

**Методичні вказівки
до виконання курсових проєктів з дисципліни
«Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)**

Частина 2. Пальові фундаменти

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

Методичні вказівки
до виконання курсових проєктів з дисципліни
«Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Частина 2. Пальові фундаменти

Вінниця
ВНТУ
2026

Рекомендовано до видання Радою з якості освіти Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 8 від 19.02.2026 р.)

Рецензенти:

А. М. МОРГУН, доктор технічних наук, професор кафедри будівництва, міського господарства та архітектури ВНТУ

Б. Б. КОРЧЕВСЬКИЙ, кандидат технічних наук, доцент кафедри опору матеріалів, теоретичної механіки та інженерної графіки ВНТУ

Д. Х. ШТОФЕЛЬ, кандидат технічних наук, доцент, відповідальний за моніторинг якості та удосконалення курсового проєктування Ради з якості освіти ВНТУ

Методичні вказівки до виконання курсових проєктів з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»). Частина 2. Пальові фундаменти / уклад.: Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. Електрон. текст. дані. Вінниця : ВНТУ, 2026. 79 с.

Методичні вказівки призначені для виконання розрахункової частини курсових проєктів та бакалаврських кваліфікаційних робіт з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» здобувачів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Використовуючи дані методичні вказівки, можна визначити вид та конструктивне рішення пальового фундаменту, його несучу здатність, величину його осідання, а також виконати їх конструювання.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 ОСНОВНІ ВКАЗІВКИ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	5
2 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ТА ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВИ.....	13
2.1 Палі-стояки	13
2.2 Висячі палі	14
2.2.1 Призматичні палі.....	14
2.2.2 Пірамідальні палі.....	18
2.2.3 Набивні палі та палі-оболонки.....	20
3 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ЗА МІЦНІСТЮ МАТЕРІАЛУ СТВОЛА.....	24
4 ПРОЄКТУВАННЯ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ	26
5 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ	36
5.1 Розрахунок деформацій основ пальового фундаменту за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі	36
5.2 Розрахунок деформацій основ пальового фундаменту за розрахунковою схемою умовного фундаменту	39
6 КОНСТРУЮВАННЯ РОСТВЕРКІВ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	52
6.1 Загальні вказівки	52
6.2 Приклади конструювання ростверків	54
7 ПРИКЛАДИ ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ ДЛЯ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ.....	67
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	78

ВСТУП

При виборі виду фундаменту слід враховувати, що пальові фундаменти мають переваги в порівнянні з малозаглибленими фундаментами та фундаментами мілкового закладання, якщо з поверхні залягає потужна товща слабких ґрунтів або на фундамент передаються значні навантаження.

На теперешній час найбільш широко застосовуються забивні призматичні, пірамідальні та набивні палі різних видів, а також палі-оболонки.

При забиванні паль або улаштуванні набивних паль без виймання ґрунту здійснюється ущільнення ґрунту навколо бокової поверхні і під нижнім кінцем. При влаштуванні бурових паль ґрунт, який оточує палю, практично не змінює свої показники порівняно з природним станом.

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

Забивні палі без поперечного армування застосовують при прорізаннях палями пісків середньої щільності та пухких, супісків пластичних та текучих, суглинків та глин від тугопластичних до текучих. При цьому не дозволяється спирання нижнього кінця такої палі на скельні, великоуламкові та слабкі ґрунти, а також їх не використовують, якщо на фундамент передаються значні горизонтальні навантаження і на територіях з сейсмічністю більше 6 балів. Такі палі не можна занурювати за допомогою вібрації.

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 паль може бути застосований для будинків та споруд з висмикувальними та горизонтальними навантаженнями.

Пірамідальні палі з малим кутом конусності застосовуються в однорідних ґрунтах або коли більш щільний шар ґрунту розташований ближче до денної 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 (при кількості рядів не більше двох).

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.

Буроабивні палі (влаштуються з вийманням ґрунту) мають діаметр 40-120 см. Перевагою їх є можливість влаштування розширення діаметром до 350 см. Якщо буроабивні палі влаштуються в зволжених ґрунтах, стінки свердловин укріплюються глинистим розчином або обсадною трубою. Буроабивні палі застосовуються для будинків та споруд з великими зосередженими вертикальними та горизонтальними навантаженнями, а також при потужності товщі слабких ґрунтів, що перевищує довжину забивних палей. Довжина буроабивних палей, як правило, перевищує 10 м. Якщо ґрунти майданчика мають тверді включення, які не можна пройти за допомогою забивних палей, а також при будівництві поблизу існуючих споруд також потрібно застосовувати буроабивні палі.

1 ОСНОВНІ ВКАЗІВКИ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

1. Вибір глибини закладання ростверка.

Глибину закладання ростверка вибирають виходячи з конструктивних особливостей будівлі і величини навантаження аналогічно глибині закладання фундаменту мілкого закладання [1, 5].

При цьому ростверк може бути повністю розташований у слабкому шарі ґрунту і в межах глибини сезонного промерзання.

2. Вибір довжини і поперечного перерізу палей.

Довжину палей приймають в залежності від інженерно-геологічних умов і величини навантаження, яке вони сприймають. Відповідно до [3, 6] заглиблення забивних палей у несучі великоуламкові ґрунти, гравіюваті, крупні та середньої крупності піски, пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,1$ повинно бути не менше 0,5 м, в інші нескельні ґрунти не менше 1 м. Нижній кінець бурової висячої палі повинен заходити у несучий шар ґрунту на глибину не менше ніж діаметр палі (або діаметр розширення для палей з розширенням), але не менше ніж на 2 м.

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

Якщо за ґрунтовими умовами можливе використання палей різної довжини, то при великих навантаженнях слід віддавати перевагу довгим палям (їх кількість у фундаменті буде меншою).

Довжина палі визначається як різниця між відміткою нижнього кінця і відміткою підшви ростверка. Для готових палей, включаючи забивні, треба враховувати заведення палі у ростверк на 5-10 см при шарнірному

з'єднанні з ростверком і на 30-40 см при жорсткому з'єднанні [6]. При цьому враховують каталоги типових збірних залізобетонних паль (таблиця 1.1 – 1.3). Розміри поперечного перерізу палі приймають в залежності від її довжини. Для цивільного і промислового будівництва поперечний переріз забивних паль приймають не більше 0,35×0,35 м.

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

Таблиця 1.2 – Номенклатура складених палей 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	

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
ПШ-1,5-0,7	11° 19'	0,285	2,45	0,71
ПШ-2-0,7	8° 32'	0,380	3,23	0,95
ПШ-2-0,8	10° 37'	0,487	3,66	1,22
ПШ-2,5-0,7	6° 51'	0,475	4,04	1,19
ПШ-2,5-0,8	7° 59'	0,608	4,55	1,52
ПШ-3,0-0,7	5° 43'	0,570	4,83	1,42
ПШ-3,0-0,8	6° 39'	0,730	5,43	1,82
ПШ-3,5-0,7	4° 54'	0,665	5,63	1,66
ПШ-3,5-0,8	5° 43'	0,851	6,34	2,12
ПШ-4,0-0,8	5° 00'	0,972	7,23	2,43
ПШ-5,0-0,8	4° 00'	1,220	9,06	3,06
ПШ-6,0-0,8	3° 20'	1,460	10,90	3,66

Максимальна довжина набивних і бурових палей визначається можливостями технологічного устаткування для їх влаштування і може досягати 50 м і більше. Діаметри таких палей також залежать від їх довжини і можливостей устаткування.

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		1,09	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 грунтах без закріплення стінок свердловини	Верстати СО-2
БПВ _г	Обертальним бурінням у нестійких водонасичених грунтах з закріпленням стінок глинистим розчином	Верстати СО-1200
БПВ _о	Обертальним та ударно-канатним бурінням у нестійких водонасичених грунтах 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 грунтах без закріплення стінок свердловини.	Ямобури

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 [6, 7]. У чинних українських нормах [3] буроін'єкційні палі великих діаметрів за несучою здатністю прирівнюються до бурових паль. Насправді буроін'єкційні палі мають більшу несучу здатність на одиницю витраченого матеріалу, але це поки ще не узаконено у нормативному документі.

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 [3].

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). Суть розрядно-імпульсної технології полягає в тому, що свердловину, заповнену дрібнозернистим бетоном або цементним розчином, обробляють серією високовольтних електричних розрядів. В такому разі виникає електрогідралічний 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. Ґрунт навколо палі ущільнюється, а пористість в зоні впливу ударного імпульсу знижується.

Таблиця 1.6 – Основні технічні характеристики сучасних технологій влаштування набивних палей

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 палей 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 рискою вказана максимальна довжина палі (м), під рискою - максимальний діаметр палі (мм)

3. Розрахунок палових фундаментів.

Пальові фундаменти розраховуються за двома групами граничних станів:

– за першою групою (за несучою здатністю) розраховують: палі,

пальовий ростверк, основи паль та пальових фундаментів в цілому. За стійкістю основи пальовий фундамент в цілому розраховують, якщо на нього передаються значні горизонтальні навантаження (в тому числі сейсмічні) або фундамент розташований на укосі.

– за другою групою (за деформаціями основи) розраховують: осідання пальового фундаменту від вертикальних навантажень; переміщення поодиноких паль 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 [3, 6], а за деформаціями основ – на основне сполучення розрахункових експлуатаційних навантажень.

Несуча здатність паль розглядається за двома аспектами: за міцністю ґрунту, що оточує палю, та за міцністю матеріала ствола.

4. Рекомендується такий порядок розрахунку пальових фундаментів [6].
 1. Визначають глибину закладання підошви ростверка.
 2. Вибирають несучий шар ґрунту під нижнім кінцем палі.
 3. Вибирають тип палі, її довжину та розміри поперечного перерізу.
 4. Розраховують несучу здатність палі та визначають розрахункове навантаження на неї.
 5. Визначають кількість паль і розміщують їх у ростверку.
 6. Конструюють ростверк.
 7. Перевіряють фактичне навантаження на кожну палю з урахуванням ваги палі, ростверка, ґрунту на його уступах та згинальних моментів (якщо вони є).
 8. Визначають осідання основи пальового фундаменту.
 9. За потребою виконують розрахунок стійкості основи пальового фундаменту в цілому.
 10. Здійснюють розрахунок за міцністю тіла ростверка і за потребою розрахунок за міцністю стволів паль.
- У складі курсового проєкту передбачене виконання п. 1–8.

2 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ТА ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВИ

Розрахункове навантаження на палю [3, 6] визначається з умови

$$N < F_d / \gamma_k, \quad (2.1)$$

де N – розрахункове навантаження на палю;

F_d – несуча здатність палі;

γ_k – коефіцієнт надійності ($\gamma_k = 1,4$, якщо несуча здатність визначається розрахунком).

2.1 Палі-стояки

До палі-стояків відносять палі всіх видів, що спираються на скельні ґрунти, а забивні палі крім того на 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 [3, 6].

Несуча здатність палі-стояка

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (2.2)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймається $R = 20000$ кПа для забивних палі, що спираються на малостисливі або скельні ґрунти [6];

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

Для набивних палі, в тому числі бурових, і палі-оболонок, які заповнені бетоном і заглиблені в невивітрілий скельний ґрунт не менше ніж на 0,5 м, розрахунковий опір визначається за формулою

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (2.3)$$

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

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту, $\gamma_g = 1,4$;

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 наведений у розділі 3.

2.2 Висячі палі

2.2.1 Призматичні палі

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі [3] складається з несучої здатності під нижнім кінцем і несучої здатності по боковій поверхні та визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (2.4)$$

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

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем та по боковій поверхні палі [3, табл. Н.2.3];

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі [3, табл. Н.2.1], кПа;

A – площа спирання палі на ґрунт, м²;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, що визначається за формулою (2.5), для попередніх розрахунків допускається f_i приймати за табл. Н.2.2 [3], кПа;

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

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{I,i} + c_{I,i}, \quad (2.5)$$

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

v_i – коефіцієнт Пуассона ґрунту в середині i -го шару ґрунтової основи.

При визначенні R необхідно звернути увагу на визначення глибини занурення нижнього кінця, а при визначенні f_i – товщина шару ґрунту, що оточує палю, h_i не повинна перевищувати 2,0 м.

Порядок розрахунку згідно з прикладом, 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 0,4х0,6 м. Розрахункові граничні значення навантажень по обрізу

фундаменту $N_m = 2600$ кН; $M_{x,m} = 420$ кНм.

Ґрунтові умови майданчика забудови представлені такими нашаруваннями (рис. 2.1):

рослинний шар товщиною 0,8 м, $\gamma_{II} = 17$ кН/м³;

суглинок тугопластичний товщиною 6,7 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, $I_L = 0,7$, $\gamma_{II} = 18,2$ кН/м³, $\gamma_s = 27$ кН/м³, $\gamma_{sb} = 9,44$ кН/м³, $e = 0,80$;

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.

1. Вибір глибини закладання ростверка.

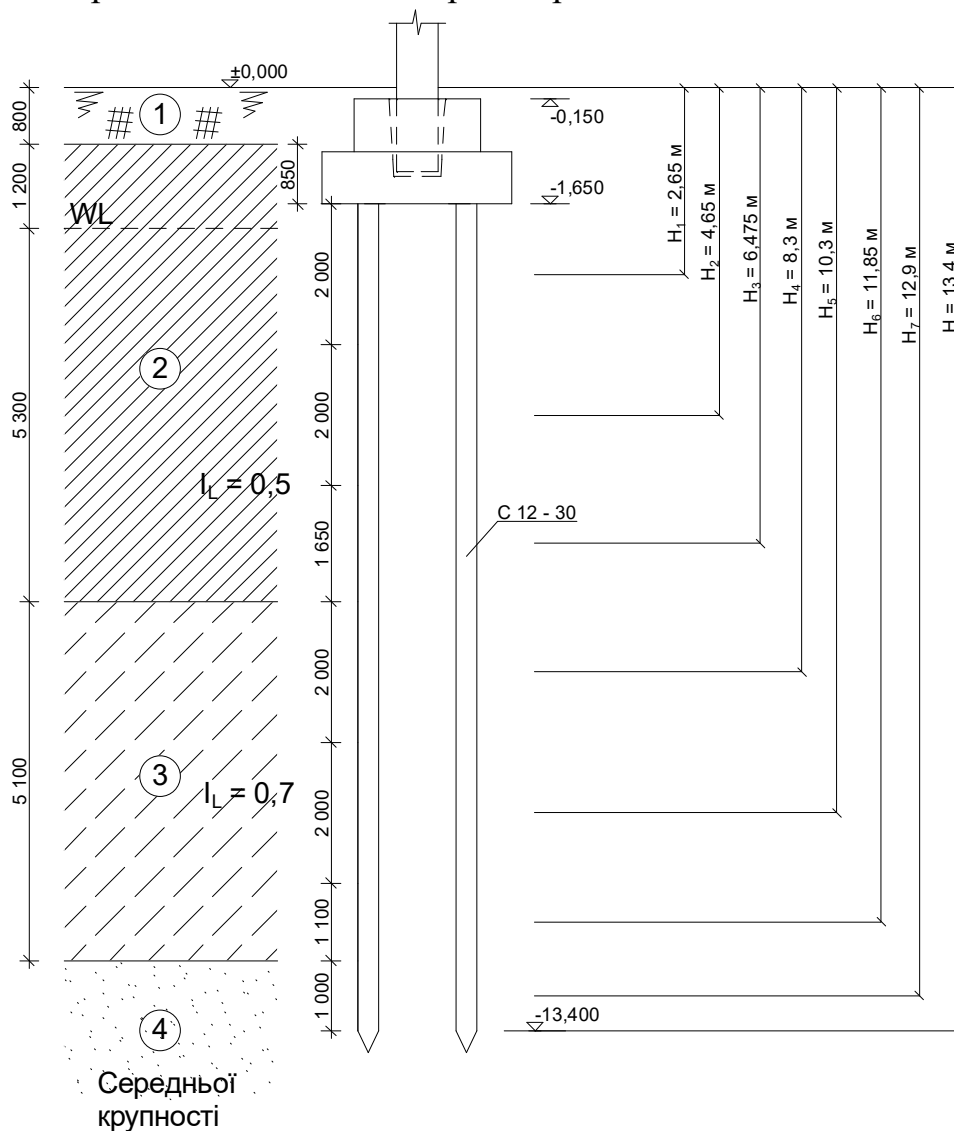


Рисунок 2.1 – Положення у ґрунті і розрахункова схема фундаменту з забивних паль

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

Обріз фундаменту за вимогами уніфікації має відмітку $-0,150$ м. Для збірної залізобетонної колони передбачаємо стаканний стик з ростверком. Глибина стакана за умовами уніфікації 800 мм. Глибину закладання ростверку приймаємо з конструктивних міркувань, забезпечивши товщину дна стакана не менше 400 мм. При цьому забезпечується загальна висота ростверку $1,2$ м, що задовольняє вимогу кратності 150 мм [6].

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 подошви ростверку, можуть служити основою для палі, але глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \geq 0,4$ не є найкращою основою, тому перевагу віддаємо піску середньої крупності. При цьому 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, приймаємо палі С12-30. Положення палі у ґрунті показано на рис. 2.1.

Несучу здатність палі (по ґрунту) визначаємо при глибині котлована $d = 1,65$ м за формулою (2.4).

Коефіцієнти, які входять у формулу (2.4), знаходимо за [17]

$$\gamma_c = 1, [3, \text{п. Н.2.1}];$$

$$\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1, [3, \text{табл. Н.2.3}].$$

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) знаходимо за [3, табл. Н.2.1; Н.2.2] в залежності від глибини, на якій знаходяться нижній кінець палі та середина i -го шару ґрунту. Також розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні знаходимо за формулою (2.5)

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{I,i} + c_{I,i},$$

де $\varphi_{I,i}$ – кут внутрішнього тертя ґрунту i -го розрахункового шару ґрунтової основи, град.;

$c_{I,i}$ – питоме зчеплення ґрунту i -го розрахункового шару ґрунтової основи, кПа.

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі, розділимо ґрунтову товщу на шари товщиною не більше 2 м (див. рис. 2.1). Обчислення опору по боковій поверхні виконуємо в табличній формі (таблиця 2.1).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі при глибині закладання нижнього кінця від рівня природного рельєфу 13,4 м для піску середньої крупності, середньої щільності [17, табл. Н.2.1]

$$R = 4272 \text{ кПа.}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю не більше 2 м. Розрахунок опору по бічній поверхні поданий у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

H_i , м	h_i , м	Показник текучості	f_{1i} , кПа (за табл. Н.2.2)	$\gamma_{cf,i} \cdot f_{1i} \cdot h_i$, кН/м	$\sigma_{zg,i}$, кПа	v_i	φ_{1i} , °	c_{1i} , кПа	f_{2i} , кПа (за формулою (2.5))	$\gamma_{cf,i} f_{2i} \cdot h_i$, 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

$$\Sigma = 245,3$$

$$\Sigma = 348,1$$

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі

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

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

Розрахункове навантаження на палю за формулою (2.1)

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

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

В даному прикладі паля нижнім кінцем передає навантаження на пісок середньозернистий, який є міцною основою. Тому, доцільно перевірити міцність матеріалу ствола палі. Згідно з розділом 3 цих вказівок для палі перерізом 30х30 см розрахункове навантаження за міцністю матеріала ствола $N_2 = 1000 \text{ кН}$.

В подальших розрахунках повинно використовуватись менше значення розрахункового навантаження $N = 485 \text{ кН}$.

2.2.2 Пірамідальні палі

Несучу здатність пірамідальної палі розраховують а урахуванням додаткового опору ґрунту по боковій поверхні палі [3]:

$$F_d = \gamma_c [R \cdot A + \sum h_i (u_i \cdot f_i + u_{oi} \cdot i_p \cdot E_i \cdot k_i \cdot \zeta_r)], \quad (2.6)$$

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

u_{oi} – сума розмірів сторін і-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 і-го шару ґрунту навколо палі, кПа;

k_i – коефіцієнт, що враховує додаткові сили опору за рахунок нахилу граней в залежності від виду ґрунту [17, табл. Н.2.4];

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

Для переходу від штампового модуля деформації до компресійного використовується таблиця 2.2.

Таблиця 2.2 – Перехідний коефіцієнт m_k для переходу від компресійного модуля деформації до штампового

Вид ґрунту	e_o – природний 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

Примітка. Для проміжних значень e допускається визначати коефіцієнт m_k за інтерполяцією.

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. 2.2).

- Ґрунтові умови майданчика подані такими нашаруваннями:
- рослинний шар товщиною 0,3 м;
 - супісок пластичний товщиною 2,2 м ($I_L = 0,24$; $e = 0,55$; $E = 24000$ кПа);
 - суглинок тугопластичний товщиною 2,0 м ($I_L = 0,3$; $e = 0,8$; $E = 12500$ кПа).

