

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання практичних робіт
із навчальної дисципліни

«ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ»

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2024

Методичні рекомендації до виконання практичних робіт із навчальної дисципліни «Основи та фундаменти» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т. міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк, В. А. Александрович. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 69 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. Ю. І. Кобзар,
ст. викл. О. В. Гаврилюк,
канд. техн. наук, доц. В. А. Александрович

Рецензент

Г. М. Левенко, кандидат технічних наук, провідний інженер
Bauingenieurs Büro ITT Portconsult GmbH

Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 8 від 12.04.2024

ЗМІСТ

Вступ.....	4
Практична робота 1 Принципи проєктування основ і фундаментів. Загальна класифікація фундаментів.....	5
Практична робота 2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика. Побудування інженерно-геологічного розрізу.....	14
Практична робота 3 Вибір глибини закладання фундаментів. Розрахунок опору основи ґрунту.....	23
Практична робота 4 Розрахунок фундаментів неглибокого закладання. Визначення площі подошви фундаментів.....	37
Практична робота 5 Розрахунок осідань фундаментів неглибокого закладання.....	41
Практична робота 6 Конструювання. Армування фундаментів.....	45
Практична робота 7 Визначення несучої здатності забивних паль.....	52
Практична робота 8 Конструювання пальових кущів. Розрахунок пальових ростверків.....	59
Список рекомендованих джерел.....	67

ВСТУП

З метою практичного закріплення теоретичних положень деяких розділів дисципліни «Основи та фундаменти» для здобувачів спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, відповідно до робочих та навчальних програм передбачено виконання низки практичних робіт.

Методичні рекомендації складені відповідно до практики проведення цих занять у Харківському національному університеті міського господарства імені О. М. Бекетова та призначені для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво».

Основним завданням методичних рекомендацій є надання допомоги студентам у виконанні практичних робіт з дисципліни «Основи та фундаменти».

У методичних вказівках наведено рекомендації до виконання практичних робіт. Практична робота вважається виконаною, якщо здобувач надав викладачеві робочий зошит з усіма розрахунками, схемами, графіками та кресленнями, а також відповів на низку теоретичних питань щодо відповідної тематики.

ПРАКТИЧНА РОБОТА 1
ПРИНЦИПИ ПРОЄКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ
ЗАГАЛЬНА КЛАСИФІКАЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ

Класифікація фундаментів за типом конструкції

1. *Плитний монолітний фундамент* – заливається цілісною, єдиною плитою відповідно до форми майбутньої споруди, на цій монолітній плиті і зводять будинок. Зміцнюється арматурними з'єднаннями, формуючи надійну основу під будівництво (рис. 1.1).



Рисунок 1.1 – Плитний монолітний фундамент

За вартістю – це один із дорогих типів фундаменту, його застосування обумовлено необхідністю будувати на неоднорідних ґрунтах, які спучуються, де прогнозується рух ґрунту при перепадах температур.

Переваги плитного монолітного фундаменту:

- створює рівну основу для будівництва будівлі;
- не вимагає значного заглиблення у ґрунт;
- використовується на нестабільних ґрунтах, на місцях перетину або над межами різнорідних ґрунтових порід.

Недоліки плитного монолітного фундаменту:

- значна витрата бетону та супутніх матеріалів;
- великі трудовитрати;
- немає можливості для створення підвальних приміщень під будинком;
- дуже складно застосовувати на ділянках із ухилом;
- існують труднощі з формування плиткового фундаменту в холодну пору року.

2. Монолітний стрічковий фундамент – заглиблена в землю (на глибину промерзання ґрунту і нижче) залізобетонна споруда, яка є основою для будівництва стін будівель. Найбільш поширений тип фундаменту, який може облаштовуватися на об'єктах різної складності, з використанням привезеного готового бетону або з приготуванням бетонної суміші на місці (рис. 1.2).



Рисунок 1.2 – Монолітний стрічковий фундамент

Переваги монолітного стрічкового фундаменту:

- незважаючи на відносну простоту закладки та формування стрічкового фундаменту, при дотриманні правил будівництва – це один із найнадійніших видів фундаментів;
- високий рівень міцності та термін експлуатації;
- можливість розмістити під будинком підвал або гараж;

- невисокі вимоги до ґрунту та рівня ґрунтових вод;
- можна варіювати глибину фундаменту за потреби, можна розміщувати будівлю на схилі;

- підходить для будівництва будівель різної поверховості.

Недоліки монолітного стрічкового фундаменту:

- потрібен час для висихання та затвердіння бетону;
- необхідно правильно та якісно сформувати опалубку та розібрати її після закінчення робіт;
- під час заливання слід підбирати плюсовий температурний режим навколишнього середовища.

3. Збірний стрічковий фундамент – створюється за допомогою готових залізобетонних конструкцій, що мають Т-подібну форму на зрізі у профіль з широкою основою донизу. Широка підшва надає плитам додаткової стійкості, розширюючи поверхню тиску на ґрунт, що своєю чергою зменшує навантаження від основної будівлі. Часто для збірного фундаменту використовують бетонні блоки з пазогребневим вирізом або без нього (рис. 1.3).

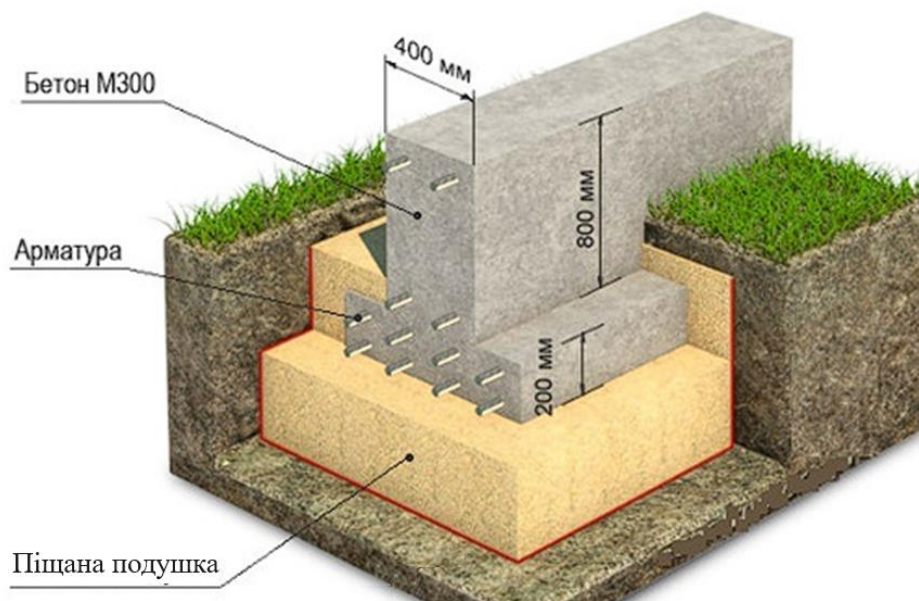


Рисунок 1.3 – Збірний стрічковий фундамент

Стики блоків закладаються бетонним розчином, під блоки насипають подушку піщано-гравійної суміші. За необхідності для надання міцності конструкції використовують додатковий армуючий пояс, тоді такий тип фундаменту можна вважати комбінованим.

Переваги збірного стрічкового фундаменту:

- довговічний і міцний, практично не поступається у монолітному за показниками;
- немає необхідності чекати охолодження та затвердіння бетону до необхідної консистенції, що загалом впливає на терміни будівництва;
- значний термін служби збірних монолітних фундаментів розрахований більш ніж на 100–150 років;
- монтаж провадиться за допомогою крана, відсутня необхідність у формуванні глибокої опалубки.

Недоліки збірного стрічкового фундаменту:

- за вартістю може бути дорожчим за деякі інші види фундаменту, за рахунок вартості виготовлення, транспортування та встановлення великих залізобетонних конструкцій у підготовлені поглиблення та котловани;
- потрібно враховувати обов'язкове використання техніки.

4. Стовпчастий фундамент – припускає розташування опорних стовпів, за площею подошви будівлі, по периметру та під несучими стінами. Глибина, площа, кількість та розташування опор повинні розраховуватися фахівцями. Стовпчастий фундамент може бути як із бетону, так і з кам'яної кладки (рис. 1.4).

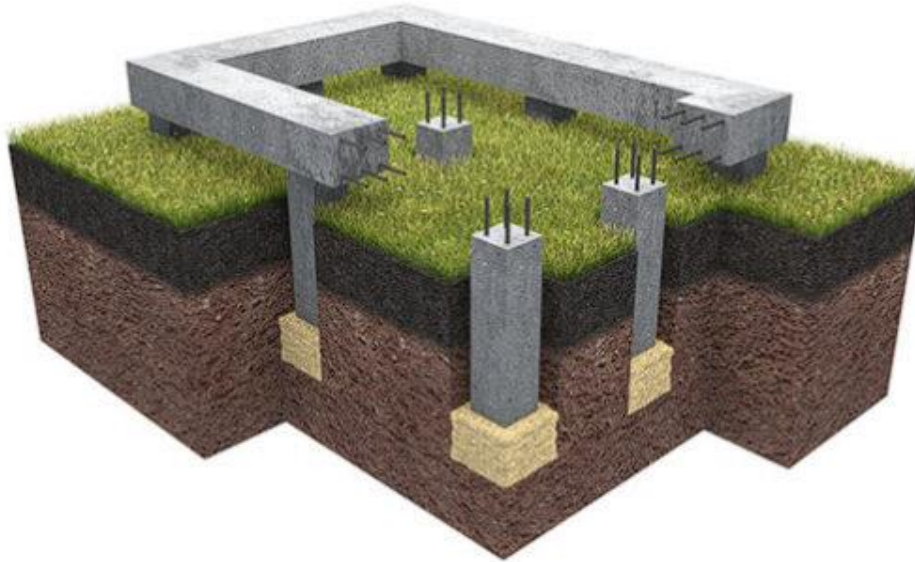


Рисунок 1.4 – Стівчастий фундамент

Ще один із можливих варіантів стівчастого фундаменту – фундамент скляного типу, коли всередині стівпа (колони) міститься порожній простір. Пустотіла конструкція нагадує склянку, проте такі колони можуть бути різної форми і мати різні характеристики.

