно від виду ґрунту під нижнім кінцем для палей, що улаштовуються без виймання ґрунту; для бурових палей $k_p = 1$.

Пружна складова осідання палі складається з двох частин: переміщення ґрунту навколо палі та переміщення голови за рахунок пружних деформацій матеріалу стовбура

$$s_e = 2(1+\nu) \frac{P_e c}{El} + \frac{P_e l(1+b)}{2E_0 F}, \quad (7.4)$$

де $\nu = \frac{\sum \nu_i h_i}{\sum h_i}$ – середнє значення коефіцієнта Пуассона в межах напруженої зони;

c – коефіцієнт осідання (за таблицею П.1.1 [2] залежно від r та k_E);

l – довжина палі;

E_0 – модуль пружності матеріалу стовбура палі;

F – площа поперечного перерізу стовбура палі.

На другому етапі визначається осідання групи палей за методикою, що враховує взаємний вплив палей у фундаменті.

Обравши одну з середніх палей, визначають її осідання з урахуванням впливу всіх інших

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij}, \quad (7.5)$$

де s_1 – власне осідання одиночної палі від навантаження P ;

p_j – навантаження на j -ту палю у фундаменті;

$s_{i,j}$ – осідання i -тої палі від одиничного навантаження на j -ту палю у фундаменті, що визначається за формулою

$$s_{i,j} = 2(1+\nu) \frac{w_j k_{bj}}{El}. \quad (7.6)$$

Тут w_j , k_{bj} – коефіцієнти впливу сусідніх палей за табл. П.1.3 та П.1.4 [2] залежно від приведеної відстані між палями.

Порядок розрахунку наведено нижче у *Прикладі 6*.

Приклад 6. Виконати розрахунок пального фундаменту за деформаціями основи за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі.

Вихідні дані для розрахунку беремо з прикладу 5 та за рисунком 7.3. Розміри котловану будівлі $b_k = l_k = 22$ м.

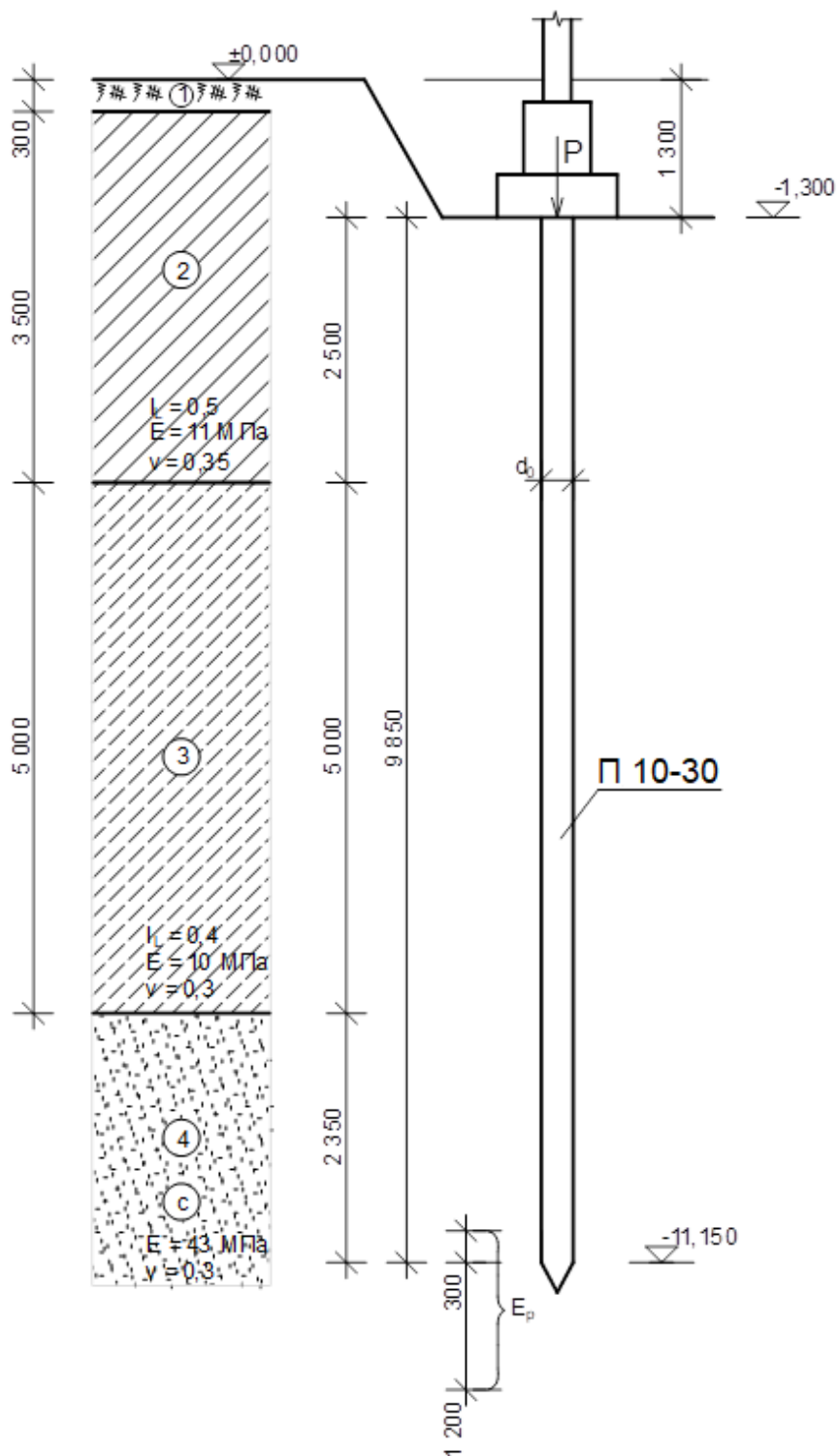


Рисунок 7.3 – Розрахункова схема і розміщення в ґрунті пальового фундаменту

Визначимо осідання одиночної палі в середині куща.
 Вертикальне навантаження на палю вибираємо середнім для куща за розрахункового експлуатаційного значення навантажень.
 Вертикальне навантаження від колони $N_e = 2300$ кН.
 Вага ростверка з ґрунтом на його уступах
 $G_p = 4,68 \cdot 20 = 93,6$ (кН).

Середнє навантаження на палю

$$P = \frac{2300 + 93,6}{6} = 399 \text{ (кН)}.$$

Середнє значення коефіцієнта Пуассона в межах напруженої зони

$$\nu = \frac{\sum \nu_i h_i}{\sum h_i} = \frac{0,35 \cdot 2,5 + 0,3 \cdot 5,0 + 0,3 \cdot 3,55}{11,05} = 0,311.$$

Граничний опір палі $P_u = 1,25 F_d = 1,25 \cdot 803,7 = 1004,6 \text{ (кН)}$.

Навантаження на палю на межі пропорційності

$$P_e = 0,5 P_u = 0,5 \cdot 1004,6 = 502,3 \text{ (кН)}.$$

Модуль деформації ґрунту під нижнім кінцем палі в межах одного діаметра вище і чотирьох діаметрів нижче позначки нижнього кінця палі

$$E_p = 43 \text{ МПа}.$$

Осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i} = \frac{11 \cdot 2,5 + 10 \cdot 5,0 + 43 \cdot 2,35}{9,85} = 18,13 \text{ (МПа)}.$$

Відношення усереднених модулів деформації під нижнім кінцем і в межах бічної поверхні палі

$$k_E = \frac{E_p}{E_f} = \frac{43}{18,13} = 2,37.$$

Приведений радіус палі $r = \frac{r_0}{l} = \frac{0,15}{9,85} = 0,015$.

Модуль деформації матеріалу палі при класі бетону С16/20

$$E_0 = 24500 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт, що визначає частину навантаження, яка передається нижнім кінцем (за таблицею П.1.2 [2] залежно від r та k_E) $b = 0,203$.

Коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі за табл. П.1.5 [2] $k_f = 1,4$.

Коефіцієнт умов роботи піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі за табл. П.1.7 [2] $k_p = 1,79$.

Приведений модуль деформації ґрунту

$$E = (1-b)k_f E_f + k_p b E_p = (1-0,203) \cdot 1,4 \cdot 18,13 + 1,79 \cdot 0,203 \cdot 43 = 35,85 \text{ (МПа)}.$$

Коефіцієнт осідання (за таблицею П.1.1 [2] залежно від r та k_E)

$$c = 0,628.$$

Пружна складова осідання палі

$$s_e = 2(1+\nu) \frac{P_e c}{E l} + \frac{P_e l (1+b)}{2 E_0 F} = 2(1+0,311) \frac{502,3 \cdot 0,628}{35850 \cdot 9,85} + \frac{502,3 \cdot 9,85 \cdot (1+0,203)}{2 \cdot 24500 \cdot 10^3 \cdot 0,3^2} = 0,00369 \text{ (м)}.$$

Осідання одиночної палі

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P} = \frac{0,00369 \cdot 399}{1004,6 - 399} = 0,00243 \text{ (м)}.$$

Визначимо осідання куца з 6 палей, взявши за основну одну з середніх палей (рис. 7.4).

Палі мають такі відстані від середньої:

$$a_1 = 0,9 \text{ м} - 3 \text{ шт.};$$

$$a_2 = 1,273 \text{ м} - 2 \text{ шт.}$$

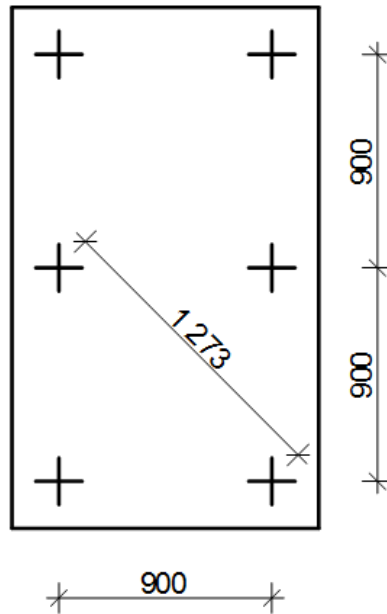


Рисунок 7.4 – Розміщення палі у куці

Визначаємо коефіцієнти впливу сусідніх палі за табл. П.1.3 та П.1.4 [2] залежно від приведеної відстані

$$\frac{a_1}{2r_0} = 0,9 / 0,3 = 3,0; \quad w_1 = 0,439; \quad k_{b1} = 1,058;$$

$$\frac{a_2}{2r_0} = 1,273 / 0,3 = 4,24; \quad w_2 = 0,3906; \quad k_{b2} = 1,0438.$$

Осідання середньої палі від одиничного навантаження на j -ту палю у фундаменті визначаємо за формулою

$$s_{i,j} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El}.$$

Для відповідних палі

$$s_{1,1} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El} = 2(1 + 0,311) \frac{0,439 \cdot 1,058}{35850 \cdot 9,85} = 3,449 \cdot 10^{-6} (\text{м});$$

$$s_{1,2} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El} = 2(1 + 0,311) \frac{0,3906 \cdot 1,0438}{35850 \cdot 9,85} = 3,0273 \cdot 10^{-6} (\text{м}).$$

Осідання пального куца з 6 палі

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij} = 0,00243 + 3 \cdot 399 \cdot 3,449 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 399 \cdot 3,0273 \cdot 10^{-6} = 0,00897 (\text{м}).$$

Допустиме значення осідання для будівель із залізобетонним каркасом $S_u = 10$ см [2].

Умова $S = 0,897$ см $< S_u = 10$ см виконується.

7.2 Алгоритм і програма розрахунку деформацій основ пального фундаменту за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі

7.2.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК

Програма «Розрахунок осідання паль» складена відповідно до основних положень норм [2] і передбачає визначення осідань (з розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі), що спричинені зовнішніми навантаженнями.

Для розрахунку потрібні такі дані:

1. Глибина закладення ростверка, Z , м.
2. Площа ростверка, m^2 .
3. Глибина закладання нижнього кінця палі, H , м.
4. Сторона квадратної або діаметр круглої палі, d , м.
5. Площа поперечного перерізу палі, F , m^2 .
6. Розрахункове експлуатаційне вертикальне навантаження N_e , кН.
7. Модуль деформації матеріалу палі, E_0 , МПа.
8. Рівень ґрунтових вод WL , м.
9. Несуча здатність палі за ґрунтом, F_d , кН.
10. Коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, k_f , (за табл. П.1.5, П.1.6).
11. Тип ґрунту під нижнім кінцем палі (піщаний чи глинистий), для піщаного вказати крупність частинок.
12. Вибрати тип паль (бурова, буроін'єкційна).
10. Кількість шарів ґрунту з різними значеннями модуля деформації та питомої ваги від підошви ростверка до нижнього кінця паль з такими відомостями про кожний з цих шарів:

- потужність, h , м;
- розрахункове значення питомої ваги, γ_{ii} , кН/м³;
- розрахункове значення питомої ваги з врахування виважувальної дії води (за винятком глин), γ_{sb} , кН/м³;
- показник текучості, I_L ;
- коефіцієнт Пуассона, ν ;
- модуль деформації, E_i , МПа;

Для розрахунку осідання куца паль додатково вводимо відстані до сусідніх паль від середньої палі, m , та їх кількість, $шт$.

7.2.2 Алгоритм розрахунку

1. Введення і перевірка початкових даних.
2. Розрахунок осідання фундаменту за заданим методом відповідно до рекомендацій [2].
3. Отримання результатів і збереження файлу з вказанням шляху до існуючого файлу.

7.2.3 Приклад розрахунку

Потрібно розрахувати осідання фундаменту за прикладом 6. Розташування у ґрунті та глибина закладання – згідно з рисунком 7.3.

Складаємо таблицю вихідних даних для програми «Розрахунок осідання паль» (рис. 7.5) і як результат розрахунку отримаємо розрахункові значення осідань.

Рисунок 7.5 – Результати розрахунку пального фундаменту за деформаціями основи за розв’язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі

$$S = 0,892 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см.}$$

7.3 Розрахунок деформацій основ пального фундаменту за розрахунковою схемою умовного фундаменту

Для розрахунку осідання пального фундаменту перетворюється на суцільний умовний фундамент мілкового закладання, до якого в подальшому використовується методика пошарового підсумовування [2]. Водночас розглядаються деформації ґрунтової товщі нижче нижніх кінців паль.

Методику використовують для висячих забивних паль і паль, що занурюються без виймання ґрунту в піщані і глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$.

Межі умовного фундаменту (рис. 7.6) визначаються: знизу – площиною, яка проходить через нижні кінці паль; з боків – вертикальними площинами, які проходять на відстані $2h \cdot \text{tg}(\varphi_{II,mt} / 4)$ від зовнішньої грані крайніх рядів паль у кущі; зверху – поверхнею планування.

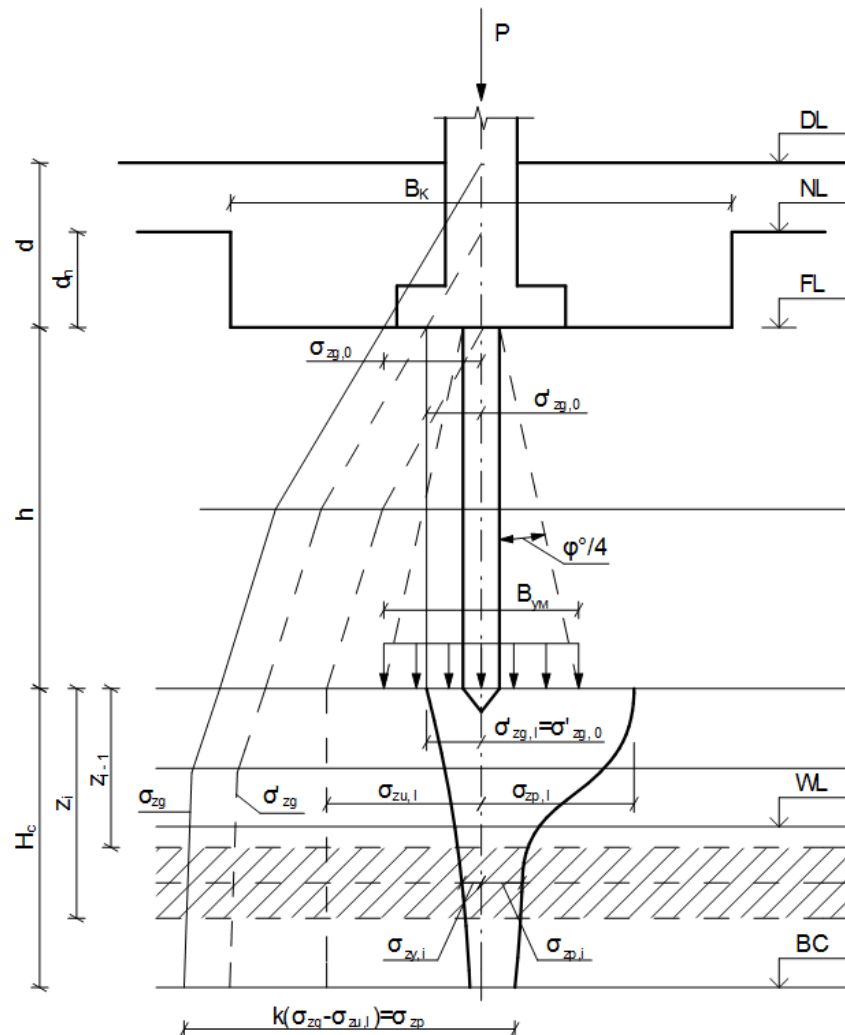


Рисунок 7.6 – Схема розрахунку пального фундаменту за деформаціями основ

Під час побудови умовного фундаменту використовується поняття середнього значення кута внутрішнього тертя ґрунту, яке обчислюється за формулою

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\varphi_{II,1} \cdot h_1 + \varphi_{II,2} \cdot h_2 + \dots + \varphi_{II,n} \cdot h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (7.7)$$

де $\varphi_{II,i}$ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя i -го шару ґрунту,

який прилягає до бокової поверхні палі;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$\sum h_i$ – сумарна товщина шарів ґрунту від підшови ростверка до нижнього кінця палі.

Розміри підшови умовного фундаменту

$$\left. \begin{aligned} l_y &= l_1 + 2h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4); \\ b_y &= b_1 + 2h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4); \\ A_y &= l_y \cdot b_y, \end{aligned} \right\} \quad (7.8)$$

де l_y , b_y – розміри підшови умовного фундаменту;

l_1 , b_1 – відстань між зовнішніми гранями паль у напрямку довжини та ширини фундаменту

$$l_1 = d_{sl}(n_l - 1) + d; \quad (7.9)$$

$$b_1 = d_{sb}(n_b - 1) + d; \quad (7.10)$$

A_y – площа підшови умовного фундаменту.

Перед розрахунком осідання потрібно перевірити умову не перевищення тиском під підшовою умовного фундаменту розрахункового опору ґрунту його основи.

Розрахункове експлуатаційне навантаження для перевірки тиску під підшовою умовного фундаменту визначається за формулою

$$N_\Sigma = N_e + N_{ep} + N_p + N_n, \quad (7.11)$$

де N_e – розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні обрізу фундаменту;

N_{ep} , N_p , N_n – вага відповідно ґрунту, ростверка, паль, які знаходяться в межах умовного фундаменту.

Перевірку тиску на ґрунт, який знаходиться нижче вістря паль (під підшовою умовного фундаменту), виконують, виходячи з умови:

$$p < R, \quad (7.12)$$

де p – середній тиск по підшві умовного фундаменту

$$p = N_\Sigma / A_y; \quad (7.13)$$

R – розрахунковий опір ґрунту основи на рівні підшови умовного фундаменту (визначають згідно з [2] за глибини закладання фундаменту

$$d_y = d_p + h, \quad (7.14)$$

де d_p – глибина закладання підшови ростверка).

Розрахункове експлуатаційне навантаження для визначення осідання пального фундаменту визначається без урахування власної ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту за формулою

$$N_\Sigma = N_e + N_p + N_n. \quad (7.15)$$

Осідання умовного фундаменту розраховується згідно з [2] за методом пошарового підсумовування. Осідання розраховують цим методом в такій послідовності.

1. Товщу ґрунтового масиву, починаючи від підшови умовного фундаменту, розбивають на елементарні шари товщиною не більше $0,2b_y$. Водночас межа між шарами з різними модулями деформації має бути і межею між шарами методу.

2. Визначають середній тиск під підшовою фундаменту p за формулою (7.13) без урахування власної ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту та вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшови ростверка $\sigma_{zg,0}'$ до початку будівництва

$$\sigma_{zg,0}' = \gamma' d_{p,n}$$

де γ' – осереднене значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище підшови ростверка;

$d_{p,n}$ – глибина закладання підшови ростверка від рівня природного рельєфу.