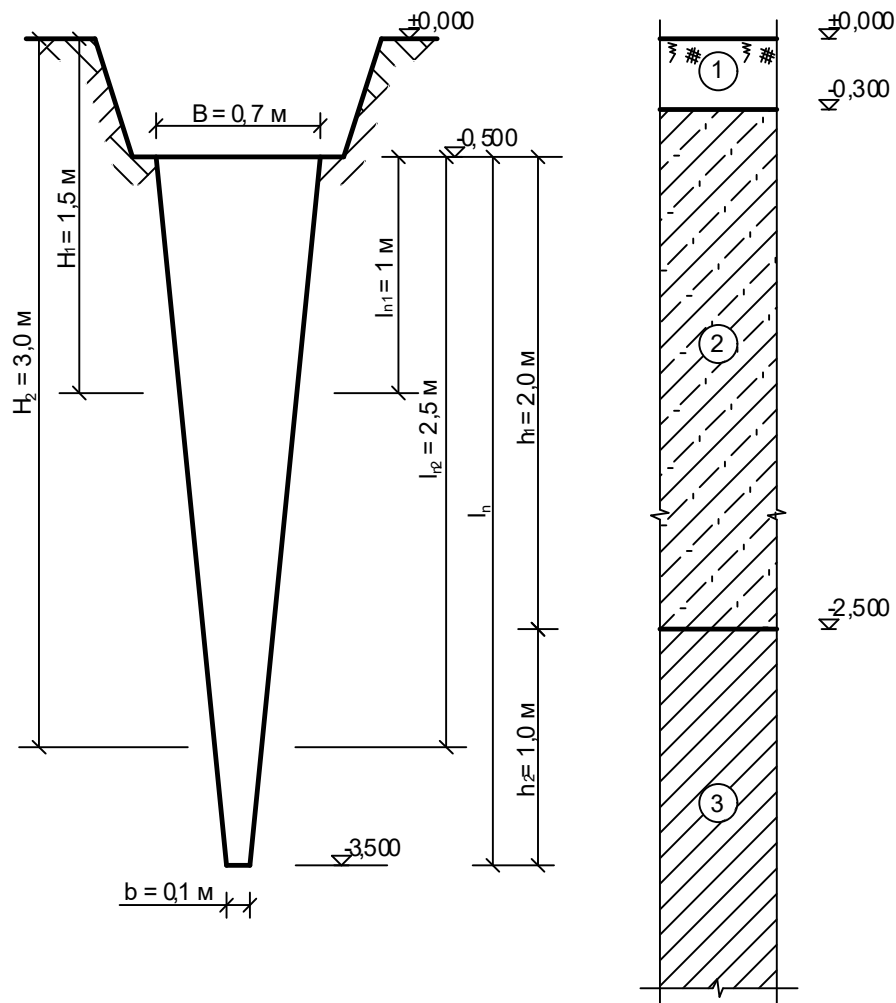


Рисунок 2.2 – Схема визначення несучої здатності пірамідальної палі

Компресійний модуль деформації визначаємо за формулою

$$E_{oed} = \frac{E}{m_k}, \quad (2.7)$$

де E – штамповий модуль деформації;

m_k – перехідний коефіцієнт, приймається за табл. 2.2.

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

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

Зовнішній периметр характерних перерізів палі

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

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

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

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

Згідно з [3, п. Н.2.4] приймаємо $i_p = 0,025$.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (при глибині занурення вістря $H = 0,5 + 3,0 = 3,5$ (м)) за [3, табл. Н.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 приймаємо за [3, табл. Н.2.2]:

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

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

Сумарний опір ґрунту по боковій поверхні палі знаходимо у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – 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	$u_{0,i} i_p E_i k_i \xi_r$	$u_i f_i +$ $u_{0,i} i_p E_i k_i \xi_r$	$h_i (u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \xi_r)$, 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

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

2.2.3 Набивні палі та палі-оболонки

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

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (2.8)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті ($\gamma_c = 1$, крім палі, 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 палі без розширення $\gamma_{cR} = 1$);

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

u – периметр поперечного перерізу ствола палі, м;

A – площа спірання палі, м², що приймається рівною: для набивних і бурових палі без розширення – площі поперечного перерізу палі; для набивних і бурових палі з розширенням – площі поперечного перерізу розширення; для палі-оболонки, що заповнюються бетоном, – площі поперечного перерізу оболонки брутто;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на боковій поверхні палі, який залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування і визначається за табл. Н.3.1 [3];

f_{ib} , h_i – те ж, що у формулі (2.4).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R для набивних палі, які виготовляються без виймання ґрунту (в пробитій свердловині та віброштампованих палі), приймається за табл. Н.2.1 [3] як для забивних палі.

Для бурових палі та палі-оболонки, що занурюються з повним видаленням ґрунту з порожнини, заповнюваної потім бетоном, які занурюються в великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем та піщані ґрунти [3] для визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі використовують формулу

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h); \quad (2.9)$$

для палі-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

$$R = \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (2.10)$$

де $\alpha_1, \dots, \alpha_4$, – безрозмірні коефіцієнти, які приймаються за табл. Н.3.2 [3];

d – діаметр набивної палі або її розширення, м;

γ'_1 – розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі, кН/м³

(для водонасичених ґрунтів з урахуванням виважувальної дії води);

γ_1 – усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, розташованих вище нижнього кінця палі (для водонасичених ґрунтів $\gamma_1 = \gamma_{sb}$);

γ_{sb} – питома вага ґрунту з урахуванням виважувальної дії води, кН/м³;

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

Для бурових палей, які спираються на пілувато-глинисті ґрунти, розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі визначається за табл. Н.3.3 [3].

Приклад 3. Визначити несучу здатність бурової палі діаметром 0,9 м і глибиною нижнього кінця від поверхні рельєфу 20,4 м (див. рис. 2.3), довжиною 16,7 м, що улаштована під захистом обсадної труби. Марка такої палі БПВ (табл. 1.4).

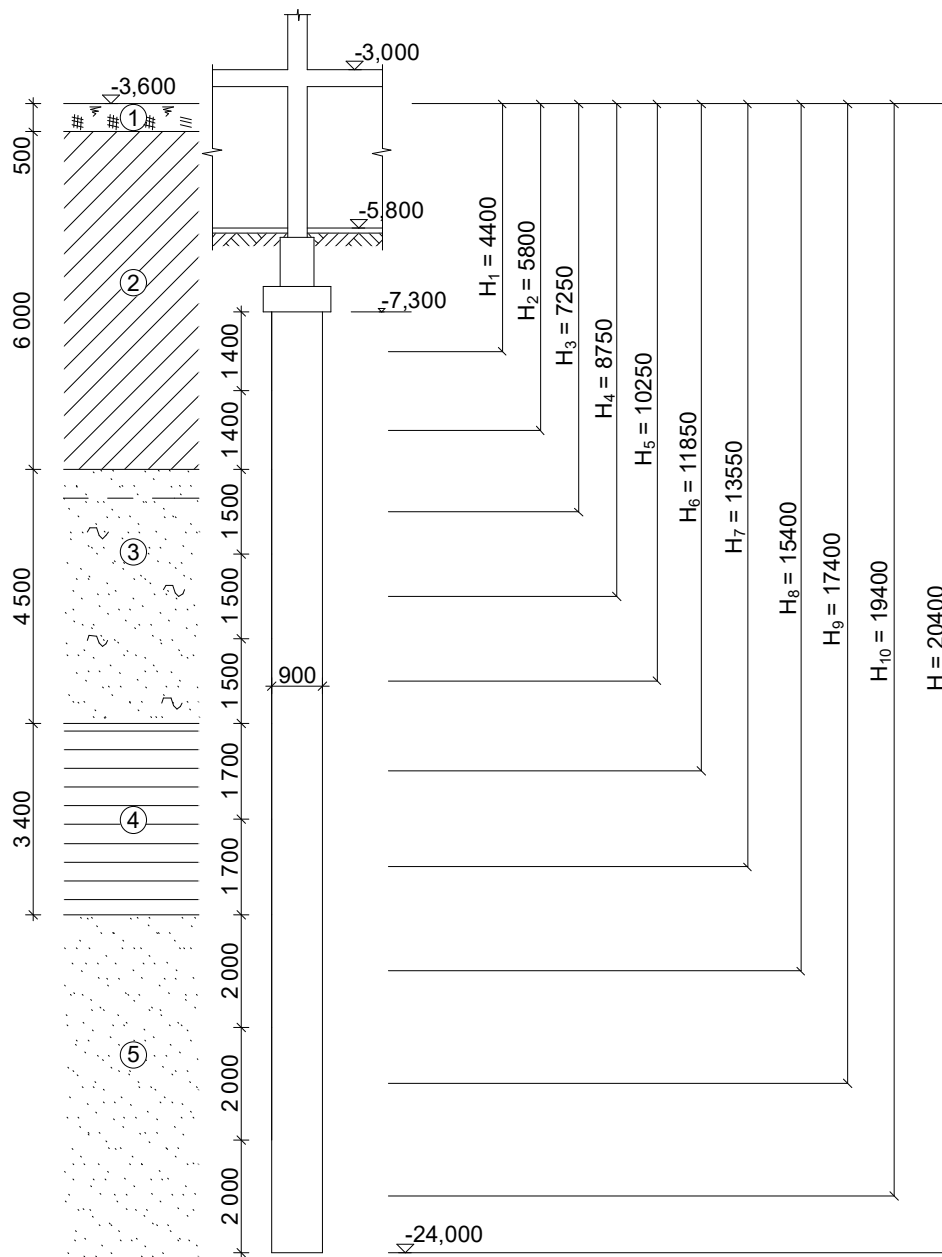


Рисунок 2.3 – Положення бурової палі в ґрунті і її розрахункова схема

Ґрунтові умови майданчика подані такими нашаруваннями:

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

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі для піщаного ґрунту за формулою (2.9), де $\alpha_1 = 48,6$; $\alpha_2 = 87,6$; $\alpha_4 = 0,25$ при $\varphi_I = \varphi_{II}/1,1 = 37/1,1 = 33,6^\circ$ за табл. Н.3.2 [3];

$$\alpha_3 = 0,67 \text{ при } h/d = 20,4/0,9 = 22,6 \text{ за табл. Н.3.2 [3].}$$

$\gamma_C = 1$ [3]; $\gamma_{cR} = 1$ [3]; $\gamma_{cf} = 0,6$ для глин, $\gamma_{cf} = 0,7$ для суглинків і пісків [3]; $A = \pi(d/2)^2 = 0,636 \text{ (м}^2\text{)}$; $u = \pi d = 2,826 \text{ м}$.

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

– усереднене значення питомої ваги ґрунту вище нижнього кінця палі.

Отже, розрахунковий опір під нижнім кінцем палі

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

Розрахунок опору по бічній поверхні поданий у таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Розрахунок опору по бічній поверхні бурової палі

H_i , м	f_i , м	h_i , м	$\gamma_{cf,i}$	$f_i \cdot h_i$, 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

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

3 РОЗРАХУНОК ПАЛЬ ЗА МІЦНІСТЮ МАТЕРІАЛУ СТВОЛА

Розрахунок за міцністю матеріалу палі повинен виконуватись відповідно до [3, 6]. При цьому палю розглядають як стержень, жорстко заземлений у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверка на відстані l_1 , що визначається за формулою

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_e}, \quad (3.1)$$

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

α_e – коефіцієнт деформації, що визначається за [3, формула (Н.7.2)] в залежності від співвідношення жорсткості матеріалу палі і жорсткості ґрунту.

Для бурових і набивних палі розрахунковий опір бетону приймається з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{ce} = 0,85$. Додатково вводяться коефіцієнти умов роботи, які залежать від способу утворення свердловини [3, п. 8.5.2.22].

Розрахункове навантаження на палю за міцністю матеріалу у малостисливих ґрунтах (при неможливості втрати стійкості ствола) в залежності від розміру перерізу або діаметра та довжини палі може бути приблизно визначено за табл. 8.11 [3].

Для набивних палі квадратного перерізу 30×30 см та довжиною 3...12 м розрахункове навантаження складає орієнтовно 1000 кН, для палі 35×35 см та довжиною 10...16 м – 1850 кН.

Для бурових палі діаметром 80 і 100 см при довжині 10...30 м розрахункове навантаження орієнтовно складає 3500 кН, а для палі діаметром 120 см і тієї ж довжини – 8000 кН.

Міцність палі по матеріалу ствола обов'язково перевіряється, коли палі за умовами роботи з ґрунтом відносяться до стояків.

Приклад 4. Визначити розрахункове навантаження на палю-стояк марки С11-30, що спирається нижнім кінцем на граніт. Положення палі у ґрунті показане на рисунку 3.1.

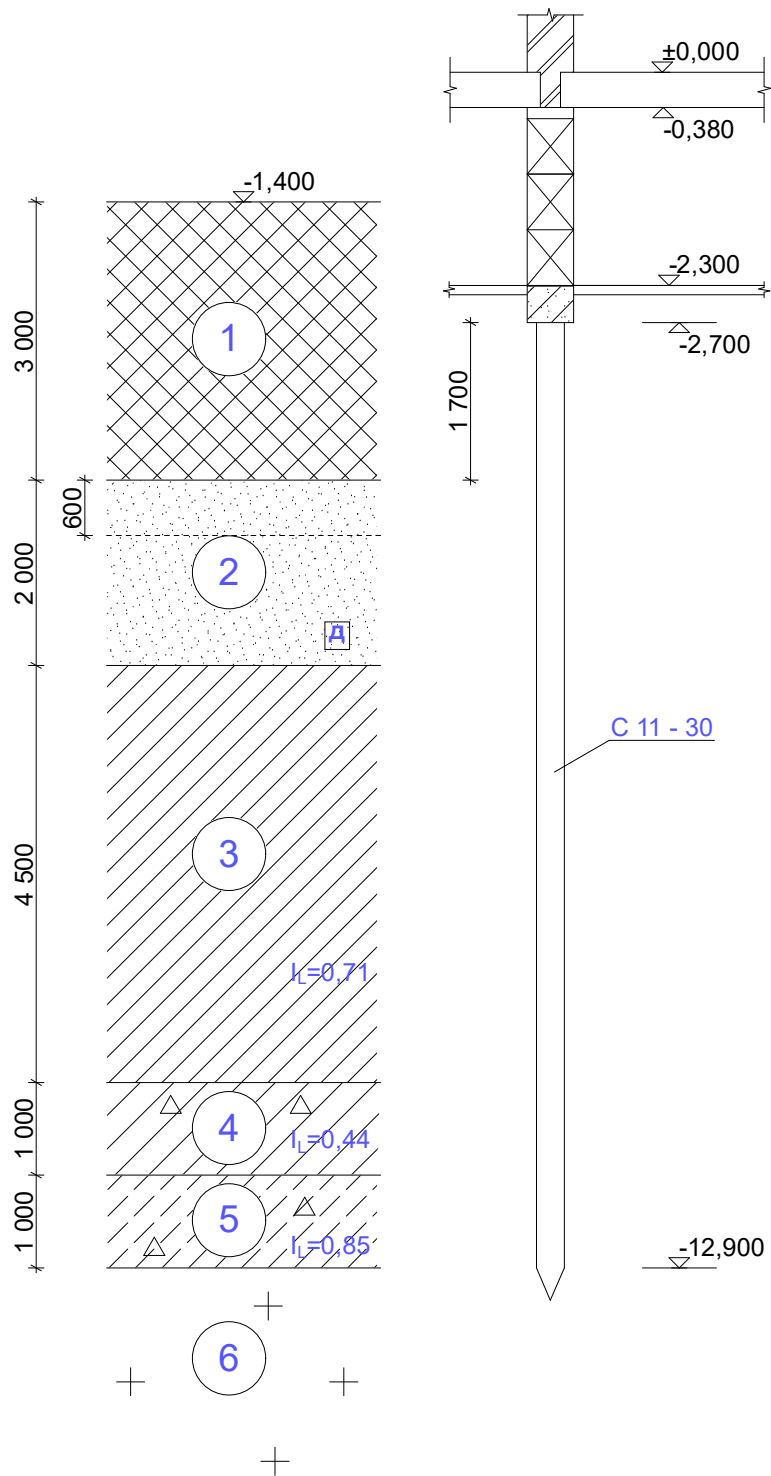


Рисунок 3.1 – Схема розміщення пальового фундаменту з паль-стояків у ґрунті

Згідно з [3], несучу здатність палі-стояка визначаємо як менше значення несучої здатності по ґрунту і несучої здатності по матеріалу ствола.

Несучу здатність палі-стояка по ґрунту визначаємо за формулою (2.2)

$$F_d = \gamma_c RA = 20000 \cdot 0,3^2 = 1800 (\text{кН}),$$

де R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що для забивних паль приймається рівним 20000 кПа.

Розрахункове навантаження, яке можна передати на палю, виходячи з міцності ґрунту

$$N = 1800/1,4 = 1285 (\text{кН}).$$

При розрахунку несучої здатності палі по матеріалу ствола розглядаємо її як стержень, жорстко зацемлений у ґрунті в перерізі, розташованому від подошви ростверка на відстані $l_1 = 2/\alpha_c$.

Коефіцієнт деформації α_c при улаштуванні палі з бетону класу В20 [3] знаходимо за формулою

$$\alpha_c = 5 \sqrt{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}} = 5 \sqrt{\frac{4000 \cdot 0,95}{3 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 67,5 \cdot 10^{-5}}} = 0,587 (\text{м}^{-1}),$$

при умовній ширині палі $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95 (\text{м})$,
моменті інерції перерізу палі $I = d^4/12 = 0,3^4/12 = 0,000675 (\text{м}^4)$.

Розрахункова вільна довжина палі при шарнірному з'єднанні голови палі з ростверком

$$l_0 = 0,7 \cdot l_1 = 0,7 \frac{2}{\alpha_c} = 0,7 \frac{2}{0,587} = 2,39 (\text{м}).$$

Несуча здатність палі по матеріалу ствола, як позацентрово стисненого стержня з співвідношенням $l_0/d = 2,39/0,3 = 8,0$, згідно з [6]

$$N = \gamma_{cs} \varphi (R_b A \gamma_b + R_s A_s) = 1,0 \cdot 1,0 \cdot (11500 \cdot 0,3^2 \cdot 1,0 + 280000 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4}) = 1035 + 225 = 1260 (\text{кН}),$$

що менше, ніж допустиме навантаження на палю, обчислене по ґрунту. Отже, приймаємо за допустиме навантаження на палю $N = 1260$ кН.

4 ПРОЄКТУВАННЯ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

Кількість паль в куці, який сприймає вертикальне навантаження, визначається згідно з умовою

$$n \geq (1,1 \dots 1,2) N_m / N = N_d / N, \quad (4.1)$$

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 (2.1).

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

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

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

Розрахункове навантаження на крайню палю при дії згинальних моментів визначається за формулою

$$N = \frac{N_m + G_p + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_{x,m} \cdot y}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{M_{y,m} \cdot x}{\sum_1^n x_i^2} \quad (4.2)$$

де G_p – вага ростверка з ґрунтом на його уступах;

$G_{паль}$ – вага паль;

$M_{x,m}$, $M_{y,m}$ – розрахункові згинальні моменти відносно головних центральних осей відповідно x та y (див. рис. 4.1);

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 повинно перевищувати того, що може витримати паля

$$N \leq F_d / \gamma_k \quad (4.3)$$

При дії постійних і тривалих змінних навантажень перевантаження палі не повинно перевищувати 5% [3, п. 8.3.4].

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

$$N_{\max} \leq 1,2 \cdot F_d / \gamma_k \quad (4.4)$$

Умови (4.3), (4.4) можна задовільнити, збільшуючи довжину палі, відстань між палями, а також кількість паль.

Відстань між осями висячих паль (забивних та набивних діаметром менше 0,8 м) приймається не менше $3d$ і не більше $6d$ (d – розмір поперечного перерізу палі), між осями паль-стояків – не менше $1,5d$.

У випадку застосування бурових палів діаметром більше 0,8 м відстань між ними приймається в проясні між боковими поверхнями ствола або між розширеннями не менше 1 м, при улаштуванні розширень палів у твердих і напівтвердих глинистих ґрунтах – 0,5 м.

Відстань від краю ростверку до найближчого краю палі (звис ростверка) приймається не більше 100 мм [6].

На рис. 4.1 наведено варіанти розміщення палів у стовпчастих ростверках.