Переваги стівчастого фундаменту:

- хороша ізоляція від вологи та ґрунтових вод;
- облаштування на різних типах ґрунту;
- економія матеріалів для фундаментів.

Недоліки стівчастого фундаменту:

- практично немає можливості облаштувати підвальне приміщення;
- зрідка використовують для будівництва житлових будинків.

5. Фундамент на бетонних палях – у більшості випадків формується із забивних палей, з використанням спеціальної техніки. Розміри та форма палей, марка бетону та інші показники розраховуються під конкретні умови (рис. 1.5) .



Рисунок 1.5 – Пальовий фундамент

У будівництві існує класифікація за типом використовуваних паль: забивні, бурові, буронабивні, гвинтові.

Переваги фундаменту на бетонних палях:

- підходить для влаштування різних типів будинків;
- вартість та зручність монтажу;
- пристрій не залежить від пори року;
- застосовується для пухких та слабких ґрунтів;
- можливість піднімати будинок на задану висоту;
- відносно невелика вага;
- висока несуча здатність;
- висока швидкість монтажу;
- вартість під каркасні будинки дешевша за стрічковий фундамент (можна обійтися без застосування техніки).

Недоліки фундаменту на бетонних палях:

- необхідність застосування спецтехніки для великих або забивних паль;
- можливе нерівномірне усадження;
- необхідний пристрій вентиляції підпільного простору;
- обов'язковий пристрій захисту від проникнення тварин.

6. *Фундамент на гвинтових палях* – складається з металевих паль, захищених спеціальними покриттями від корозії, що вкручуються в ґрунт (рис. 1.6).

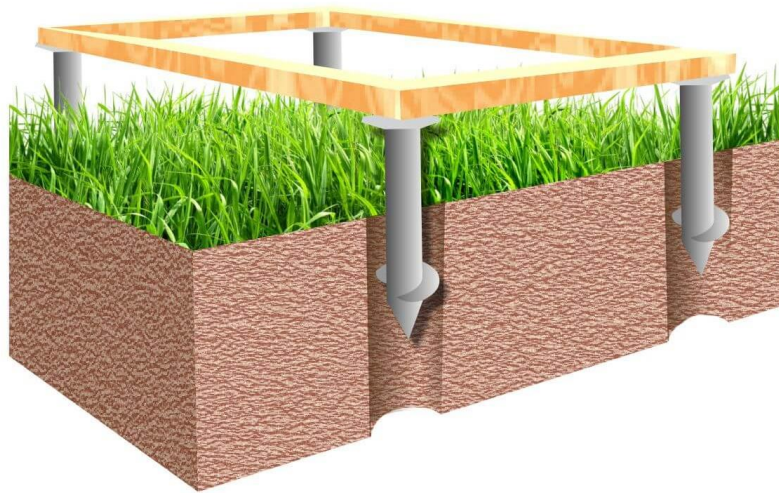


Рисунок 1.6 – Фундамент на гвинтових палях

Переваги фундаменту на гвинтових палях:

- доступна вартість;
- час монтажу фундаменту;
- монтаж можна проводити будь-якої пори року;
- не боїться нахилів ділянки;
- хороша ізоляція від промерзлих ґрунтів;
- мінімум відходів та бруду після формування фундаменту.

Недоліки фундаменту на гвинтових палях:

- підходить для легких будинків, наприклад каркасних або каркасно-щитових;
- неможливість встановлення на скелястих породах;
- немає можливості облаштувати підвальне приміщення під будинком;
- потрібний якісний метал та хороша антикорозійна обробка;
- існує можливість пошкодження захисного покриття об каміння та тверді породи.

7. Пальово-ростверковий фундамент – з'єднання ростверку (суцільної сполучної стрічки із залізобетону, дерев'яних або металевих балок) та паль різного типу. Ростверк поєднує стовпи фундаменту в єдине ціле та формує єдину площину основи під будівлю.

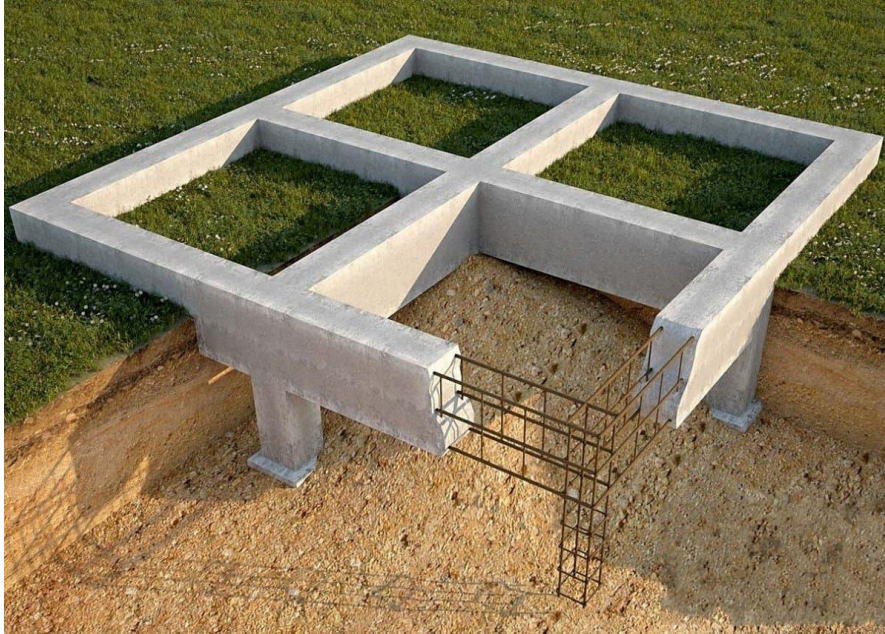


Рисунок 1.7 – Пальово-ростверковий фундамент

Переваги пальово-ростверкового фундаменту:

- маючи всі переваги пальових фундаментів, є більш міцним і цілісним;
- відмінно захищає від ґрунтових вод;
- добре підходить для різних типів ґрунту;
- можливість облаштування на схилах та у болотистій місцевості;
- усунення безпосереднього контакту будови із ґрунтом.

Недоліки пальово-ростверкового фундаменту:

- дорожчий за звичайні пальові фундаменти;
- необхідно проводити правильні розрахунки для грамотного розподілу навантаження на палі;
- не підходить для тяжких видів споруд;
- ризик нерівномірного осідання паль на пухкому ґрунті;

– не рекомендується зводити на ґрунтах з горизонтальною рухливістю з непередбачуваними ділянками ґрунту, що просідають.

Принципи проєктування основ і фундаментів

Основними принципами проєктування є:

- проєктування основ споруд за граничними станами незалежно від типу фундаменту;
- урахування сумісної роботи системи основа-фундамент і наземних несних конструкцій споруди;
- комплексний підхід під час вибору типу фундаменту і характеру роботи ґрунтів в основі в результаті спільного розгляду;
- інженерно-геологічні умови майданчика будівництва;
- чутливості несучих конструкцій споруди до нерівномірностей осідання і особливостей споруди;
- метод виконання робіт з улаштування фундаментів і підземної частини споруди.

У зв'язку з цим рекомендується розробляти декілька варіантів фундаментів і вибирати з них на основі техніко-економічних рішень найбільш раціональний. Варто враховувати можливості місцевих будівельних організацій і досвід зведення подібних споруд в аналогічних геологічних умовах. Обраний варіант має бути оптимальним, забезпечувати максимальне використання міцнісних та деформаційних властивостей ґрунтів і матеріалу фундаментів. Для проєктування надбудови або капітального ремонту, окрім перерахованих даних, потрібні відомості про стан споруди і фундаментів, про передбачувані конструктивні переробки і ті зміни, які відбулися в ґрунтах.

ПРАКТИЧНА РОБОТА 2
АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО
МАЙДАНЧИКА.
ПОБУДУВАННЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНОГО РОЗРІЗУ

Вихідні дані для виконання практичної роботи студент отримує під час аудиторного заняття.

Результати фізико-механічних характеристик ґрунту заносяться у таблицю 2.11.

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика починається з визначення типу ґрунтів, їхнього складу та стану.

За даними лабораторних досліджень визначають фізичні характеристики:

- вологість ґрунтів, w , % або в у. о.;
- щільність ґрунту, g , кН/м³;
- щільність частинок ґрунту, g_s , кН/м³;
- вологість на межі розкочування, w_p , %;
- вологість на межі текучості, w_L , %.

У будівельній практиці замість щільності ґрунту (ρ) та щільності часток ґрунту (ρ_s) використовують значення питомої ваги ґрунту (γ) та питомої ваги частинок ґрунту (γ_s).

Питома вага ґрунту (γ) – відношення ваги ґрунту до всього займаного цим ґрунтом об'єму:

$$\gamma = \rho \cdot g,$$

де γ – об'ємна вага ґрунту, кН/м³;

ρ – щільність ґрунту, г/см³;

g – прискорення сили тяжіння, яке при інженерних розрахунках приймається рівним 10 м/с².

Питома вага частинок ґрунту (γ_s) – відношення ваги сухого ґрунту до об'єму його твердої частини:

$$\gamma_s = \rho_s g,$$

де γ_s – об'ємна вага часток ґрунту, кН/м³;

ρ_s – щільність часток ґрунту, г/см³;

g – прискорення сили тяжіння, яке при інженерних розрахунках приймається рівним 10 м/с².

Похідні фізичні характеристики:

– питома вага сухого ґрунту, $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$, кН/м³;

– коефіцієнт пористості, $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$;

– пористість, $n = (1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s})100\%$;

– питома вага ґрунту, зваженого у воді, $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$, кН/м³;

– число пластичності, $I_p = w_L - w_p$, %.

– показник текучості, $I_L = \frac{w - w_p}{I_p}$;

– ступінь вологості, $S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$,

де w – вологість ґрунту;

γ_w – питома вага води (10 кН/м³).

Після розрахунку фізичних характеристик ґрунтів має бути виконано їх класифікацію:

– пилувато-глинистих ґрунтів за видом згідно з таблицею 2.2;

– піщаних ґрунтів за вмістом води згідно з таблицею 2.3;

– пилувато-глинистих ґрунтів за консистенцією згідно з таблицею 2.4;

– піщаних ґрунтів за щільністю складу згідно з таблицею 2.5.