3. Будують епюру вертикальних напружень за глибиною $\sigma_{zp,i}$, яка має вигляд, показаний на рис. 7.6. Ординати епюри визначаються за межами елементарних шарів ґрунту, на які розбита стислива товща, за формулою

$$\sigma_{zp,i} = \alpha p, \quad (7.16)$$

де α – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який вибирається за [2] залежно від коефіцієнтів $\zeta = 2Z_i/b_y$; $\eta = l_y/b_y$;

Z_i – глибина розташування точки, в якій визначається $\sigma_{zp,i}$, від підшови умовного фундаменту.

4. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по глибині основи $\sigma_{zg,i}$ після зведення будівлі (див. рис. 7.6). Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині Z від підшови умовного фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zgi} = \gamma_i (d_p + h) + \sum_{j=1}^m \gamma_{ij} h_j, \quad (7.17)$$

де γ_i та h_i – відповідно питома вага та товщина шарів ґрунту, які лежать у межах глибини Z (у межах цієї глибини кількість шарів дорівнює m).

Питома вага ґрунтів, розташованих нижче рівня підземних вод, але вище водоупору, має вибиратись з урахуванням виважувальної дії води (за винятком глин). Під час визначення σ_{zg} у водоупорному шарі належить врахувати тиск стовпа води, розташованого вище цієї глибини.

5. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшови ростверка, $\sigma_{zy,i}$ по глибині основи (див. рис. 7.6). Вертикальне напруження $\sigma_{zy,i}$ на межі шару, розташованого на глибині Z від підшови фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_k \sigma_{zg,0}', \quad (7.18)$$

де α_k – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який вибирається за [2] залежно від коефіцієнтів $\zeta = 2Z_i/b_k$; $\eta = l_k/b_k$;

l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану.

6. Визначають положення межі стисливої товщі основи. Вона вибирається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова

$$\sigma_{zp,i} \leq k (\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \quad (7.19)$$

де а) $k = 0,2$ за $b_y \leq 5$ м;

б) $k = 0,5$ за $b_y > 20$ м;

в) за умови $5 < b_y \leq 20$ м k визначають інтерполяцією;

σ_{zg} – напруження від власної ваги ґрунту по глибині основи після зведення будівлі (з урахуванням планування);

$\sigma_{zu,l}$ – напруження від власної ваги ґрунту в межах від підшви ростверка до нижніх кінців паль.

Побудова епюр σ_{zp} , σ_{zg} та σ_{zy} обмежується глибиною стисливої товщі.

Якщо в межах глибини H_c , знайденої за вказаними вище умовами, залягає шар ґрунту з модулем деформації $E > 100$ МПа, стисливу товщу допускається брати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за умови (7.19) межа стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа, нижня межа цієї товщі визначається згідно з умовою $\sigma_{zp} \leq 0,1 (\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l})$.

7. Визначають осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини H_c .

Осідання i -того шару

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сеп.} - \sigma_{zy,i,сеп.})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{zy,i,сеп.}h_i}{E_{e,i}}, \quad (7.20)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i,сеп.}$ – середнє значення вертикального напруження від зовнішнього навантаження в i -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній Z_{i-1} та нижній Z_i межах шару

$$\sigma_{zpi,сеп.} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}; \quad (7.21)$$

h_i – товщина i -того шару ґрунту;

E_i – модуль деформації цього шару за гілкою первинного навантаження;

$\sigma_{zy,i,сеп.}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній Z_{i-1} та нижній Z_i межах шару

$$\sigma_{z\gamma i,сеп.} = \frac{\sigma_{z\gamma,i-1} + \sigma_{z\gamma,i}}{2}; \quad (7.22)$$

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності).

E_i та $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі. За відсутності даних випробувань модуль деформації $E_{e,i}$ для споруд рівнів відповідальності СС1 та СС2 допускається брати $E_{e,i} = 5 E_i$.

Під час розрахунків осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше 5 м, допускається у формулі (7.20) не враховувати другу складову.

7. Визначають повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (7.23)$$

де n – кількість шарів, на які розбита стислива товща основи (в межах H_c).

8. Одержане значення розрахункового осідання основи порівнюють з гранично допустимим значенням осідання S_u , яке визначається за [1].

Якщо гранична нерівність $S \leq S_u$ виконується, то розрахунок можемо вважати закінченим, у іншому випадку необхідно збільшити розміри подошви фундаменту (шляхом збільшення відстані між палями) та повторити розрахунок осідання.

9. Якщо середній тиск під подошвою фундаменту $p \leq \sigma_{zg,0}'$, осідання фундаменту визначають за формулою

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (7.24)$$

де параметри ті самі, що й у формулі (7.20).

Осідання стрічкового пальового фундаменту визначають як осідання умовного стрічкового фундаменту шириною b_y від тиску на рівні нижнього кінця паль за методикою, наведеною в цьому пункті.

Приклад 7. Виконати розрахунок пальового фундаменту за деформаціями основи за розрахунковою схемою умовного фундаменту.

Вихідні дані для розрахунку вибираємо з прикладу 5 та за рис. 7.7. Розміри котловану будівлі $b_k = l_k = 22$ м.

Усереднене значення кута внутрішнього тертя для ґрунтової товщі, яка прорізається палями (рис. 7.7)

$$\varphi_{II,m} = \frac{\varphi_{II,1} \cdot h_1 + \varphi_{II,2} \cdot h_2 + \varphi_{II,3} \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{23 \cdot 2,5 + 28 \cdot 5,0 + 39 \cdot 2,35}{9,85} = 29,4^\circ;$$

$$\frac{\varphi_{m}}{4} = \frac{29,4^\circ}{4} = 7,4^\circ; \quad \text{tg}(7,4^\circ) = 0,129.$$

Розміри ростверка в плані по зовнішніх гранях крайніх паль (рис. 7.7)

$$l_1 = d_{sl}(n_l - 1) + d = (3 - 1) \cdot 0,9 + 0,3 = 2,1 \text{ (м)};$$

$$b_1 = d_{sb}(n_b - 1) + d = (2 - 1) \cdot 0,9 + 0,3 = 1,2 \text{ (м)}.$$

Розміри умовного фундаменту в площині нижніх кінців паль

$$l_y = l_1 + 2h \cdot \text{tg}(\varphi_{II,m} / 4) = 2,1 + 2 \cdot 9,85 \cdot 0,129 = 4,64 \text{ (м)};$$

$$b_y = b_1 + 2h \cdot \text{tg}(\varphi_{II,m} / 4) = 1,2 + 2 \cdot 9,85 \cdot 0,129 = 3,74 \text{ (м)}.$$

Визначаємо тиск під подошвою умовного фундаменту, спричинений розрахунковим експлуатаційним навантаженням на обрізі пальового фундаменту, вагою паль, ростверка та ґрунту, які знаходяться в межах умовного фундаменту.

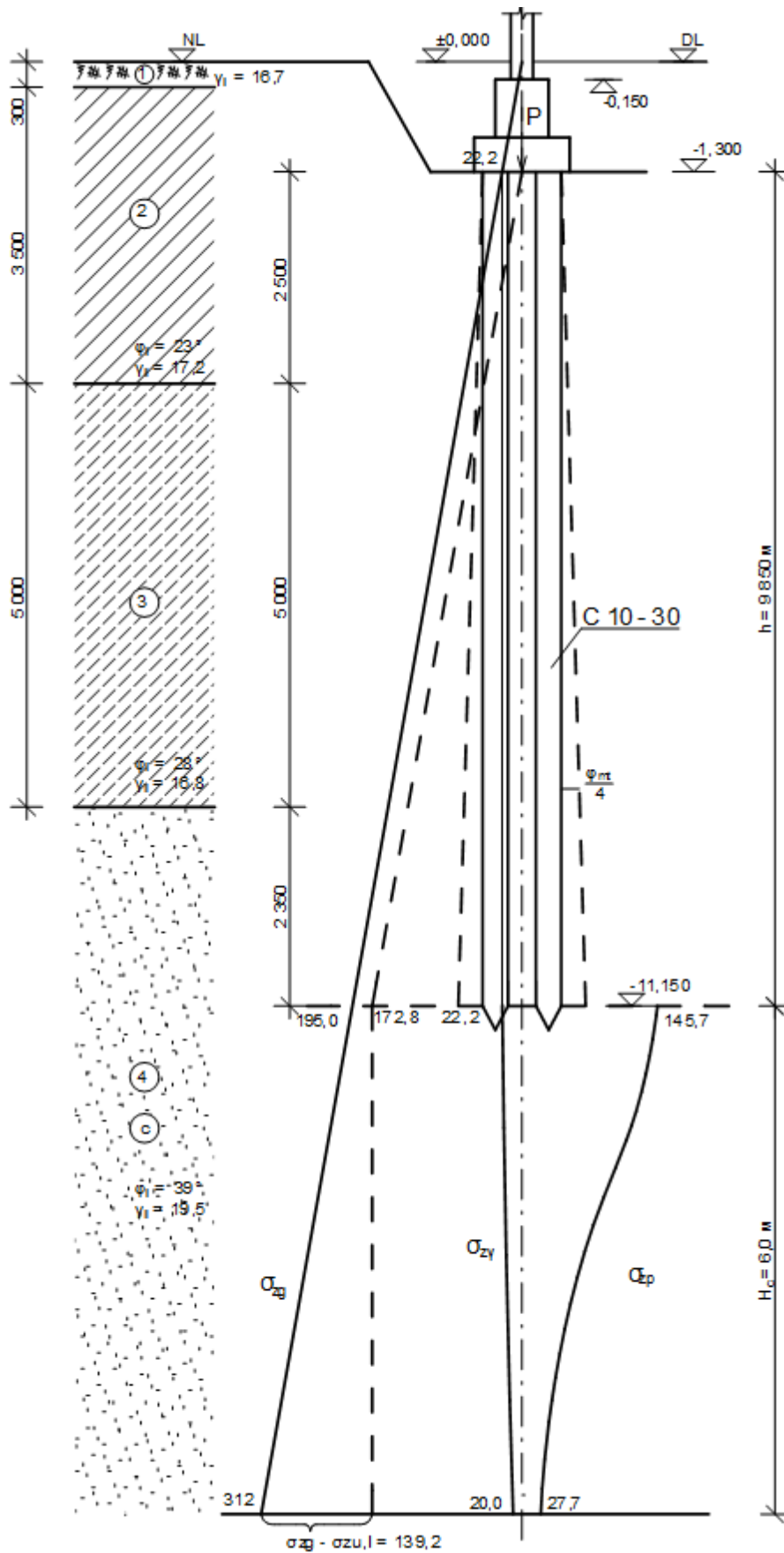


Рисунок 7.7 – Розрахункова схема та положення паль у ґрунті

Обчислимо об'єм паль (V_n), ростверка з ґрунтом на його уступах (V_{p+gp}), а також об'єм умовного фундаменту (V_y)

$$V_n = d^2 \cdot h \cdot n = 0,3^2 \cdot 9,85 \cdot 6 = 5,32 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_{p+gp} = A_p \cdot d_p = 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,3 = 4,68 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_y = l_y \cdot b_y (h + d_1) = 4,64 \cdot 3,74 \cdot (9,85 + 1,3) = 193,5 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ґрунту в межах умовного фундаменту висотою $h + d_p$

$$V_{gp} = V_y - V_{p+gp} - V_n = 193,5 - 4,68 - 5,32 = 183,5 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Вага ґрунту в об'ємі V_{gp}

$$G'_{gp} = V'_{gp} \cdot \gamma_{mt} = 183,5 \cdot 17,5 = 3211 \text{ (кН)},$$

$$\text{де } \gamma_{mt} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16,7 \cdot 0,3 + 17,2 \cdot 3,5 + 16,8 \cdot 5,0 + 19,5 \cdot 2,35}{0,3 + 3,5 + 5,0 + 2,35} = \frac{195}{11,15} = 17,5 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Повне розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні підшоши умовного фундаменту

$$N_\Sigma = N_e + G_{gp} + G_{p+gp} + G_n = 2300 + 3211 + 4,68 \cdot 20 + 5,32 \cdot 25 = 5739 \text{ (кН)}.$$

Тиск під підшовою умовного фундаменту

$$p = N_\Sigma / A_y = 5739 / (4,64 \cdot 3,74) = 331 \text{ (кПа)}.$$

Момент опору підшоши умовного фундаменту

$$W = \frac{b_y \cdot l_y^2}{6} = \frac{3,74 \cdot 4,64^2}{6} = 13,42 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Крайові значення тиску по підшоші умовного фундаменту

$$P_{\max/\min} = \frac{N_\Sigma}{A_y} \pm \frac{M_x}{W} = \frac{5739}{17,35} \pm \frac{336}{13,42} = 331 \pm 25 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту

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

$$= \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} (2,28 \cdot 1 \cdot 3,74 \cdot 19,5 + 10,11 \cdot 11,15 \cdot 17,5 + 11,25 \cdot 2,5) = 3301 \text{ (кПа)},$$

де M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, взяті за [2] для $\varphi_{II} = 39^\circ$;

$$d_1 = h + d_p = 11,15 \text{ (м)}; \quad k_z = 1; \quad b_y = 3,74 \text{ м};$$

$$\gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3 \text{ (пісок)}; \quad \gamma'_{II} = \gamma'_{mt} = 17,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{c1}, \gamma_{c2} \text{ за [2]}; \quad k = 1,1; \quad d_b = 0.$$

Перевіримо граничні нерівності другої групи граничних станів

$$p = 331 \text{ кПа} < R = 3301 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 356 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 3301 = 3961 \text{ (кПа)}.$$

Осідання пального фундаменту знаходимо методом пошарового підсумовування.

Розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні підшоши умовного фундаменту без врахування власної ваги ґрунту в межах умовного фундаменту

$$N_{\Sigma} = N_e + G_{p+rp} + G_n = 2300 + 4,68 \cdot 20 + 5,32 \cdot 25 = 2527 \text{ (кН)}.$$

Тиск під подошвою умовного фундаменту

$$p = N_{\Sigma} / A_y = 2527 / (4,64 \cdot 3,74) = 145,7 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви умовного фундаменту (за умови $d_p = d_{p,n}$)

$$\sigma_{zg,0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 16,7 \cdot 0,3 + 17,2 \cdot 3,5 + 16,8 \cdot 5,0 + 19,5 \cdot 2,35 = 195 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в рівні подошви ростверка

$$\sigma'_{zg,0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 16,7 \cdot 0,3 + 17,2 \cdot 1,0 = 22,2 \text{ (кПа)}.$$

Напруження від власної ваги ґрунту в межах від подошви ростверка до п'яти палі

$$\sigma_{zu,l} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 17,2 \cdot 2,5 + 16,8 \cdot 5,0 + 19,5 \cdot 2,35 = 172,8 \text{ (кПа)}.$$

Початкове значення тиску від власної ваги ґрунту в рівні подошви ростверка

$$\sigma_{zg,0} - \sigma_{zu,l} = 195 - 172,8 = 22,2 \text{ (кПа)}.$$

Товщину i -го елементарного шару ґрунту вважаємо постійною

$$h_i = 0,2 \cdot b_y = 0,2 \cdot 3,74 = 0,75 \text{ (м)}.$$

Співвідношення сторін умовного фундаменту $\eta = l_y / b_y = 4,64 / 3,74 = 1,24$.

Співвідношення сторін котловану $\eta = l_k / b_k = 1$.

Оскільки ширина подошви умовного фундаменту $b_y = 3,74 \text{ м} < 5 \text{ м}$, то нижню межу стисливої товщі знаходимо за формулою $\sigma_{zp,i} < 0,2(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,l})$.

Подальший розрахунок виконаємо у вигляді таблиці 7.1. Осідання знаходимо за формулою (5.20) без урахування другої складової.

Таблиця 7.1 – Розрахунок осідання пального фундаменту

$z, \text{ м}$	$\xi = \frac{2 \cdot z}{b_y}$	α	$\frac{2z}{b_k}$	α_k	$\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy,i}, \text{ кПа}$	$(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,l}), \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}^{sep}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy,i}^{sep}, \text{ кПа}$	$E_i, \text{ кПа}$	$S_i, \text{ м}$
0,00	0	1	0	1	145,7	22,2	22,2	-	-	-	-
0,75	0,4	0,967	0,068	0,993	140,9	22,0	36,8	143,3	22,1	43000	0,001691
1,50	0,8	0,829	0,136	0,986	120,8	21,9	51,45	130,9	21,95	43000	0,001520
2,25	1,2	0,652	0,205	0,980	95,0	21,8	66,1	107,9	21,85	43000	0,001201
3,00	1,6	0,499	0,273	0,973	72,7	21,6	80,7	83,9	21,7	43000	0,000868
3,75	2,0	0,383	0,341	0,966	55,8	21,4	95,33	64,3	21,5	43000	0,000597
4,50	2,4	0,298	0,409	0,956	43,4	21,2	110	49,6	21,3	43000	0,000395
5,25	2,8	0,231	0,477	0,929	33,7	20,6	124,6	38,6	20,9	43000	0,000247
6,00	3,2	0,190	0,545	0,902	27,7	20,0	139,2	30,7	20,3	43000	0,000145

$$\sum_{i=1}^n S_i = 0,00666$$

На глибині $z = 6,0 \text{ м} > b_y/2 = 1,87 \text{ м}$ від подошви фундаменту виконується умова межі стисливої товщі $\sigma_{zp,i} = 27,7 \text{ кПа} < 0,2(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,i}) = 0,2 \cdot 139,2 = 27,8 \text{ (кПа)}$.

Як результат розрахунків, наведених у таблиці 7.1, осідання фундаменту $S = 0,67 \text{ см}$.

Допустиме значення осідання для будівель із залізобетонним каркасом $S_u = 10 \text{ см}$ [1]. Умова $S = 0,67 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$ виконується.

7.4 Алгоритм і програма розрахунку деформацій основ пального фундаменту за розрахунковою схемою умовного фундаменту

7.4.1 Підготовка вихідних даних для введення в ПК

Програма розрахунку осідань фундаментів «OSIDANN» складена відповідно до основних положень норм [1, 2] і передбачає визначення осідань (за методом пошарового підсумовування) для фундаментів мілкого закладання. Програма може бути використана для розрахунків стовпчастих, стрічкових фундаментів.

Використання цієї програми передбачає попереднє перетворення пального фундаменту на умовний фундамент мілкого закладання в ручному режимі. Для використання програми потрібно визначити тиск під подошвою умовного фундаменту без врахування власної ваги ґрунту в межах умовного фундаменту та тиск (напруження) від власної ваги ґрунту в рівні подошви ростверка під час експлуатації та вийнятого з котловану.

Для розрахунку вводимо такі дані:

1. Група та прізвище студента.
2. Кількість шарів ґрунту з різними значеннями модуля деформації та питомої ваги нижче подошви умовного фундаменту з відомостями про кожний з цих шарів:
 - розрахункове значення питомої ваги, $\gamma_{li,i}$, кН/м^3 ;
 - модуль деформації ґрунту, E_i , кПа ;
 - товщина шару, H , м ;
 - врахування виважувальної дії води (питома вага ґрунту у виваженому водою стані) γ_{sb} , кН/м^3 .
3. Ширина умовного прямокутного фундаменту, стрічкового фундаменту або діаметр круглого фундаменту, b_y , м .
4. Довжина умовного прямокутного фундаменту, ℓ_y , м (для фундаментів інших типів ця величина вводиться у вигляді будь-якого числа).
5. Ширина котловану, b_k , м .
6. Довжина котловану, ℓ_k , м .
7. Глибина закладання фундаменту, d_y , м .
8. Вибрати тип фундаменту (прямокутний, стрічковий).

9. Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви ростверка за експлуатації, $\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,0} - \sigma_{zu,l}$, кПа.

10. Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, знятого в котловані, до рівня підшви ростверка, $\sigma_{zy,0} = \sigma_{zg,0}'$, кПа.

11. Вертикальне напруження в рівні підшви умовного фундаменту без врахування власної ваги ґрунту $\sigma_{zp,0} = p$, кПа.

7.4.2 Алгоритм розрахунку

1. Введення і перевірка вихідних даних.

2. Розрахунок осідання фундаменту за заданим методом відповідно до рекомендацій [2].

3. Отримання результатів.

4. Порівняння одержаного значення осідання фундаменту з гранично допустимим. У випадку невиконання граничної нерівності $S \leq S_u$ в ручному режимі коригується або довжина паль, або відстань між ними, або інші конструктивні заходи, що призводять до зменшення тиску підшвою умовного фундаменту.

Примітки:

1. Урахування виважувальної дії ґрунтових вод робиться таким чином. Якщо нижня межа товщі, що стискається, потрапляє очевидно нижче покрівлі водонепроникного шару, то враховувати виважувальну дію води не потрібно.

2. Якщо положення нижньої межі товщі, що стискається, не визначене відносно покрівлі водонепроникного шару, то вихідні дані готуються у двох варіантах: з урахуванням і без урахування виважування, водночас в першому випадку природних шарів буде на один більше (якщо рівень ґрунтових вод розташований у шарі, що виважується водою), тому що шар, у якому розташований рівень ґрунтових вод, розділяється цим рівнем на два природних шари (з різною питомою вагою).