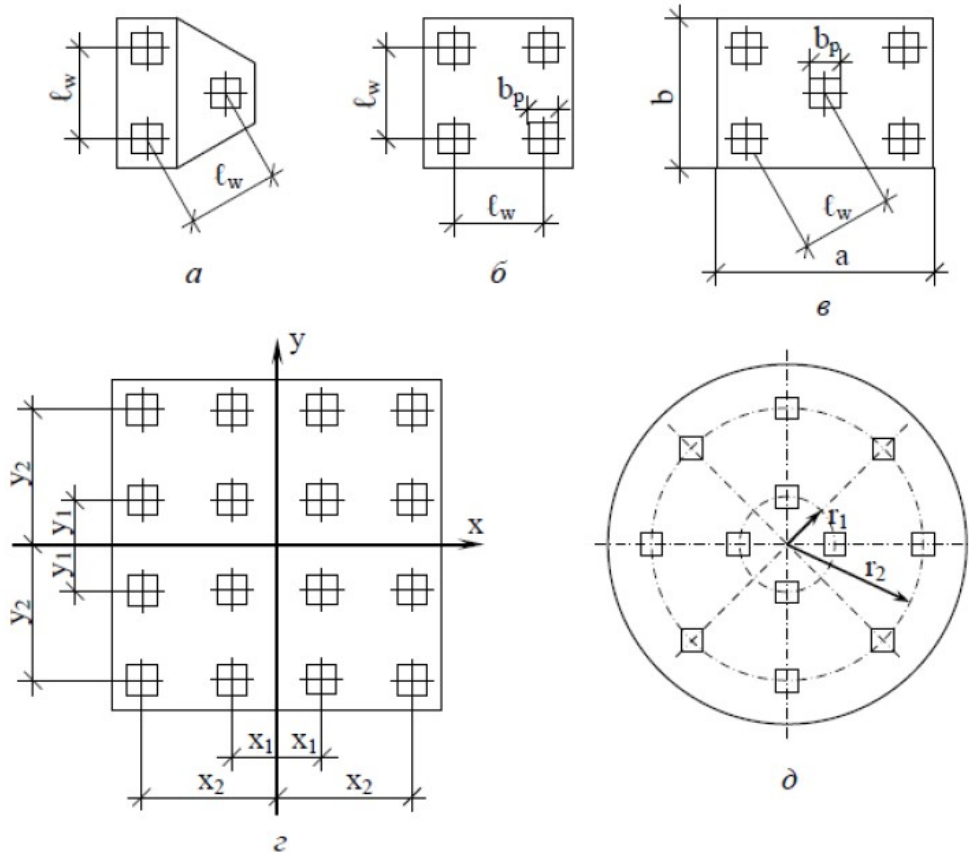


Рисунок 4.1 – Розміщення палів у стовпчастих ростверках:
 а – з трьох палів; б – з чотирьох палів; в – з п'яти палів; г – з багатьох палів;
 д – у круглому ростверку

Якщо відстань між рядами палів неоднакова, то розміри ростверка під колони можна визначати за табл. 4.1, де наведено параметри типових палевих кущів із забивних палів для одноповерхових та багатоповерхових промислових будівель. Потрібно зазначити, мінімальна кількість палів під колону для одноповерхових виробничих будівель з мостовими кранами – 4, для інших випадків – 2 палі.

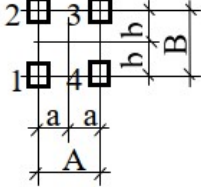
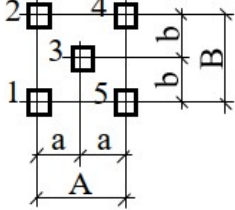
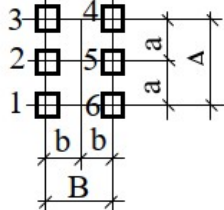
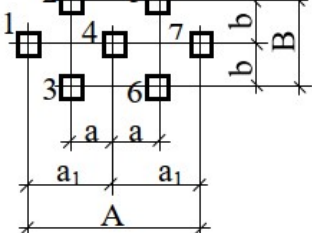
Кількість палів у стрічковому фундаменті визначається на 1 п. м і може бути дробовим числом.

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

$$l_w \leq 1/n = N/N_d. \quad (4.5)$$

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 палей відстань між паями по осі ряда може бути зменшена (відстань не менше $3d$ має бути забезпечена між центрами палей (рис. 4.2).

Таблиця 4.1 – Параметри типових паливних груп (кущів) із забивних палей для промислових споруд

Типова схема паливних груп	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			600	1200
<p>5 палей</p> 	300×300	650		1300	650	1300		
		800		1600	450	900		
		950		1900				
		1100		2200				
	350×350	1075		2150			625	1250
		1255		2450	625	1250		
		900		1800	900	1800		
<p>6 палей</p> 	300×300	900		1800	450	900		
		1100		2200				
		1250		2500				
	350×350	1050		2100	600	1200		
		1200		2400				
<p>7 палей</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 4.1

1	2	3	4	5	6	7
<p>8 паль</p>	300×300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350×350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		
<p>9 паль</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 паль</p>	300×300	450	1350	2700	900	1800
		500	1500	3000	900	1800
	350×350	550	1650	3300		
		600	1800	3600		

Під час складання пального поля для стрічкового фундаменту потрібно дотримуватись умови, що в місцях перетинання стін (стрічкових ростверків) мають розміщуватись палі (рис. 4.3). Для цього розміщення палі в межах ділянки ростверка необхідно починати саме з кутів.

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

Приклад 5. Запроектувати паливий фундамент із забивних палів С10-30 під колону. Вихідні дані:

Навантаження, які передаються на рівні обрізу фундаменту:

розрахункові граничні $N_m = 2600 \text{ кН}$; $M_{x,m} = 420 \text{ кНм}$;

розрахункові експлуатаційні $N_e = 2300 \text{ кН}$; $M_{x,e} = 336 \text{ кНм}$;

розмір поперечного перерізу колони $h_c = 0,6 \text{ м}$; $b_c = 0,4 \text{ м}$.

Ґрунтові умови майданчика:

рослинний шар товщиною 0,3 м ($\gamma_{II} = 16,7 \text{ кН/м}^3$);

суглинок тугопластичний товщиною 3,5 м ($\gamma_{II} = 17,2 \text{ кН/м}^3$; $I_L = 0,5$; $\varphi_{II} = 23^\circ$);

супісок пластичний товщиною 5,0 м ($\gamma_{II} = 16,8 \text{ кН/м}^3$; $I_L = 0,4$; $\varphi_{II} = 28^\circ$);

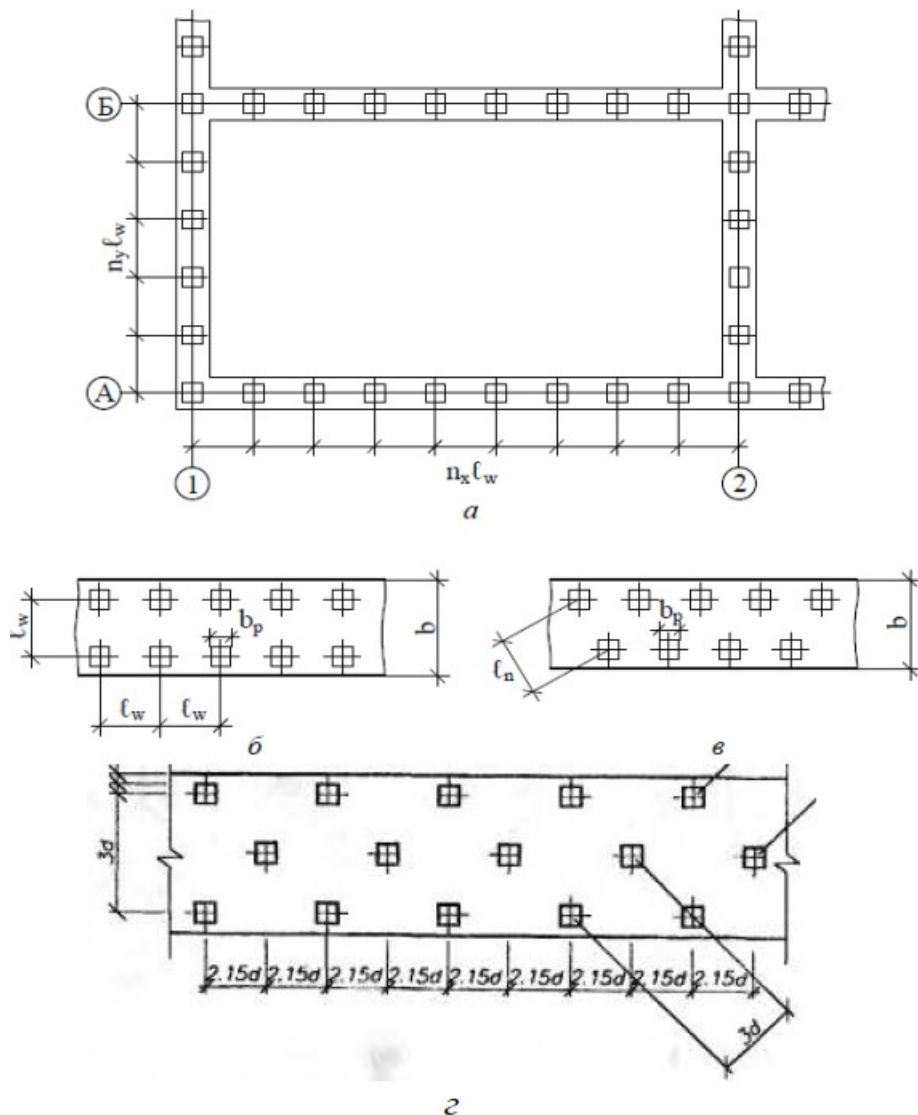


Рисунок 4.2 – Розміщення палей у стрічкових палевих фундаментах:
a – однорядне; *б* – дворядне рядове;
в – дворядне шахове; *г* – трирядне

пісок середньої крупності середньої щільності ($\gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,58$; $\varphi_{II} = 39^\circ$; $c_{II} = 2,5 \text{ кПа}$).

Глибина закладання підшви ростверка $d_p = 1,3 \text{ м}$. Положення палей у ґрунті показано на рис. 5.6.

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

Відстані між осями палей приймаємо рівними $3 \cdot d = 3 \cdot 300 = 900 \text{ мм}$ (d – сторона поперечного перерізу палі). Звис ростверка (відстань між зовнішніми гранями палі та ростверка) не менше $e = 0,1 \text{ м}$.

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

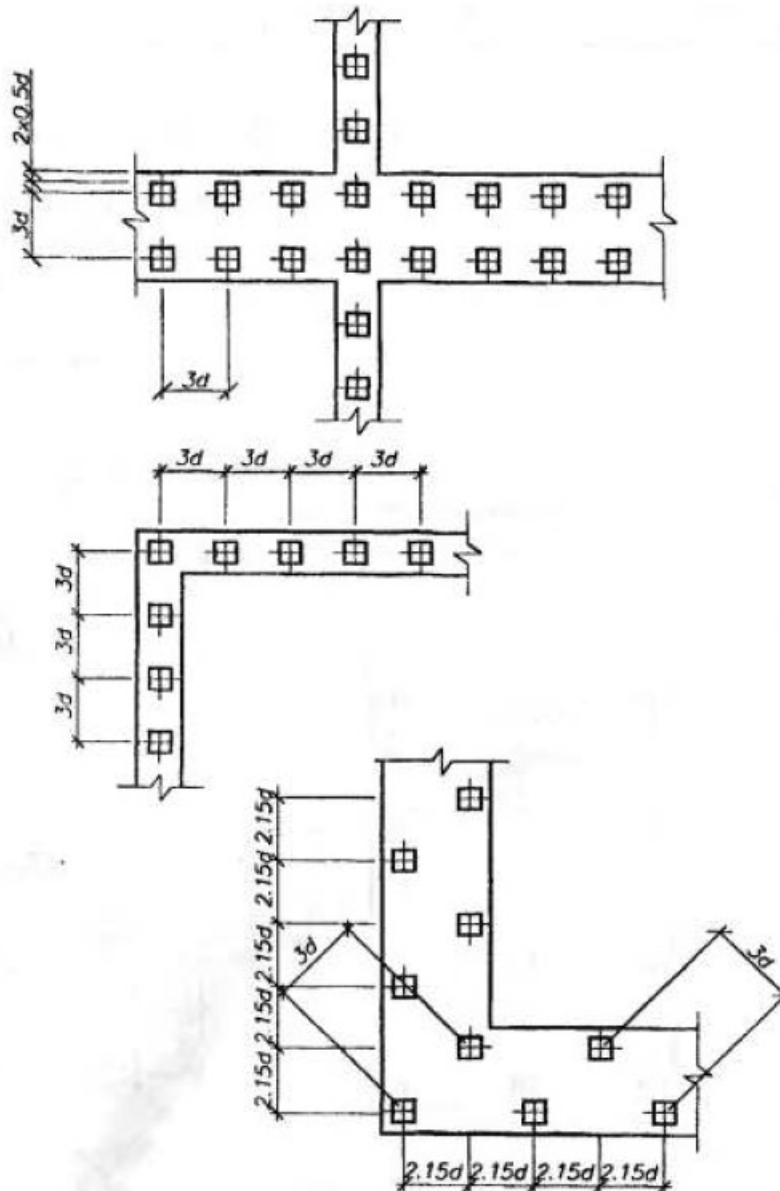


Рисунок 4.3 – Варіанти розміщення паль в місцях перетинання стін

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

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

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

d_1 – глибина котловану;

γ_{mt} – середнє значення питомої ваги ростверка і ґрунту на його уступах, $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Необхідна кількість паль

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

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

Визначимо розміри підшови 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, відповідно довжини і ширини ростверка (рис. 4.4).

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

Приймаємо $l_p = 2,4$ м; $b_p = 1,5$ м.

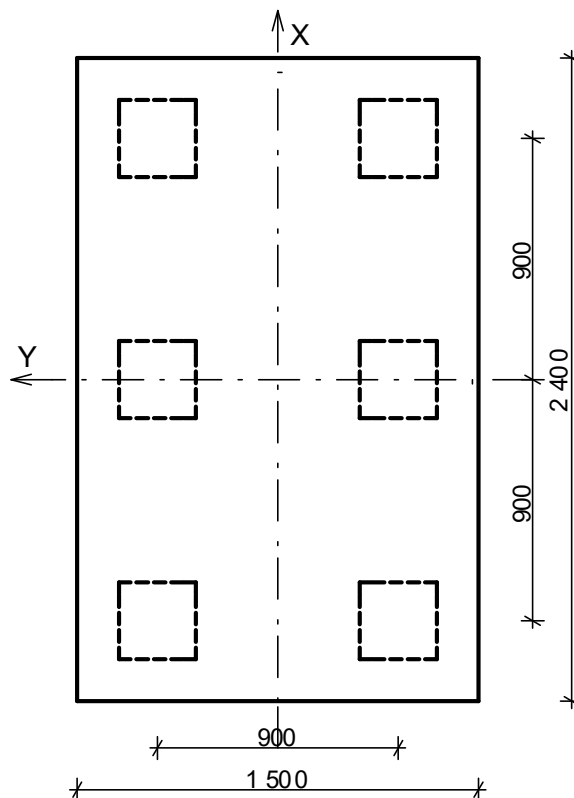


Рисунок 4.4 – План пальового куца

Виконаємо перевірку розрахункових навантажень на крайні палі

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

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

$$G_p + G_{zp} = A_p \cdot d \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_{fm} = 3,6 \cdot 1,3 \cdot 20,0 \cdot 1,1 = 103 \text{ (кН)};$$

$$A_p = l_p \cdot b_p = 2,4 \cdot 1,5 = 3,6 \text{ (м}^2\text{)}; \quad G_n = 6 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 1,1 = 148,5 \text{ (кН)};$$

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

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

Необхідні умови міцності виконуються.

Приклад 6. Запроектувати паливий фундамент із забивних паль С10-30 під стіну. Вихідні дані:

Навантаження, які передаються на рівні обрізу фундаменту:

Фундамент	N_e	N_m	M_{ye} , кНм	M_{ym} , кНм
По осі В (зовнішній)	402,1 кН/п.м	467,4 кН/п.м	20,3	23,4

розмір поперечного перерізу стіни $b = 0,4$ м.

Ґрунтові умови майданчика, глибина закладання ростверка та положення паль у ґрунті наведено на рис. 4.5. Глибина закладання підшови ростверка $d_p = 1,38$ м.

Товщина ростверка 500 мм.

Несуча здатність палі по ґрунту $F_d = 470,0$ кН. Допустиме розрахункове навантаження на палю $N = F_d/\gamma_k = 470,0/1,4 = 335,7$ (кН).

Потрібна кількість паль (власну вагу паль і ростверку враховуємо введенням коефіцієнту 1,1) $n = 467,4 \cdot 1,1/335,7 = 1,53$ (шт./п.м).

При такій довжині паль потрібне їх розміщення в два ряди.

Потрібна відстань між палями в ряду

$$l' = \frac{N}{N^d \cdot 1,1} = \frac{335,7}{467,4 \cdot 1,1} = 0,653 \text{ (м)}.$$

Приймаємо відстань між палями в ряду 0,6 м, що менше $3d = 0,9$ м, отже розміщуємо палі у шаховому порядку. Розміщення паль в плані показане на рисунку 4.6. Ширину ростверку приймаємо рівною 1200 мм з урахуванням звисів по 100 мм з кожної сторони.

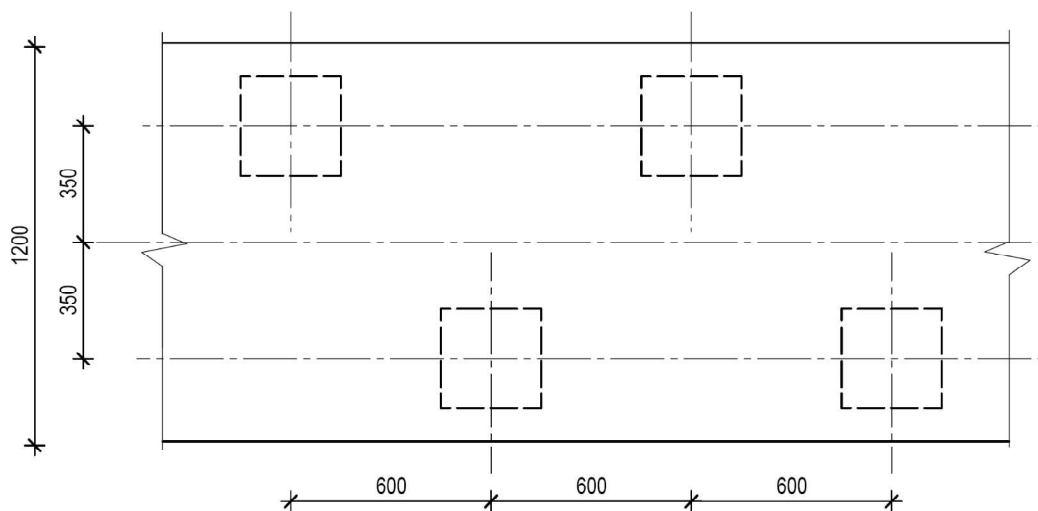


Рисунок 4.6 – Розміщення паль в плані у ростверку по осі В

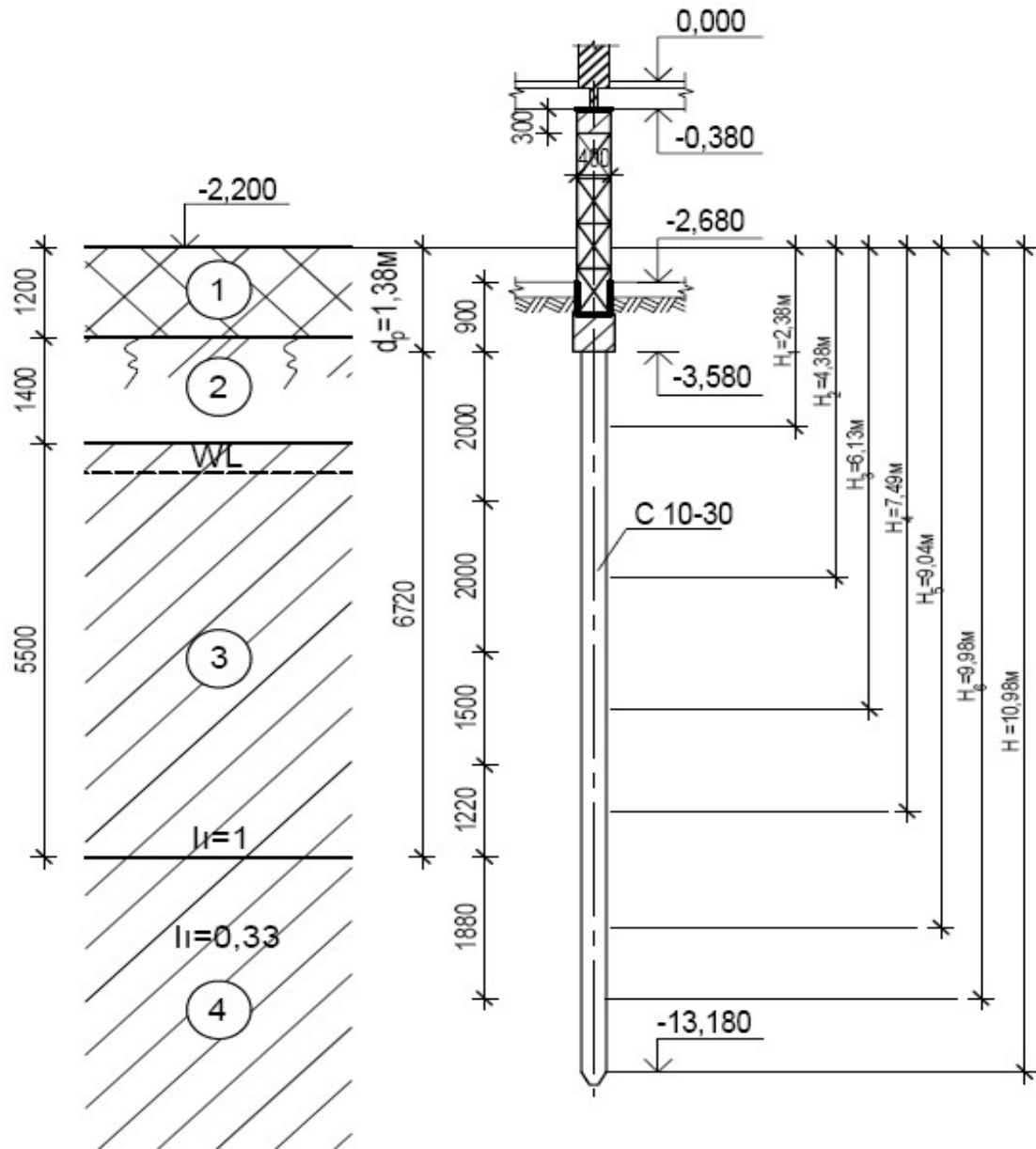


Рисунок 4.5 – Положення у ґрунті ростверка та палі

Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги ростверку і палі.