Таблиця 2.2 – Класифікація пилувато-глинистих ґрунтів за видом

Тип пилувато-глинистих ґрунтів	Число пластичності I_p , %
Супісок	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинки	$7 < I_p \leq 17$
Глини	$I_p > 17$

Таблиця 2.3 – Класифікація піщаних ґрунтів за вмістом води

Різновиди крупноуламкових і піщаних ґрунтів за ступенем вологості	Ступінь вологості S_r ,
Маловологі	$0 < S_r \leq 0,5$
Вологі	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1$

Таблиця 2.4 – Класифікація пилувато-глинистих ґрунтів за консистенцією

Різновид ґрунтів	Показник текучості (J_L)
Супісок: – твердий; – пластичний; – течійний	 < 0 0–1 > 1
Суглінки и глини: – тверді; – напівтверді; – тугопластичні; – м'якопластичні; – течійнопластичні; – течійні	 < 0 0–0,25 0,25–0,50 0,50–0,75 0,75–1 > 1

Визначаємо нормативні величини механічних характеристик ґрунтів (питоме щеплення, кут внутрішнього тертя, модуль деформації, умовний розрахунковий опір ґрунтів) на основі ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація.

Для піщаних ґрунтів:

- питоме зчеплення c_n , кПа, кут внутрішнього тертя φ , град. та модуль деформації, E , МПа (згідно з табл. 2.6);
- умовний розрахунковий опір ґрунтів, R_o , кПа (згідно з табл. 2.7).

Таблиця 2.5 – Класифікація піщаних ґрунтів за щільністю складу

Вид пісків	Щільність складу		
	щільні	середньої щільності	рихлі
За коефіцієнтом пористості e			
Піски гравелисті, крупні і середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Піски дрібні	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Піски пилюваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Для пилювато-глинистих ґрунтів:

- умовний розрахунковий опір ґрунтів, R_o , кПа (згідно з таблицею 2.8);
- питоме зчеплення c_n , кПа і кут внутрішнього тертя φ , град (згідно з таблицею 2.9);
- модуль деформації ґрунтів, E , МПа (згідно з таблицею 2.10).

Таблиця 2.6 – Механічні характеристики c_n , φ , E для піщаних ґрунтів

Піски	Позначення характеристик ґрунтів	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті пористості e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
1	2	3	4	5	6
Гравелисті і крупні	c_n	2	1	–	–
	φ_n	43	40	38	–
	E	50	40	30	–
Середньої крупності	c_n	3	2	1	–
	φ_n	40	38	35	–
	E	50	40	30	–
Дрібні	c_n	6	4	2	–
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18

Продовження таблиці 2.6

1	2	3	4	5	6
Пилуваті	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Таблиця 2.7 – Умовний розрахунковий опір піщаних ґрунтів

Піски	Значення R_0 , кПа, залежно від щільності пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні :		
– малого ступеня вологості;	400	300
– середнього ступеня вологості і насичені водою	300	200
Пилуваті :		
– малого ступеня вологості;	300	250
– середнього ступеня вологості;	200	150
– насичені водою	150	100

Таблиця 2.8 – Умовний розрахунковий опір пилувато-глинистих ґрунтів

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа, при показнику течійності ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

У розрахунках основ і фундаментів за деформаціями ґрунтового характеру позначаються: ρ_n , γ_n , φ_n , c_n тощо. Розрахункові значення допускається приймати рівними нормативним.

Таблиця 2.9 – Нормативні механічні характеристики c_n , φ_n , для пілуватоглинистих ґрунтів

Найменування ґрунтів і межі нормативних значень їх показника текучості		Позначення характеристик ґрунтів	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті пористості e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	–	–	–
		φ_n	30	29	27	24	–	–	–
	$0,25 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	–	–
		φ_n	28	26	24	21	18	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	–
		φ_n	26	25	24	23	22	20	–
	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	c_n	39	34	28	23	18	15	–
		φ_n	24	23	22	21	19	17	–
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	–	–	25	20	16	14	12
		φ_n	–	–	19	18	16	14	12
Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	–	81	68	54	47	41	36
		φ_n	–	21	20	19	18	16	14
	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	c_n	–	–	57	50	43	37	32
		φ_n	–	–	18	17	16	14	11
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	–	–	45	41	36	33	29
		φ_n	–	–	15	14	12	10	7

Таблиця 2.10 – Нормативні механічні характеристики E , для пілуватоглинистих ґрунтів

Походження і вік ґрунтів		Найменування ґрунтів і межі нормативних значень їх показника текучості I_L		Модуль деформації E , МПа, при коефіцієнті пористості e										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
1		2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Четвертинні відклади	Алювіальні, делювіальні, озерні, озерно-алювіальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	32	24	16	10	7	–	–	–	–	–
			Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–	–
		$0,25 \leq I_L \leq 0,5$		–	32	25	19	14	11	8	–	–	–	–
		$0,5 \leq I_L \leq 0,75$		–	–	–	17	12	8	6	5	–	–	–
		Глини		$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	–	–
			$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	–	–	–	21	18	15	12	9	–	–	–
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$		–	–	–	–	15	12	9	7	–	–	–	
	Флювіогляціальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	33	24	17	11	7	–	–	–	–	–
			Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	40	33	27	21	–	–	–	–	–
		$0,25 \leq I_L \leq 0,5$		–	35	28	22	17	14	7	–	–	–	
		$0,5 \leq I_L \leq 0,75$		–	–	–	17	13	10	–	–	–	–	
	Моренні	Супіски	$I_L \leq 0,5$	60	50	40	–	–	–	–	–	–	–	
Суглинки		–		–	–	–	–	–	–	–	–	–		

Продовження таблиці 2.10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Юрські відклади оксфордського ярусу	Глини	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	–	–	–	–	–	–	27	25	22	–	–
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	–	–	–	–	24	22	19	15	–
		$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	–	–	–	–	–	–	–	–	16	12	10

Таблиця 2.11 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Номер інженерно-геологічного елемента	Назва елемента	Вологість природна, w , %	Вологість на межі пластичності, w_p , %	Вологість на межі текучості, w_L , %	Число пластичності, I_p , %	Показник текучості, I_L	Питома вага ґрунту, γ_n , кН/м ³	Питома вага частинок, γ_s , кН/м ³	Питома вага сухого ґрунту γ_d , кН/м ³	Коефіцієнт пористості, e	Пористість n , %	Ступінь вологості, S_r	Питома вага ґрунту зваженого у воді γ_{sat} , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя, φ , градуси	Питоме зчеплення, C_u , кПа	Модуль деформації в природному стані, E_{mod} , МПа	Глибинний розрахунковий опір, R_0 , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ІГЕ 1																	
ІГЕ 2																	
ІГЕ ...																	

Побудова інженерно-геологічного розрізу

Вихідні дані для побудови інженерно-геологічного розрізу студент отримує під час аудиторного заняття.

Алгоритм побудови інженерно-геологічного розрізу:

1. Будується шкала відстаней. У рядку «Відстань між свердловинами» позначають положення свердловин на інженерно-геологічному розрізі. Над точками проводять тонкі вертикальні лінії на висоту розрізу, які позначають осі свердловин. У рядку «Номер свердловини» вказують номер свердловини, а в рядку «Абсолютні відмітки гирла свердловин» під осями свердловин наносять значення абсолютних позначок гирла свердловин.

2. Будується шкала позначок. Проглядаються всі свердловини із завдання. У них аналізуються абсолютні позначки гирла свердловин і вибирається максимальна позначка. Цю максимальну позначку округлюють до цілого числа.

Отримана відмітка буде максимальною на розрізі, а за мінімальну відмітку приймаємо 0.

3. Будується інженерно-геологічний розріз. На осях свердловин наносять абсолютні позначки гирла свердловин. Точки з'єднують, отримуючи рельєф місцевості. При цьому лінія потрібно проводити за крайні свердловини на 0,5–1,0 см. Далі на осях свердловин відкладають позначки підошви першого геологічного шару. Отримані точки також з'єднують, а лінію підошви потрібно проводити за свердловини на 0,5–1,0 см.

На розрізі позначають генезис та вік гірських порід. Біля кожної точки наносять значення глибини залягання підошви шару (ліворуч) та абсолютні позначки підошви шару (праворуч).

Аналогічно ведеться побудова другого, третього та інших геологічних шарів на розрізі. Позначки рівнів ґрунтових вод у сусідніх свердловинах з'єднують пунктирною лінією. Наносять цифрами глибини залягання ґрунтових вод у кожній свердловині (ліворуч) та абсолютні позначки ґрунтових вод (праворуч).

Оформлення геологічного розрізу наведено на рисунку 2.1.