Якщо нижня межа стискуваної товщі буде за розрахунком вища водонепроникного шару, потрібно прийняти перший варіант, а інакше – другий.

7.4.3 Приклад розрахунку

Потрібно розрахувати осідання фундаменту за прикладом 7. Розташування у ґрунті та глибина закладання згідно з рисунком 7.7.

Складаємо таблицю вихідних даних для програми «OSIDANN» (рис. 7.8) і внаслідок розрахунку отримаємо розрахункові значення напружень у ґрунті і осідань (рис. 7.9).

OSIDANN

Файл Довідка

НАТИСНИ МЕНЕ

Група: Б-196 ПІБ: Зозуля Руслан

Шари ґрунту

Питома вага ґрунту, γ , кН/м³: 19.5

Модуль пружності ґрунту, E, кПа: 43000

Товщина шару, H, м: 10

Враховувати зважуючу дію води:

Питома вага ґрунту у зваженому водно стані, γ_{sat} , кН/м³

1й шар ґрунту

Ширина фундаменту, b, м: 3.74

Довжина фундаменту, l, м: 4.64

$\sigma_{zp,0}$: 145.7

Ширина котловану, b_к, м: 22

Довжина котловану, l_к, м: 22

$\sigma_{z\gamma,0}$: 22.2

Глибина закладання фундаменту, м: 9.85

Тип фундаменту: Прямокутний

$\sigma_{zg,0}$: 22.2

Очистити Розрахунок Результат

Рисунок 7.8 – Вихідні дані для розрахунку осідання

OSIDANN

Файл Довідка

Показати графіки напружень

	z , м	$\xi = 2z/b$	α	$\xi_k = 2z/b_k$	α_k	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{z\gamma,i}$, кПа	$\sigma_{zg,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i,сер}$, кПа	$\sigma_{z\gamma,i,сер}$, кПа	h_i , м	E_i , кПа	S_i , м
1	0	0	1	0	1	145,700	22,200	22,200	-	-	-	-	-
2	0,71	0,38	0,969	0,06	0,994	141,139	22,056	36,129	143,420	22,128	0,71	43000	0,00161
3	1,43	0,76	0,841	0,13	0,987	122,584	21,912	50,057	131,862	21,984	0,71	43000	0,00146
4	2,14	1,15	0,676	0,19	0,981	98,446	21,768	63,986	110,515	21,840	0,71	43000	0,00118
5	2,86	1,53	0,526	0,26	0,974	76,708	21,623	77,914	87,577	21,695	0,71	43000	0,00088
6	3,57	1,91	0,409	0,32	0,968	59,601	21,479	91,843	68,155	21,551	0,71	43000	0,00062
7	4,29	2,29	0,321	0,39	0,961	46,755	21,335	105,771	53,178	21,407	0,71	43000	0,00042
8	5,00	2,67	0,256	0,45	0,938	37,280	20,828	119,700	42,018	21,081	0,71	43000	0,00028
9	5,71	3,06	0,207	0,52	0,912	30,133	20,251	133,629	33,707	20,539	0,71	43000	0,00017
10	6,43	3,44	0,170	0,58	0,886	24,767	19,674	147,557	27,450	19,963	0,71	43000	0,00010

Загальне осідання фундаменту - 0,00672 м

Зберегти таблицю Видати дані

Рисунок 7.9 – Результати розрахунку осідання

$$S = 0,00666 \approx 0,00672 \text{ м} < S_u = 0,1 \text{ м.}$$

7.5 Навчально-методичні рекомендації

Визначення деформацій основи – комплексна задача з елементами проблемних ситуацій. Дійсно, розрахунок осідань фундаментів становить багатоопераційний процес розрахунків, який для фундаментів з забивних паль може бути здійснений за двома методами. Зрозуміло, що за позацентрового завантаження фундаменту тиск на краях не має перевищувати своїх граничних значень.

Для полегшення розв'язання цієї задачі з використанням ПК необхідно виконати таке:

1. На геологічний розріз нанести в масштабі контури фундаментів, для яких розраховуються осідання, і підготувати вихідні дані (глибина закладання ростверка і паль, кількість паль і розміри ростверка; середній тиск на ґрунт основи по підшві умовного фундаменту; усереднене значення питомої ваги ґрунту вище підшви ростверка; питома вага з урахуванням виважувальної дії води і модулі загальної деформації шарів ґрунту).

2. Після одержання рішення ПК порівняти розрахункове та гранично допустиме значення осідання i , якщо $S \geq S_u$, внести необхідне корегування у розрахунки.

3. Для навчальних цілей за даними ПК для фундаментів з забивних паль визначити осідання основи двома методами, порівняти результати.

8 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ТІЛА РОСТВЕРКІВ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

8.1 Розрахунок ростверків пальових куштів

З'єднання ростверків зі збірними залізобетонними колонами виконується за допомогою стаканного стику (з підколонником або без нього); з металевими колонами за допомогою анкерних болтів; монолітні колони з'єднуються з фундаментами за допомогою випусків арматури і подальшого бетонування колони.

Ростверки розраховуються за граничними станами першої (за міцністю) та другої (за тріщиностійкістю) груп.

Ростверки на палях суцільного круглого перерізу розраховують так само, як на палях квадратного перерізу. У цьому випадку в розрахунку ростверка переріз круглих паль умовно зводиться до перерізу квадратних паль. Площа перерізу зберігається постійною, розмір сторони еквівалентної палі вибирається таким, що дорівнює $d = 0,89d_{sv}$ (d_{sv} – діаметр палі) [12].

Міцність плитної частини ростверка розраховується на продавлювання ростверка колоною; продавлювання кутовою палею; на дію поперечної сили в похилих перерізах; згин; місцеве стиснення (зминання) під торцями збірних залізобетонних колон і під опорними плитами баз металевих колон.

За збірних залізобетонних колон також перевіряють міцність стакана ростверка.

Якщо ростверк розміщується в агресивному середовищі, то перевіряють ширину розкриття тріщин.

8.1.1 Розрахунок тіла ростверків на продавлювання колоною

Центрально навантажені ростверки пальових фундаментів з чотирьох і більше паль в куці розраховуються на продавлювання за умови, що воно проходить по бокових поверхнях піраміди висотою, що дорівнює відстані по вертикалі від робочої арматури плити до низу колони, підколонника або дна стакану (вибір продавлювального елемента аналогічний фундаменту мілкового закладання), а бокові грані, які проходять від зовнішніх граней колони до внутрішніх граней паль, нахилені до горизонту під кутом не менше $26,6^\circ$ і не більше кута, який відповідає піраміді з $c = 0,4 \cdot h_0$ (рис. 8.1).

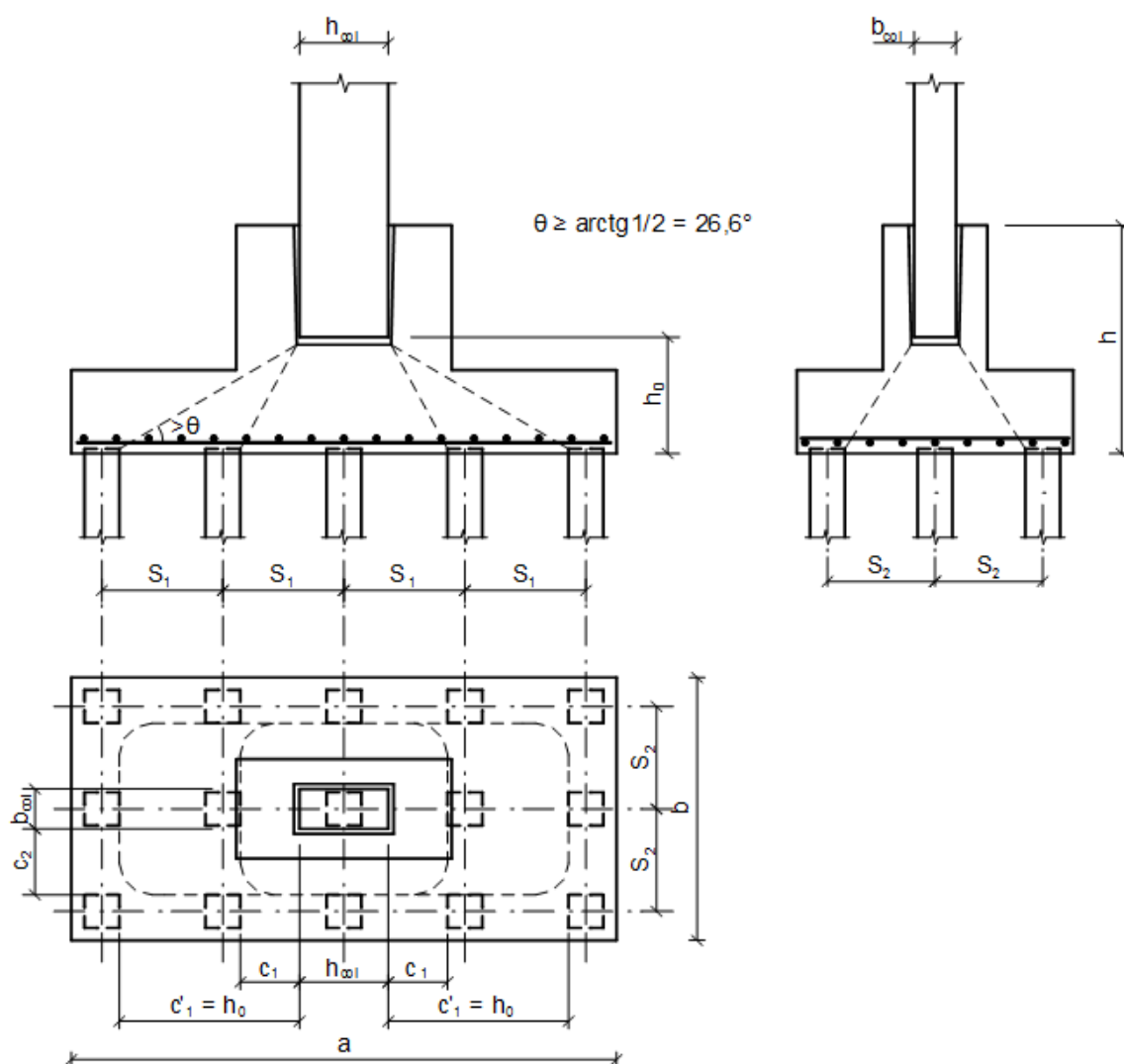


Рисунок 8.1 – Схема утворення піраміди продавлювання під збірною залізобетонною колоною за багаторядного розміщення паль за зовнішніми гранями колони

Опір зрізу під час продавлювання необхідно перевіряти вздовж грані продавлювального елемента і контрольного периметра u_i .

Поряд із продавлювальним елементом опір зрізу під час продавлювання обмежується максимальним значенням

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max} \quad (8.1)$$

де $V_{Ed,\sigma}$ – максимальне напруження зрізу;

$V_{Rd,max}$ – максимально допустиме значення опору на зріз, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5\nu f_{cd}; \quad (8.2)$$

ν – коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною під час зсуву

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right).$$

Напруження зрізу у випадку продавлювання поряд з продавлювальним елементом

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{u_0 d}, \quad (8.3)$$

де F_{per} – розрахункова продавлювальна сила,

u_0 – довжина контуру продавлювального елемента;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Під час продавлювання по контрольному периметру u_i (в межах $2d$ від контуру продавлювального елемента) без поперечного армування напруження зрізу визначається від результувальної продавлювальної сили, що діє за межами основи піраміди продавлювання F_{per} . Оскільки зріз за продавлювання здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіряємо опір продавлюванню на контрольному периметрі u_i на відстані c_i та c_{i+1} ($c_i < c_{i+1}$) від контуру продавлювального елемента (див. рис. 8.1).

Має виконуватись умова

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{u_s d} \leq V_{Rd,c}. \quad (8.4)$$

За умови, що c_i – відстань від сторони b_c продавлювального елемента, а c_{i+1} – відстань від сторони h_c продавлювального елемента відстань від сторони b_c продавлювального елемента, величина контрольного периметра

$$u_i = 2h_c \cdot \frac{2d}{c_{i+1}} + \frac{2d}{c_i} [4(c_{i+1} - c_i) + 2b_c + \pi \cdot 2c_i]. \quad (8.5)$$

Відстані c_i вибираються в межах $0,4d \leq c_i \leq 2d$, а коефіцієнти $\alpha_i = 2d / c_i$ ($1 \leq \alpha \leq 5$).

Розрахункова величина опору на зріз за продавлювання фундаментних плит без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{c_i} \geq (V_{min} \frac{2d}{c_i}), \quad (8.6)$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2;$$

ρ_i – відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02; \quad (8.7)$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}. \quad (8.8)$$

Під час розрахунків на продавлювання центральних-навантажених ростверків розрахункова продавлювальна сила F_{per} дорівнює сумі реакцій всіх паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання. Водночас реакції паль розраховуються тільки від поздовжньої сили N_m , що діє по обрізу ростверка.

Позацентрово навантажені ростверки на продавлювання колоною розраховуються за тими самими формулами, що і продавлювання центральних-навантажених ростверків, але водночас розрахункові значення продавлювальної сили визначають за формулою

$$F_{per} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i, \quad (8.9)$$

де $\sum_{i=1}^n F_i$ – сума реакцій всіх паль, розташованих з однієї сторони від осі колони в найбільш навантаженій частині ростверка (привантаженій згинальним моментом), у цьому випадку не враховуються реакції паль, які знаходяться в межах зони піраміди продавлювання з цієї самої сторони від осі колони.

За багаторядного розміщення паль (див. рис. 8.1) окрім розрахунку на продавлювання колоною по контуру основи піраміди продавлювання, бокові сторони якої проходять від зовнішньої грані колони до ближньої грані палі, виконують розрахунки, припускаючи, що продавлювання відбувається по поверхні піраміди, дві або чотири сторони якої нахилені під кутом $26,6^\circ$.

У разі збірних залізобетонних двогілкових колон, які мають один стакан (спільний для двох гілок), ростверк на продавлювання розраховується подібно колоні з суцільним прямокутним перерізом, що відповідає зовнішнім габаритним розмірам двогілкової колони.

За наскрізних решітчастих металевих колон з роздільними базами під кожен гілку ростверки розраховуються на продавлювання найбільш навантаженою гілкою колони по периметру сталевих плити бази цієї гілки. У цьому випадку розрахункова продавлювальна сила визначається за формулою

$$F_{per} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i, \quad (8.10)$$

де $\sum_{i=1}^n F_i$ – сума реакцій всіх паль, розміщених із зовнішньої сторони від осі гілки, не враховуючи реакцій паль, розташованих в зоні піраміди продавлювання з цієї самої сторони від осі гілки колони.

Розрахунок на продавлювання колоною ростверків пальових фундаментів з двох паль (рис. 8.2) виконується для напруження зрізу

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{2 \cdot \left[\frac{2d}{c_1} (b_c + c_2) d + (h_c + c_1) (b - b_c) \right]}, \quad (8.11)$$

де F_{per} визначається за тими самими принципами, як для пальових фундаментів з чотирма і більше палями.

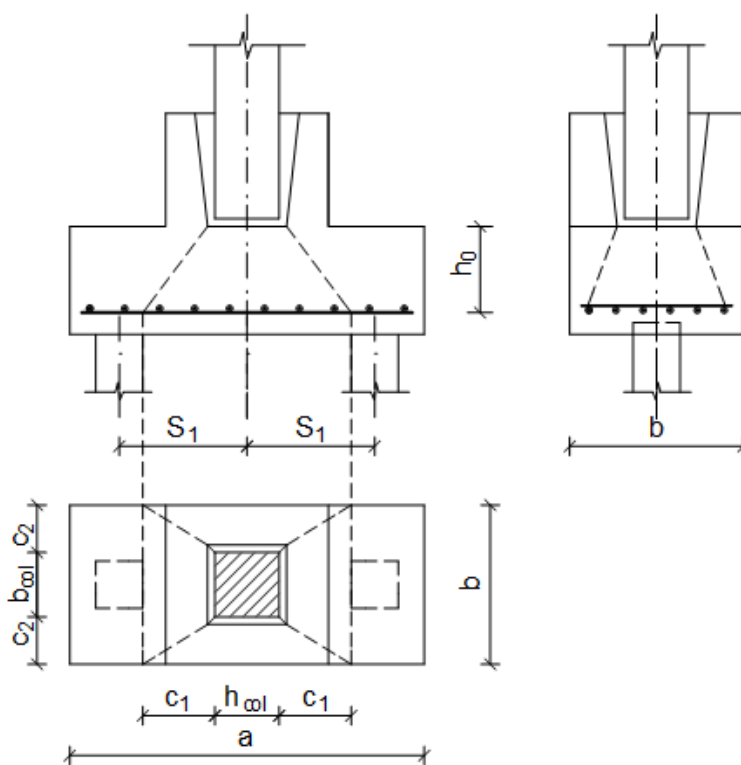


Рисунок 8.2 – Схема утворення піраміди продавлювання під збірною залізобетонною колоною у двопальовому фундаменті

За стаканного з'єднання колони з ростверком, коли стінки стакану підколонника мають велику товщину ($d_s > 0,75h$) або заглиблені колони в плитну частину ростверка не менше ніж на 1/3 її висоти (рис. 8.3), окрім розрахунку ростверка на продавлювання виконують розрахунок ростверка на розколювання колоною від сили N_m

$$N_m < 2 \cdot \mu \cdot A_b \cdot f_{ctd}, \quad (8.12)$$

де $\mu = 0,8 - 0,025\sigma_{sid}$,

σ_{sid} – напруження бокового обтиснення, МПа.

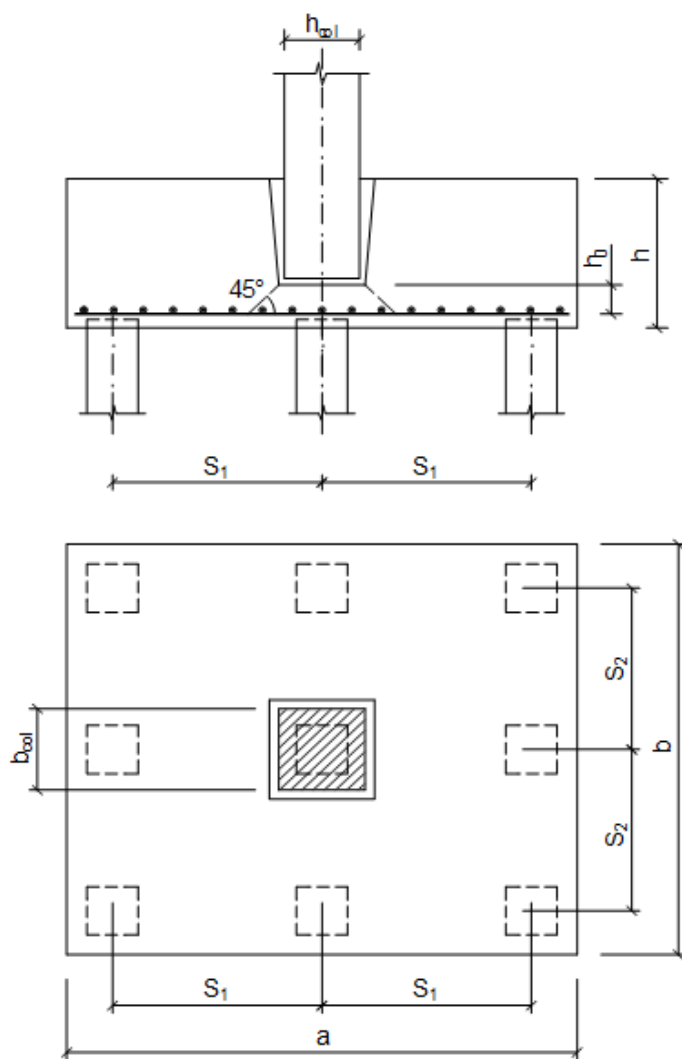


Рисунок 8.3 – Схема пальового фундаменту з плитним ростверком

$$\sigma_{sid} = \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ctd}}{h_{anc} \cdot a}, \quad (8.13)$$

де A_b – найменша площа вертикального перерізу ростверка по осі колони за вирахуванням площі вертикального перерізу стакана і площі трапеції, розташованої під колоною, з нахиленими під кутом 45° сторонами (на рис. 8.3 площу трапеції показано пунктирними лініями);

h_{anc} – глибина замурування колони в стакан фундаменту;

a – умовне позначення сторони перерізу колони (b_c або h_c), яка використовується в розрахунку.

В розрахунках допускається брати $\mu = 0,75$.

Знайдена за (8.12) несуча здатність ростверка на розколювання порівнюється з його несучою здатністю на продавлювання ($N = F_{per} \frac{n}{n_1}$, де n_1 – кількість паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання) і вибирається більша з цих величин.