Вага палі $G_{пали} = 0,3^2 \cdot 9,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 23,76$ (кН).

Вага 1 п. м ростверку з ґрунтом з його уступах

$G_p = 1,2 \cdot 0,9 \cdot 24 \cdot 1,1 = 28,5$ (кН).

Загальне розрахункове навантаження на одну палю

$$N = \frac{N_m + G_p + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_{y,m} \cdot x}{\sum_1^n x_i^2} = 467,4 \cdot 0,6 + 23,76 + 28,5 \cdot 0,6 \pm \frac{23,4 \cdot 1,2 \cdot 0,35}{2 \cdot 0,35^2} = 321,3 \pm 40,1 \text{ (кН)}.$$

$$N_{max} = 321,3 + 40,1 = 361,4 \text{ (кН)} < 1,2N = 1,2 \cdot 335,7 = 402,8 \text{ (кН)}.$$

$$N_{min} = 321,3 - 40,1 = 281,2 \text{ (кН)} > 0.$$

Отже, розміри пального фундаменту достатні.

5 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ

Розрахунок паль і їх груп за деформаціями основ, згідно з [3, 6], слід 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.

5.1 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 в залежності від співвідношення між величиною навантаження на палю, межею пропорційності та величиною граничного опору палі на графіку осідання – навантаження за результатами натурних випробувань (див. рис. 5.1).

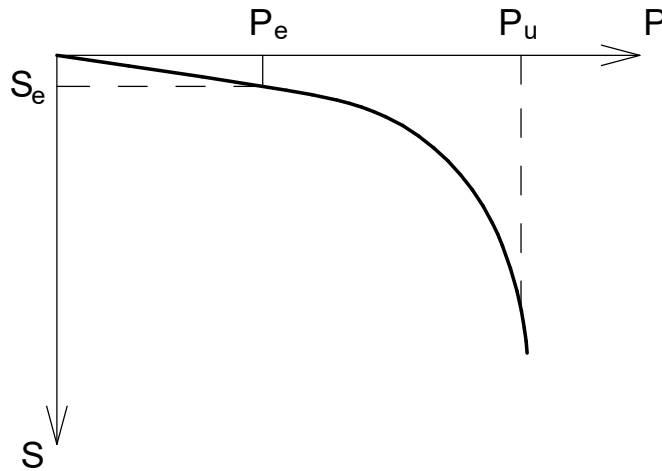


Рисунок 5.1 – Залежність осідання палі від навантаження за даними натурних випробувань: P_e – навантаження, що обмежує лінійну ділянку осідання голови палі; P_u – величина граничного опору палі, при якій вичерпується несуча здатність основи; s_e – пружна складова осідання палі

При відомому значенні пружної складової осідання палі, s_e , осідання одиночної палі під дією вертикального навантаження P визначається за формулою [3, 6]

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P}. \quad (5.1)$$

При відсутності результатів натурних випробувань дозволяється параметри формули (5.1) визначати таким чином.

Граничний опір палі

$$P_u = 1,25 F_d \quad (5.2)$$

де F_d – несуча здатність палі по ґрунту за результатами розрахунку.

Навантаження, що обмежує лінійну ділянку осідання голови палі,

$$P_e = 0,5 P_u. \quad (5.3)$$

Для визначення пружної складової осідання палі напружена зона навколо неї поділяється на дві частини (див. рис. 5.2): напружена зона по бічній 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.

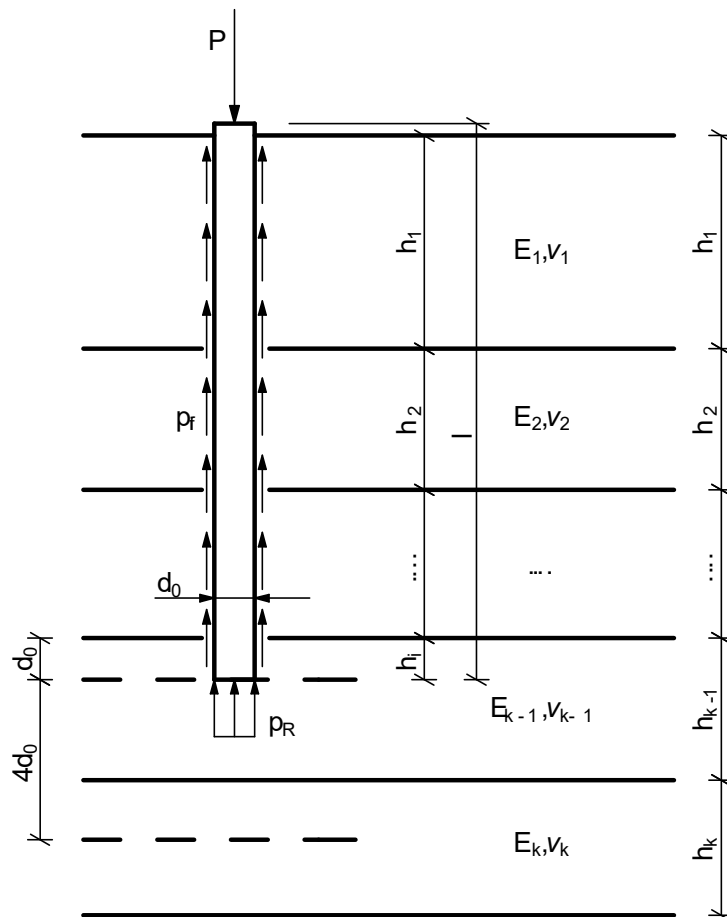


Рисунок 5.2 – Розрахункова схема для визначення осідання вертикально навантаженої палі в пружному середовищі

Осереднення здійснюється за формулою

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i}. \quad (5.4)$$

Для визначення осідання ґрунту навколо палі визначається приведенне значення модуля деформації

$$E = (1-b)k_f E_f + k_p b E_p, \quad (5.5)$$

де b – коефіцієнт, що визначає частину навантаження, яка передається нижнім кінцем (за таблицею П.1.2 [3] в залежності 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 [3] в залежності 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 [3] в залежності від виду ґрунту під нижнім кінцем для паль, що улаштовуються без виймання ґрунту; для бурових паль $k_p = 1$.

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

$$s_e = 2(1+\nu) \frac{P_e c}{El} + \frac{P_e l(1+b)}{2E_0 F}, \quad (5.6)$$

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

c – коефіцієнт осідання (за таблицею П.1.1 [3] в залежності від r та k_E);

l – довжина палі;

E_0 – модуль пружності матеріалу ствола палі;

F – площа поперечного перерізу ствола палі.

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

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

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij}, \quad (5.7)$$

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

$$s_{i,j} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El}. \quad (5.8)$$

Тут w_j, k_{bj} – коефіцієнти впливу сусідніх паль за табл. П.1.3 та П.1.4 [3] в залежності від приведеної відстані між палями.

Порядок розрахунку наведений у Прикладі 7.

5.2 Розрахунок деформацій основ пального фундаменту за розрахунковою схемою умовного фундаменту

Межі умовного фундаменту (рис. 5.3) визначаються: знизу – площиною, яка проходить через нижні кінці паль; з боків – вертикальними площинами, які проходять на відстані $2h \cdot \text{tg}(\varphi_{II,m}/4)$ від зовнішньої грані крайніх рядів паль у групі; зверху – поверхнею планування.

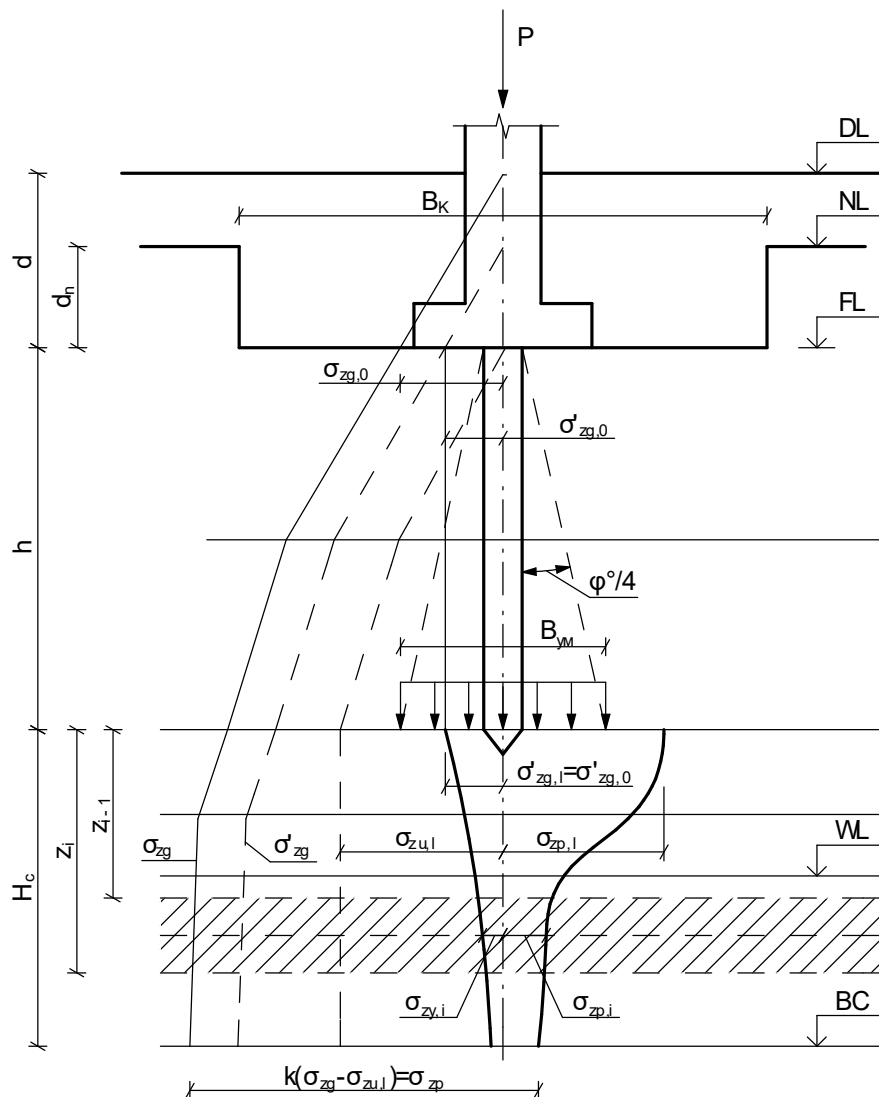


Рисунок 5.3 – Схема розрахунку пального фундаменту за деформаціями основ

При побудові умовного фундаменту використовується поняття середнього значення кута внутрішнього тертя ґрунту, яке обчислюється за формулою

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\varphi_{II,1} \cdot h_1 + \varphi_{II,2} \cdot h_2 + \dots + \varphi_{II,n} \cdot h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (5.9)$$

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 підшви ростверка до нижнього кінця палі.

Розміри підшви умовного фундаменту

$$\left. \begin{aligned} l_y &= l_1 + 2h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4); \\ b_y &= b_1 + 2h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4); \\ A_y &= l_y \cdot b_y, \end{aligned} \right\} \quad (5.10)$$

де l_y , b_y – розміри підшви умовного фундаменту;

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

$$l_1 = d_{sl}(n_l - 1) + d; \quad (5.11)$$

$$b_1 = d_{sb}(n_b - 1) + d; \quad (5.12)$$

A_y – площа підшви умовного фундаменту.

Перед розрахунком осідання слід перевірити умову неперевикнення тиском під підшвою умовного фундаменту розрахункового опору ґрунту його основи.

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

$$N_{\Sigma} = N_e + N_{zp} + N_p + N_n, \quad (5.13)$$

де N_e – розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні обрізу фундаменту;

N_{zp} , 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 подошвою умовного фундаменту), виконують виходячи з умови:

$$p < R, \quad (5.14)$$

де p – середній тиск по подошві умовного фундаменту

$$p = N_{\Sigma} / A_y; \quad (5.15)$$

R – розрахунковий опір ґрунту основи на рівні подошви умовного фундаменту (визначають згідно з [3, 5] при глибині закладання фундаменту

$$d_y = d_p + h, \quad (5.16)$$

d_p – глибина закладання подошви ростверку).

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

$$N_{\Sigma} = N_e + N_p + N_n, \quad (5.17)$$

Осідання умовного фундаменту розраховується згідно з [3] методом пошарового підсумовування. Осідання розраховують цим методом в такій послідовності.

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

2. Визначають середній тиск під подошвою фундаменту p за формулою (5.15) без урахування власної ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту та вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви ростверку $\sigma_{zg,0}'$ до початку будівництва

$$\sigma_{zg,0}' = \gamma' d_{p,n}, \quad (5.18)$$

де γ' – осереднене значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище подошви ростверку;

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

3. Будують епюру вертикальних напружень за глибиною $\sigma_{zp,i}$, яка має вигляд, показаний на рис. 5.3. Ординати епюри визначаються по межах елементарних шарів ґрунту, на які розбита стислива товща, за формулою

$$\sigma_{z,pi} = \alpha p, \quad (5.19)$$

де α – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [3] у залежності від коефіцієнтів $\xi = 2Z_i/b_y$; $\eta = l_y/b_y$;

Z_i – глибина розташування точки, в якій визначається $\sigma_{z,pi}$, від подошви умовного фундаменту.

4. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по глибині основи $\sigma_{zg,i}$ після зведення будівлі (див. рис. 5.3). Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині Z від подошви умовного фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zgi} = \gamma_{II}'(d_p + h) + \sum_{j=1}^m \gamma_{IIj} h_j, \quad (5.20)$$

де γ_{IIi} 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, повинна прийматись з урахуванням виважувальної дії води (за винятком глин). При визначенні σ_{zg} у водоупорному шарі належить врахувати тиск стовпа води, розташованого вище даної глибини.

5. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня подошви ростверку, $\sigma_{z\gamma,i}$ по глибині основи (див. рис. 5.3). Вертикальне напруження $\sigma_{z\gamma,i}$ на межі шару, розташованого на глибині Z від подошви фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{z\gamma,i} = \alpha_k \sigma_{zg,0}', \quad (5.21)$$

де α_k – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [3] у залежності від коефіцієнтів $\xi = 2Z_i/b_k$; $\eta = l_k/b_k$;

l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану.

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

$$\sigma_{zp,i} \leq k (\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \quad (5.22)$$

де а) $k = 0,2$ при $b_y \leq 5$ м;

б) $k = 0,5$ при $b_y > 20$ м;

в) при $5 < b_y \leq 20$ 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 подошви ростверку до нижніх кінців паль.

Побудова епюр σ_{zp} , σ_{zg} та $\sigma_{z\gamma}$ 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 приймати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за умови (5.22) межа стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа, нижня межа цієї товщі визначається згідно з умовою $\sigma_{zp} \leq 0,1 (\sigma_{zg} - \sigma_{zu,1})$.

7. Визначають осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини H_c . Осідання i -того шару

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сеп.} - \sigma_{zg,i,сеп.})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{zg,i,сеп.}h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.23)$$

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

$$\sigma_{zp,i,сеп.} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}; \quad (5.24)$$

h_i – товщина i -того шару ґрунту;

E_i – модуль деформації цього шару за гілкою первинного навантаження;

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

$$\sigma_{zg,i,сеп.} = \frac{\sigma_{zg,i-1} + \sigma_{zg,i}}{2}; \quad (5.25)$$

$E_{e,i}$ – 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. При відсутності даних випробувань модуль деформації $E_{e,i}$ для споруд рівнів відповідальності СС1 та СС2 допускається приймати $E_{e,i} = 5 E_i$.

При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше 5 м, допускається у формулі (5.23) не враховувати другу складову.

8. Визначають повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (5.26)$$

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

9. Одержане значення розрахункового осідання основи порівнюють з гранично допустимим значенням осідання S_u , яке визначається за [3].

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.

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

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.27)$$

де параметри ті ж, що у формулі (5.23).

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

Приклад 7. Виконати розрахунок пальового фундаменту за деформаціями основи за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі.

Вихідні дані для розрахунку приймаємо з прикладу 5 та за рисунком 5.4. Розміри котловану будівлі $b_k = l_k = 22$ м.

Визначимо осідання одиночної палі в середині куца.

Вертикальне навантаження на палю приймаємо середнім для куца при розрахунковому експлуатаційному значенні навантажень.

Вертикальне навантаження від колони $N_e = 2300$ кН.

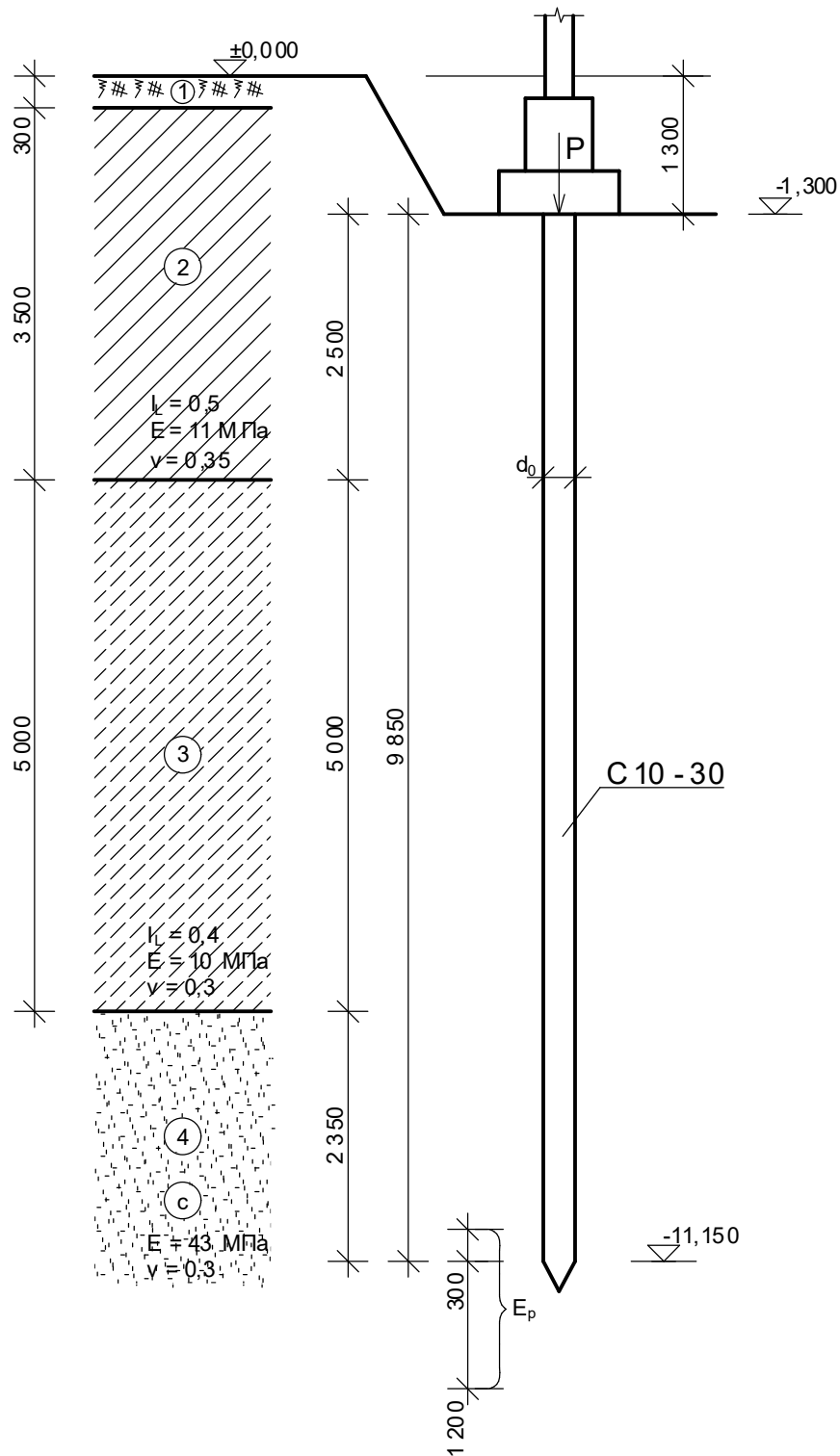


Рисунок 5.4 – Розрахункова схема і розміщення в ґрунті пального фундаменту

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах

$$G_p = 4,68 \cdot 20 = 93,6 \text{ (кН)}.$$

Середнє навантаження на палю

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

Середнє значення коефіцієнта Пуасона 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 діаметру 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 [3] в залежності від r та k_E)

$$b = 0,203.$$

Коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі за табл. П.1.5 [3] $k_f = 1,4$.