Інженерно-геологічний розріз

МГ 1 : 1000; МВ 1 : 100

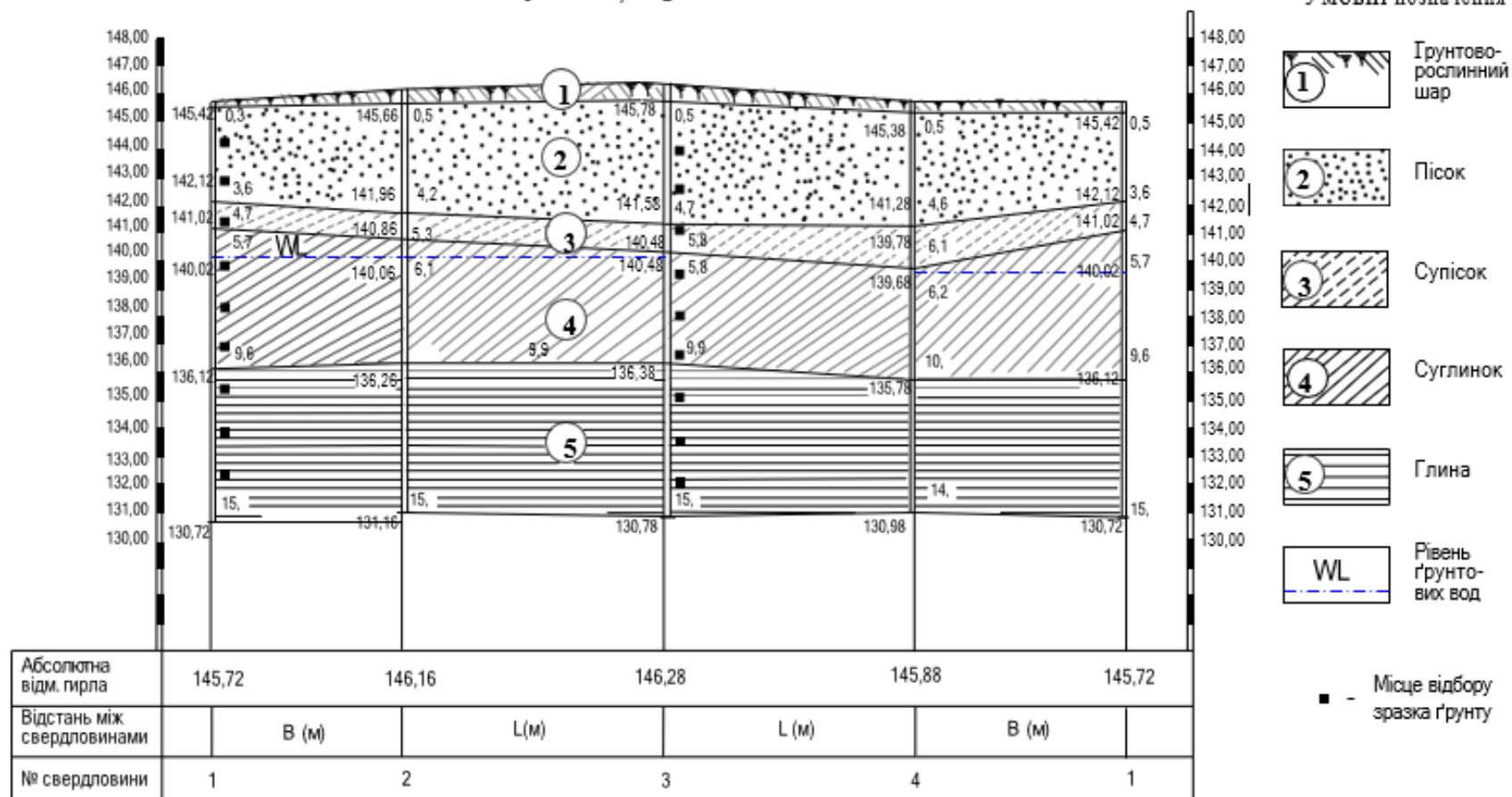


Рисунок 2.1 – Приклад оформлення інженерно-геологічного розрізу

ПРАКТИЧНА РОБОТА 3

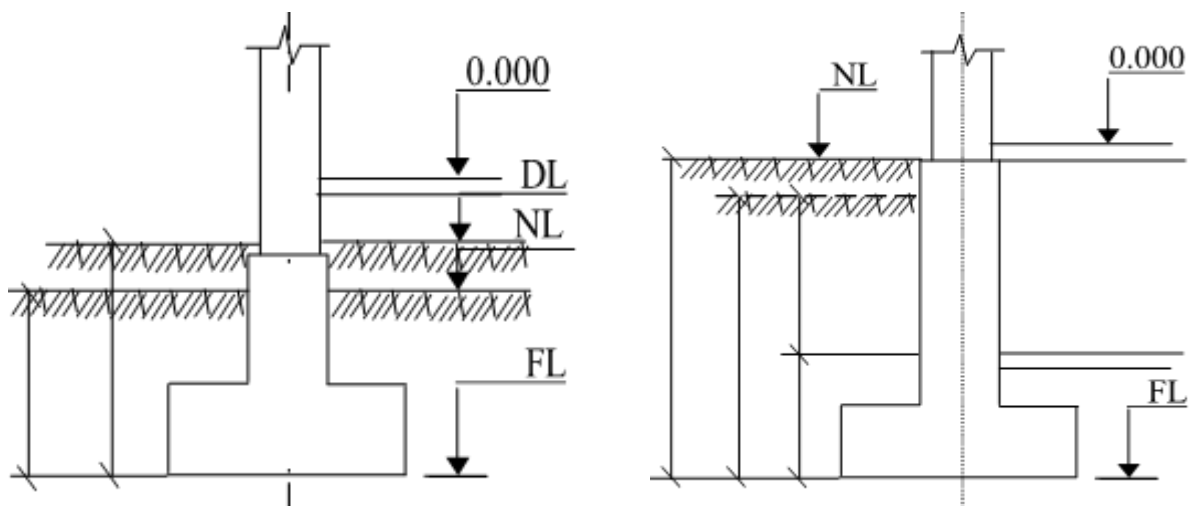
ВИБІР ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ.

РОЗРАХУНОК ОПОРУ ОСНОВИ ҐРУНТУ

Вихідні дані для виконання практичної роботи студент отримує під час аудиторного заняття.

Вибір глибини закладання фундаменту на природній основі

Глибина закладання фундаменту – це відстань від поверхні планування до підшови фундаменту. За наявності підвалу глибину закладання фундаменту визначають з урахуванням відстані від підлоги підвалу до його підшови (рис. 3.1).



Будівля без підвалу

Будівля з підвалом

Рисунок 3.1 – Глибина закладання фундаменту: DL – відмітка планування підсипкою; NL – відмітка планування природного рельєфу; FL – відмітка підшови фундаменту

Глибина закладання фундаментів повинна прийматись з урахуванням:

– призначення і конструктивних особливостей об'єктів, що проєктуються, навантажень і впливів на фундаменти, d_k ;

- глибини закладання фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій;
- рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови;
- інженерно-геологічних умов ділянки будівництва;
- мінімальної величини глибини закладання фундаментів, $d_{min} = 0,5$ м;
- гідрогеологічних умов ділянки будівництва й можливих їх змін у процесі будівництва й експлуатації об'єктів;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів, d_f .

Визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту

Глибина закладання фундаментів призначається з врахуванням глибини промерзання, типу ґрунту, показника текучості глинистих ґрунтів і розміщення рівня ґрунтових вод у період промерзання. Якщо фіксується здимання ґрунтів при промерзанні, глибину закладання фундаментів приймають не менше розрахункової глибини промерзання:

$$d_f = k_h d_{fn},$$

де d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди.

Значення коефіцієнта k_h визначаємо за таблицею 3.1. Щоб скористатися цією таблицею, необхідно знати конструкцію підлоги та нормативний температурний режим першого поверху або підвального приміщення.

Величину нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту (d_{fn}) можна визначити двома способами:

1) за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{|M_t|},$$

де d_0 – величина, що дорівнює різним значенням.

Для різних видів ґрунтів значення будуть такими:

- для суглинків і глин $d_0 = 0,23$;
- для супісків і пісків пилуватих та дрібних $d_0 = 0,28$;

- для пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності $d_0 = 0,3$;
- для великоуламкових ґрунтів $d_0 = 0,34$.

Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначають як середньозважене у межах глибини промерзання. Як ґрунтовий шар, що розташований під подошвою фундаменту, потрібно попередньо прийняти шар, що залягає на глибині 2 м (для безпідвальних будівель) та 4 м (для будівлі, або її частини, що мають підвал);

M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в означеному районі, визначають згідно із ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія (за відсутності даних для конкретного району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що розташована в аналогічних умовах з районом будівництва).

Таблиця 3.1 – Коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди

Особливості споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, що влаштовують:					
– по ґрунту;	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
– на лагах по ґрунту;	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
– по утепленому цокольному перекриттю	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
З підвалом чи технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
Примітка 1. Наведені в таблиці значення коефіцієнта k_h відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту $a_f < 0,5$ м; якщо $a_f \geq 1,5$ м, значення коефіцієнта k_h підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення $k_h = 1$; при проміжному розмірі a_f значення коефіцієнта k_h визначають інтерполяцією.					
Примітка 2. До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їх відсутності – приміщення першого поверху.					
Примітка 3. При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт k_h приймають з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в таблиці.					

2) за картою ізогіпс – нормативних глибин промерзання ґрунтів (рис. 3.2). Цифри вздовж ізогіпс показують значення нормативних глибини замерзання ґрунтів у сантиметрах.