8.1.2 Розрахунок тіла ростверка на продавлювання кутовою палею

Розрахунок виконується за формулою (позначення згідно з рис. 8.4)

$$F_{ai} \leq V_{Rd,c} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right], \quad (8.14)$$

де F_{ai} – розрахункове навантаження на кутову палею, підраховане від навантажень, діючих в площині низу ростверка;

h_{01} – робоча висота перерізу в місці перевірки, що дорівнює відстані від верха палі до верху плити ростверка або до верху його уступу;

β_1, β_2 – коефіцієнти, які вибираються за табл. 8.1;

b_{01}, b_{02} – відстань від внутрішньої грані кутових паль до зовнішніх граней плити ростверка;

c_{01}, c_{02} – відстань від внутрішніх граней кутових паль до найближчих граней підколонника ростверка або до найближчих граней уступу ростверка.

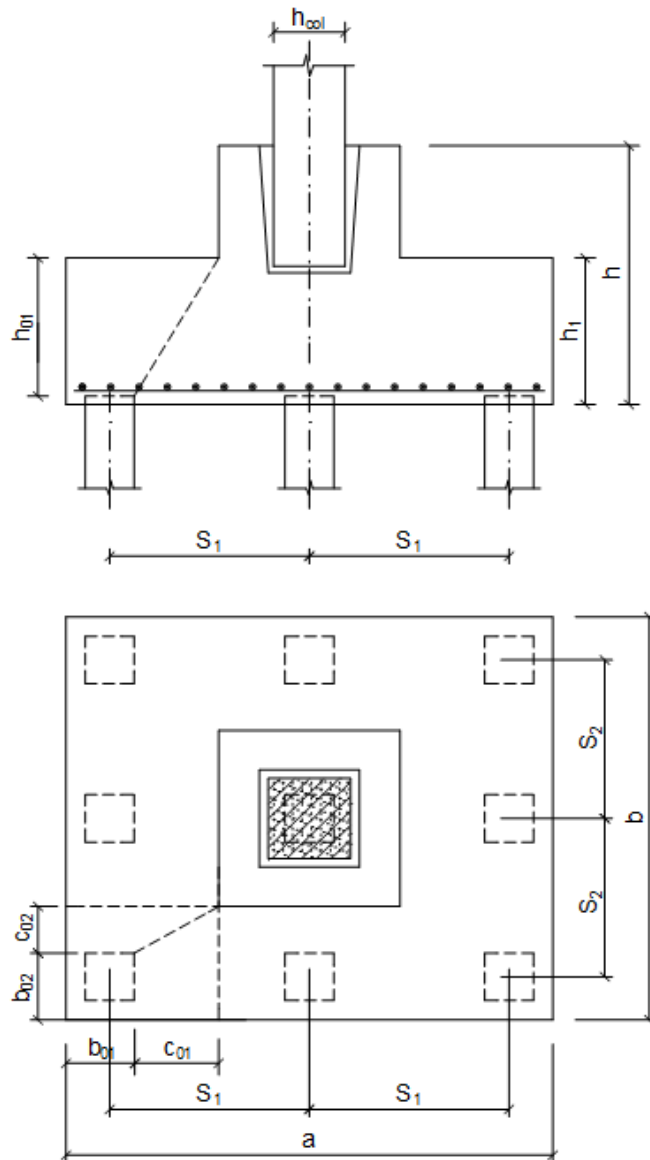


Рисунок 8.4 – Схема продавлювання ростверка кутовою палею

Таблиця 8.1 – Коефіцієнти β_1, β_2

h_{01}/c_{0i}	β_i	h_{01}/c_{0i}	β_i	h_{01}/c_{0i}	β_i	h_{01}/c_{0i}	β_i
1	0,6	1,4	0,765	1,8	0,887	2,2	0,968
1,05	0,622	1,45	0,782	1,85	0,900	2,25	0,974
1,1	0,645	1,5	0,800	1,9	0,912	2,3	0,980
1,15	0,666	1,55	0,815	1,95	0,920	2,35	0,986
1,2	0,688	1,60	0,832	2	0,932	2,4	0,991
1,25	0,709	1,65	0,845	2,05	0,941	2,45	0,996
1,3	0,728	1,70	0,860	2,1	0,951	2,5	1
1,35	0,746	1,75	0,875	2,15	0,960		

Примітки.

1. За $h_{01}/c_{0i} < 1$ коефіцієнти β_i беруться такими, що дорівнюють 0,6, водночас c_{0i} беруться такими, що дорівнюють h_{01} .

2. За $h_{01}/c_{0i} > 2,5$ коефіцієнти β_i беруться такими, що дорівнюють 1,0, водночас при цьому c_{0i} беруться такими, що дорівнюють $0,4h_{01}$.

3. В тих випадках, коли кутова паля у ростверках з підколонником заходить в плані за обидві грані підколонника на 50 мм і більше, перевірка на продавлювання плити ростверка кутовою палею не виконується.

8.1.3 Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверка на дію поперечної сили

1. Поперечна сила біля опори не має перевищувати $V_{Rd,max}$, розрахункової величини максимального опору на зріз (перевірка умови достатності розмірів перерізу)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}, \quad (8.15)$$

де V_{Ed} – максимальна поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження; $V_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_i$ – сума реакцій усіх паль, які знаходяться за межами найбільш навантаженої частини ростверка, з урахуванням більшого за величиною згинального моменту в площині низу ростверка (рис. 8.5);

$V_{Rd,max}$ – максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}, \quad (8.16)$$

де b_w – ширина підшви ростверка (для уступчастих ростверків з різною шириною уступів приймається зведена b_{red} [16] ($b_{red} = \frac{bh_{01} + b_2h_2}{h_{01} + h_2}$));

d – робоча висота перерізу;

ν – коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною за зсуву

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right). \quad (8.17)$$

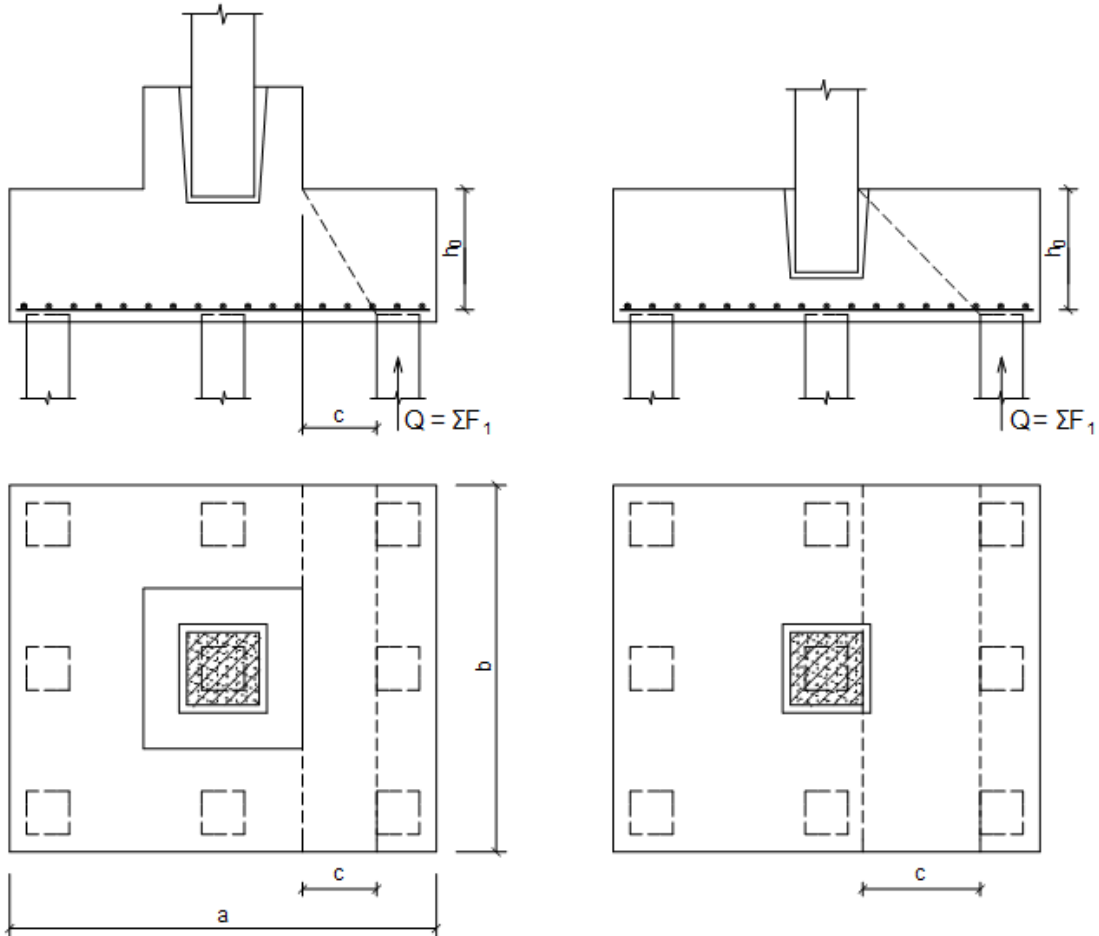


Рисунок 8.5 – Схеми, що вибираються під час розрахунку міцності нахилених перерізів за поперечною силою для ростверка з підколонником і для плитного ростверка

2. Умова необхідності розрахунку поперечних стержнів для перерізу, розміщеного на відстані c від опори (рис. 8.5)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (8.18)$$

Поперечна сила в цьому перерізі $V_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_i$ – сума реакцій усіх паль, які знаходяться за межами найбільш навантаженої частини ростверка, з урахуванням більшого за величиною згинального моменту.

$V_{Rd,c}$ – максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3}] b_w d, \quad (8.19)$$

але не менше

$$V_{Rd,c} = V_{\min} b_w d, \quad (8.20)$$

де

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2;$$

ρ_e – відсоток армування робочої арматури на приопорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02; \quad (8.21)$$

де A_{sl} – площа поздовжньої арматури;

c – довжина проєкції похилого перерізу, що дорівнює відстані від площини внутрішніх граней паль до найближчої грані підколонника або до уступу ростверка, а для плитних ростверків – до найближчої грані колони (рис. 8.5).

Якщо $c < 2d$, визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без поперечного армування з урахуванням коефіцієнта $\beta = c/2d < 0,25$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} b_w d / \beta; \quad (8.22)$$

$$V_{Rd,c} = V_{\min} b_w d / \beta. \quad (8.23)$$

У випадку багаторядного розташування паль міцність похилих перерізів ростверків на дію поперечної сили перевіряють на перерізах, які проходять через внутрішні грані кожного ряду паль (рис. 8.6).

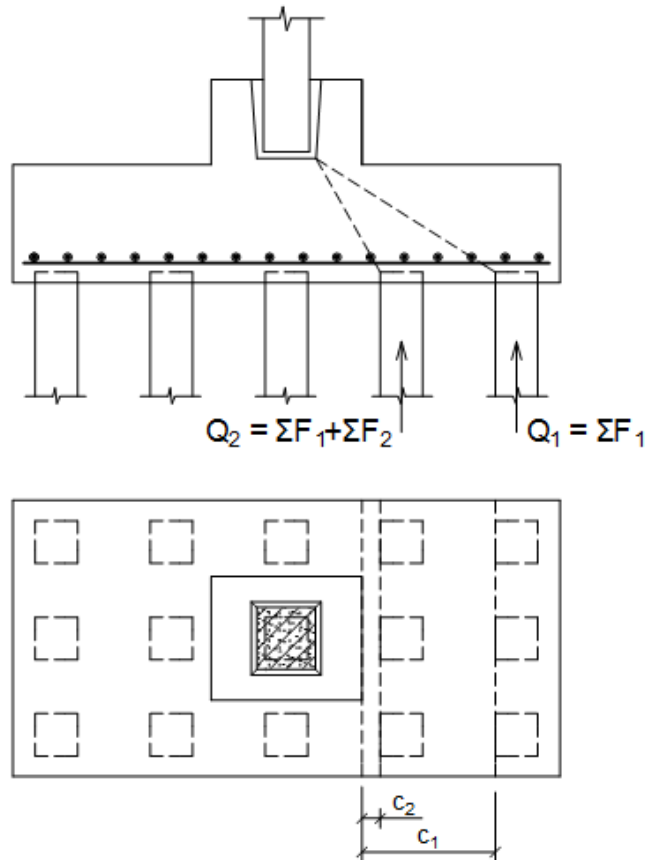


Рисунок 8.6 – Схема розрахунку на дію поперечної сили для ростверків з багаторядним розміщенням паль за гранню підколонника

8.1.4 Розрахунок ростверку на згин

Ростверки на згин розраховуються в перерізах, які проходять по зовнішніх гранях підколонника ростверка або по гранях уступів ростверка, а також по гранях колон. Розрахунковий згинальний момент для кожного перерізу визначають як суму моментів від реакцій паль (від навантажень на ростверк з урахуванням ваги ростверка з ґрунтом на його уступах, тобто в площині низу ростверка) і від місцевих навантажень, прикладених до консольного звису ростверка по одну сторону від розгляданого перерізу

$$M_{xi} = \sum F_i x_i - M_{fx}; \quad (8.24)$$

$$M_{yi} = \sum F_i y_i - M_{fy}; \quad (8.25)$$

де F_i – реакція палі;

x_i ; y_i – відстані від осі палі до відповідних граней уступів або підколонника;

M_{fx} ; M_{fy} – згинальні моменти в розглянутих перерізах від місцевого навантаження.

Площа перерізу арматури, яка паралельна стороні l , на всю ширину ростверка визначається за формулою

$$A_{il} = \frac{M_{i-i}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s}, \quad (8.26)$$

де M_i – згинальний момент в відповідному перерізі;

або за методикою розрахунку прямокутних балок з одиночною арматурою.

Міцність нахилених перерізів за згинальним моментом вважається забезпеченою, якщо поперечна сила від зовнішнього навантаження, діюча в похилому перерізі, не менше ніж в 1,25 раза менша поперечної сили в тому самому перерізі, $Q = 0,75 \cdot b \cdot h_0 \cdot f_{cd}$. Якщо ця умова не виконується, перевіряють анкерування арматури в зоні розташування крайніх паль відповідно до вказівок [12].

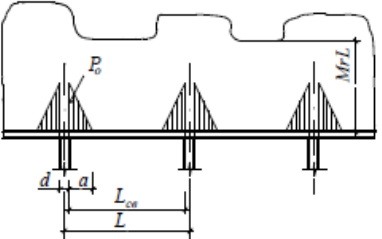
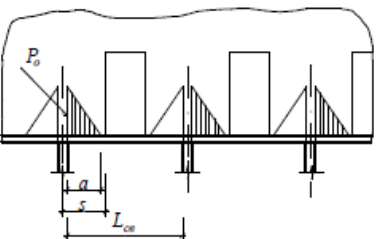
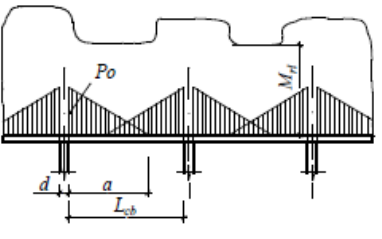
8.2 Розрахунок ростверків стрічкових пальових фундаментів під цегляні і великоблокові стіни

Ростверки стрічкових фундаментів розраховують на навантаження під час експлуатації після закінчення будівництва та на ті, які виникають в період будівництва. Ростверк розраховується на згин, дію поперечної сили, на змінання кладки стіни над палею від перелічених навантажень.

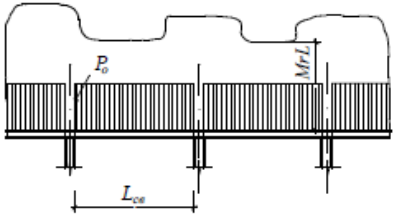
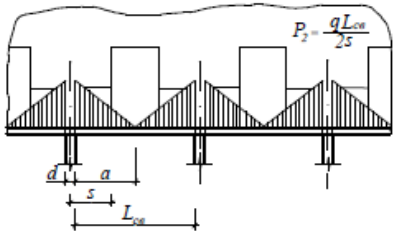
В розрахунках ростверк розглядається як балка на пружній основі (стіні), яка знаходиться під дією зосереджених сил (реакцій паль). Епюри навантажень від стіни мають вигляд трикутників з найбільшими ординатами біля опори або прямокутників (таблиця 8.2) [9]. Відповідно визначається згинальний момент у перерізі ростверка на опорі і в прогоні.

За наявності двох рядів паль, розташованих по прямокутній сітці, за розрахунковий прогін беруть відстань між осями паль, а за розташування паль в шаховому порядку – довжину проєкції відстані між осями паль по діагоналі на поздовжню вісь ростверка.

Таблиця 8.2 – Моменти в нерозрізному ростверку від кам'яних стін

Номер схеми	Сфера застосування	Схема навантаження	Момент на опорі	Момент у середині прогону
1	2	3	4	5
1	$a \leq \frac{L_{ce}}{2}$		$\frac{-q_0 a(2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
2	$a \leq \frac{L_{ce}}{2}$ $a < S$			
3	$\frac{L_{ce}}{2} \leq a \leq L_{ce}$		$\frac{-q_0 a(2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p(L_p - 6a)}{a^2} \right]$

Продовження таблиці 8.2

1	2	3	4	5
4	$a \geq L_{св}$		$\frac{-q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
5	$a > S$		$\frac{-q_0 S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

Умовні позначення:

q_0 – рівномірно розподілене навантаження від будівлі на рівні ростверка (вага стін, перекриттів, ростверка і корисне навантаження) тс/м;

P_0 – найбільша ордината епюри навантаження над гранню палі, тс/м;

a – довжина півоснови епюри навантаження;

S – відстань від краю отвору до найближчої осі;

$L_{св}$ – відстань між боковими гранями палей, м;

L_p – розрахунковий прогін ростверка, м.

У випадку багаторядного розташування паль ростверк в поперечному напрямку розраховується як балка на окремих опорах, що відповідають рядам паль. Коли один або декілька рядів паль знаходяться поза контуром стіни, ростверки розраховують також на продавлювання та поперечну силу в похилих перерізах.

8.2.1 Визначення зусиль в перерізах ростверка від навантажень в період будівництва

За навантажень будівельного періоду (від кладки) згинальні моменти та поперечну силу в поздовжньому напрямку визначають як для балки із зацемленими кінцями

$$M_{\text{sup}} = \frac{q_{br} \cdot l_0^2}{12}; \quad M_{sp} = \frac{q_{br} \cdot l_0^2}{24}; \quad Q = \frac{q_{br} \cdot l_0}{2}, \quad (8.27)$$

де M_{sup} , M_{sp} – відповідно опорний та прогоновий моменти, кНм;

Q – поперечна сила, кН;

q_{br} – навантаження від ваги свіжоукладеної кладки висотою $0,5l$ (але не менше, ніж висота одного ряду блоків) і ваги ростверка на 1 м довжини ростверків з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,1$, кН/п.м;

l_0 – розрахунковий прогін, м, який дорівнює $l_0 = 1,05(l - d)$;

l – відстань між палями в осях, м;

d – розмір поперечного перерізу палі, м.

За наявності прорізів в кладці, коли висота від верху ростверка до низу прорізу менша $l/3$, враховується вага кладки стін до верхньої грані залізобетонної перемички, а за кам'яної перемички – вага кладки стіни до відмітки, яка більша відмітки верху прорізу на $1/3$ його ширини.

У випадку дворядного розташування паль розрахунок ростверка в поперечному напрямку виконується аналогічно розрахунку однопрогової балки на двох опорах від навантаження q_{br} за максимальним згинальним моментом

$$M'_{sp} = q_{br} \cdot b_0^2 / 8, \quad (8.28)$$

де b_0 – розрахунковий прогін в поперечному напрямку, що вибирається аналогічно l_0 , м.

8.2.2 Визначення зусиль в перерізах ростверка від навантажень під час експлуатації

Розрахунок на навантаження під час експлуатації проводять залежно від характеру прикладення навантаження за розрахунковими схемами табл. 8.1.

Для всіх схем визначають довжину півоснови епюри навантаження за формулою

$$a = \pi \sqrt[3]{\frac{E_b \cdot I_b}{E_{br} \cdot b_{br}}}, \quad (8.29)$$

де E_b, E_{br} – модуль пружності відповідно бетону ростверка та кладки стіни, кПа;

I_b – момент інерції поперечного перерізу ростверка, м⁴;

b_{br} – ширина стіни цоколя, який спирається на ростверк, м.

Ордината епюри навантаження над віссю палі

$$p = ql / a, \quad (8.30)$$

а над гранню палі

$$p_0 = ql_0 / a, \quad (8.31)$$

де q – рівномірно розподілене розрахункове граничне навантаження від будівлі на рівні низу ростверка, кН/п.м.

Розрахункові опорні і прогонові моменти і поперечні сили від навантаження, що виникає при експлуатації, визначають за формулами, що наведені у табл. 8.1.