Коефіцієнт умов роботи піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі за табл. П.1.7 [3] $k_p = 1,79$.

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 [3] в залежності 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 куща з 6 паль, взявши за основну одну з середніх паль (див. рис. 5.5).

Палі мають такі відстані від середньої:

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

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

Визначаємо коефіцієнти впливу сусідніх паль за табл. П.1.3 та П.1.4 [3] в залежності від приведеної відстані

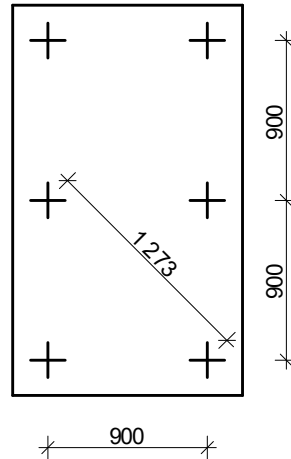


Рисунок 5.5 – Розміщення паль у кущі

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

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

Осідання середньої палі від одиничного навантаження на j -ту палю у фундаменті визначаємо за формулою (5.8).

Для відповідних паль

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

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

Осідання пального куща з 6 паль

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

Допустиме значення осідання для будівель із залізобетонним каркасом $S_u = 10 \text{ см}$ [3].

Умова $S = 0,897 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$ виконується.

Приклад 8. Виконати розрахунок польового фундаменту за деформаціями основи за розрахунковою схемою умовного фундаменту.

Вихідні дані для розрахунку приймаємо з прикладу 5 та за рисунком 5.6. Розміри котловану будівлі $b_k = l_k = 22$ м.

Усереднене значення кута внутрішнього тертя для ґрунтової товщі, яка прорізається палями (рис. 5.6)

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

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

Розміри ростверка в плані по зовнішніх гранях крайніх паль (рис. 4.4)

$$l_1 = d_{sl}(n_l - 1) + d = (3 - 1) \cdot 0,9 + 0,3 = 2,1 \text{ (м)};$$

$$b_1 = d_{sb}(n_b - 1) + d = (2 - 1) \cdot 0,9 + 0,3 = 1,2 \text{ (м)}.$$

Розміри умовного фундаменту в площині нижніх кінців паль

$$l_y = l_1 + 2h \cdot \text{tg}(\varphi_{II,mt} / 4) = 2,1 + 2 \cdot 9,85 \cdot 0,129 = 4,64 \text{ (м)};$$

$$b_y = b_1 + 2h \cdot \text{tg}(\varphi_{II,mt} / 4) = 1,2 + 2 \cdot 9,85 \cdot 0,129 = 3,74 \text{ (м)}.$$

Тиск під подошвою умовного фундаменту, спричинений розрахунковим експлуатаційним навантаженням на обрізі пального фундаменту, вагою паль, ростверка та ґрунту, які знаходяться в межах умовного фундаменту.

Обчислимо об'єм паль (V_n), ростверка з ґрунтом на його уступах ($V_{p+гр}$), а також об'єм умовного фундаменту (V_y)

$$V_n = d^2 \cdot h \cdot n = 0,3^2 \cdot 9,85 \cdot 6 = 5,32 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_{p+гр} = A_p \cdot d_p = 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,3 = 4,68 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_y = l_y \cdot b_y \cdot (h + d_1) = 4,64 \cdot 3,74 \cdot (9,85 + 1,3) = 193,5 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ґрунту в межах умовного фундаменту висотою $h + d_p$

$$V_{zp} = V_y - V_{p+гр} - V_n = 193,5 - 4,68 - 5,32 = 183,5 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Вага ґрунту в об'ємі V'_{zp}

$$G'_{zp} = V'_{zp} \cdot \gamma_{mt} = 183,5 \cdot 17,5 = 3211 \text{ (кН)},$$

$$\text{де } \gamma_{mt} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16,7 \cdot 0,3 + 17,2 \cdot 3,5 + 16,8 \cdot 5,0 + 19,5 \cdot 2,35}{0,3 + 3,5 + 5,0 + 2,35} = \frac{195}{11,15} = 17,5 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Повне розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні подошви умовного фундаменту

$$N_\Sigma = \dot{N}_e + G_{zp} + G_{p+гр} + G_n = 2300 + 3211 + 4,68 \cdot 20 + 5,32 \cdot 25 = 5739 \text{ (кН)}.$$

Тиск під подошвою умовного фундаменту

$$p = N_\Sigma / A_y = 5739 / (4,64 \cdot 3,74) = 331 \text{ (кПа)}.$$

Момент опору умовного фундаменту $W = \frac{b_y \cdot l_y^2}{6} = \frac{3,74 \cdot 4,64^2}{6} = 13,42 \text{ (м}^3\text{)}.$

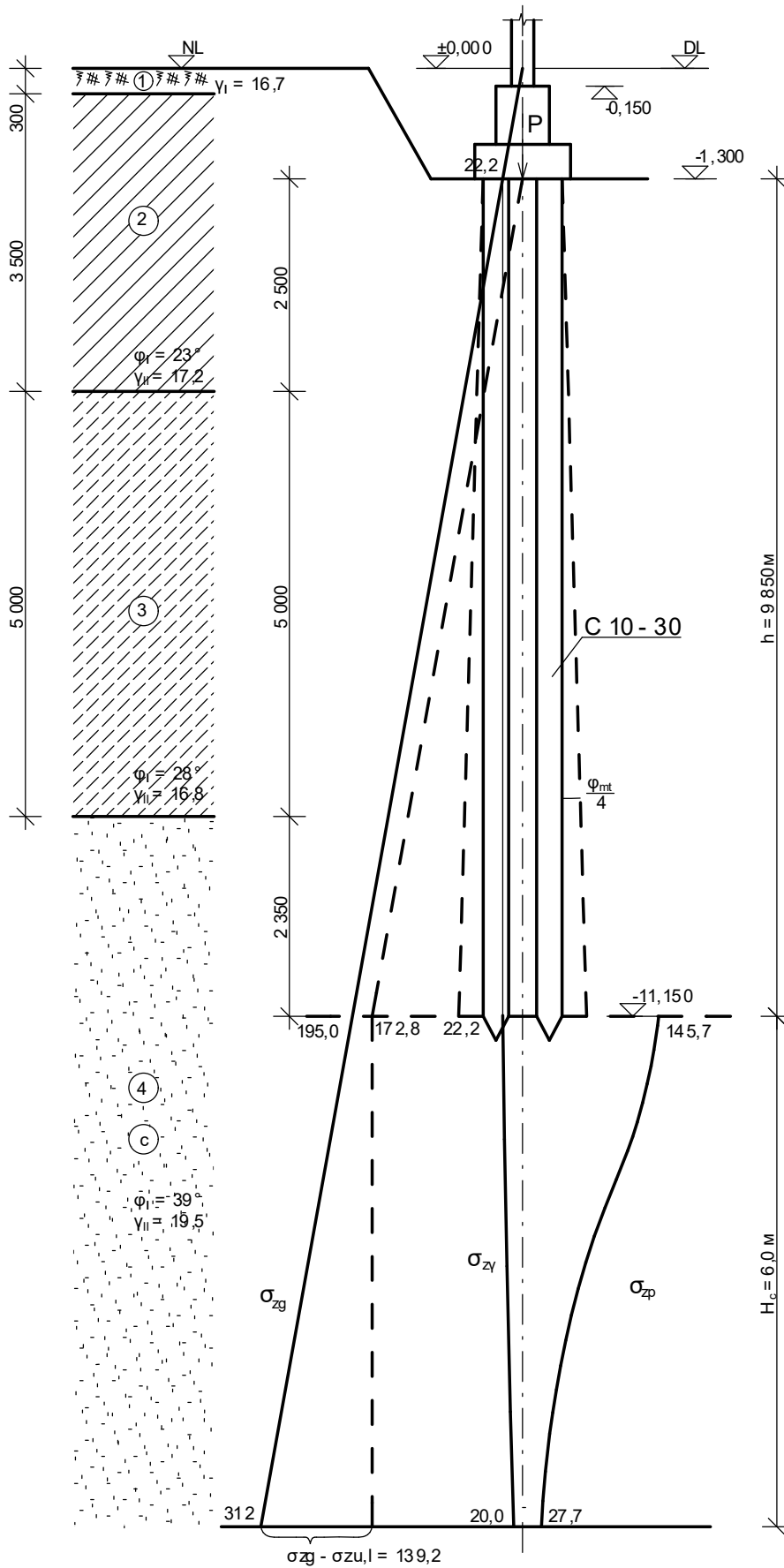


Рисунок 5.6 – Розрахункова схема та положення паль у ґрунті

Крайові значення тиску по підшві умовного фундаменту

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_{\Sigma}}{A_y} \pm \frac{M_x}{W} = \frac{5739}{17,35} \pm \frac{336}{13,42} = 331 \pm 25 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту

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

$$= \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} (2,28 \cdot 1 \cdot 3,74 \cdot 19,5 + 10,11 \cdot 11,15 \cdot 17,5 + 11,25 \cdot 2,5) = 3301 \text{ (кПа)},$$

де M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, прийняті за [3] при $\varphi_{II} = 39^\circ$;

$$d_1 = h + d_p = 11,15 \text{ (м)}; \quad k_z = 1; \quad b_y = 3,74 \text{ м};$$

$$\gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3 \text{ (пісок)}; \quad \gamma_{II}' = \gamma_{m1} = 17,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{c1}, \gamma_{c2} \text{ за [3]}; \quad k = 1,1; \quad d_b = 0.$$

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 підшви умовного фундаменту без врахування власної ваги ґрунту в межах умовного фундаменту

$$N_{\Sigma} = \dot{N}_e + G_{zp} + G_{p+гр} + G_n = 2300 + 4,68 \cdot 20 + 5,32 \cdot 25 = 2527 \text{ (кН)}.$$

Тиск під підшвою умовного фундаменту

$$p = N_{\Sigma} / A_y = 2527 / (4,64 \cdot 3,74) = 145,7 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви умовного фундаменту (за умови $d_p = d_{p,n}$)

$$\sigma_{zq,0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 16,7 \cdot 0,3 + 17,2 \cdot 3,5 + 16,8 \cdot 5,0 + 19,5 \cdot 2,35 = 195 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту, вийнятого котловану, в рівні підшви ростверка

$$\sigma'_{zq,0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 16,7 \cdot 0,3 + 17,2 \cdot 1,0 = 22,2 \text{ (кПа)}.$$

Напуження від власної ваги ґрунту в межах від підшви ростверку 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 підшви умовного фундаменту для пошуку межі стисливої товщі

$$\sigma_{zq,0} - \sigma_{zu,l} = 195 - 172,8 = 22,2 \text{ (кПа)}.$$

Товщину і-го елементарного шару ґрунту приймаємо 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 підшви умовного фундаменту $b_y = 3,74 \text{ м} < 5 \text{ м}$, то нижню межу стисливої товщі знаходимо за формулою $\sigma_{zp,i} < 0,2(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,i})$.

Подальший розрахунок виконаємо у вигляді таблиці 5.1. Осідання знаходимо за формулою (5.23) без урахування другої складової.

Таблиця 5.1 – Розрахунок осідання пального фундаменту

$z, \text{ м}$	$\xi = \frac{2 \cdot z}{b_y}$	α	$\frac{2z}{b_k}$	α_k	$\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{z\gamma,i}, \text{ кПа}$	$(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,i}), \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}^{sep}, \text{ кПа}$	$\sigma_{z\gamma,i}^{sep}, \text{ кПа}$	$E_i, \text{ кПа}$	$S_i, \text{ м}$
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 підшви фундаменту виконується умова межі стисливої товщі $\sigma_{zp,i} = 27,7 \text{ кПа} < 0,2(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,i}) = 0,2 \cdot 139,2 = 27,8 \text{ (кПа)}$.

У результаті розрахунків, наведених у таблиці 5.1, осідання фундаменту $S = 0,67 \text{ см}$.

Допустиме значення осідання для будівель із залізобетонним каркасом $S_u = 10 \text{ см}$ [3]. Умова $S = 0,67 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$ виконується.

6 КОНСТРУЮВАННЯ РОСТВЕРКІВ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

6.1 Загальні вказівки

Правила розміщення паль в плані і визначення розмірів подошви ростверків наведено у розділі 4.

Конструктивна висота стовпчастих ростверків вибирається за тими самими вимогами, які ставляться під час проектування фундаментів мілкового закладання [5] залежно від матеріалу колон. 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 обетонювання.

Розміри ростверка під колону в плані приймаються кратними 300 мм, його конструктивна висота приймається за тими ж вимогами, які ставляться при проектуванні фундаментів мілкового закладання [1], при цьому при стаканному стикові колони з ростверком відстань від дна стакана до подошви ростверка призначається не менше 400 мм. Розміри ростверків по висоті приймаються кратними 150 мм [6].

При коригуванні висоти ростверка за умови міцності доцільно спочатку збільшити клас бетону ростверка, а потім його висоту.

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

Робоче армування монолітних ростверків виконується зі сталі класу А400С або А500С, а монтажно-конструктивне – зі сталі класу А240С [6].

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

Ширину ростверків стрічкових фундаментів призначають не менше 400 мм, висоту не менше 300 мм [6]. Ширина стрічкового ростверка при розміщенні паль в один ряд

$$b = d + 200, \quad (6.1)$$

де b – ширина стрічки.

Ширина стрічкового ростверка при багаторядному розміщенні паль

$$b = a(n - 1) + d + 2e, \quad (6.2)$$

де a – відстань між осями паль;

n – число рядів паль;

e – звис ростверка.

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

Збірні ростверки при шарнірному з'єднанні з палями встановлюються на бетонну підготовку, в яку забетонуються голови паль на 50...100 мм без випусків арматури.

Жорстке з'єднання ростверка з палями передбачають в таких випадках [3, п. 8.5.1.10]:

- стволи паль розташовані в слабких ґрунтах (пухкі піски, пилювато-глинисті ґрунти текучої консистенції, мули, торфи і таке інше);
- в місцях з'єднання стисне навантаження, яке передається на палю, прикладене з ексцентриситетом, що виходить за межі її ядра перерізу;
- на палю діють горизонтальні навантаження, переміщення від яких при вільному спіранні виявляються більшими за граничні для споруди, що проектується;
- у 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 [6], але не менше 20 діаметрів арматури або 250 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.

Ростверки армуються арматурними виробами (сітками, каркасами) або окремими стержнями. Плитну частину ростверків рекомендується армувати типовими уніфікованими зварними сітками [6], які вкладаються в два шари з робочою арматурою у взаємно перпендикулярних напрямках. При ширині 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 приймають не більше 200 мм.

Мінімальний відсоток армування плитної частини ростверка не регламентується.

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

При армуванні стрічкових палювих ростверків вертикальними каркасами їх кількість в поперечному перерізі повинна бути не менше двох

при ширині ростверків $b \leq 400$ мм, не менше трьох – при $400 < b \leq 800$ мм, не менше чотирьох – при $b > 800$ мм. Крок поперечної арматури приймається за розрахунком на міцність похилого перерізу при дії поперечної сили, а також згідно з конструктивними вимогами в залежності від висоти ростверка.

Армування стаканної частини ростверка під збірні залізобетонні колони, з'єднання ростверка із залізобетонними і металевими колонами виконується аналогічно фундаментам мілкового закладання [5].

Стрічкові фундаменти армують зварними або в'язаними каркасами.

При в'язаних каркасах 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 повинні розміщуватись рівномірно по ширині перерізу ростверка.

6.2 Приклади конструювання ростверків

Приклад 9. Конструювання ростверку стовпчастого фундаменту під металеву колону

Вихідні дані

Геометричні параметри бази колони	Відмітка планування, м	Відм. підлоги підвалу, м	Глибина закладання ростверку, м	Вид паль	Кількість паль, шт.
База 720×800, МК Анкерні болти М24	-2,000	-	1,2	С14-35	13,4

Металеві колони каркасу будівлі мають відмітку низу бази -0,100 м (рис. 6.1). Відповідно відмітка верху підколонику -0,260 м.

Для визначення розміру підколонику в плані необхідно врахувати анкерні болти для кріплення металевих колон. Діаметр анкерних болтів 24 мм, відстань між осями болтів 240 та 300 мм. Мінімальні розміри підколонику з забезпеченням відстані від осі болта до грані фундаменту не менше 150 мм [1] складають $300+300 = 600$ мм; $240+300 = 540$ мм. Розмір бази колони 720×800 мм. Виходячи з забезпечення перевищення шириною підколонику ширини бази на 50 мм в кожену сторону розміри підколонику 820×900 мм, приймаємо розміри підколонику 900×900 мм.

Схема верху підколонику показана на рисунку 6.2.

Глибина замурування анкерного болта в тіло фундаменту $25d = 25 \cdot 24 = 600$ мм, отже мінімальна конструктивна висота ростверку 700 мм.

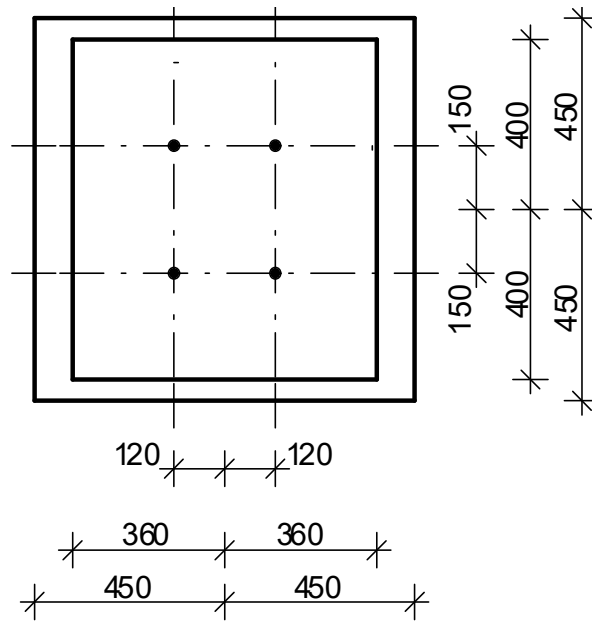


Рисунок 6.2 – Схема верху підколонника з розміщенням бази колони

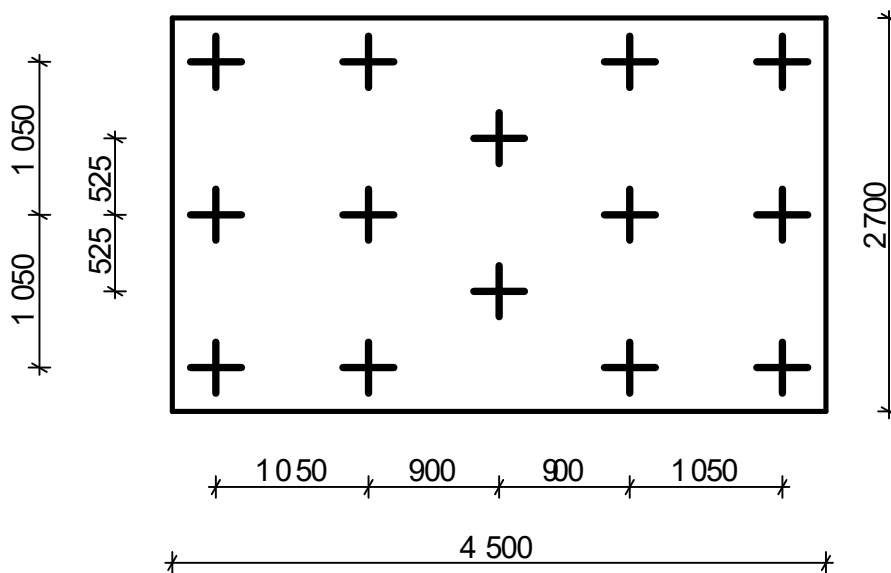


Рисунок 6.3 – Розміщення палів в плані у ростверку

Конструктивне рішення стовпчастого ростверку пального фундаменту під металеву колону наведено на рис. 6.4.