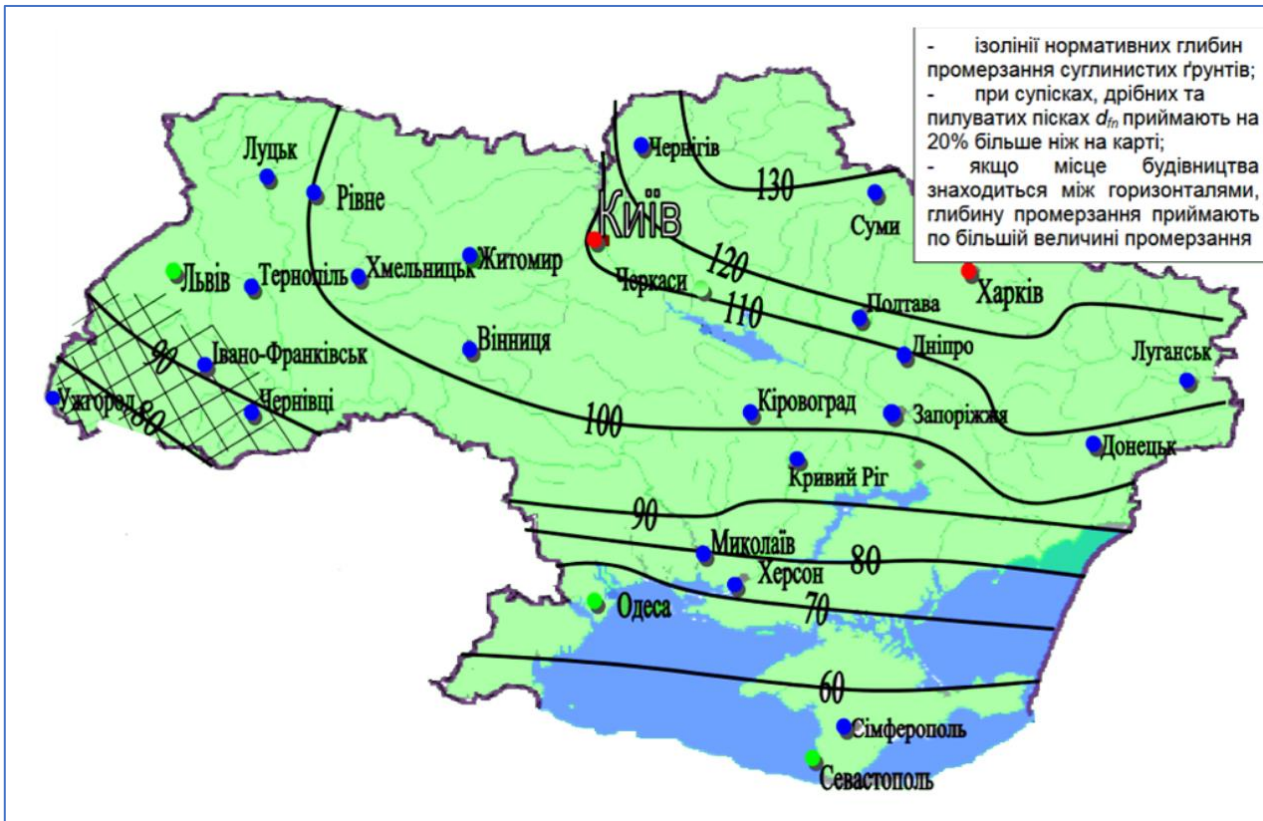


Рисунок 3.2 – Карта рівня промерзання ґрунтів України

Врахування конструктивних особливостей будівлі

На цьому етапі здійснюємо попереднє конструювання фундаментів у вертикальному розрізі. Тип та розміри фундаменту приймаємо залежно від:

- конструктивних особливостей надземної частини будівлі;
- об’ємно-планувальних рішень щодо підземної частини;
- діючих сортаментів збірних елементів фундаментів;
- вимог до модульності розмірів окремих частин монолітних фундаментів;
- розташування рівня горизонтальної гідроізоляції та підлоги підвалу щодо підшви фундаменту тощо.

Конструктивно мінімальну глибину закладання фундаментів приймають не менше 0,5 м від поверхні землі і 0,4 м від підлоги підвалу. У місцях вводу в будинок трубопроводів фундамент потрібно заглибити нижче позначки вводу не менше ніж на 0,2–0,3 м.

Рослинний шар ґрунту необхідно прорізати і фундамент заглибити в несучий шар не менше ніж на 0,2–0,4 м. Якщо з поверхні залягають слабкі шари ґрунтів: пухкі піски, глинисті текучі ґрунти, мул, заторфовані або насипні – фундаменти на них не закладають. У цих випадках можуть застосовуватись піщані подушки.

Орієнтовне конструювання можна виконати відповідно до рисунків 3.3–3.7.

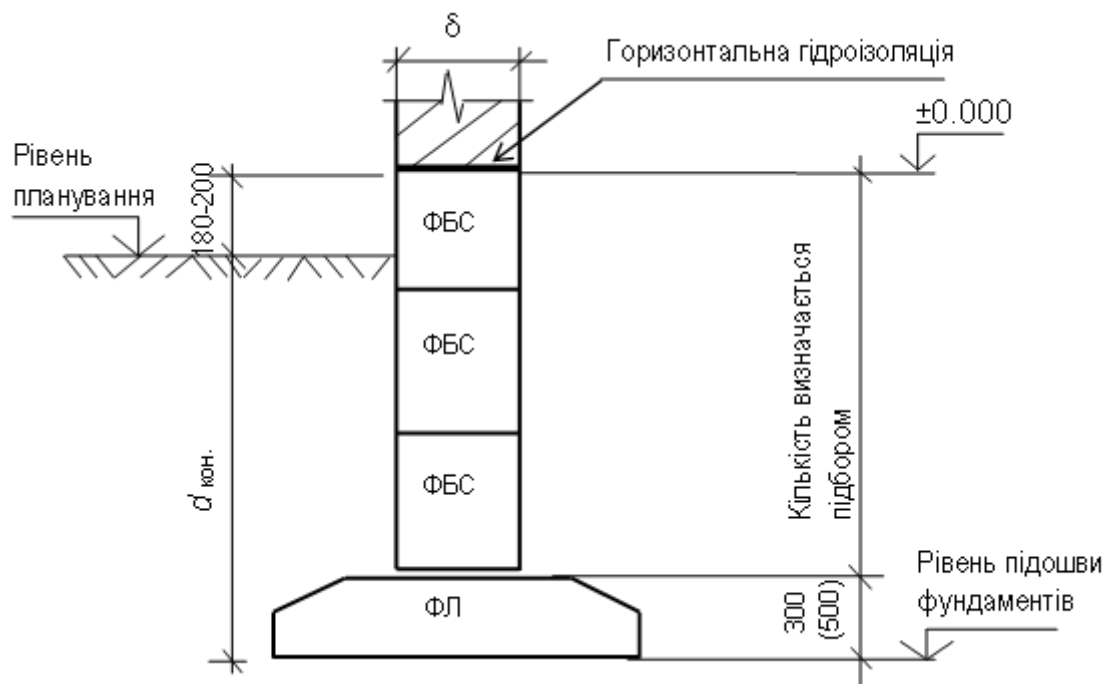


Рисунок 3.3 – Попереднє конструювання стрічкового фундаменту (збірний, без підвалу)

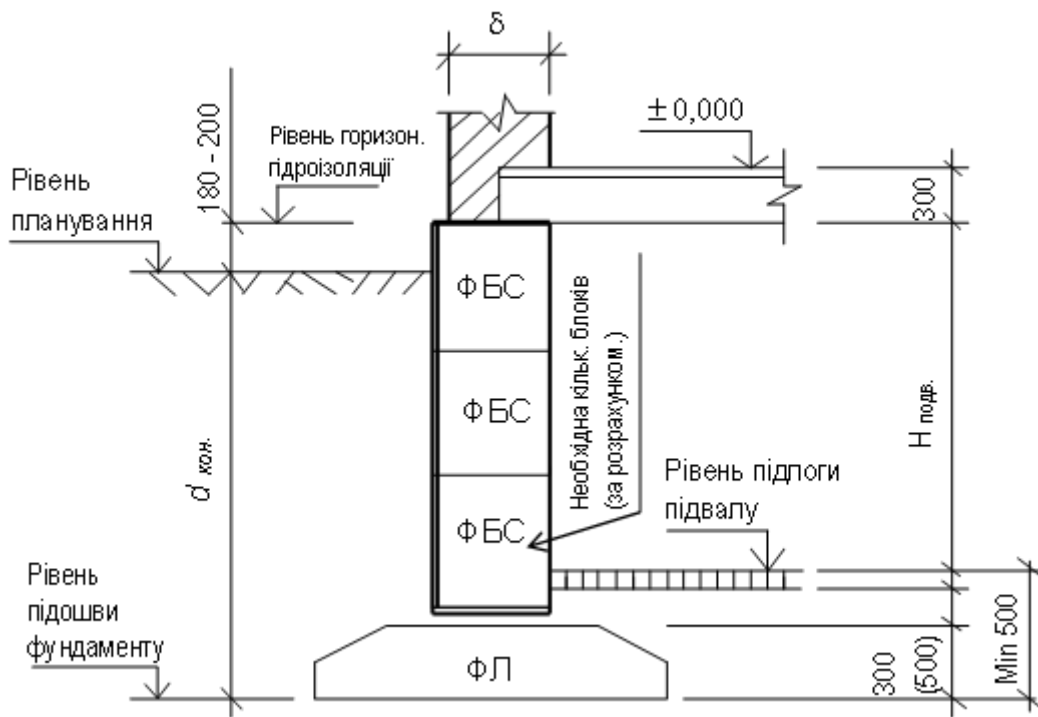


Рисунок 3.4 – Попереднє конструювання стрічкового фундаменту (збірний з підвалом)

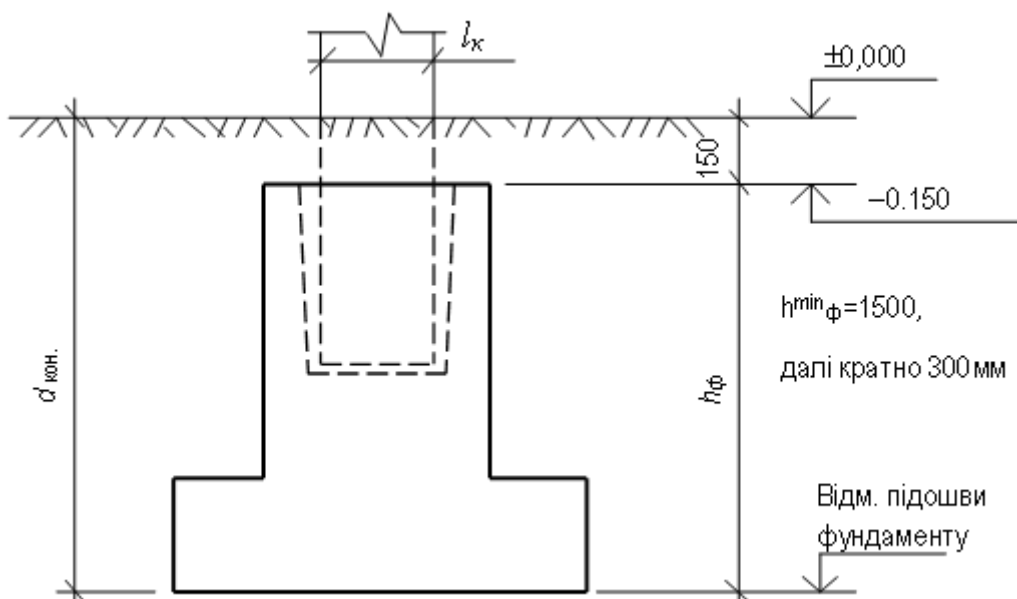


Рисунок 3.5 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під збірну залізобетонну колону (без підвалу)