8.2.3 Розрахунок та конструювання ростверка

Після визначення зусиль в перерізах ростверка, що виникають в період будівництва та під час експлуатації, на більшості з них ростверк розраховують за міцністю. Цей розрахунок містить визначення площі перерізу поздовжньої арматури з умови міцності нормального перерізу ростверка і площі поперечної арматури з умови міцності нахилених перерізів на дію поперечної сили.

1. *Розрахунок на міцність перерізу, нормального до поздовжньої або поперечної осі ростверка.*

Розрахунок перерізу ростверка виконується як для балки з одиночним або подвійним армуванням [16].

З конструктивних вимог для балок [16]:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d$$

або $0,0013A_c. \quad (8.31, a)$

Під час армування стрічкових пальових ростверків вертикальними каркасами їх кількість в поперечному перерізі має бути не менше двох за ширини ростверків $b \leq 400$ мм, не менше трьох – за $400 < b \leq 800$ мм, не менше чотирьох – за $b > 800$ мм. Крок поперечної арматури вибирається за розрахунком на міцність похилого перерізу під час дії поперечної сили, а також згідно з конструктивними вимогами залежно від висоти ростверка.

2. *Розрахунок на міцність перерізів, нахилених до поздовжньої або поперечної осей ростверка.*

Розрахунок поперечної арматури ростверка з умови міцності нахилених перерізів на дію поперечної сили виконується згідно з алгоритмом, наведеним в [16, 12].

Перевірка умови достатності розмірів перерізу

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,\max} \quad (8.32)$$

де V_{Ed} – максимальна поперечна сила від зовнішнього навантаження;

V_{Rdmax} – максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (8.33)$$

де b_w – мінімальна ширина перерізу балки;

d – робоча висота перерізу,

v – коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

Умова необхідності розрахунку поперечних стержнів

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (8.34)$$

де V_{Ed} – поперечна сила від зовнішнього навантаження, взята на відстані d від опори;

$V_{Rd,c}$ – максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, \quad (8.35)$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (8.36)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2;$$

де

ρ_e – відсоток армування робочої арматури на приопорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_e = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02;$$

A_{sl} – площа поздовжньої арматури;

$k_1 = 0,15$;

$\sigma_{cp} = 0$ – середнє напруження стиску, викликане розрахунковою осьювою силою.

Якщо умова (8.33) не виконана, потрібне поперечне армування.

Розраховуємо інтенсивність поперечного армування з забезпеченням виконання умови

$$V_{Ed}' \leq V_{Rds} \quad (8.37)$$

де V_{Ed} – максимальна поперечна сила на відстані від опори $0,9d$ за епюрою поперечних сил;

V_{Rds} – максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз з поперечним армуванням. Вона приймається як найменша із двох величин

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (8.38)$$

$$V_{Rd,s} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (8.39)$$

де $z = 0,9d$;

$v_1 = 0.6$ – коефіцієнт, який враховує клас бетону.

Зусилля, яке діє в поперечній тріщині (на відстані $z = 0,9d$ від опори)

$$V_{Ed}' = V_{max} - qz.$$

Для визначення поперечного армування задаємо кількість каркасів і діаметром поперечних стержнів (з умов зварювання і конструктивних міркувань).

Мінімальний крок стержнів

$$S_{min} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta}{V_{Ed}'} [m], \quad (8.40)$$

Максимальний крок стержнів

$$S_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) [m], \quad (8.41)$$

Необхідна площа поперечного армування:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}' \cdot S}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta} [m^2], \quad (8.42)$$

Якщо $V_{Ed}' = 0$ поперечне армування виконується конструктивно.

Мінімальний відсоток армування

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (8.43)$$

Мінімальна площа армування

$$A_{sw} = \rho_{w,min} b_w s. \quad (8.44)$$

За висоти ростверка $h \leq 450$ мм крок стержнів згідно з конструктивними вимогами береться $S < 0,5h$, але не більше 150 мм, а за $h > 450$ мм вибирається $S < 0,333h$ і не більше 500 мм.

Остаточно вибирається найменше значення кроку, кратне 50 мм з округленням в меншу сторону.

За в'язаних каркасів в балках висотою 400 мм і більше передбачається армування поздовжньою робочою ненапруженою арматурою діаметром не менше 12 мм. Для поздовжньої арматури, яка встановлюється з конструктивних міркувань, можна застосувати стержні і меншого діаметра.

Стержні поздовжньої робочої арматури мають розміщуватись рівномірно по ширині перерізу ростверка.

9 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ РОСТВЕРКА

9.1 Розрахунок міцності ростверка пального фундаменту під монолітну залізобетонну колону

Перевірка міцності ростверка на продавлювання

Як матеріал фундаменту використовуємо бетон класу С20/25 та арматуру А400С.

Фізико-механічні характеристики матеріалів [15, 16]:

Розрахункове значення міцності арматури на границі текучості

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 363(\text{МПа}),$$

Модуль пружності $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

Розрахункове значення міцності бетону на стиск

$$f_{cd} = f_{cd}^0 \cdot \gamma_{c1} = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 (\text{МПа}).$$

де γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи, $\gamma_{c1} = 0,9$ за тривалої дії навантаження;

f_{cd}^0 – табличне значення міцності бетону на стиск, $f_{cd}^0 = 14,5(\text{МПа})$

Розрахункове значення міцності бетону на розтяг

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct} = 1 \cdot 1,5 / 1,5 = 1,0 (\text{МПа}),$$

де α_{ct} – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність бетону за розтягу тривалої дії несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження. Рекомендованим є значення $\alpha_{ct} = 1$;

$f_{ctk,0,05}$ – значення міцності бетону на осьовий розтяг;

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону, $\gamma_{ct} = 1,5$.

$f_{ck} = 18,5 \text{ МПа}$ – характеристичне значення міцності бетону на стиск.

Значення відносних граничних деформацій в бетоні

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3,10\%, \quad \varepsilon_{c3,cd} = 0,63\%.$$

Під подошвою фундаменту передбачаємо бетонну підготовку, тому висоту захисного шару бетону можна взяти $a_s = 50$ (мм), тоді робоча висота перерізу

$$z_s = h - a_s = 600 - 50 = 550 (\text{мм}).$$

Граничні розрахункові значення навантаження на фундамент

$$N_m = 3200 \text{ кН}; \quad M_{x,m} = 300 \text{ кНм}; \quad M_{y,m} = 100 \text{ кНм}.$$

Розрахункову схему ростверка наведено на рисунку 9.1.

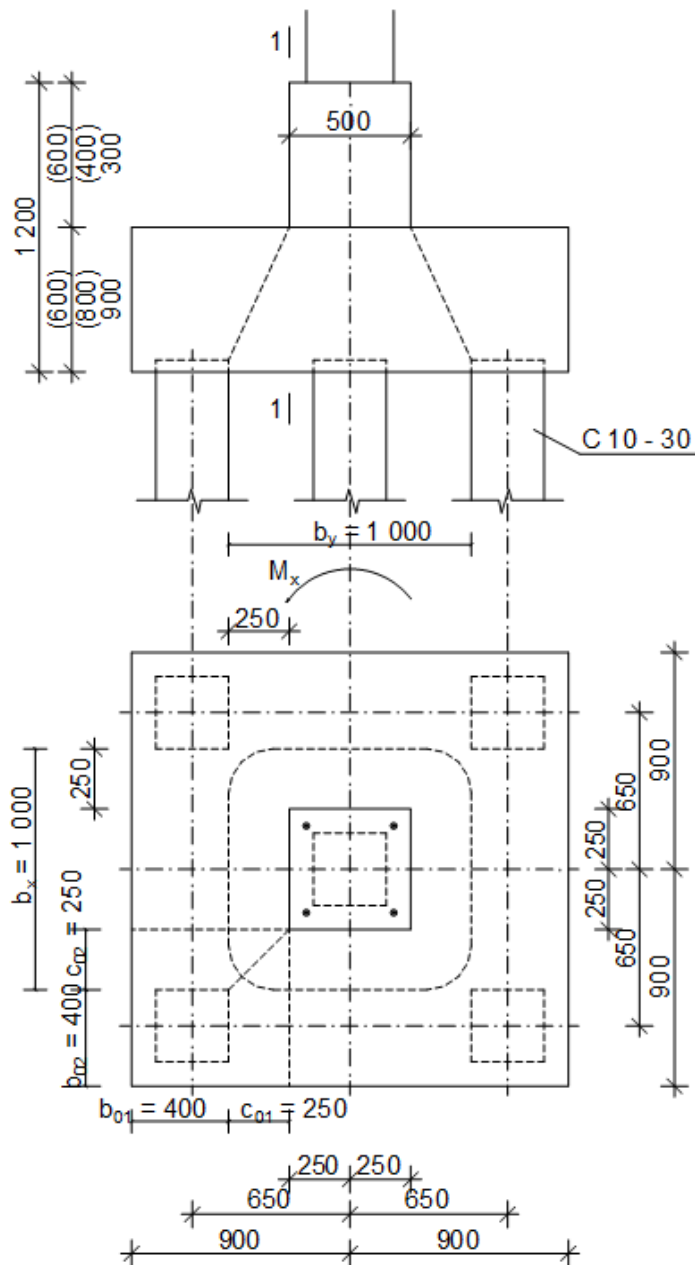


Рисунок 9.1 – Розрахункова схема ростверка під монолітну залізобетонну колону

Висота фундаменту $H_f = 1,2$ м;
 розміри підосви ростверка $l \times b = 1,8 \times 1,8$ м;
 розміри підколонника в плані $h_c \times b_c = 0,5 \times 0,5$ м;
 висота плитної частини $h_l = 600$ мм.

Перевірка міцності ростверка на продавлювання

Перевірку виконуємо в напрямку дії більшого згинального моменту.

Розрахункове навантаження на палю без урахування ваги ростверка

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{3200}{5} + \frac{300 \cdot 0,65}{4 \cdot 0,65^2} = 755,4 (\text{кН})$$

Розрахункове значення продавлювальної сили за формулою (8.9)

$$V_{Ed} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i = 2 \cdot 2 \cdot F_1 = 4 \cdot 755,4 = 3021,5 \text{ (кН)}.$$

Поряд із підколонником опір зрізу при продавлюванні обмежується максимальним значенням за формулами (8.1), (8.2).

Коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною за зсуву

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556,$$

максимально допустиме значення опору на зріз, що може витримати переріз

$$V_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \cdot 0,556 \cdot 13050 = 3625,3 \text{ (кПа)};$$

Перевіримо умову відсутності зрізу під час продавлювання поряд з підколонником (коефіцієнт β беремо таким, що дорівнює одиниці, оскільки дія згинального моменту врахована у величині продавлювальної сили безпосередньо)

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{3021,5}{1,0 \cdot 2 \cdot 0,55} = 2747 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,max} = 3625,3 \text{ кПа.}$$

де u_0 – довжина контуру підколонника;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколонником має перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру підколонника [п. 4.8.4.2, 1б], де d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки зріз під час продавлювання здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані $c = 250$ мм від контуру підколонника (рис. 9.1).

Потрібно, щоб виконувалась умова (8.4).

Продавлювальна сила

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 3021,5 \text{ (кН)}.$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,5 + \pi \cdot 2 \cdot 0,25 = 3,57 \text{ (м)}.$$

Визначаємо розрахункову величину опору на зріз за продавлювання фундаментних плит без поперечного армування за формулою (8.6), (8.8).

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,603 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{11,31}{180 \cdot 55,0} = 0,00114 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,55}{0,25} = 0,035 \cdot 1,603^{3/2} \cdot 18,5^{1/2} \cdot 4,0 = 1,222 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,603(100 \cdot 0,00114 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 4,0 = 1,135(MH) < V_{min} = 1,222(MH).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз під час продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{3021,5}{3,57 \cdot 0,55} = 1538,8 (\kappaПа) > V_{Rd,c} = 1222 \kappaПа.$$

Отже, міцність на продавлювання не забезпечена.

Збільшимо висоту плитної частини до 800 мм.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1,516 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{25,45}{180 \cdot 75,0} = 0,00189 < 0,02;$$

$$V_{min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,65}{0,25} = 0,035 \cdot 1,516^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 4,0 = 1,124(MH).$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,516(100 \cdot 0,00189 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 4,0 = 1,27(MПа) > V_{min} = 1,124(MПа).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз під час продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{3021,5}{3,57 \cdot 0,75} = 1128,5(\kappaПа) < V_{Rd,c} = 1270 \kappaПа.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Розрахунок на продавлювання кутовою палею

Розрахунок виконується за формулою (8.14) (позначення згідно з рис. 9.1)

Вага ростверка з ґрунтом на його уступах

$$G_{p+zp} = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 1,3 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 101,9 (\kappaН).$$

Розрахункове навантаження на палею з урахуванням ваги ростверку

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_{ybot} x_{max}}{\sum x_i^2} = \frac{3200 + 101,9}{5} + \frac{300 \cdot 0,65}{4 \cdot 0,65^2} + \frac{100 \cdot 0,65}{4 \cdot 0,65^2} = 814,2(\kappaН).$$

Розрахункові параметри:

$$b_{01} = 0,4 \text{ м}; c_{01} = 0,25 \text{ м}; b_{02} = 0,4 \text{ м}; c_{02} = 0,25;$$

$$h_{01}/c_{01} = 750/250 = 3,0 > 2,5; \quad h_{01}/c_{02} = 750/250 = 3 > 2,5, \text{ вибираємо}$$

$$h_{01}/c_{01} = h_{01}/c_{02} = 2,5;$$

Коефіцієнти $\beta_1 = 1; \beta_2 = 1; c_{01} = c_{02} = 0,4; h_{01} = 0,4 \cdot 0,85 = 0,3$ (м) (табл. 8.1).

Граничне навантаження на палю з умови продавлювання

$$F_{ai} = V_{Rd,c} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] =$$

$$= 1270 \cdot 0,85 \left[1,0 \left(0,4 + \frac{0,3}{2} \right) + 1 \cdot \left(0,4 + \frac{0,3}{2} \right) \right] = 857,1 (\kappa H) > F_1 = 814,2 \kappa H.$$

Міцність на продавлювання кутовою палею забезпечена.

Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверка на дію поперечних сил

Перевірку умови достатності розмірів перерізу виконуємо за формулою (8.15).

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням дії згинального моменту M_x

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot,y_{max}}}{\sum y_i^2} = \frac{3200 + 101,9}{5} + \frac{300 \cdot 0,65}{4 \cdot 0,65^2} = 775,8 (\kappa H).$$

$$V_{Ed} = 2F_1 = 2 \cdot 775,8 = 1551,6 (\kappa H);$$

Мінімальна ширина перерізу балки $b_w = 1500$ (мм).

Робоча висота перерізу, $d = h - a_s = 800 - 50 = 750$ (мм) = 0,75 (м);

Коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною під час зсуву

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556.$$

Максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз за формулою (8.16)

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,75 \cdot 0,556 \cdot 13,05 \cdot 10^3 = 4897,7 (\kappa H).$$

Перевіряємо умову (8.15)

$$V_{Ed} = 1551,6 (\kappa H) < V_{Rd,max} = 4897,7 (\kappa H) - \text{розміри перерізу достатні.}$$

Визначимо необхідність розрахунку поперечних стержнів за формулами (8.18)–(8.20).

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1,516 < 2$$

Відсоток армування робочої арматури на припорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{25,45}{180 \cdot 75,0} = 0,00189 < 0,02;$$

Визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без поперечного армування з урахуванням коефіцієнта

$$\beta = a/2d = 250/2 \cdot 750 = 0,167 < 0,25,$$

беремо $\beta = 0,25$.

$$\begin{aligned}
V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} b d / \beta + 0 = \\
&= 0,138 \cdot 1,516(100 \cdot 0,00189 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 1,8 \cdot 0,75 / 0,25 = 1,715(\text{MH}); \\
V_{\min} &= 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,516^{3/2} 18,5^{1/2} = 0,281(\text{MH}). \\
V_{Rd,c} &= (V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d / \beta = (0,281 + 0,15 \cdot 0) 1,8 \cdot 0,75 / 0,25 = 1,517(\text{MH}).
\end{aligned}$$

Вибираємо більше значення $V_{Rd,c} = 1,715(\text{MH})$.

$$V_{Ed} = 1551,6(\text{кН}) < V_{Rd,c} = 1715 \text{ кН} - \text{умова (8.18) виконана.}$$

Розрахунок ростверка на згин

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі 1–1 (див. рис. 9.1).

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням дії згинального моменту M_x

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{3200 + 101,9}{5} + \frac{300 \cdot 0,65}{4 \cdot 0,65^2} = 775,8(\text{кН}).$$

Згинальний момент від реакції палі біля грані підколонника (переріз 1 – 1) уздовж дії моменту M_x

$$M = 2F_1(0,65 - 0,5/2) - \frac{G_{p+cp} \cdot (0,9 - 0,5/2)^2}{1,8 \cdot 2} = 2 \cdot 775,8 \cdot 0,4 - \frac{101,9 \cdot 0,65^2}{1,8 \cdot 2} = 608,7(\text{кНм}).$$

Знайдемо параметр λ

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,1 - 0,63)/3,1 = 0,797.$$

Максимально можлива стиснута зона.

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,75 \frac{3,1}{3,1 + 1,729} = 0,482(\text{м});$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$

Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони x_1

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{d^2 \cdot q_c^2 - 4k_\lambda q_c M}}{2q_c k_\lambda}, \text{ [м]}, \quad (9.1)$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,797(1 + 0,797)}{3(1 + 0,797)} = 0,451;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 13,05 \cdot 10^3 \cdot 1,8 \cdot 1,0(1 + 0,797) = 21,1 \cdot 10^3(\text{кН/м});$$

$$\begin{aligned}
x_1 &= \frac{0,75 \cdot 21,1 \cdot 10^3 - \sqrt{0,75^2 (21,1 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,451 \cdot 21,1 \cdot 10^3 \cdot 608,7}}{2 \cdot 0,451 \cdot 21,1 \cdot 10^3} = \\
&= 0,0394(\text{м}).
\end{aligned}$$

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{lu}$;

$$x_1 = 0,0394 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,482 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{13,05 \cdot 10^3 \cdot 1,8 \cdot 0,0394 (1 + 0,797)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,00229 (\text{м}^2) = 22,9 (\text{см}^2)$$

Приймаємо армування 10Ø18 А400С $A_s = 25,45 \text{ см}^2$.

В поперечному напрямку армування вибираємо як у поздовжньому – 10Ø18 А400С $A_s = 25,45 \text{ см}^2$.

9.2 Розрахунок міцності тіла стрічкового ростверка з дворядним розміщенням паль

Виконаємо розрахунок ростверка шириною 1400 мм, де палі П120-30 розташовані у два ряди з кроком уздовж стіни 900 мм (див. рис. 9.2). Висота ростверка 0,5 м. Навантаження по обрізу ростверка 936,6 кН/п.м.

Визначення внутрішніх зусиль в ростверку

Стрічковий ростверк розглядається як балка на пружній основі (стіні), що знаходиться під дією зосереджених сил (реакцій паль). За багаторядного розташування паль ростверк у поперечному напрямку розраховується як балка на окремих опорах, що відповідають рядам паль.

Характеристики матеріалів [15, 16]:

Бетон класу С16/20: $\gamma_{cl} = 0,9$; $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 0,867 \text{ МПа}$; $f_{ck} = 15 \text{ МПа}$; $\epsilon_{cu3,cd} = 0,58 \text{ ‰}$; $\epsilon_{cu3,cd} = 3,23 \text{ ‰}$; $E_{cm} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Арматура класу А400С: $f_{yd} = 363 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$; $\epsilon_{ud} = 0,025$; $E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Арматура класу А240С: $f_{yd} = 228 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$; $\epsilon_{ud} = 0,025$; $E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Кладка з бетонних блоків стін підвалу класу С12/15 на розчині марки 25: $R = 2,6 \text{ МПа}$; $\alpha = 1500$.

Модуль пружності кладки з бетонних блоків

$E_{bric} = 0,5 E_0 = 0,5 \cdot 7800 = 3900 \text{ МПа}$ ($E_0 = 2 \cdot \alpha \cdot R = 2 \cdot 1500 \cdot 2,6 = 7800 \text{ МПа}$).

Розрахункові прогони ростверка

$$l_p = 1,05(l - d) = 1,05(0,9 - 0,3) = 0,63 (\text{м}); \quad b_p = 1,05(0,9 - 0,3) = 0,63 (\text{м}).$$

1. Зусилля у ростверку в період будівництва (від свіжоукладених блоків висотою 0,6 м).