Приклад 10. Конструювання ростверку стовпчастого фундаменту під монолітну залізобетонну колону

Вихідні дані

Вид колони	Відмітка планування, м	Відмітка підлоги підвалу, м	Глибина закладання ростверку, м	Вид паль	Кількість паль, шт.
0,4x0,4(ЗБК мон.)	-1,700	- 2,9	2,7	C10-30	5,2

Розмір підколоники виходячи з розміру колони 500x500 мм.

Конструктивна висота ростверку виходячи з анкерування арматури 1500 мм.

Для ростверку, виходячи з забезпечення конструктивної висоти 1500 мм збільшуємо глибину закладання до 2,8 м. Згідно з ґрунтовими умовами положення ростверку пальового фундаменту неведене на рис. 6.5.

Розмір подошви ростверку в плані виходячи з розміщення 6 паль C10-30 і забезпечення звисів не менше 100 мм наведений на рис. 6.6.

Конструктивне рішення стовпчастого ростверку пальового фундаменту під монолітну залізобетонну колону наведено на рис. 6.7.

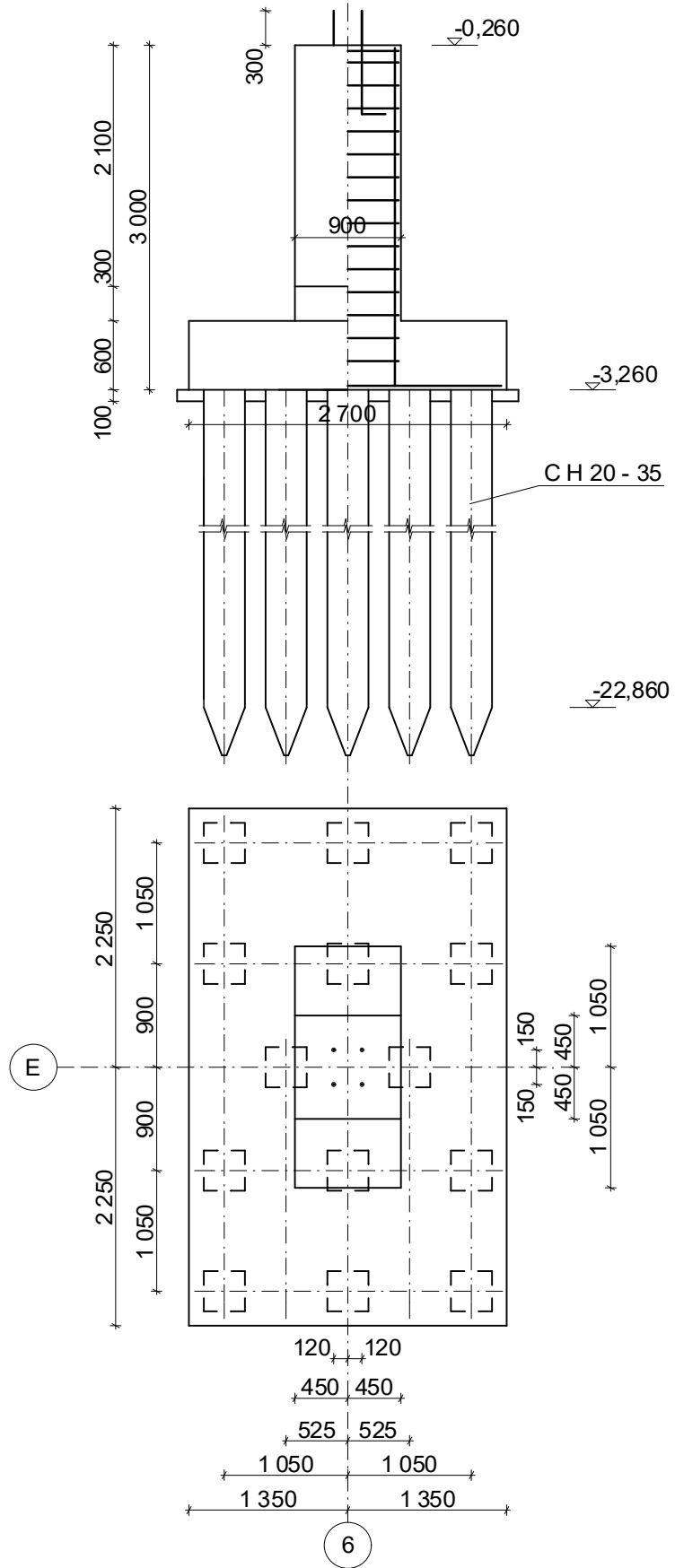


Рисунок 6.4 – Конструкція ростверку під металеву колону

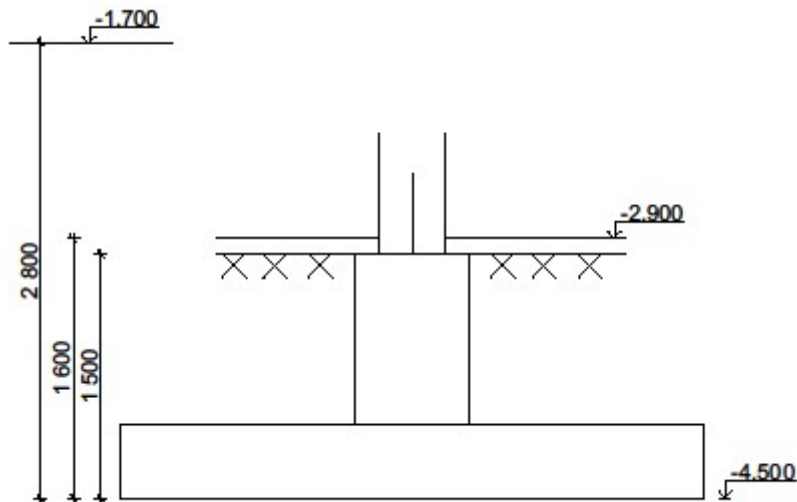


Рисунок 6.5 – Положення ростверку пальового фундаменту у ґрунті

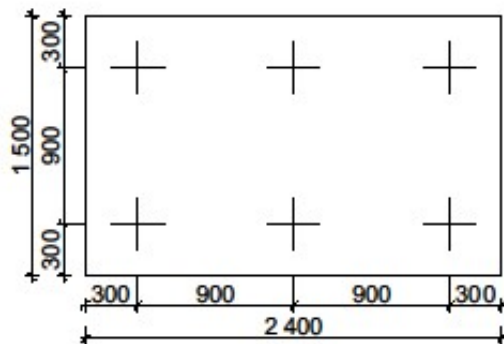


Рисунок 6.6 – Розмір підшви ростверку в плані

Приклад 11. Конструювання ростверку стовпчастого фундаменту під збірну залізобетонну колону

Вихідні дані

Вид колони	Відмітка планування, м	Відм. підлоги підвалу, м	Глибина закладання ростверку, м	Вид паль	Кількість паль, шт.
0,5x0,5(ЗБК збір.)	-0,800	2,0	2,8	C13x35	3,8

Мінімальний розмір підколонника в плані виходячи з розміру стакану $(0,5+0,075 \cdot 2+0,15 \cdot 2) \times (0,5+0,075 \cdot 2+0,15 \cdot 2) = 0,95 \times 0,95$ м. Приймаємо підколонник $1,2 \times 1,2$ виходячи з кратності 300 мм.

Глибина стакану для колони $0,5 \times 0,5$ м складає 0,9 м. Приймаємо фундамент з високим підколінником, для якого стандартна відмітка обрізу $-0,150$ м.

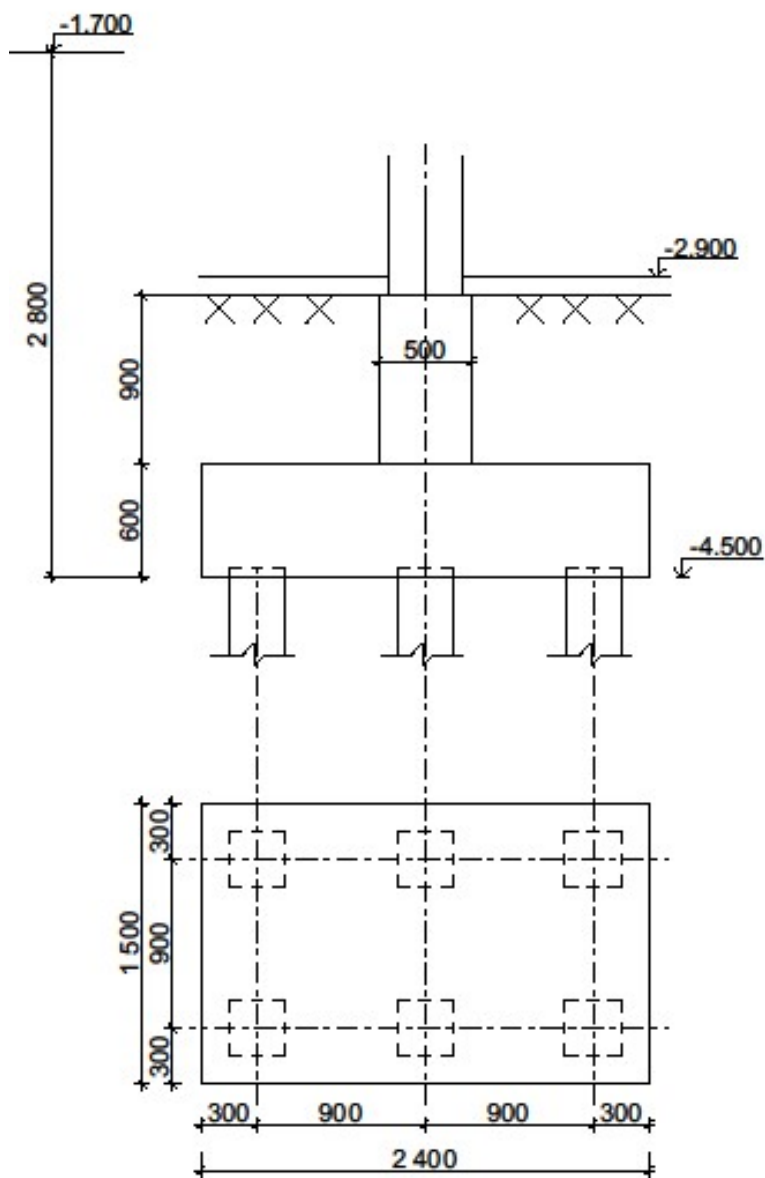


Рисунок 6.7 –Конструктивне рішення ростверку пального фундаменту під монолітну залізобетонну колону

Для ростверку виходячи з забезпечення кратності висоти 300 мм збільшуємо глибину закладання на 150 мм.

Згідно з ґрунтовими умовами положення ростверку пального фундаменту наведене на рис. 6.8.

Розміри підшви ростверку в плані виходячи з розміщення 4 паль С13х35 і забезпеченням звисів не менше 100 мм наведені на рис. 6.9.

Конструктивне рішення ростверку пального фундаменту під збірну залізобетонну колону наведене на рис. 6.10.

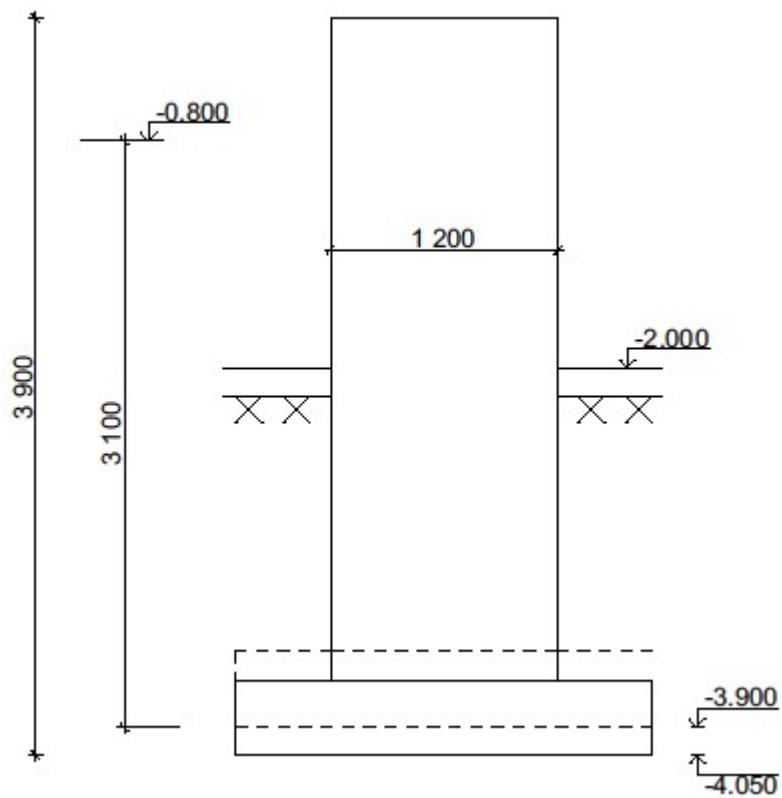


Рисунок 6.8 – Положення ростверку пального фундаменту у ґрунті

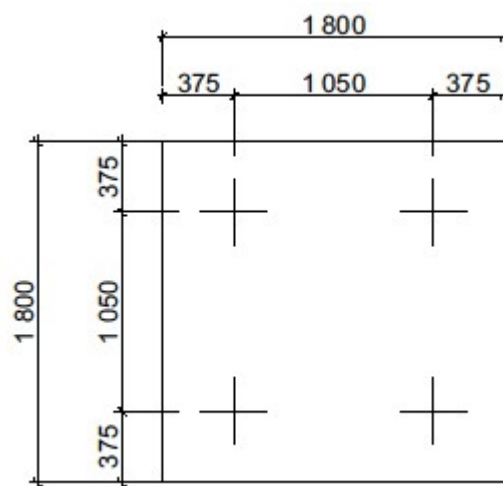


Рисунок 6.9 – Розміри підшви ростверку в плані

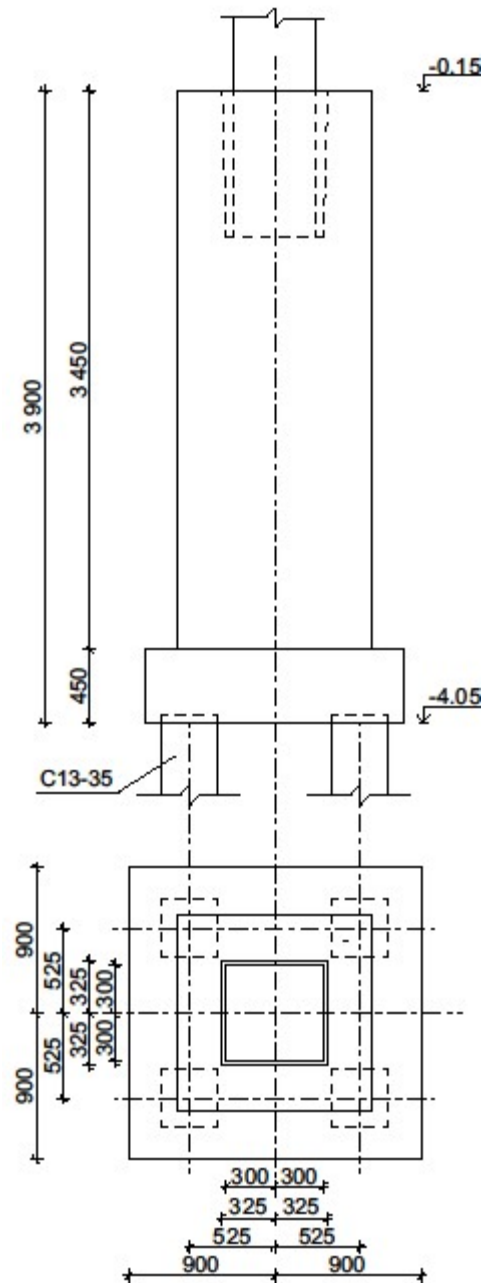


Рисунок 6.10 –Конструктивне рішення ростверку пального фундаменту під збірну залізобетонну колону

Приклад 12. Конструювання ростверків стрічкових палих фундаментів

Товщину плитної частини ростверків приймаємо 500 мм з умови розміщення голів палів. Конструкції стрічкового пального фундаменту при різних варіантах розміщення палів показані на рисунках 6.11–6.14.

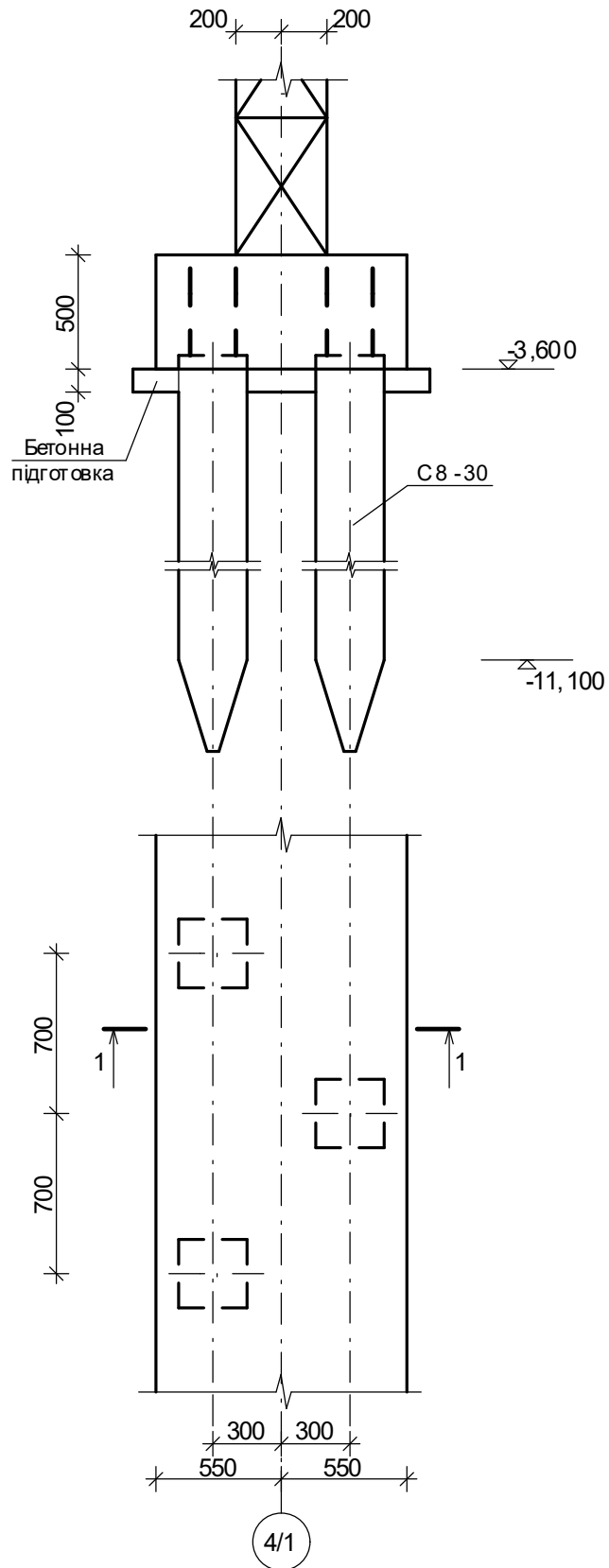


Рисунок 6.11 – Конструкція ростверку пального фундаменту з забивних паль при їх дворядному розміщенні