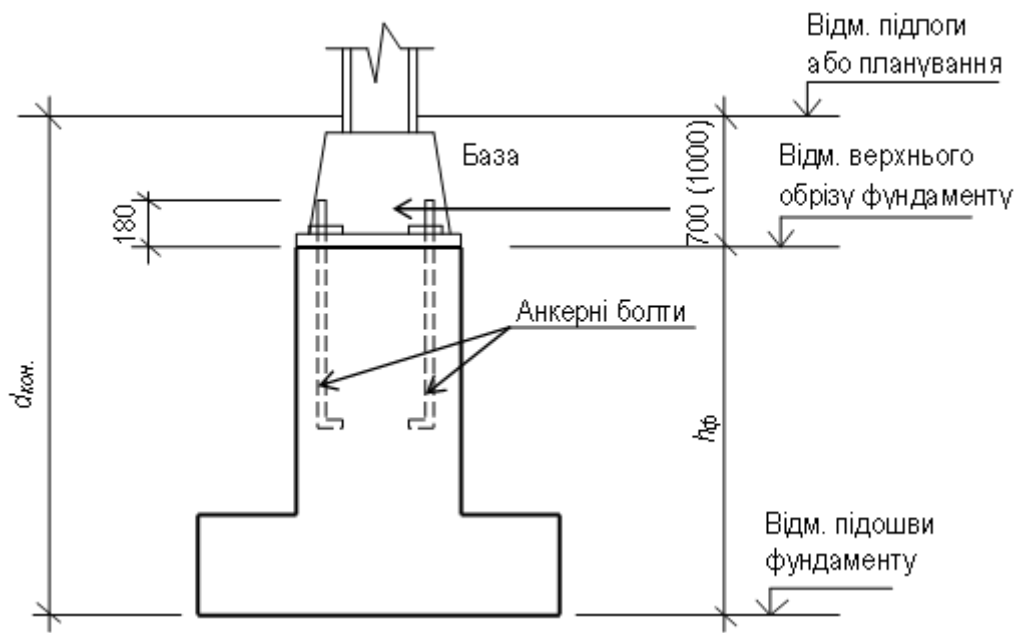


Рисунок 3.6 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під металеву колону (без підвалу)

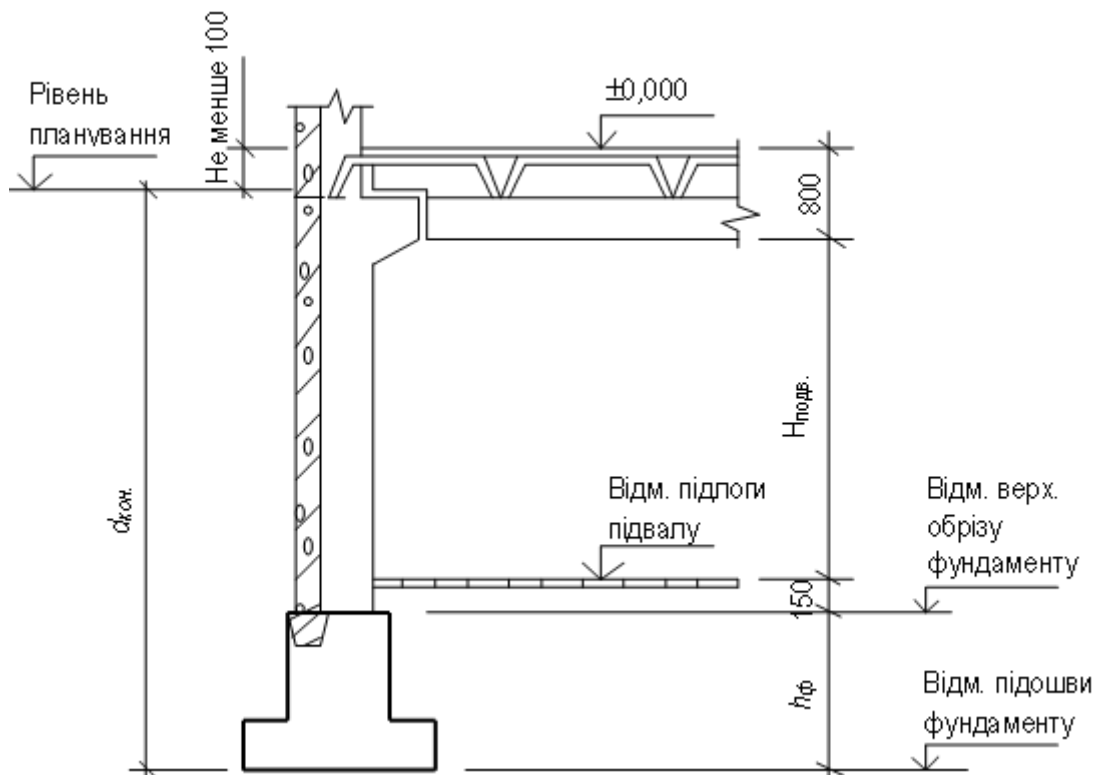


Рисунок 3.7 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під збірну залізобетонну колону (з підвалом)

Величина глибини закладання фундаменту повинна бути більшою за будь-яке із знайдених значень: $d_f, d_{\text{кон}}, d_{\text{min}}$.

Повинна виконуватись умова:

$$d > d_f > d_{\text{кон}} > d_{\text{min}}.$$

Оцінка ґрунтової товщі як природної основи

Після встановлення глибини закладання фундаменту d необхідно зробити перевірку можливості використання підстилаючих ґрунтів як природної основи.

Оцінку будівельних властивостей ґрунтової основи проєктованих фундаментів провадимо за даними, взятими з побудованого геологічного розрізу та зведеної таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів (практична робота 2).

Для оцінки властивостей основи фундаментів потрібно:

- 1) виключити з розгляду на геологічному розрізі геологічні шари, що мають родючий (ґрунтово-рослинний) шар;
- 2) позначити на геологічному розрізі умовну «червону» лінію планування (рис. 3.8);
- 3) від лінії планування відкласти донизу у відповідному масштабі величину встановленої глибини закладання фундаменту (d) та провести горизонтальну лінію. Ця лінія покаже положення підшви фундаменту щодо напластування ґрунтів на майданчику будівництва;
- 4) перевірити властивості ґрунтів, розташованих під підшвою проєктованого фундаменту, на можливість їх використання як природної основи за даними таблиці 3.2.

У таблиці 3.2 наведено перелік ґрунтів, не рекомендованих для використання як природна основа.

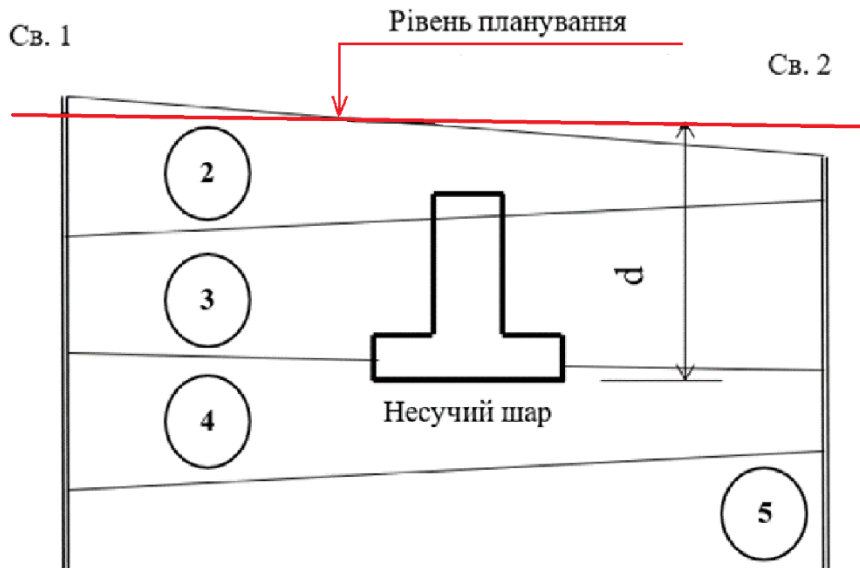


Рисунок 3.8 – Встановлення несучого шару ґрунтової основи фундаменту, що проектується

Таблиця 3.2 – Перелік ґрунтів, не рекомендованих для використання як природна основа

№ з/п	Вид ґрунту, стан	Причина
1	Гумусовані ґрунти (ґрунт, культурний шар)	Схильні до біохімічного розкладання, сильно стискаються
2	Органогенний ґрунт (торф, мул, сапропель)	Схильні до біохімічного розкладання, сильно стискаються
3	Просадні ґрунти	Здатність до наднормативних нерівномірних просідань
4	Сильно стисливі ґрунти з $E < 5$ МПа	Здатність до істотних усадок
5	Пухкі піски з коефіцієнтом поруватості, $e > 0,8$	Здатність до істотних усадок
6	Розущільнені ґрунти з $g < 16,5$ кН/м ³	Здатність до істотних усадок
7	Пливуни	Маломіцні ґрунти
8	Ґрунти пилувато-глинисті, течійно-пластичної та течійної консистенції з $I_L > 0,75$	Маломіцні ґрунти
9	Насипні ґрунти, що містять будівельне сміття	Здатність до наднормативних нерівномірних усадок

Якщо під подошвою фундаменту, що проектується, виявляється ґрунт (табл. 3.2) потрібно скоригувати глибину закладання фундаменту d , для чого поглибити закладання подошви фундаменту до геологічного шару з більш високими значеннями механічних характеристик. Приклад перевірки з графічною побудовою наведений на рисунку 3.8.

Розрахунок умовної ширини подошви фундаменту

Основна складність при проектуванні фундаментів полягає в тому, що їх розміри призначають, виходячи з розрахункового опору ґрунтового заснування, тоді як воно є змінною величиною і своєю чергою залежить від розмірів подошви фундаментів.

До визначення розрахункового опору ґрунту необхідно встановити умовну ширину подошви фундаменту.

Вихідні дані для розрахунку:

- навантаження на фундамент N_{II} , M_{II} , T_{II} ;
- попередня розрахункова схема фундаменту (з урахуванням прийнятої величини d).