Зусилля у ростверку в поздовжньому напрямку:

$$\begin{aligned} q_{bric} &= 0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot 1,1 = 7,92 (\text{кН/п. м}); \\ M_{on} &= - 7,92 \cdot 0,63^2 / 12 = - 0,262 (\text{кНм}); \\ M_{np.} &= 7,92 \cdot 0,63^2 / 24 = 0,131 (\text{кНм}); \\ Q &= 7,92 \cdot 0,63 / 2 = 2,495 (\text{кН}). \end{aligned}$$

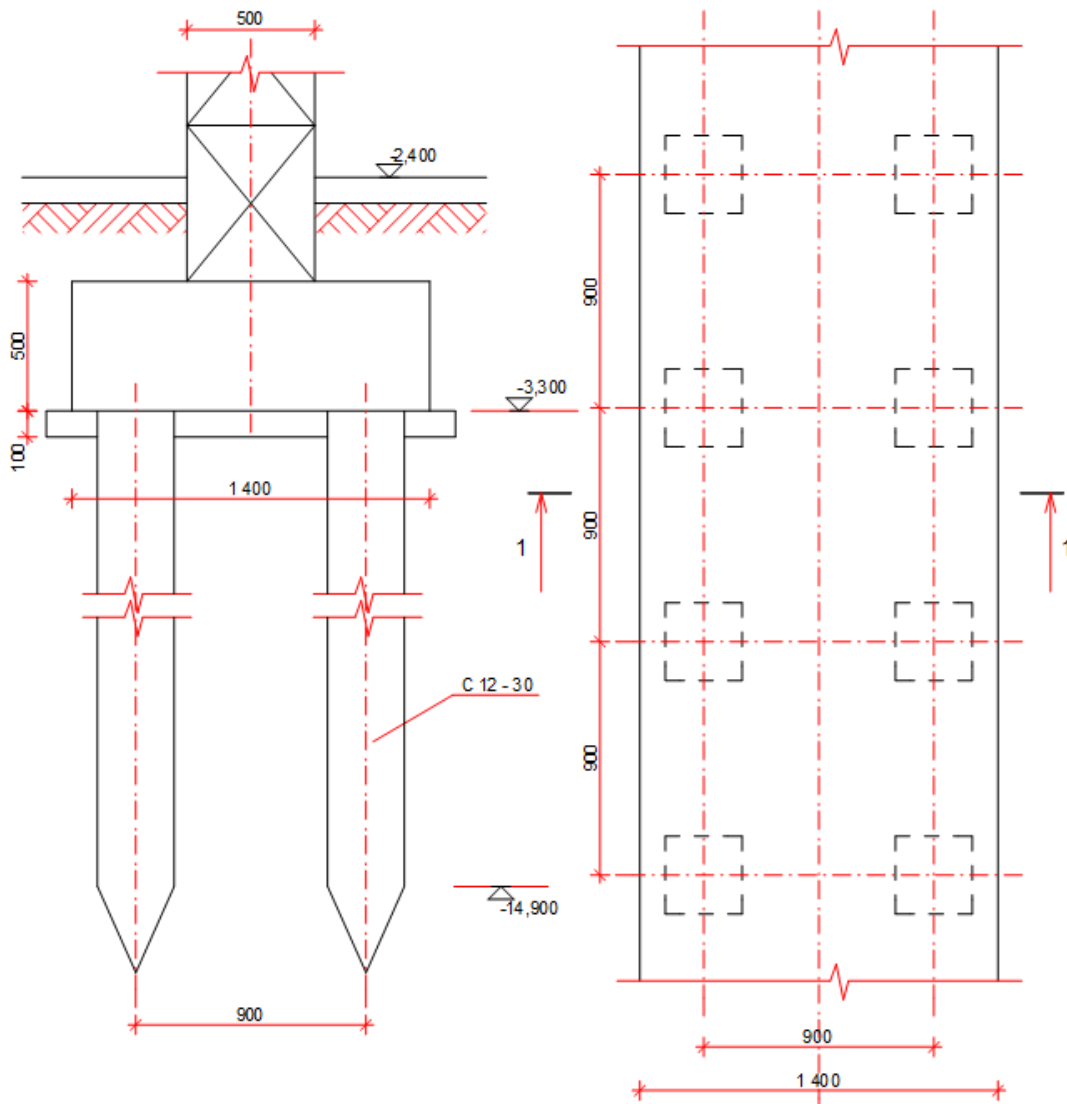


Рисунок 9.2 – Конструктивне рішення стрічкового пальового фундаменту

Зусилля у ростверку у поперечному напрямку

$$M_{np.} = 7,92 \cdot 0,63^2 / 8 = 0,393 \text{ (кНм)};$$

$$Q = 7,92 \cdot 0,63 / 2 = 2,5 \text{ (кН)}.$$

2. Зусилля у ростверку від експлуатаційних навантажень після закінчення будівництва.

Навантаження на рівні низу ростверка

$$p = 936,6 + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 22 + 1,1 \cdot 1,1 = 970,2 \text{ (кН/п. м)}.$$

Момент інерції поперечного перерізу ростверка

$$I_p = bh^3 / 12 = 1,4 \cdot 0,5^3 / 12 = 0,014583 \text{ (м}^4\text{)}.$$

Довжина півоснови епюри навантаження [9]

$$a = 3,14 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_{bric} b_{dric}}} = 3,14 \sqrt[3]{\frac{27 \cdot 10^3 \cdot 0,014583}{3900 \cdot 0,5}} = 1,842 \text{ (м)}.$$

Оскільки $a = 1,842 \text{ м} > (l - d) = 0,6 \text{ м}$, то внутрішні зусилля знаходимо за формулами із табл. 8.2

$$M_{on} = - 970,2 \cdot 0,63^2 / 12 = - 32,1 \text{ (кНм)};$$

$$M_{np.} = 970,2 \cdot 0,63^2 / 24 = 16,05 \text{ (кНм)};$$

$$Q = 970,2 \cdot 0,63 / 2 = 305,6 \text{ (кН)}.$$

Зусилля в ростверку у поперечному напрямку

$$M_{np.} = 970,2 \cdot 0,63^2 / 8 = 48,2 \text{ (кНм)};$$

$$Q = 970,2 \cdot 0,63 / 2 = 305,6 \text{ (кН)}.$$

Розрахунок потрібної кількості арматури

1. Розрахунок міцності перерізів ростверка, нормальних до поздовжньої осі.

Для розрахунку обираємо більші внутрішні зусилля (від експлуатаційних навантажень).

Для розтягнутої арматури в верхній частині ростверка (на опорі) визначимо потрібну площу перерізу арматури на 1 м довжини фундаменту як для елемента, що згинається, з поодинокую арматурою.

Знайдемо параметр λ

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,23 - 0,58) / 3,23 = 0,82.$$

Максимально можлива стиснута зона за формулою (9.1)

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,82(1 + 0,82)}{3(1 + 0,82)} = 0,456;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 11,5 \cdot 10^3 \cdot 1,4 \cdot 1,0(1 + 0,82) = 14,65 \cdot 10^3 \text{ (кН / м)};$$

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,45 \frac{3,23}{3,23 + 1,729} = 0,293 \text{ (м)};$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$

$$x_1 = \frac{0,45 \cdot 14,65 \cdot 10^3 - \sqrt{0,45^2 (14,65 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,456 \cdot 14,65 \cdot 10^3 \cdot 32,1}}{2 \cdot 0,456 \cdot 14,65 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,00489 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову

$$x_1 \leq x_{lu}$$

$$x_1 = 0,00489 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,293 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{11,5 \cdot 10^3 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,00489 \cdot (1 + 0,82)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,0001974 \text{ (м}^2\text{)} =$$

$$= 1,974 \text{ (см}^2\text{)}.$$

З конструктивних вимог для балок [16]:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{25,0}{400000} \cdot 1,4 \cdot 0,45 = 0,103(\text{см}^2)$$

$$\text{або } 0,0013 A_c = 0,0013 \cdot 1,4 \cdot 0,45 = 8,19(\text{см}^2);$$

вибираємо з конструктивних міркувань у верхній і нижній зоні по

$$7\text{Ø}14 \text{ A400C } A_s = 10,77 \text{ см}^2$$

з кроком 216 мм (рис. 9.3).

2. Розрахунок міцності перерізів ростверка, нормальних до поперечної осі.

3.

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot \gamma_{cl} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 11,5 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 1,0(1 + 0,82) = 10,46 \cdot 10^3 (\text{кН} / \text{м});$$

$$x_1 = \frac{0,43 \cdot 10,46 \cdot 10^3 - \sqrt{0,43^2 (10,46 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,456 \cdot 10,46 \cdot 10^3 \cdot 48,2}}{2 \cdot 0,456 \cdot 10,46 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,01084 (\text{м}).$$

Перевіряємо умову

$$x_1 \leq x_{lu}$$

$$x_1 = 0,01084 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,293 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{11,5 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,01084 \cdot (1 + 0,82)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,0002084 (\text{м}^2) =$$

$$= 2,084 (\text{см}^2).$$

З конструктивних вимог для балок [16]:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{25,0}{400} \cdot 1,0 \cdot 0,43 = 7,0 (\text{см}^2)$$

$$\text{або } 0,0013 A_c = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,43 = 5,59 (\text{см}^2).$$

Беремо у нижній зоні Ø14 A400C з кроком 250 мм ($A_s = 6,16 \text{ см}^2/\text{п. м}$), у верхній зоні Ø8 A240C з кроком 250 мм.

Поперечний переріз ростверка з розташуванням арматури показано на рисунку 9.3.

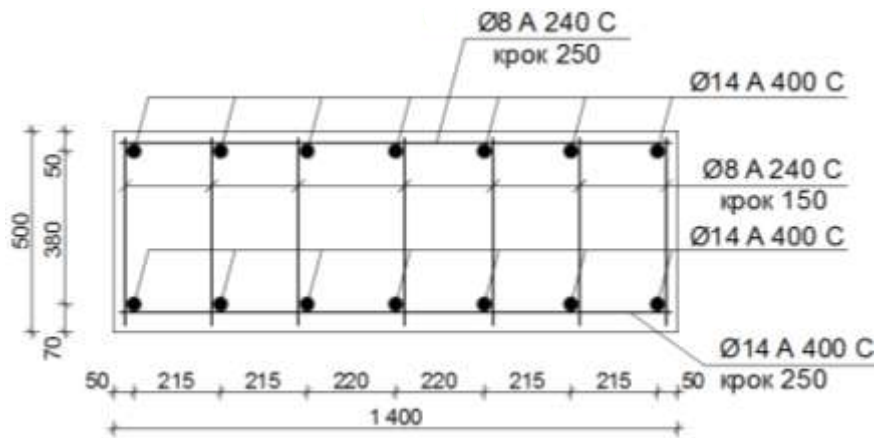


Рисунок 9.3 – Схема розміщення арматури у ростверку

Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі ростверка

Перевірка умови достатності розмірів перерізу за формулою (8.32).

Максимальна поперечна сила від зовнішнього навантаження

$$V_{Ed} = 305,6 \text{ (кН)}.$$

Максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз за формулою (8.33).

Мінімальна ширина перерізу балки (у поперечному напрямку) $b_w = 1,0$ м, робоча висота перерізу – $d = 0,43$ м.

Коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною під час зсуву

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{15}{250} \right) = 0,564,$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,43 \cdot 0,564 \cdot 11500 \cdot 1,0 = 1394,5 \text{ (кН)}.$$

Перевіряємо умову (8.32)

$$V_{Ed} = 305,6 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 1394,5 \text{ кН} \text{ – розміри перерізу достатні.}$$

Умову необхідності розрахунку поперечних стержнів перевіряємо за формулою (8.34).

Максимальну поперечну силу, яку може витримати переріз без поперечного армування знаходимо за формулами (8.35), (8.36).

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{430}} = 1,682 < 2;$$

Відсоток армування робочої арматури на припорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_e = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{10,77}{140 \cdot 43,0} = 0,00179 < 0,02;$$

де A_{sl} – площа поздовжньої арматури;

$$k_1 = 0,15;$$

$\sigma_{cp} = 0$ – середнє напруження стиску, викликане розрахунковою осьовою силою;

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,682^{3/2} 15^{1/2} = 0,296 \text{ (МПа)}.$$

Визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без поперечного армування.

$$V_{Rd,c} = [0,138 \cdot 1,682 \cdot (100 \cdot 0,00179 \cdot 15)^{1/3} + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,4 \cdot 0,43 = 194,2 \text{ (кН)};$$

$$V_{Rd,c} = (0,296 + 0,15 \cdot 0) \cdot 1,4 \cdot 0,43 = 178,2 \text{ (кН)}.$$

Вибираємо більше значення $V_{Rd,c} = 194,2$ кН.

$$V_{Ed} = 305,6 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 194,2 \text{ кН},$$

тобто умова (8.34) не виконана, отже потрібне поперечне армування.

Зусилля, яке діє в поперечній тріщині (на відстані $z = 0,9d$ від опори)

$$V_{Ed}' = V_{max} - qz = 305,6 - 970,2 \cdot 0,9 \cdot 0,43 = 0.$$

Поперечне армування призначаємо конструктивно.

Мінімальний відсоток армування

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{15}}{400} = 0,77 \cdot 10^{-3} = 0,077\%.$$

Максимальний крок стержнів

$$S_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,43 \cdot (1 + 0) = 0,32 \text{ (м)}.$$

Беремо крок стержнів $s = 150$ мм.

Мінімальна площа армування

$$A_{sw} = \rho_{w,\min} b_w s = 0,77 \cdot 10^{-3} 1,4 \cdot 0,15 = 1,62 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Кількість каркасів $n=7$, площа арматури $\varnothing 8$ мм $A_s = 3,52$ см².

9.3 Розрахунок міцності ростверка пальового фундаменту з набивних паль під збірну залізобетонну колону

Конструктивне рішення пальового фундаменту з 4 набивних паль діаметром 500 мм показано на рисунку 9.4.

Розрахунок тіла фундаменту за міцністю відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів, тому значення навантажень вибираємо з повними коефіцієнтами надійності за навантаженням: $N_m = 3800$ кН; $M_{m,x} = 307$ кНм; $M_{m,y} = 120$ кНм.

Бетон класу С12/15 [15]: $\gamma_{cl} = 0,9$; $f_{cd} = 8,5$ МПа; $f_{ctd} = 0,733$ МПа; $f_{ck} = 11$ МПа; $\varepsilon_{c3,cd} = 0,52$ ‰; $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{cu3,cd} = 3,33$ ‰; $E_{cm} = 23 \cdot 10^3$ МПа.

Арматура класу А400С [16]: $f_{yd} = 363$ МПа; $f_{ywd} = 285$ МПа; $E_s = 210 \cdot 10^3$ МПа; $\varepsilon_{ud} = 0,025$; $\varepsilon_{so} = 1,73 \cdot 10^{-3}$; А240С: $f_{yd} = 228$ МПа.

Розміри перерізу колони в плані $h_c \times b_c = 400 \times 400$ мм.

Висота фундаменту $H_f = 1,8$ м. Розміри підшви ростверка $2,2 \times 2,2$ м.

Розміри підколонника в плані $l_{cf} \times b_{cf} = 900 \times 900$ мм.

Висота підколонника $h_{cf} = 1200$ мм, висота плитної частини $H = 600$ мм.

Захисний шар бетону за наявності бетонної підготовки 50 мм.

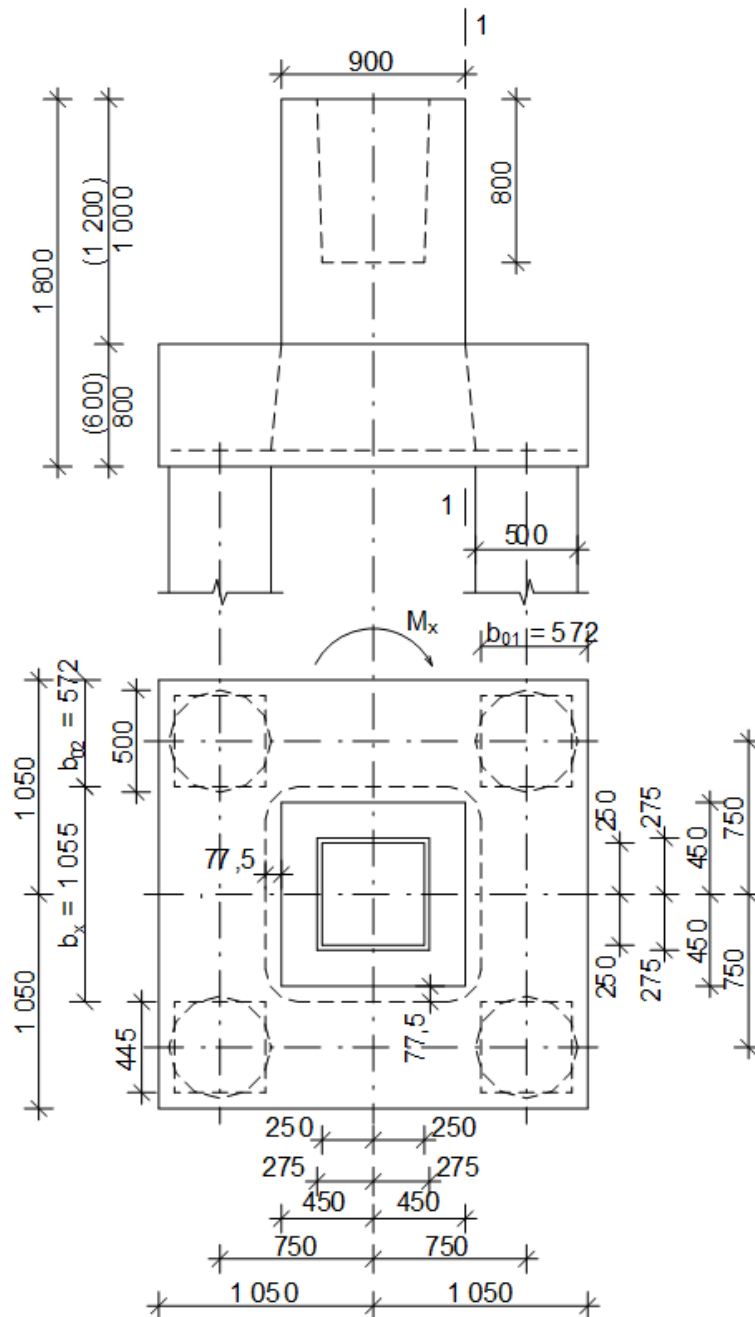


Рисунок 9.4 – Розрахункова схема ростверка

Розміри дна стакана:

$$l_h \times b_h = (400 + 2 \times 50) \times (400 + 2 \times 50) = 500 \times 500 \text{ (мм);}$$

глибина стакана – $h_h = 800$ мм;

товщина дна стакана – $h_b = 1800 - 800 = 1000$ (мм),

робоча висота дна стакана – $h_{ob} = 950$ мм > 400 мм.

Круглі палі приводимо до умовно квадратних з поперечником $d = 0,89d_{sv} = 0,89 \cdot 0,5 = 0,445$ (м).

Перевірка міцності ростверка на продавлювання

Оскільки $h_{cf} - d_p = 1200 - 800 = 400$ (мм) $\geq 0,5(l_{cf} - h_c) = 0,5(900 - 400) = 250$ (мм), то продавлювання здійснюється від підколонника [12]. Робоча висота перерізу плитної частини $d = 600 - 50 = 550$ (мм).

Перевірку виконуємо в напрямку дії більшого згинального моменту.
Розрахункове навантаження на палю без урахування ваги ростверка

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{x_m} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{3800}{4} + \frac{307 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} = 1052,3 (\kappa H)$$

Розрахункове значення продавлювальної сили

$$V_{Ed} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i = 2 \cdot 2 \cdot F_1 = 4 \cdot 1052,3 = 4209,3 (\kappa H).$$

Поряд із підколонником опір зрізу під час продавлювання обмежується максимальним значенням

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{11}{250}\right) = 0,574;$$

$$V_{Rd, \max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,574 \cdot 8500 \cdot 0,9 = 2195,6 (\kappa Па).$$

Перевіримо умову відсутності зрізу під час продавлювання поряд з підколонником

$$V_{Ed, \sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{4209,3}{1,8 \cdot 2 \cdot 0,55} = 2125,9 (\kappa Па) < V_{Rd, \max} = 2195,6 \kappa Па,$$

де u_0 – довжина контуру підколонника;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколонником має перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру підколонника [п. 4.8.4.2, 16], де d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки зріз під час продавлювання здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані $s = 77,5$ мм від контуру підколонника (рис. 9.4).

Має виконуватись умова (8.4).

Продавлювальна сила

$$V_{Ed, red} = F_{per} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 4209,3 (\kappa H).$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,9 + \pi \cdot 2 \cdot 0,0775 = 4,09 (\text{м}).$$

Розрахункову величину опору на зріз під час продавлювання фундаментних плит без поперечного армування визначаємо за формулою (8.6)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,603 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{44,24}{220 \cdot 55,0} = 0,00366 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,55}{0,0775} = 0,035 \cdot 1,603^{3/2} 11,0^{1/2} \cdot 4,0 = 0,942 (MH).$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,603 \cdot (100 \cdot 0,00366 \cdot 11)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,55}{0,0775} = 1,409(\text{МПа}) > V_{\min} = 0,942(\text{МПа}).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз під час продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{4209,3}{4,09 \cdot 0,55} = 1871,2(\text{кПа}) > V_{Rd,c} = 1409 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання не забезпечена.