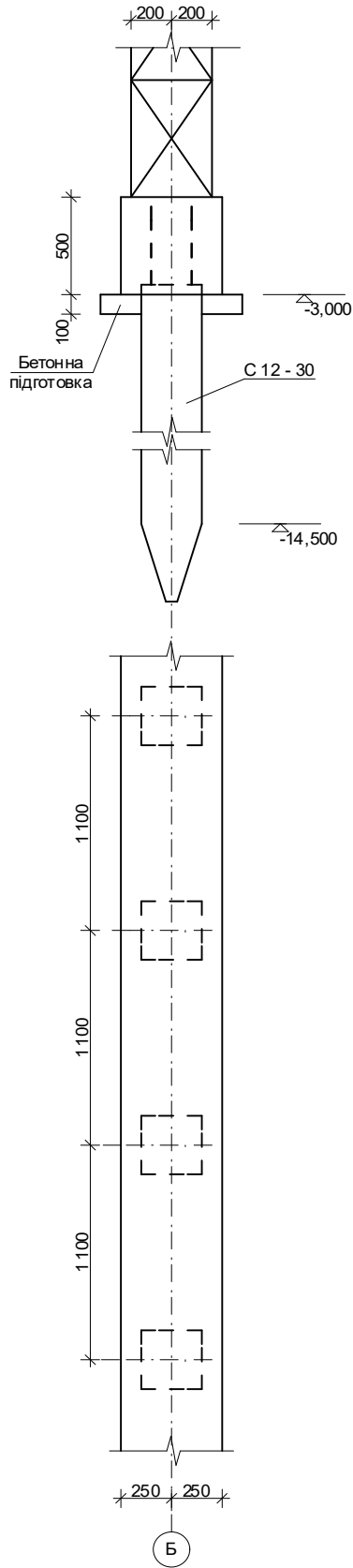


Рисунок 6.12 – Конструктивне рішення ростверку у варіанті з однорядним розміщенням забивних паль

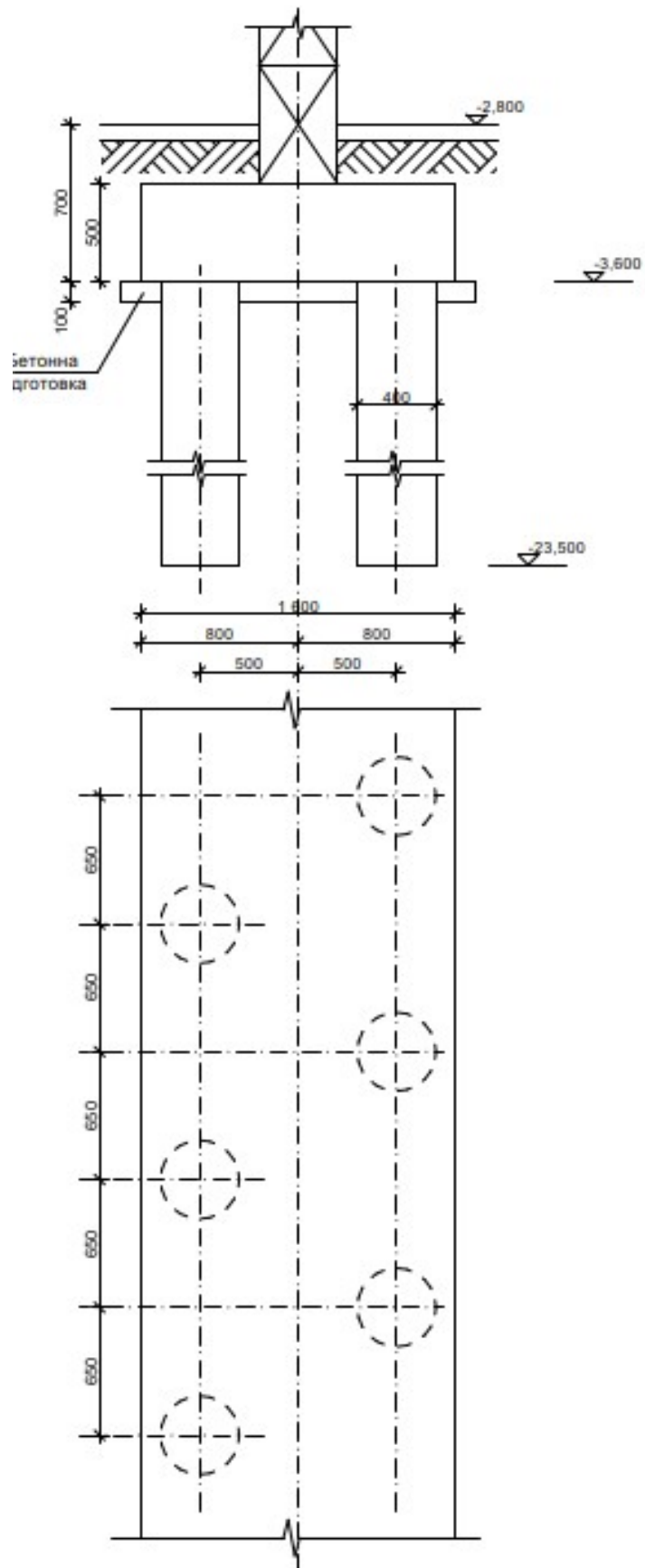


Рисунок 6.14 – Конструктивне рішення ростверку у варіанті з дворядним розміщенням бурових паль

7 ПРИКЛАДИ ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ ДЛЯ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ

Приклад 13. Визначення обсягів робіт для улаштування фундаментів під колону.

Конструктивне рішення варіантів фундаментів під збірну колону наведено на рис. 7.1–7.3.

Земляні роботи виконуються таким чином: відкопування траншеї під ряд колон до рівня підшови фундаменту. Глибину траншеї приймаємо на 0,1 м більше глибини закладання з метою улаштування бетонної підготовки.

Для суглинків при глибині котловану до 3 м відношення висоти укосу до його закладання 1:0,5 (згідно з нормами на виконання земляних робіт).

Поперечний переріз траншеї і конструктивне рішення варіантів фундаментів приведені на рисунку 7.4.

Під монолітні фундаменти передбачаємо бетонну підготовку.

У таблиці 7.1 наведені обсяги основних робіт на один фундамент. Довжину траншеї під один фундамент приймаємо рівною кроку колон.

Таблиця 7.1 – Обсяги основних робіт на один фундамент

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
1. Фундамент мілкового закладання			
Відкопування траншеї	1000 м ³	$V_3 = (4,7 + 6,3) \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 6,0 = 52,89 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0529
Улаштування бетонної підготовки	м ³	$V_{б.п.} = (2,1 + 0,2)(3,3 + 0,2)0,1 = 0,805 \text{ (м}^3\text{)}$	0,805
Улаштування монолітного залізобетонного фундаменту з бетону класу С12/15	м ³	$V_6 = 2,1 \cdot 3,3 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 2,1 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 - 0,333 \cdot 0,8 \cdot (0,7 \cdot 0,5 + 0,75 \cdot 0,55 + \sqrt{0,7 \cdot 0,5 \cdot 0,75 \cdot 0,55}) = 3,996 - 0,304 = 3,692 \text{ (м}^3\text{)}$	3,692
Кількість арматури	кг	$G_a = V_6 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 3,692 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 202 \text{ (кг)}$	202
Зворотна засипка ґрунту	1000 м ³	$V_{зас.} = V_3 - V_6 - V_{б.п.} = 52,89 - 3,692 - 0,805 = 48,4 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0484
Ущільнення ґрунту в пазухах котловану	100 м ³	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 48,4 \text{ м}^3$	0,484

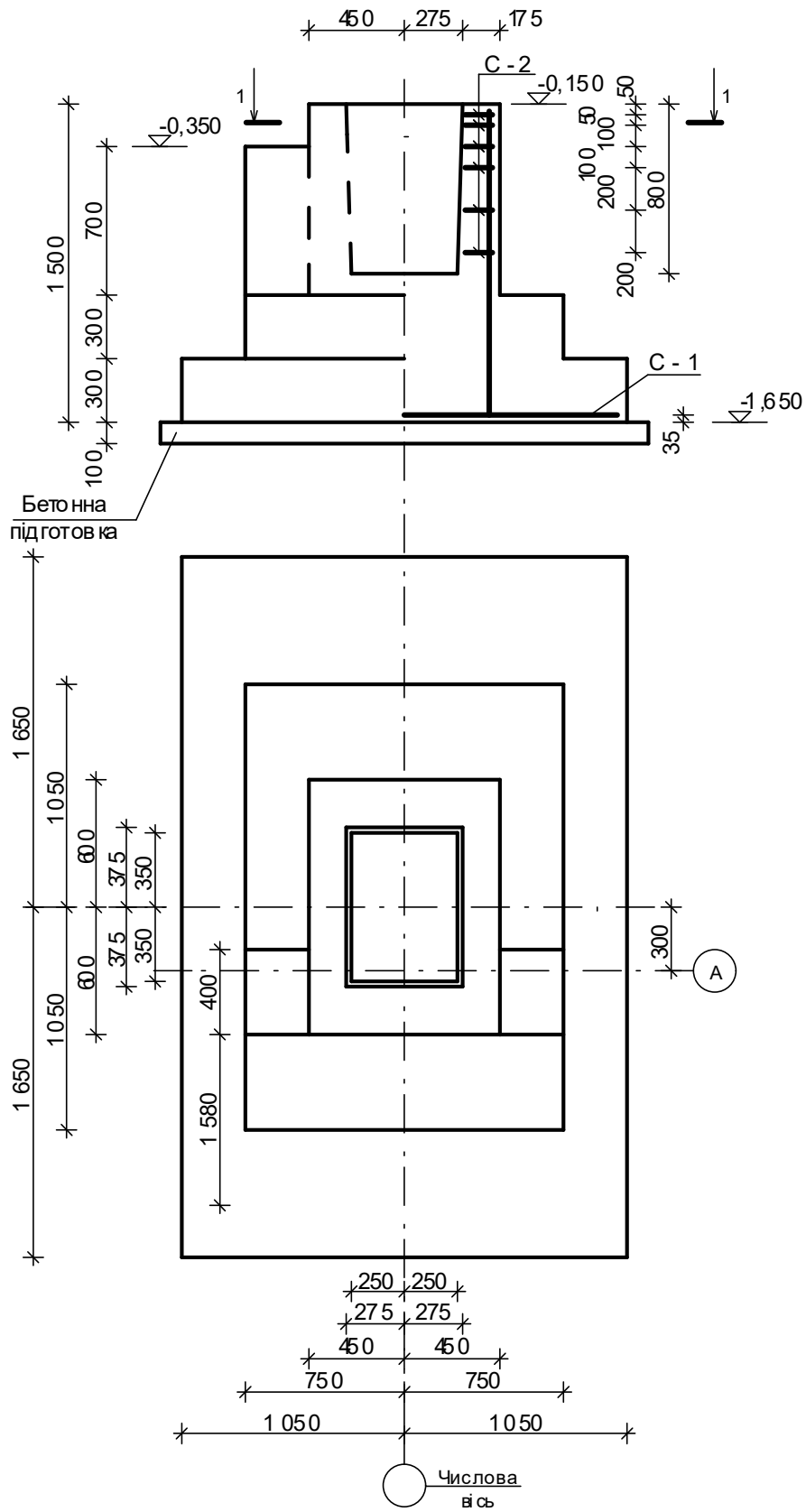


Рисунок 7.1 – Конструктивне рішення фундаменту мілкового закладання під колону

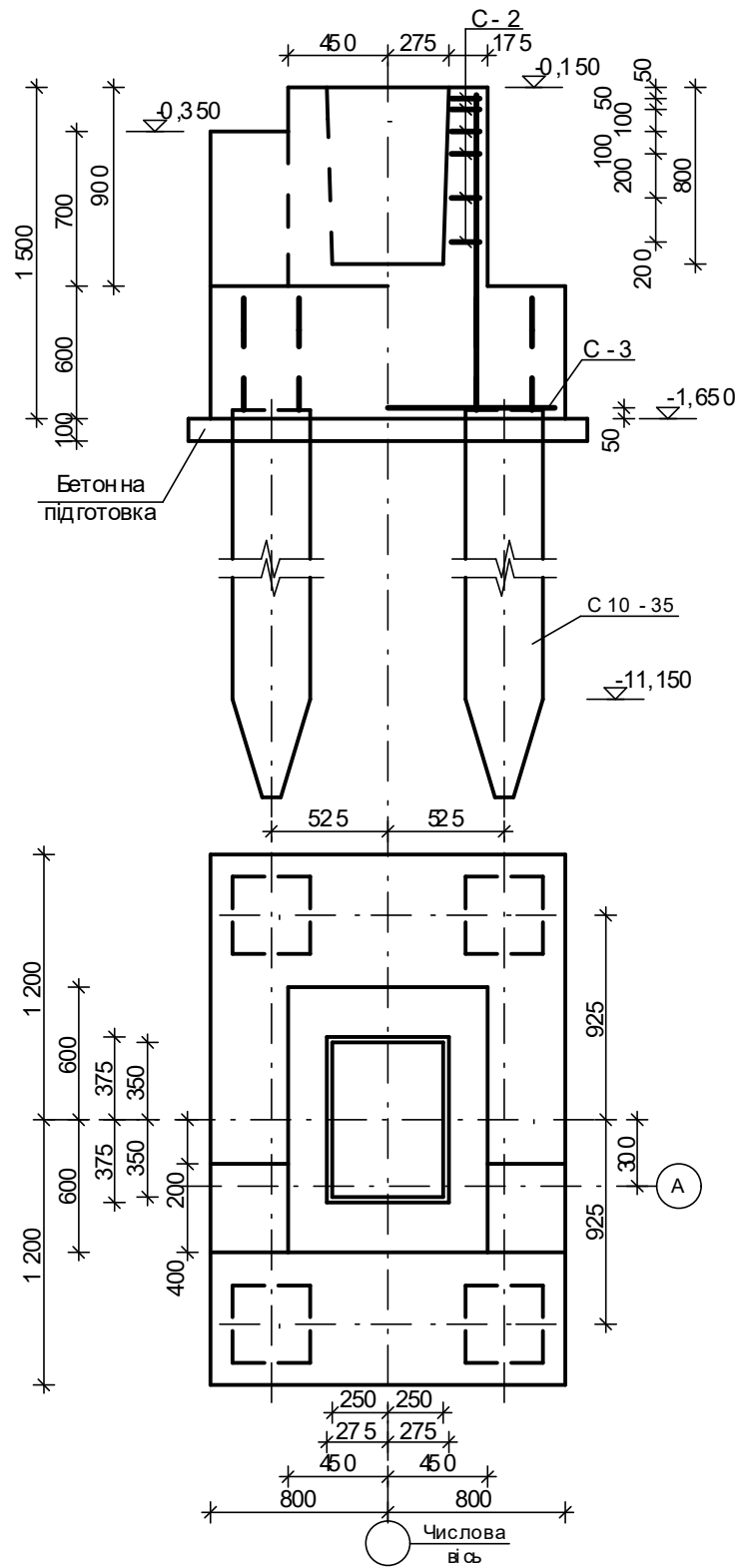


Рисунок 7.2 – Конструктивне рішення пального фундаменту з забивних паль під колону

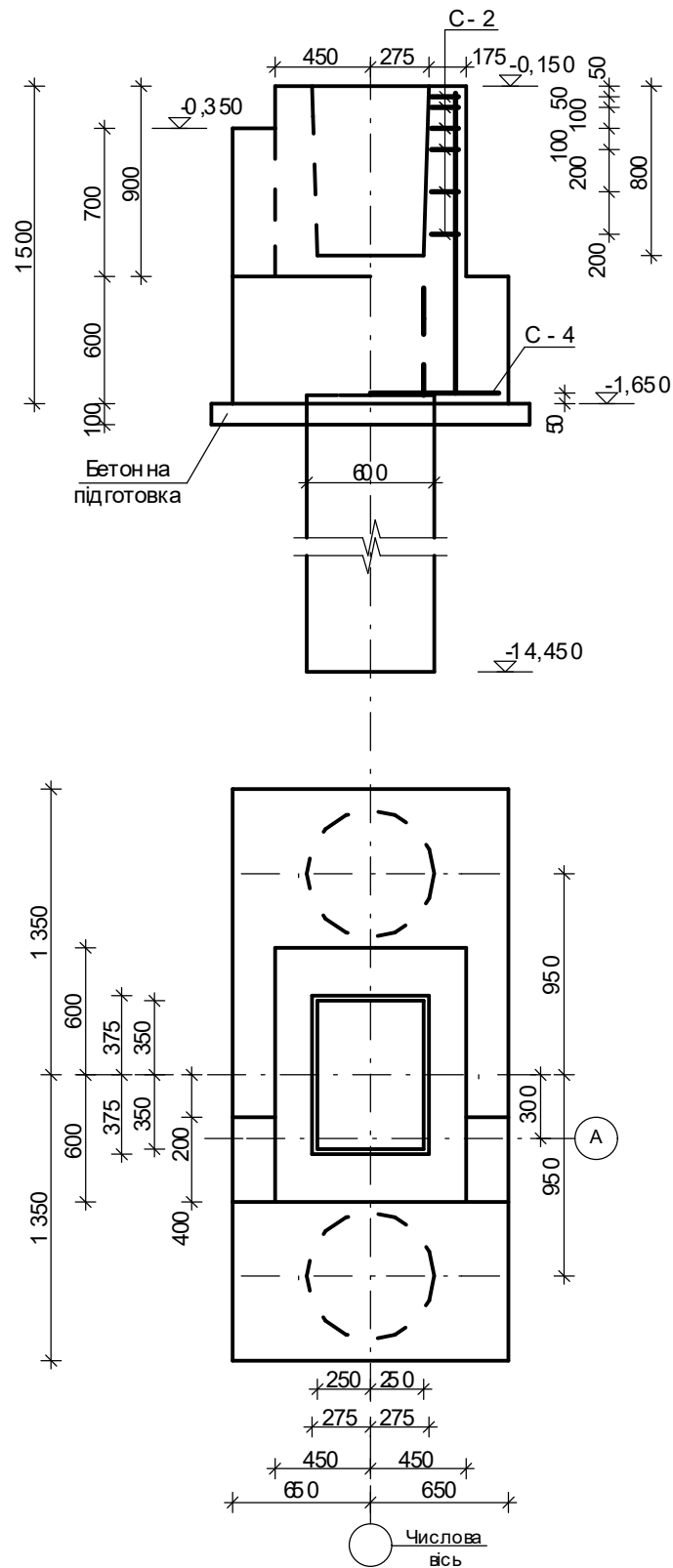


Рисунок 7.3 – Конструктивне рішення пального фундаменту з бурових паль під колону

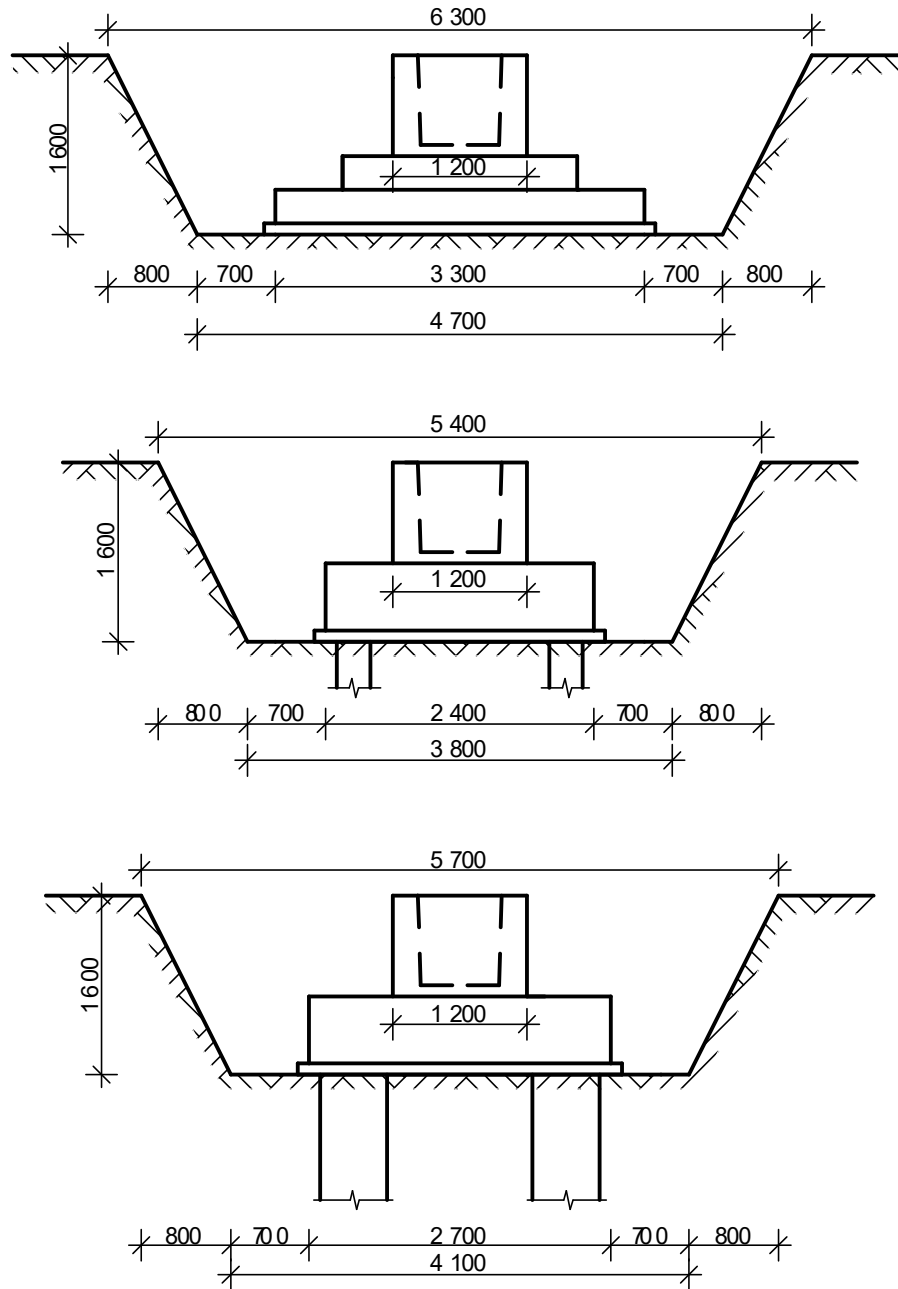


Рисунок 7.4 – Конструктивне рішення варіантів фундаментів і поперечний переріз траншеї