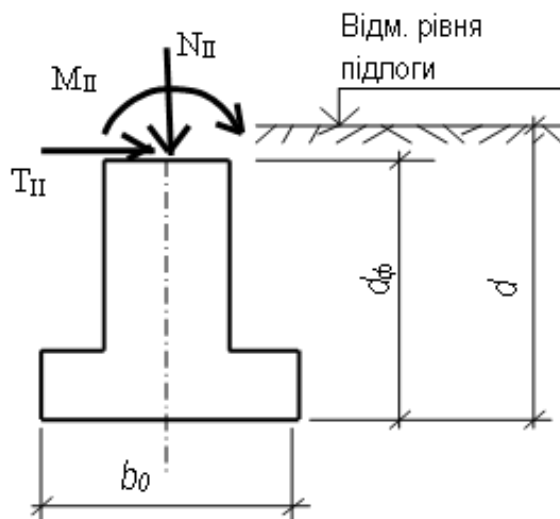


Рисунок 3.9 – Попередня розрахункова схема фундаменту на природній основі

Розрахунок умовної ширини підшви фундаменту

Умовну ширину підшви стрічкового фундаменту розраховуємо за формулою

$$b_o = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{mt} \cdot d},$$

де γ_{mt} – усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його сходах, що дорівнює 20 кН/м³;

R_o – умовний розрахунковий опір ґрунту, розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту (зі зведеної таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів, практична робота 2).

Умовну ширину підшви окремого (стовбчастого) фундаменту розраховуємо за формулою

$$b_o = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{mt} \cdot d}}.$$

Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір R для шару ґрунту, розташованого під підшвою фундаменту, що розраховується, визначаємо за формулою

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

де γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, які приймаються за таблицею 3.3. Для визначення коефіцієнтів потрібно обчислити відношення довжини будівлі до її висоти L/H ;

k – коефіцієнт, що залежить від способу визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів, прийняти рівним 1,1;

M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти несучої здатності основи, що залежать від кута внутрішнього тертя φ (зі зведеної таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів, практична робота 2, визначаємо за табл. 3.4), розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту;

k_z – коефіцієнт, що залежить від розмірів підшви фундаменту;

γ_{II} – середньозважене значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче від підшви фундаменту;

γ'_{II} – те саме вище від подошви фундаменту (цифра II свідчить про те, що розрахунки ведуться за другою групою граничних станів);

d_1 – глибина закладання подошви фундаменту, що залежить від конструктивної схеми будинку (з підвалом або без нього, типу фундаменту тощо);

d_b – відстань від рівня планування до підлоги підвалу;

c_{II} – питоме зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту,

b – ширина подошви фундаменту.

Таблиця 3.3 – Коефіцієнти умовної роботи

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті: – малого і середнього ступеня вологості; – насичені водою	1,25 1,1	1,0 1,0	1,2 1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те саме при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примітка 1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ, у тому числі за рахунок застосування заходів.

Примітка 2. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймають за одиницю.

Примітка 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} визначають інтерполяцією.

Примітка 4. Для пухких пісків γ_{c1} та γ_{c2} приймаю за одиницю.

Таблиця 3.4 – Коефіцієнти M_g , M_q , M_c

Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Для безпідвального приміщення $d_1 = d$, а для будівлі з підвалом розраховується за формулою:

$$d_1 = h_S + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}}$$

Схему для розрахунку значення d_1 для будівлі з підвалом наведено на рисунку 3.10.

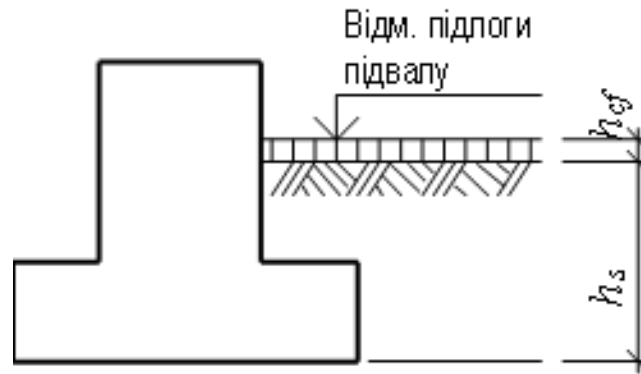


Рисунок 3.10 – Схема для розрахунку значення d_1 для будівлі з підвалом

Виходячи з конструктивних особливостей будівлі, згідно з вихідними даними, ширина підшви фундаменту та підвалу не перевищує 10 м і 20 м, відповідно, а коефіцієнти $k_z = 1$ та $d_b = 2$.

Замість b беремо значення b_0 , отримане раніше.

За наявності багат шарової основи або ґрунту, розташованого вище від підшви фундаменту, значення γ_{II} та γ'_{II} визначаємо як середньозважені за формулою

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{III} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} .$$

Схема до розрахунку питомої ваги ґрунту, розташованого вище і нижче від підшви фундаменту, наведено на рисунку 3.11.

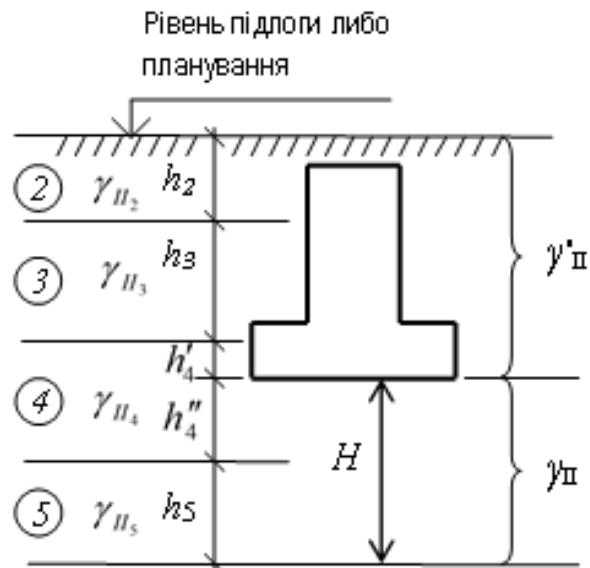


Рисунок 3.11 – Схема до розрахунку питомої ваги ґрунту, розташованих вище і нижче від підшви фундаменту

Глибину впливу фундаменту визначимо орієнтовно як $H = 6 \cdot b_0$.

Значення $C_{п}$ та $\varphi_{п}$ приймаємо за даними фізико-механічних характеристик ґрунтів (практична робота 2) для шару ґрунту, розташованого безпосередньо під підшовою фундаменту.

При безпідвальному приміщенні будівлі $d_b = 0$.

ПРАКТИЧНА РОБОТА 4

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ.

ВИЗНАЧЕННЯ ПЛОЩІ ПІДОШВИ ФУНДАМЕНТІВ

Основна розрахункова схема

Після визначення умовної ширини підшви фундаменту потрібно скласти основну розрахункову схему, виконавши розрахунок зусиль, доданих до точки перетину вертикальної осі симетрії та площини підшви фундаменту – N , M , T .

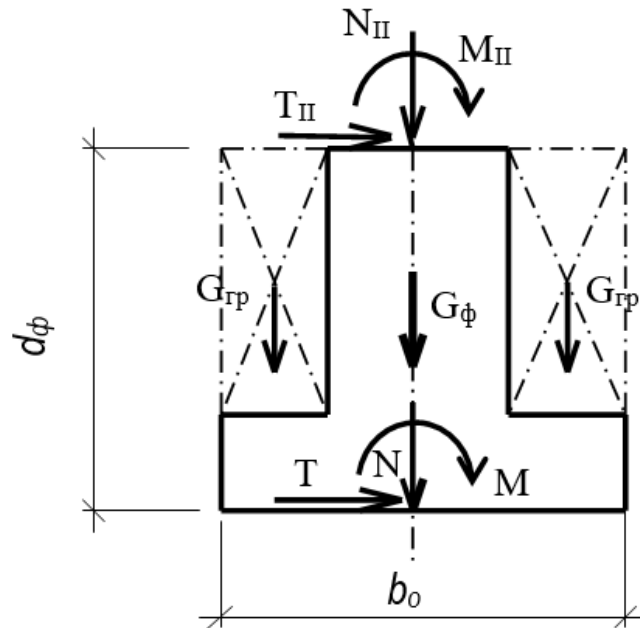


Рисунок 4.1 – Кінцева розрахункова схема фундаменту на природній основі

$$N = N_{II} + G_{\phi} + G_{Гр}$$

$$M = M_{II} \pm T_{II} \cdot d_{\phi},$$

$$(G_{\phi} + G_{Гр}) = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{mь}$$

де A – розрахункова площа підшви фундаменту, яка приймається залежно від його типу (рис. 4.1).

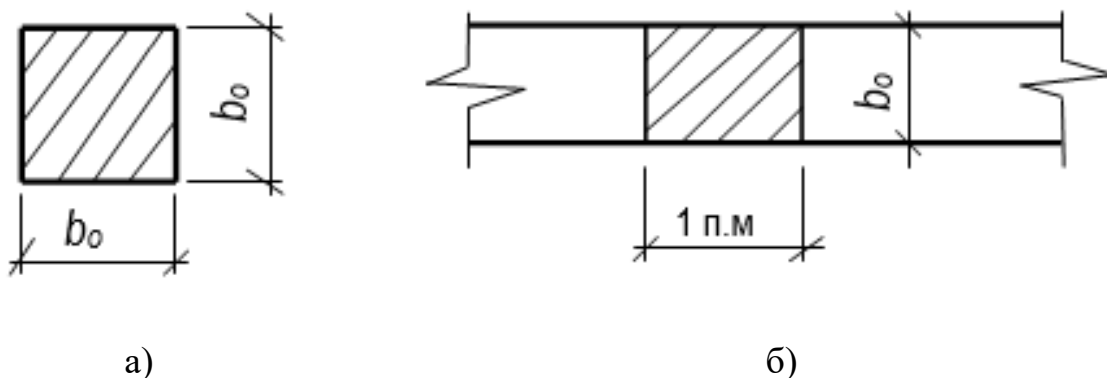


Рисунок 4.1 – Площа підшви фундаменту:

а – для окремого (стовпчастого) фундаменту; б – для стрічкових фундаментів

Для окремих (стовпчастих) фундаментів розрахункова площа підшви фундаменту розраховується за формулою

$$A = b_0^2.$$

Для стрічкових фундаментів розрахункова площа підшви фундаменту розраховується за формулою

$$A = b_0,$$

оскільки розрахункова довжина стрічкового фундаменту в плані дорівнює 1 п. м.