Збільшуємо товщину плитної частини до 800 мм.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1,516 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{55,99}{220 \cdot 75,0} = 0,00339 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 0,035 \cdot 1,516^{3/2} 11,0^{1/2} \cdot 4,0 = 0,867(\text{МН}).$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,516 \cdot (100 \cdot 0,00339 \cdot 11)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 1,297(\text{МПа}) > V_{\min} = 0,867(\text{МПа}).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз під час продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{4209,3}{4,09 \cdot 0,75} = 1372,2(\text{кПа}) > V_{Rd,c} = 1297 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання не забезпечена.

Збільшимо клас бетону до С16/20.

Бетон класу С16/20 [15]: $\gamma_{cl} = 0,9$; $f_{cd} = 11,5$ МПа; $f_{ctd} = 0,866$ МПа; $f_{ck} = 15$ МПа; $\varepsilon_{c3,cd} = 0,58$ ‰; $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{cu3,cd} = 3,23$ ‰; $E_{cm} = 27 \cdot 10^3$ МПа.

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 0,035 \cdot 1,516^{3/2} 15,0^{1/2} \cdot 4,0 = 1,012(\text{МН}).$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,516 \cdot (100 \cdot 0,00339 \cdot 15)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 1,439(\text{МПа}) > V_{\min} = 1,012(\text{МПа}).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз під час продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{4209,3}{4,09 \cdot 0,75} = 1372,2(\text{кПа}) < V_{Rd,c} = 1439 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Розрахунок на продавлювання кутовою палею

Розрахунок виконується за формулою (8.14) (позначення згідно з рис. 9.4)

Вага ростверка з ґрунтом на його уступах

$$G_{p+zp} = 2,2 \cdot 2,2 \cdot 1,9 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 222,5 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження на палю з урахуванням ваги ростверка

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} \cdot y_{max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_{ybot} \cdot x_{max}}{\sum x_i^2} = \frac{3800 + 222,5}{4} + \frac{307 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} + \frac{120 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} = 1148,0 \text{ (кН)}.$$

Розрахункові параметри:

$$b_{01} = 0,572 \text{ м}; c_{01} = 0,0775 \text{ м}; b_{02} = 0,575 \text{ м}; c_{02} = 0,0775;$$

$$h_{01}/c_{01} = 750/77,5 = 7,38 > 2,5; h_{01}/c_{02} > 2,5, \text{ вибираємо } h_{01}/c_{02} = h_{01}/c_{01} = 2,5;$$

$$\text{Коефіцієнти } \beta_1 = 1,0; \beta_2 = 1; \text{ (табл. 8.1) } c_{02} = 0,4 h_{01} = 0,4 \cdot 0,75 = 0,3 \text{ (м)}.$$

Граничне навантаження на палю з умови продавлювання

$$F_{ai} = V_{Rd,c} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] =$$

$$= 1439 \cdot 0,75 \left[1,0 \left(0,572 + \frac{0,3}{2} \right) + 1 \cdot \left(0,572 + \frac{0,3}{2} \right) \right] = 1558,4 \text{ (кН)} > F_1 = 1148,0 \text{ кН}.$$

Міцність на продавлювання кутовою палею забезпечена.

Розрахунок ростверка на згин

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі 1–1 (див. рис. 9.4).

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням дії згинального моменту M_x

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} \cdot y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{3800 + 222,5}{4} + \frac{307 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} = 1108,0 \text{ (кН)}$$

Згинальний момент від реакції палі біля грані підколонника (переріз 1–1) уздовж дії моменту M_x

$$M = 2F_1(0,75 - 0,9/2) - \frac{G_{p+zp} \cdot (1,1 - 0,9/2)^2}{2,2 \cdot 2} = 2 \cdot 1148 \cdot 0,3 - \frac{222,5 \cdot 0,65^2}{2,2 \cdot 2} = 667,5 \text{ (кНм)}.$$

Знайдемо параметр λ

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,23 - 0,58)/3,23 = 0,82.$$

Максимально можлива стиснута зона.

$$x_1 = x_{lu} = z_s \cdot \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,75 \cdot \frac{3,23}{3,23 + 1,729} = 0,489 \text{ (м)};$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729..$$

Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони x_1 за формулою (9.1)

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,82(1 + 0,82)}{3(1 + 0,82)} = 0,456;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 11,5 \cdot 10^3 \cdot 2,2(1 + 0,82) = 23,02 \cdot 10^3 (\text{кН} / \text{м});$$

$$x_1 = \frac{0,75 \cdot 23,02 \cdot 10^3 - \sqrt{0,75^2 (23,02 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,456 \cdot 23,02 \cdot 10^3 \cdot 667,5}}{2 \cdot 0,456 \cdot 23,02 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,0396 (\text{м}).$$

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{lu}$;

$$x_1 = 0,0396 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,489 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1(1 + \lambda)}{2f_{yd}} = \frac{11,5 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 0,0396(1 + 0,82)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,002512 (\text{м}^2) =$$

$$= 25,12 (\text{см}^2)$$

Приймаємо армування 22Ø18 А400С $A_s = 55,99 \text{ см}^2$.

В поперечному напрямку армування приймаємо також 22Ø18 А400С $A_s = 55,99 \text{ см}^2$.

Розрахунок міцності нахилених перерізів розтерка на дію поперечних сил

Перевірка умови достатності розмірів перерізу виконуємо за формулою (8.15).

Максимальна поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження

$$V_{Ed} = 2F_1 = 2 \cdot 1108 = 2216 (\text{кН});$$

мінімальна ширина перерізу балки $b_w = 2200 (\text{мм});$

робоча висота перерізу $d = h - a_s = 800 - 50 = 750 (\text{мм}) = 0,75 (\text{м});$

коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною за зсуву

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{15,0}{250} \right) = 0,564.$$

Максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз за формулою (8.16)

$$V_{Rd, \max} = 0,5 \cdot 2,2 \cdot 0,75 \cdot 0,564 \cdot 11,5 \cdot 10^3 = 5351,0 (\text{кН}).$$

Перевіряємо умову (8.15)

$$V_{Ed} = 2216 (\kappa H) < V_{Rd,max} < 5351 (\kappa H) - \text{розміри перерізу достатні.}$$

Перевіряємо умову необхідності розрахунку поперечних стержнів (8.18).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1,516 < 2 .$$

Відсоток армування робочої арматури на приопорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{55,99}{220 \cdot 75,0} = 0,00339 < 0,02;$$

де A_{sl} – площа поздовжньої арматури;

$$k_1 = 0,15;$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,516^{3/2} \cdot 15,0^{1/2} = 0,253 (MH / m^2).$$

Визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без поперечного армування з урахуванням коефіцієнта

$$\beta = a/2d = 77,5/2 \cdot 750 = 0,052 < 0,25,$$

вибираємо $\beta = 0,25$.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} b d / \beta + 0 =$$

$$= 0,138 \cdot 1,516(100 \cdot 0,00339 \cdot 15,0)^{1/3} \cdot 2,2 \cdot 0,75 / 0,25 = 2,374 (MH);$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d / \beta = (0,253 + 0,15 \cdot 0) 2,2 \cdot 0,75 / 0,25 = 1,67 (MH).$$

Вибираємо більше значення $V_{Rd,c} = 2,374 (MH)$.

$$V_{Ed} = 2216 (\kappa H) < V_{Rd,c} = 2374 \kappa H - \text{умова (8.18) виконана.}$$

9.4 Розрахунок міцності тіла кушового ростверка під збірну колону з перевіркою від дна стакана на продавлювання та згин

Розрахунок тіла фундаменту за міцністю відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів, тому значення навантажень вибираємо з повними коефіцієнтами надійності за навантаженням:

$$N_m = 4600 \text{ кН}; M_{m,x} = 310 \text{ кНм}; M_{m,y} = 0.$$

Розрахункову схему ростверка наведено на рисунку 9.5.

Висота фундаменту $H_f = 1,8$ м;

розміри підшови ростверка $l \times b = 3,0 \times 1,8$ м;

розміри підколонника в плані $h_c = b_c = 0,9$ м;

висота плитної частини $h_l = 600$ мм.

Як матеріал ростверка використовуємо бетон класу С20/25 та арматуру А400С.

Фізико-механічні характеристики матеріалів

Розрахункове значення міцності арматури на границі текучості [16]

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{y_s} = \frac{400}{1,1} = 363 \text{ (МПа)}.$$

Модуль пружності $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

Розрахункове значення міцності бетону на стиск [15]

$$f_{cd} = f_{cd}^0 \cdot \gamma_{c1} = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ (МПа)}.$$

де γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи $\gamma_{c1} = 0,9$ за тривалої дії навантаження.

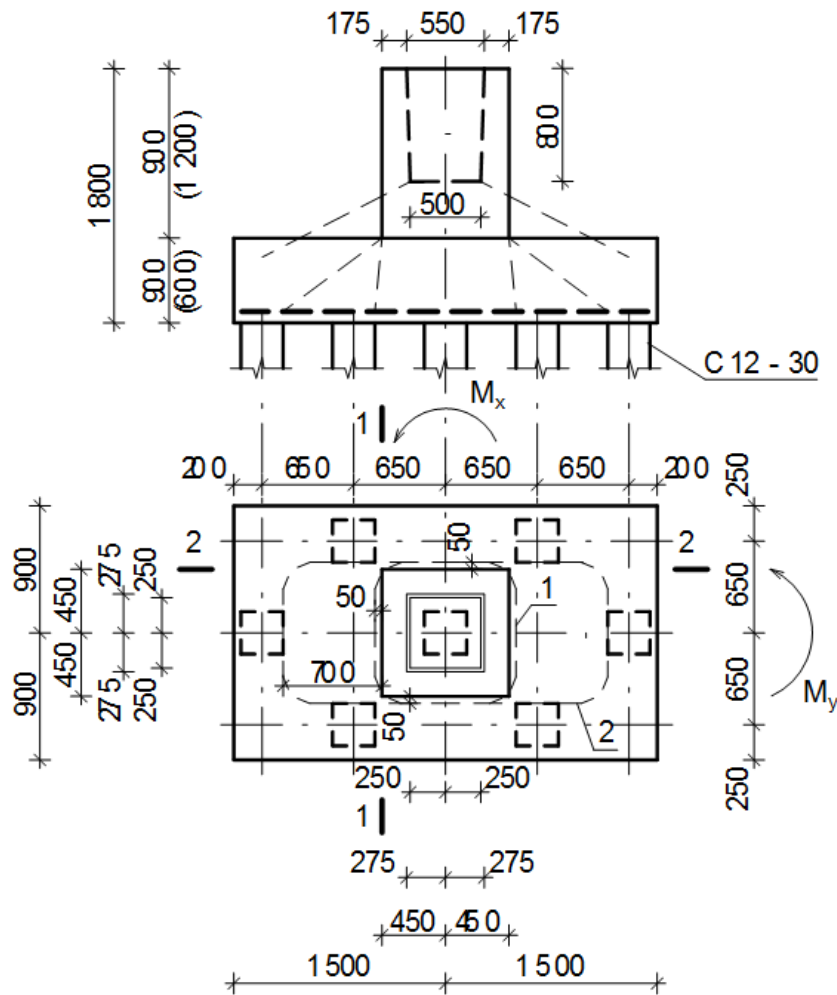


Рисунок 9.5 – Розрахункова схема ростверка для забивних паль

Розрахункове значення міцності бетону на розтяг

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct} = 1 \cdot 1,5 / 1,5 = 1,0 \text{ (МПа)}.$$

де α_{ct} – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність бетону під час розтягу тривалої дії несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження. Рекомендованим є значення $\alpha_{ct} = 1$;

$f_{ctk,0,05}$ – значення міцності бетону на осьовий розтяг;

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону, $\gamma_{ct} = 1,5$.

$f_{ck} = 18,5$ (МПа) – характеристичне значення міцності бетону на стиск.

Значення відносних граничних деформацій в бетоні

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3,10\text{‰}, \varepsilon_{c3,cd} = 0,63\text{‰}.$$

Під подошвою фундаменту передбачаємо бетонну підготовку, тому висоту захисного шару бетону можна взяти $a_s = 50$ (мм), тоді робоча висота перерізу $z_s = h - a_s = 600 - 50 = 550$ (мм).

Граничні розрахункові значення навантаження на фундамент $N_m = 4600$ кН; $M_{x,m} = 310$ кНм; $M_{y,m} = 0$ кНм.

Перевірка міцності ростверка на продавлювання

Перевірку виконуємо в напрямку дії згинального моменту.

Розрахункове навантаження на палі без урахування ваги ростверка

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{4600}{7} + \frac{310 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,3^2 + 4 \cdot 0,65^2} = 657,1 + 79,5 = 736,6 \text{ (кН)};$$

$$F_2 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} y_2}{\sum y_i^2} = \frac{4600}{7} + \frac{310 \cdot 0,65}{2 \cdot 1,3^2 + 4 \cdot 0,65^2} = 657,1 + 39,7 = 696,8 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове значення продавлювальної сили

$$V_{Ed} = 2 \cdot (F_1 + 2F_2) = 2 \cdot (736,6 + 2 \cdot 696,8) = 4260,4 \text{ (кН)}.$$

Поряд із підколонником опір зрізу під час продавлювання обмежується максимальним значенням

$$V_{Rd,max} = 0,5 v_f c_d = 0,5 \cdot 0,556 \cdot 13050 = 3625,3 \text{ (кПа)};$$

де коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною за зсуву

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556.$$

Перевіримо умову відсутності зрізу під час продавлювання поряд з підколонником (коефіцієнт β беремо таким, що дорівнює одиниці, оскільки дія згинального моменту врахована у величині продавлювальної сили безпосередньо)

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{0,9 \cdot 4 \cdot 0,55} = 2151,7 \text{ (кПа)} < V_{Rd,max} = 3625,3 \text{ кПа},$$

де u_0 – довжина контуру підколонника;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколонником має перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру підколонника [п. 4.8.4.2, 16], де d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки зріз під час продавлювання здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на **першому контрольному периметрі** – на відстані $c = 0,05$ м від контуру підколонника (див. рис. 9.5).

Має виконуватись умова (8.4).

Продавлювальна сила

$$V_{Ed,red} = F_{per} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 4260,4 \text{ (кН)}.$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,9 + \pi \cdot 2 \cdot 0,05 = 3,914 \text{ (м)}.$$

Визначимо розрахункову величину опору на зріз у разі продавлювання фундаментних плит без поперечного армування.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,603 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{15,39}{180 \cdot 55,0} = 0,00155 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,55}{0,05} = 0,035 \cdot 1,603^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 4,0 = 1,222 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,603 \cdot (100 \cdot 0,00155 \cdot 18,5)^{1/3} 4,0 = \\ = 1,257 \text{ (МПа)} > V_{\min} = 1,222 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз у випадку продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{3,914 \cdot 0,55} = 1919 \text{ (кПа)} > V_{Rd,c} = 1257 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання не забезпечена. Збільшимо товщину плитної частини до 900 мм.

Перевіримо міцність на продавлювання від підколонника на першому контрольному периметрі, показаному на рис. 9.5.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1,485 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{27,7}{180 \cdot 85,0} = 0,00181 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,85}{0,05} = 0,035 \cdot 1,485^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 4,0 = 1,090 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00181 \cdot 18,5)^{1/3} 4,0 = \\ = 1,226 \text{ (МПа)} > V_{\min} = 1,090 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз у випадку продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{3,914 \cdot 0,85} = 1280,6 \text{ (кПа)} \approx V_{Rd,c} = 1226 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання по першому контрольному периметру забезпечена.

Перевіримо міцність на продавлювання від підколонника на другому контрольному периметрі, показаному на рис. 9.5.

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,85}{0,7} = 0,035 \cdot 1,485^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 2,428 = 0,662 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00181 \cdot 18,5)^{1/3} 2,428 = 0,774 \text{ (МПа)} > V_{\min} = 0,662 \text{ (МПа)}.$$

Продавлювальна сила

$$V_{Ed,red} = F_{per} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 4260,4 \text{ (кН)}.$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 2,2 + \pi \cdot 2 \cdot 0,05 = 6,514 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз у випадку продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{6,514 \cdot 0,85} = 769,5 \text{ (кПа)} < V_{Rd,c} = 774 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання від підколонника по другому контрольному периметру забезпечена.

Але за висоти плитної частини 900 мм виникає небезпека продавлювання від дна стакана (рис. 9.6).

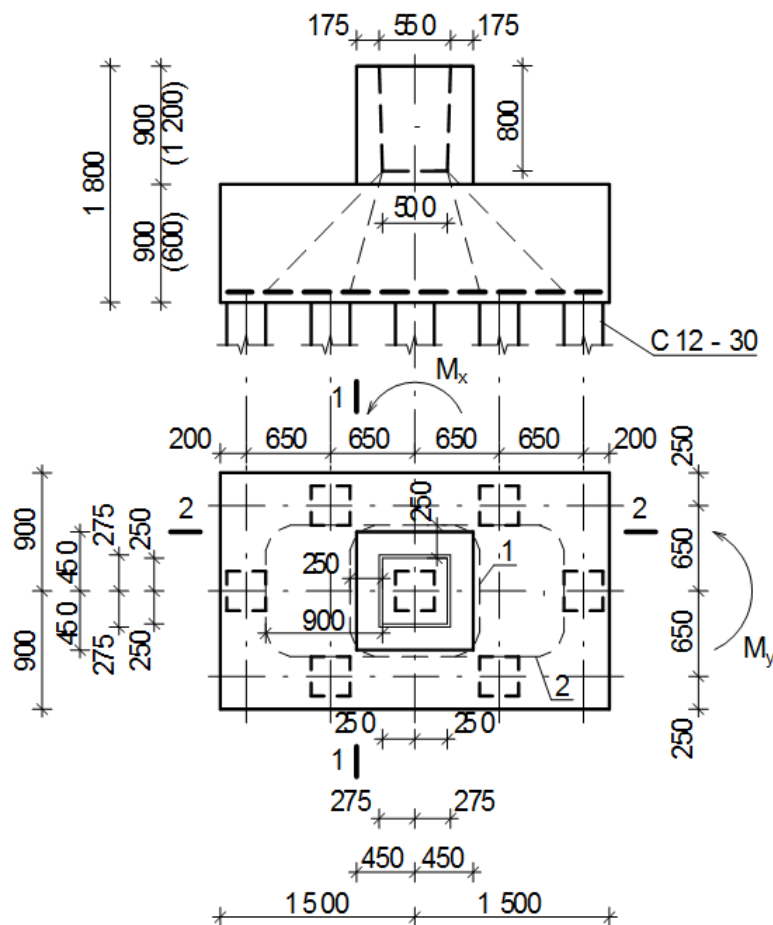


Рисунок 9.6 – Розрахункова схема ростверка для забивних паль за продавлювання від дна стакана

Перевіримо умову відсутності зрізу під час продавлювання поряд з підколонником (вважаємо, що коефіцієнт β дорівнює одиниці, оскільки дія згинального моменту врахована у величині продавлювальної сили безпосередньо)

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{0,5 \cdot 4 \cdot 0,95} = 2242,3 \text{ (кПа)} < V_{Rd,\max} = 3625,3 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

Перевіримо міцність на продавлювання від дна стакана на першому контрольному периметрі, показаному на рис. 9.6.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1,459 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{27,7}{180 \cdot 85,0} = 0,00181 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,95}{0,25} = 0,035 \cdot 1,459^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 4,0 = 1,061 \text{ (МН).}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,459 \cdot (100 \cdot 0,00181 \cdot 18,5)^{1/3} 4,0 = 1,205 \text{ (МПа)} > V_{\min} = 1,061 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз у випадку продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{3,914 \cdot 0,95} = 1145,8 \text{ (кПа)} < V_{Rd,c} = 1205 \text{ кПа.}$$

Отже, міцність на продавлювання від дна стакана по першому контрольному периметру забезпечена.

Перевіримо міцність на продавлювання від дна стакана на другому контрольному периметрі, показаному на рис. 9.6.

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,95}{0,9} = 0,035 \cdot 1,485^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 2,111 = 0,576 \text{ (МН).}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00181 \cdot 18,5)^{1/3} 2,111 = 0,673 \text{ (МПа)} > V_{\min} = 0,576 \text{ (МПа)}.$$

Продавлювальна сила

$$V_{Ed,red} = F_{per} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 4260,4 \text{ (кН).}$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 1,8 + \pi \cdot 2 \cdot 0,25 = 6,17 \text{ (м).}$$

Перевіряємо умову міцності на зріз у випадку продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{6,17 \cdot 0,95} = 725,1 \text{ (кПа)} > V_{Rd,c} = 673 \text{ кПа.}$$

Отже, міцність на продавлювання від дна стакана на другому контрольному периметрі не забезпечена.