Продовження таблиці 7.1

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
2. Фундамент з забивних паль			
Відкопування траншеї	1000м ³	$V_3 = (3,8 + 5,4) \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 6,0 = 44,16(\text{м}^3)$	0,0442
Занурення паль С10-35	м ³	$0,35^2 \cdot 10 \cdot 4 = 4,9(\text{м}^3)$	4,9
Кількість паль	п.м	$10 \times 4 = 40$ п.м	40

Продовження таблиці 7.1

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
Улаштування бетонної підготовки	м ³	$(1,6+0,2)(2,4+0,2)0,1=$ $=0,468 \text{ (м}^3\text{)}$	0,468
Улаштування монолітного залізобетонного ростверку	м ³	$V_6=1,6 \cdot 2,4 \cdot 0,6+1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9-$ $-V_{\text{стак.}}=3,276-0,304=2,972 \text{ (м}^3\text{)}$	2,972
Кількість арматури ростверку	кг	$G_a=V_6 \cdot 0,007 \cdot 7850=$ $2,972 \cdot 0,007 \cdot 7850=163 \text{ (кг)}$	163
Зворотна засипка ґрунту	1000м ³	$V_{\text{зас.}}=V_3-V_6-V_{\text{б.п.}}=$ $=44,16-2,972-0,468=40,72 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0407
Ущільнення ґрунту у пазухах котловану	100м ³	$V_{\text{ущіл.}}=V_{\text{зас.}}=40,72 \text{ м}^3$	0,407
3. Фундамент з бурових паль			
Відкопування траншеї	1000 м ³	$V_3=0,5(4,1+5,7)1,6 \cdot 6,0 =$ $=47,0 \text{ (м}^3\text{)}$	0,047
Улаштування бурових паль Ø600 мм під захистом обсадної труби	м ³	$0,25 \cdot \pi \cdot 0,6^2 \cdot 20 \cdot 2 = 11,3 \text{ (м}^3\text{)}$	11,3
Улаштування бетонної підготовки	м ³	$(1,3+0,2)(2,7+0,2) \cdot 0,1=$ $=0,435 \text{ (м}^3\text{)}$	0,435
Улаштування монолітного залізобетонного ростверку	м ³	$V_6=1,3 \cdot 2,7 \cdot 0,6+1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9-$ $-0,304 = 2,774 \text{ (м}^3\text{)}$	2,774
Кількість арматури ростверку класу А240С	кг	$G_a=V_6 \cdot 0,007 \cdot 7850=$ $2,774 \cdot 0,007 \cdot 7850=152 \text{ (кг)}$	152
Зворотна засипка ґрунту	1000м ³	$V_{\text{зас.}}=V_3-V_6-V_{\text{б.п.}}= 47,0-$ $-2,774 -0,435 = 43,8 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0438
Ущільнення ґрунту в пазухах котловану	100м ³	$V_{\text{ущіл.}}=V_{\text{зас.}}= 43,8 \text{ м}^3$	0,438

Приклад 14. Визначення обсягів робіт для улаштування фундаментів під стіну.

Конструктивне рішення фундаменту під зовнішню стіну у трьох варіантах наведено на рис. 7.5–7.7.

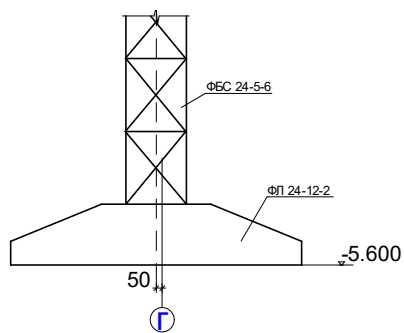


Рисунок 7.5 – Конструктивне рішення фундаменту у варіанті мілкого закладання

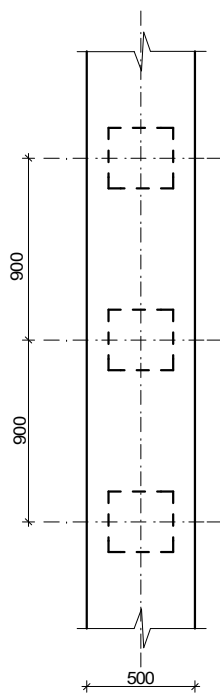
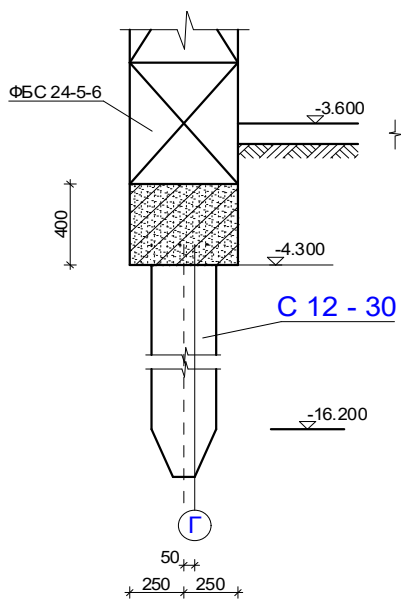


Рисунок 7.6 – Конструктивне рішення фундаменту у варіанті з забивних паль

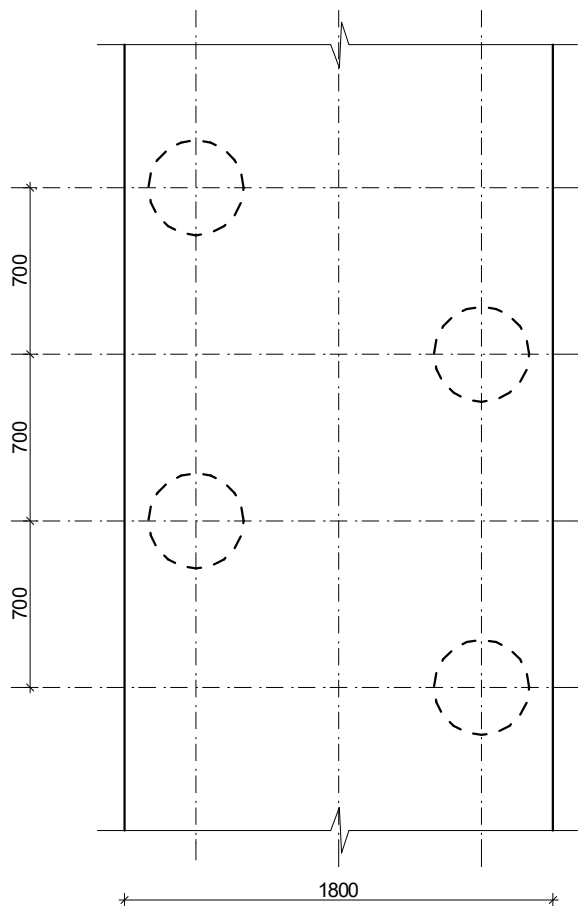
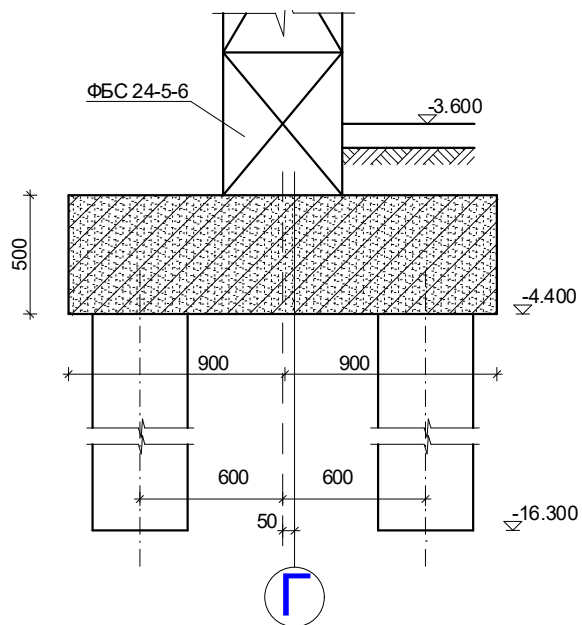


Рисунок 7.7 – Конструктивне рішення фундаменту у варіанті з бурових паль діаметром 400 мм

Земляні роботи виконуються таким чином: відкопування котловану до рівня підшви фундаменту. Глибину котловану приймаємо на 0,1 м більше глибини закладання з метою улаштування бетонної підготовки.

Для пісків при глибині котловану більше 5 м відношення висоти укосу до його закладання 1:1 (згідно до норм на виконання земляних робіт).

Потрібні збірні залізобетонні вироби:

1. Плити фундаментні ФЛ 24-12-2.

Марка бетону 150, маса 2,845 т, об'єм 1,138 м³, витрати сталі, приведені до класу А240С 31,11+4,6 = 35,71 кг.

2. Блоки фундаментні стінові ФБС24-5-6, маса 1,63 т, об'єм 0,679 м³.

Поперечний переріз котловану і конструктивне рішення варіантів фундаментів до нульової позначки наведені на рисунку 7.8.

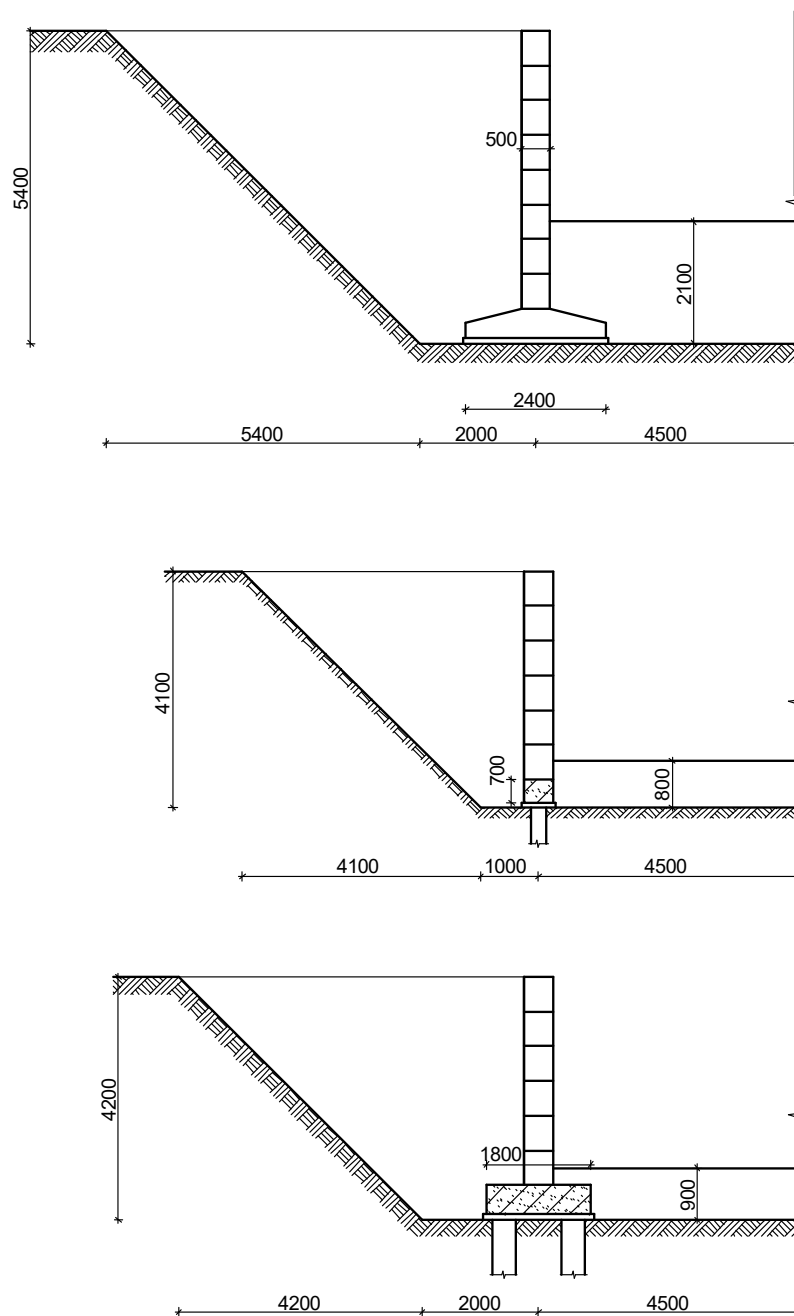


Рисунок 7.8 – Конструктивне рішення варіантів фундаментів і поперечний переріз котловану

Обсяги робіт визначаємо для ділянки фундаменту довжиною 6,0 м.

Під збірні фундаментні плити передбачаємо піщану підготовку, під монолітні ростверки – бетонну підготовку.

У таблиці 7.2 наведені обсяги основних робіт на 6 м довжини фундаменту.

Таблиця 7.2 – Обсяги основних робіт на 6 м довжини фундаменту

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
1. Фундамент мілкового закладання			
Відкопування котловану	1000 м ³	$V_3=0,5(6,5+11,9)5,4\cdot6,0=$ $=298,1(\text{м}^3)$	0,298
Улаштування піщаної підготовки	м ³	$V_{\text{б.п.}}=(2,4+0,2)\cdot6,0\cdot0,1=1,56 (\text{м}^3)$	1,56
Укладка блоків і плит фундаменту	шт.	$n=6,0/1,2+(6,0/2,4)\cdot8=5,0+$ $+20,0= 25,0 (\text{шт.})$	25,0
Кількість блоків і плит фундаменту	м ³	$V_6=1,138 \cdot 5,0+0,679 \cdot 20,0=$ $5,69+13,58 = 19,27 (\text{м}^3)$	19,27
Кількість арматури, приведеної до класу А-І (з урахуванням петель)	кг	$G_a=(31,11+4,6)\cdot5 = 35,71\cdot5 =$ $=178,55 (\text{кг})$	179
Зворотна засипка ґрунту	1000 м ³	$V_{\text{зас.}}=V_3-V_6-V_{\text{б.п.}} - V_{\text{підв.}} =$ $=298,1-(5,69+1,5\cdot0,5\cdot6,0)-$ $15,6\cdot0,1- 3,3\cdot4,25\cdot6,0 = 202,2(\text{м}^3)$	0,202
Ущільнення ґрунту в пазах траншеї	100 м ³	$V_{\text{ущіл.}}=V_{\text{зас.}}= 202,2 \text{ м}^3$	2,022
2. Фундамент з забивних паль			
Відкопування котловану	1000 м ³	$V_3=0,5(5,5+9,7)4,1\cdot6,0=187,0(\text{м}^3)$	0,187
Занурення паль С12-30	м ³	$0,3^2\cdot12\cdot(6,0/0,9) = 7,2 (\text{м}^3)$	7,2
Кількість паль	п.м	$12\cdot(6,0/0,9) = 80 (\text{п.м})$	80
Улаштування бетонної підготовки	м ³	$(0,5+0,2)\cdot6,0\cdot0,1=0,42 (\text{м}^3)$	0,42
Улаштування монолітного залізобетонного стрічкового ростверку	м ³	$V_6=0,5\cdot0,4\cdot6,0=1,2 (\text{м}^3)$	1,2
Кількість арматури ростверку класу А240С	кг	$G_a=V_6\cdot0,01\cdot7850=$ $=1,2\cdot0,007\cdot7850=66,0(\text{кг})$	66
Укладка блоків фундаменту	шт.	$N = (6,0/2,4)\cdot6 = 15 (\text{шт.})$	15

Продовження таблиці 7.2

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
Кількість блоків фундаменту	м ³	$V_6=0,679 \cdot 15 = 10,2 \text{ (м}^3\text{)}$	10,2
Зворотна засипка ґрунту	1000 м ³	$V_{\text{зас.}}=V_3-V_6-V_{\text{б.п.}} - V_{\text{підв.}} =$ $=187,0-1,2 - 0,5 \cdot 0,3 \cdot 6,0 -$ $- 4,2 \cdot 0,1 - 4,25 \cdot 3,3 \cdot 6,0 =$ $=100,33 \text{ (м}^3\text{)}$	0,100 3
Ущільнення ґрунту в пазухах траншеї	100 м ³	$V_{\text{ущіл.}}=V_{\text{зас.}}= 100,3 \text{ (м}^3\text{)}$	1,003
2. Фундамент з бурових паль			
Відкопування котловану	1000 м ³	$V_3=0,5(6,5+10,7)4,2 \cdot 6,0 =$ $=216,7 \text{ (м}^3\text{)}$	0,217
Влаштування паль Ø400 мм довжиною 12 м	м ³	$0,25 \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 12 \cdot (6,0/0,7) = 12,9$ $\text{(м}^3\text{)}$	12,9
Улаштування бетонної підготовки	100 м ²	$(1,8+0,2) \cdot 6,0 = 12,0 \text{ (м}^2\text{)}$	0,12
Улаштування монолітного залізобетонного ростверку	м ³	$V_6=1,8 \cdot 0,5 \cdot 6,0 = 5,4 \text{ (м}^3\text{)}$	5,4
Кількість арматури ростверку класу А240С	кг	$G_a=V_6 \cdot 0,01 \cdot 7850 =$ $=5,4 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 287,0 \text{ (кг)}$	297
Укладка блоків фундаменту	шт.	$n = (6,0/2,4) \cdot 6 = 15 \text{ (шт.)}$	15
Кількість блоків фундаменту	м ³	$V_6=0,679 \cdot 15 = 10,2 \text{ (м}^3\text{)}$	10,2
Зворотна засипка ґрунту	1000 м ³	$V_{\text{зас.}}=V_3-V_6-V_{\text{б.п.}} - V_{\text{підв.}} =$ $= 216,7-5,4 - 0,5 \cdot 0,3 \cdot 6,0 -$ $- 12,0 \cdot 0,1 - 4,25 \cdot 3,3 \cdot 6,0 =$ $= 125,1 \text{ (м}^3\text{)}$	0,125
Ущільнення ґрунту в пазухах траншеї	100 м ³	$V_{\text{ущіл.}}=V_{\text{зас.}}= 125,1 \text{ м}^3$	1,251

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Методичні вказівки до виконання курсових проєктів з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»). Частина 1. Фундаменти мілкового закладання / уклад.: Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. Вінниця : ВНТУ, 2026. 82 с.
2. 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.
3. 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).
4. 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).
5. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування : навч. посіб. Вінниця : ВНТУ, 2019. 144 с.
6. Маєвська І. В., Попович М. М., Блащук Н. В. Автоматизований розрахунок пальових фундаментів : електрон. навч. посіб. комбінованого (локального та мережного) використання. Вінниця : ВНТУ, 2023. 155 с.
7. Якименко О. В. Сучасні методи влаштування паль та шпунтових огорожень : навч. посіб. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. 119 с.

Електронне навчальне видання

**Наталя Вікторівна Блащук
Ірина Вікторівна Маєвська
Микола Миколайович Попович**

**Методичні вказівки до виконання курсових проєктів з
дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)
Частина 2. Пальові фундаменти**

Рукопис оформила І. Маєвська

Редактор Н. Кравчук

Оригінал-макет виготовив М. Попович

Підписано до видання 05.03.2026 р.
Гарнітура Times New Roman.
Зам. № P2026-027

Видавець та виготовлювач
Вінницький національний технічний університет,
Редакційно-видавничий відділ.
ВНТУ, ГНК, к. 114.
Хмельницьке шосе, 95,
м. Вінниця, 21021.
press.vntu.edu.ua;
Email: rvv.vntu@gmail.com
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК No 3516 від 01.07.2009 р.