Для покращення роботи на продавлювання від дна стакана можна або збільшити товщину дна стакана, збільшивши загальну висоту ростверка, або збільшити клас бетону ростверка.

Вибираємо клас бетону ростверка С 25/30.

Фізико-механічні характеристики матеріалів [15, 16]:

Бетон С25/30		Арматура			
		А400С		А240С	
$f_{ck,prism}$, МПа	22,0	f_{yk} , МПа	400	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	17,0	f_{yd} , МПа	363,6	f_{yd} , МПа	228,6
f_{ctd} , МПа	1,2	f_{ywd} , МПа	285	f_{ywd} , МПа	170
E_{cm} , МПа	$32,5 \cdot 10^3$	ε_{ud}	0,025	ε_{ud}	0,025
$\varepsilon_{cu3,cd}$	0,68	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
$\varepsilon_{cu3,cd}$	3,0	γ_s	1,1	γ_s	1,05
γ_{cl}	1,3				

Перевіримо міцність на продавлювання від дна стакана на другому контрольному периметрі, показаному на рис. 9.6.

$$V_{min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,95}{0,9} = 0,035 \cdot 1,485^{3/2} 22,0^{1/2} \cdot 2,111 = 0,627 \text{ (МН).}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00181 \cdot 22,0)^{1/3} 2,111 = 0,686 \text{ (МПа)} > V_{min} = 0,627 \text{ (МПа).}$$

Продавлювальна сила

$$V_{Ed,red} = F_{per} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 4260,4 \text{ (кН).}$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 1,8 + \pi \cdot 2 \cdot 0,25 = 6,17 \text{ (м).}$$

Перевіряємо умову міцності на зріз у випадку продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{6,17 \cdot 0,95} = 725,1 \text{ (кПа)} > V_{Rd,c} = 686 \text{ кПа.}$$

Отже, міцність на продавлювання від дна стакана на другому контрольному периметрі знову не забезпечена.

Збільшимо кількість арматури ростверка до 18 Ø 18 А400С, тоді відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{45,81}{180 \cdot 85,0} = 0,00299 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,95}{0,9} = 0,035 \cdot 1,485^{3/2} 22,0^{1/2} \cdot 2,111 = 0,627 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00299 \cdot 22,0)^{1/3} 2,111 = 0,810 \text{ (МПа)} > V_{\min} = 0,627 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз у випадку продавлювання за відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4260,4}{6,17 \cdot 0,95} = 725,1 \text{ (кПа)} < V_{Rd,c} = 810 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання від дна стакана на другому контрольному периметрі забезпечена за армування підшви 18 Ø 18 А400С ($A_s = 45,81 \text{ см}^2$).

Розрахунок ростверка на згин

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі 1–1 (див. рис. 9.6).

Вага ростверка з ґрунтом на його уступах

$$G_p = 1,8 \cdot 3,0 \cdot 1,8 \cdot 23 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 270,5 \text{ (кН)}.$$

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням дії згинального моменту M_x

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{4600 + 270,5}{7} + \frac{310 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,3^2 + 4 \cdot 0,65^2} = 775,3 \text{ (кН)};$$

$$F_2 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_2}{\sum y_i^2} = \frac{4600 + 270,5}{7} + \frac{310 \cdot 0,65}{2 \cdot 1,3^2 + 4 \cdot 0,65^2} = 735,5 \text{ (кН)}.$$

Згинальний момент від реакції паль біля грані підколонника (переріз 1–1) уздовж дії моменту M_x

$$M = F_1 (1,3 - 0,9 / 2) + 2 F_2 (0,65 - 0,45) - \frac{G_{p+ep} \cdot (1,5 - 0,45)^2}{1,8 \cdot 2} = 775,3 \cdot 0,85 + 2 \cdot 735,5 \cdot 0,2 - \frac{270,5 \cdot 1,05^2}{1,8 \cdot 2} = 870,4 \text{ (кНм)}.$$

Знайдемо параметр λ

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,0 - 0,68) / 3,0 = 0,773.$$

Максимально можлива стиснута зона

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,85 \frac{3,0}{3,0 + 1,729} = 0,539 \text{ (м)};$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$

Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони x_1

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,773(1 + 0,773)}{3(1 + 0,773)} = 0,446;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,8(1 + 0,773) = 24,414 \cdot 10^3 \text{ (кН/м)};$$

$$x_1 = \frac{0,85 \cdot 24,414 \cdot 10^3 - \sqrt{0,85^2 (24,414 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,446 \cdot 24,414 \cdot 10^3 \cdot 870,4}}{2 \cdot 0,446 \cdot 24,414 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,051 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову

$$x_1 \leq x_{lu};$$

$$x_1 = 0,051 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,539 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,8 \cdot 0,051 \cdot (1 + 0,773)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,00343 \text{ (м}^2\text{)} =$$

$$= 34,3 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Вибране раніше армування 18Ø18 A400C $A_s = 45,81 \text{ см}^2$ задовольняє умови міцності.

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю без урахування дії згинального моменту

$$F_3 = \frac{N_{bot}}{n} = \frac{4600 + 270,5}{7} = 695,8 \text{ (кН)}.$$

Згинальний момент від реакції паль у поперечному напрямку біля грані підколонника (переріз 2–2) (див. рис. 9.6)

$$M = 2F_3(0,65 - 0,45) - \frac{G_{p+ep} \cdot (0,9 - 0,45)^2}{3,0 \cdot 2} = 2 \cdot 695,8 \cdot 0,2 - \frac{270,5 \cdot 0,45^2}{3,0 \cdot 2} =$$

$$= 269,2 \text{ (кНм)}.$$

$$x_1 = \frac{0,85 \cdot 24,414 \cdot 10^3 - \sqrt{0,85^2 (24,414 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,446 \cdot 24,414 \cdot 10^3 \cdot 269,2}}{2 \cdot 0,446 \cdot 24,414 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,013 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{lu}$

$$x_1 = 0,013 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,353 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 3,0 \cdot 0,013 \cdot (1 + 0,773)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,001457 \text{ (м}^2\text{)} =$$

$$= 14,57 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Вибираємо армування 16Ø12 А400С $A_s = 18,1 \text{ см}^2$.

9.5 Розрахунок міцності тіла стрічкового ростверка з однорядним розміщенням паль

Виконаємо розрахунок ростверка шириною 500 мм, де палі П120-30 розташовані у один ряд уздовж стіни з кроком 1800 мм (рис. 9.7). Висота ростверка 0,5 м. Навантаження по обрізу ростверка $N_m = 368,6 \text{ кН/м}$.

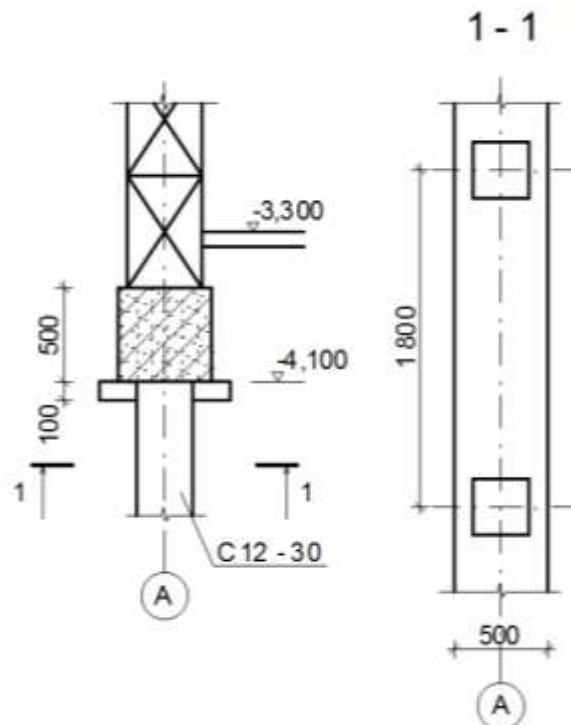


Рисунок 9.7 – Конструктивне рішення пального фундаменту

Розрахунковий прогін ростверка

$$l_p = 1,05(l - d) = 1,05(1,8 - 0,3) = 1,575 \text{ (м)}.$$

Як матеріал ростверків використано бетон класу С35/45 та арматуру А500С.

Фізико-механічні характеристики матеріалів [15, 16]:

Бетон класу С35/45 : $\gamma_{cl} = 0,9$; $f_{cd} = 25,0 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 1,467 \text{ МПа}$;
 $f_{ck} = 32 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{cu3,cd} = 0,83 \text{ ‰}$; $\varepsilon_{cu3,cd} = 2,45 \text{ ‰}$; $E_{cm} = 37,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Арматура класу А500С: $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 300 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{ud} = 0,02$;
 $E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Висота захисного шару бетону $a_s = 50$ (мм), тоді робоча висота перерізу

$$z_s = h - a_s = 500 - 50 = 450 \text{ (мм)}.$$

Кладка з бетонних блоків стін підвалу класу В7,5 на розчині марки 100: $R = 3,1$ МПа; $\alpha = 1500$.

Модуль пружності кладки з бетонних блоків $E_{bric} = 0,5 E_0 = 0,5 \cdot 9300 = 4650$ МПа ($E_0 = 2 \cdot \alpha \cdot R = 2 \cdot 1500 \cdot 3,1 = 9300$ МПа).

Зусилля у ростверку від експлуатаційних навантажень

Вага ростверка, що припадає на 1 п.м,

$$G_p = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 12,1 \text{ (кН)}.$$

Навантаження на рівні низу ростверка

$$p = 368,6 + 12,1 = 380,7 \text{ (кН/п.м)}.$$

Момент інерції поперечного перерізу ростверка

$$I_p = bh^3/12 = 0,5 \cdot 0,5^3/12 = 0,00521 \text{ (м}^4\text{)}.$$

Довжина півоснови епюри навантаження [9]

$$a = 3,14 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_{bric} b_{dric}}} = 3,14 \sqrt[3]{\frac{37,5 \cdot 10^3 \cdot 0,00521}{4650 \cdot 0,4}} = 1,482 \text{ (м)}.$$

Оскільки $(l - d)/2 = 0,75$ м < $a = 1,482$ м < $(l - d) = 1,5$ м, то внутрішні зусилля знаходимо за формулами табл. 8.2:

$$M_{on} = -pa(2l_p - a)/12 = -380,7 \cdot 1,482(2 \cdot 1,575 - 1,482)/12 = -78,4 \text{ (кНм)};$$

$$\begin{aligned} M_{np} &= \frac{p}{24} \left[2(6l_p^2 - 4al_p + a^2) + \frac{l_p^3(l_p - 6a)}{a^2} \right] = \\ &= \frac{380,7}{24} \left[2 \cdot (6 \cdot 1,575^2 - 4 \cdot 1,482 \cdot 1,575 + 1,482^2) + \frac{1,575^3(1,575 - 6 \cdot 1,482)}{1,482^2} \right] = \\ &= 39,2 \text{ (кНм)}. \end{aligned}$$

$$Q = 380,7 \cdot 1,575/2 = 299,8 \text{ (кН)}.$$

Розрахунок потрібної кількості арматури

1. Розрахунок міцності перерізів ростверка, нормальних до поздовжньої осі.

Для розтягнутої арматури в верхній частині ростверка (на опорі). Визначимо потрібну площу перерізу арматури на 1 м довжини фундаменту як для елемента, що згинається, з поодинокую арматурою.

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{0,45 \cdot 9,343 \cdot 10^3 - \sqrt{0,45^2 (9,343 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,421 \cdot 9,343 \cdot 10^3 \cdot 78,4}}{2 \cdot 0,421 \cdot 9,343 \cdot 10^3} = \\ &= 0,019 \text{ (м)}. \end{aligned}$$

Перевіряємо умову

$$x_1 \leq x_{lu}.$$

$$x_1 = 0,019 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,244 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{25,0 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,019 \cdot (1 + 0,661)}{2 \cdot 435 \cdot 10^3} = 0,000408 \text{ (м}^2\text{)} = 4,08 \text{ (см}^2\text{)}.$$

З конструктивних вимог для балок [16]:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{58,0}{500000} \cdot 0,5 \cdot 0,45 = 0,068 \text{ (см}^2\text{)}$$

$$\text{або } 0,0013 A_c = 0,0013 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 3,25 \text{ (см}^2\text{)};$$

Вибираємо з розрахунку у верхній і нижній зоні по

$$5\text{Ø}12 \text{ A}500\text{C} \quad A_s = 5,65 \text{ см}^2.$$

*Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі
ростверка*

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу (8.32).

Максимальна поперечна сила від зовнішнього навантаження

$$V_{Ed} = 299,8 \text{ (кН)}.$$

Максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз, визначаємо за формулою (8.33).

Мінімальна ширина перерізу балки (у поперечному напрямку)

$$b_w = 0,5 \text{ м},$$

d – робоча висота перерізу, $d = 0,45 \text{ м}$,

ν – коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною під час зсуву

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{32,0}{250} \right) = 0,523,$$

$$V_{Rd,\max} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,45 \cdot 0,523 \cdot 25000 = 1470,9 \text{ (кН)}.$$

Перевіряємо умову (8.32)

$$V_{Ed} = 299,8 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = 1470,9 \text{ кН} \text{ – розміри перерізу достатні.}$$

Перевіряємо умову необхідності розрахунку поперечних стержнів (8.34).

Визначаємо максимальну поперечну силу, яку може витримати переріз без поперечного армування, за формулами (8.35), (8.36)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури на приопорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_e = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{5,65}{50 \cdot 45,0} = 0,00251 < 0,02;$$

$$V_{Rd,c} = [0,138 \cdot 1,667 \cdot (100 \cdot 0,00251 \cdot 32,0)^{1/3} + 0,15 \cdot 0] \cdot 0,5 \cdot 0,45 = 103,6 \text{ (кН)};$$

$$V_{Rd,min} = (0,426 + 0,15 \cdot 0) \cdot 0,5 \cdot 0,45 = 95,8 \text{ (кН)}.$$

Вибираємо більше значення $V_{Rd,c} = 103,6$ кН.

$$V_{Ed} = 299,8 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 103,6 \text{ кН}$$

Умова (8.34) не виконана, отже потрібне поперечне армування.

Відповідно до фермової моделі визначається поперечна сила, яка дорівнює опору зсуву, і вона береться як найменша із двох величин

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta,$$

$$V_{Rd,s} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta),$$

де $z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,45 = 0,405$ (м);

$\nu_1 = 0,6$ – коефіцієнт, який враховує клас бетону.

Зусилля, яке діє в поперечній тріщині (на відстані $z = 0,9d$ від опори)

$$V_{Ed}' = V_{max} - qz = 299,8 - 380,7 \cdot 0,9 \cdot 0,45 = 145,6 \text{ (кН)}.$$

Мінімальний відсоток армування

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{32}}{500} = 0,905 \cdot 10^{-3} = 0,0905\%.$$

Максимальний крок стержнів

$$S_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,45 \cdot (1 + 0) = 0,337 \text{ (м)}.$$

Вибираємо крок стержнів $s = 100$ мм.

Мінімальна площа армування

$$A_{sw} = \rho_{w,min} b_w s = 0,905 \cdot 10^{-3} \cdot 0,5 \cdot 0,1 = 0,453 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Кількість каркасів $n = 5$, площа арматури $\varnothing 8$ мм А240С $A_s = 2,51$ см².

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} = \frac{2,51 \cdot 10^{-4}}{0,1} \cdot 0,45 \cdot 170000 = 192,0 \text{ (кН)} > 145,6 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,s} = \alpha_{cw} b_w z \cdot \nu_1 f_{cd} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,45 \cdot 0,6 \cdot 25000 = 3375 \text{ (кН)} > 145,6 \text{ кН}.$$

Поперечний переріз ростверка з розташуванням арматури показано на рисунку 9.8.

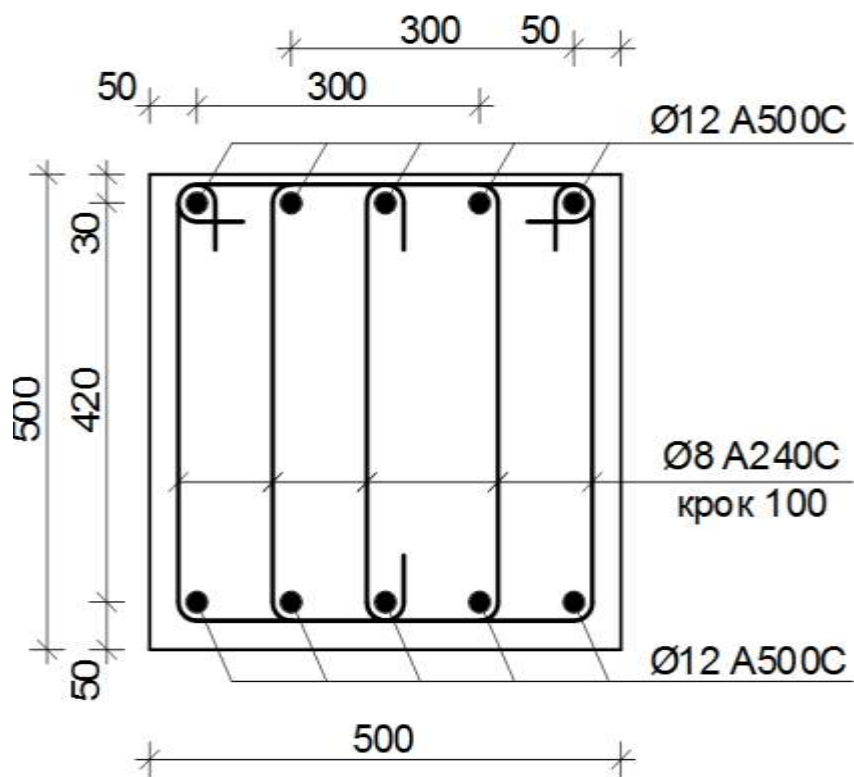


Рисунок 9.8 – Схема розміщення арматури у ростверку

Література

1. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 161 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі зміною № 1 та № 2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
3. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. [Чинний від 2009-07-08]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 70 с. (Національний стандарт України).
4. Якименко О. В. Сучасні методи влаштування паль та шпунтових огорожень. Навчальний посібник. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. 119 с.
5. Пшінько О. М., Радкевич А. В., Нетеса М. І., Нетеса А. М. Технологія спеціальних робіт. Навчальний посібник. Дніпро : Журфонд, 2020. 432 с.
6. Парфентьева І. О., Верешко О. В., Гусачук Д. А. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Луцьк : ЛНТУ, 2017. 296 с.
7. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування. Навчальний посібник. Вінниця : ВНТУ, 2019. 144 с.
8. Крусь Ю. О. Основи та фундаменти : Курсове і дипломне проектування. Навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2011. 214 с.
9. Шутенко Л. М., Рудь О. Г., Кічаєва О. В. та ін. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Підручник /за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 563 с.
10. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 59 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).
11. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування з основ та фундаментів для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Частина 2. Пальові фундаменти / Укладачі: І. І. Ваганов, І. В. Маєвська, М. М. Попович, Н. В. Блащук. Вінниця : ВНТУ, 2010. 84 с.
12. Методичні вказівки до практичних занять та індивідуальні завдання з дисципліни «Проектування основ та фундаментів в складних умовах». Частина II. Реконструкція і підсилення. Для магістрів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / Уклад. Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. Вінниця : ВНТУ, 2021. 65 с.

13. Бабич Є. М., Крусь Ю. О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Підручник. Рівне : Вид-во РДТУ, 2001. 367 с.

14. Маєвська І. В., Блащук Н. В. Рекомендації до самостійної та індивідуальної роботи з дисципліни «Основи і фундаменти». Змістовий модуль 1. Проектування основ і фундаментів у звичайних умовах для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Навчальний посібник. Вінниця : ВНТУ, 2013. 92 с.

15. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Конструкції будинків і споруд).

16. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с. (Конструкції будинків і споруд).

17. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. Харків : Золоті сторінки, 2015. 208 с.

*Навчальне електронне видання
комбінованого використання.
Можна використовувати в локальному та мережному режимах*

**Ірина Вікторівна Маєвська,
Микола Миколайович Попович,
Наталя Вікторівна Блащук**

Автоматизований розрахунок пальових фундаментів

Навчальний посібник

Рукопис оформив *М. Попович*

Редактор *Т. Старічек*

Оригінал-макет підготувала *Т. Старічек*

Підписано до видання 30.11.2023 р.
Гарнітура Times New Roman.
Зам. № P2023-142.

Видавець та виготовлювач
Вінницький національний технічний університет,
Редакційно-видавничий відділ.
ВНТУ, ГНК, к. 114.
Хмельницьке шосе, 95, м. Вінниця, 21021.
press.vntu.edu.ua;
E-mail: irvc.ed.vntu@gmail.com.
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.