Визначення ступеня позацентровості докладання навантаження та раціональної форми підшви фундаменту

Для визначення ступеня позацентровості завантаження фундаменту потрібно розрахувати ексцентриситет прикладеного навантаження за формулою

$$e = \frac{M}{N},$$

якщо $e < 0,033 \cdot b_0$ – фундамент вважати позацентрово навантаженим, а якщо $e > 0,033 \cdot b_0$ – центрально навантаженим.

Для центрально навантаженого окремого фундаменту раціональною формою підшви у плані є квадратна, а позацентрово навантажених – прямокутна, витягнута у площині дії моменту M .

Розрахунок ширини підшви фундаментів виконуємо за формулами:

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{mt} \cdot d} \text{ – для стрічкового фундаменту;}$$

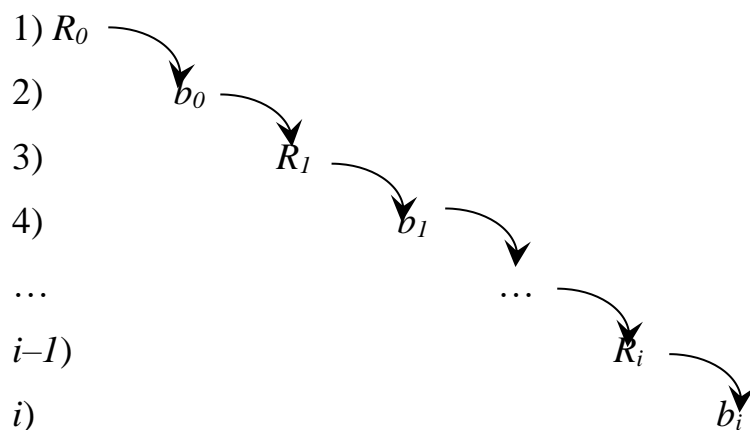
$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta \cdot (R - \gamma_{mt} \cdot d)}} \text{ – для окремого (стовпчастого) фундаменту,}$$

де R – розрахунковий опір ґрунту, розташованого під підшовою фундаменту, визначений раніше;

η – чисельний коефіцієнт, що представляє відношення сторін фундаментної плити l/b і прийнятий для центрально навантаженого фундаменту рівним 1, а позацентрового навантаженого – у діапазоні від 1,2 до 1,4.

Отримане за формулами значення b не вважається досить точним, оскільки розрахунковий опір R визначено з використанням величини умовної ширини підшви фундаменту b_0 . У той же час точне значення розрахункового опору R також необхідне для подальшого виконання обов'язкових перевірок. Подальше уточнення значень b та R здійснюємо методом послідовних наближень.

Загалом схема розрахунку методом послідовних наближень може бути представлена поетапно так:



Розрахунок ланцюжка взаємних уточнень b_i і R_i проводиться до того часу, поки останні значення b_i не стануть відрізнятися одне від одного на величину, меншу чи рівну 0,1 м, тобто :

$$|b_i - b_{i-1}| \leq 0,1 \text{ м.}$$

Для позацентрово навантажених фундаментів визначимо також довжину підшви за формулою

$$l = \eta \cdot b.$$

Отримані шляхом послідовних наближень значення ширини і довжини підшви фундаменту (b і l) не є остаточними і підлягають коригуванню з урахуванням конструктивних вимог до розмірів елементів фундаментів чи специфікацій типових збірних елементів.

ПРАКТИЧНА РОБОТА 5

РОЗРАХУНОК ОСІДАНЬ ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

Розрахунок осідання фундаменту проводимо відповідно до вимог ДБН В.2.1-10:2018 методом пошарового підсумовування.

Результати розрахунку подаються у табличній формі (рис. 5.1).

Товщина елементарного шару приймається $h = 0,2 \cdot b$ або $h = 0,4 \cdot b$ ширини фундаменту.

$$\zeta_i = \frac{2Z_i}{b},$$

де Z_i – відстань від подошви фундаменту до нижньої межі кожного елементарного шару ґрунту, м.

Додатковий тиск по подошві кожного елементарного шару:

$$\sigma_{zp(i)} = \alpha_i p_0.$$

Додатковий тиск безпосередньо під подошвою фундаменту:

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg(0)},$$

де p_{cp} – величина середнього тиску під подошвою фундаменту, що приймається за формулою

$$p_{cp} = \frac{N}{A},$$

де N – вертикальне навантаження на фундамент, кН;

A – площа подошви фундаменту або розрахункова ділянка, м², яка визначається для фундаменту: з квадратною подошвою $A = b^2$; з прямокутною подошвою $A = b \cdot l$; стрічкового $A = b \cdot l$.

$\sigma_{zg(0)}$ – напруга від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg(0)} = \gamma_{II} d$$

Коефіцієнт α_i визначаємо згідно з даними таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Коефіцієнт a для розрахунку осідання фундаментів

ζ	Коефіцієнт a для фундаментів							
	Круглих	Прямокутних із співвідношенням сторін $\eta = l/b$, що дорівнює						Стрічкових ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітка 1. У таблиці позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту.
Примітка 2. Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
Примітка 3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

Напруга від власної ваги ґрунту для кожного елементарного шару розраховується за формулою

$$\sigma_{zg(i)} = \sigma_{zg(i-1)} + \gamma_{\Pi(i)} h.$$

Нижня межа, до якої виконується розрахунок, називається нижньою межею товщини, що стискається. Нижня межа товщини, що стискається, може бути визначена будь-яким із двох способів: першим – аналітичним, тобто при приблизному виконанні рівності $\sigma_{zp(i)} = 0,2\sigma_{zg(i)}$, при $E > 5$ МПа або $\sigma_{zp(i)} = 0,1\sigma_{zg(i)}$, при $E \leq 5$ МПа; а другим – графічним, де перетнуться епюри додаткового тиску і зменшена у п'ять чи десять разів відповідно, плюс дзеркально перенесена вправо епюра природного тиску.

Середнє значення напруги кожного елементарного шару розраховується за формулою

$$\bar{\sigma}_{zp} = \frac{\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zp(i)}}{2}.$$

Осідання елементарного шару розраховується за формулою

$$S_i = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zp(i)} \cdot h}{E_i},$$

де $\beta = 0,8$;

E – модуль деформації ґрунту аналізованого елементарного шару.

Загальна осадка основи, що дорівнює осіданню фундаменту, розраховується за формулою

$$S_{\max} = \sum_{i=1}^n S_i,$$

де n – кількість елементарних шарів ґрунту, задіяних у розрахунку осідання фундаменту.

ПРАКТИЧНА РОБОТА 6 КОНСТРУЮВАННЯ. АРМУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Конструювання фундаментів

При розрахунку збірного стрічкового фундаменту здійснюємо підбір конкретної збірної марки фундаментної плити (ФЛ) за специфікацією продукції залізобетонних виробів, що випускається. Приклад специфікацій збірних залізобетонних елементів для стрічкових фундаментів наведено в таблицях 6.1 та 6.2.

Після підбору може змінитися ширина підшови та висота фундаментної подушки. При невідповідності прийнятої раніше висоти фундаментної подушки необхідно скоригувати виконані розрахунки.

У разі монолітного окремого фундаменту під збірну залізобетонну колону необхідно виконати конструктивні вимоги, які зазначені на рисунку 6.1.

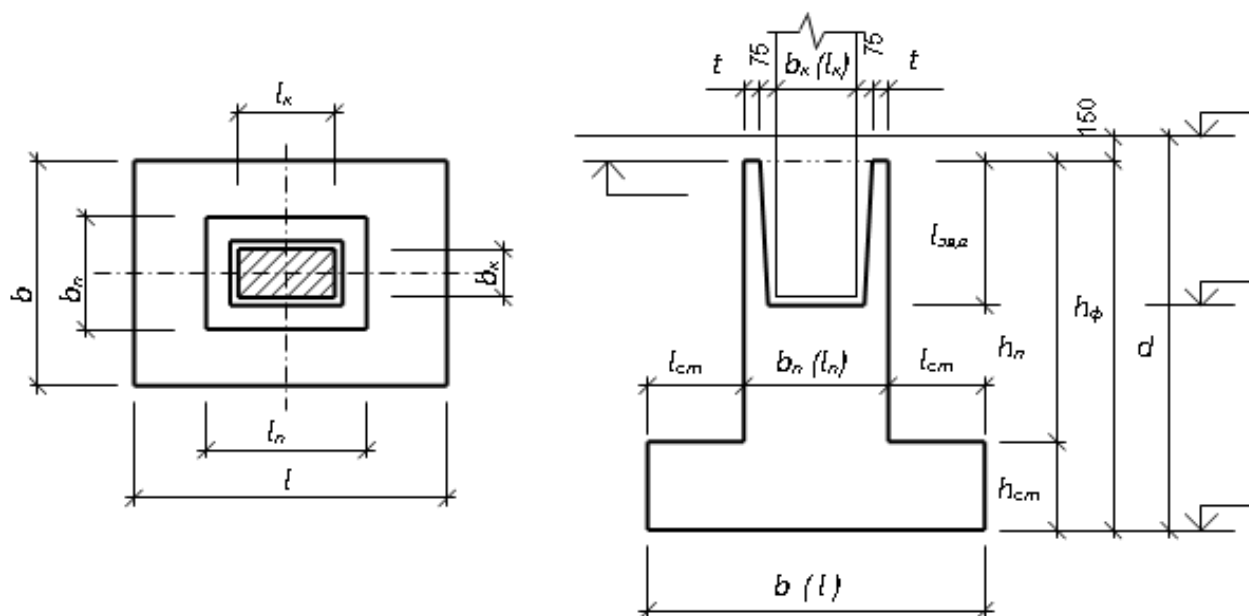


Рисунок 6.1 – До конструювання окремого монолітного залізобетонного фундаменту під збірну залізобетонну колону

Таблиця 6.1 – Сортамент фундаментних стінових блоків

Тип блоку	Основні розміри блока, мм		
	Довжина, l	Ширина, b	Висота, h
ФБС	2 380	300; 400; 500; 600	58 0
	118 0	400; 500; 600	280
		400; 500; 600	
ФБВ	880	300; 400; 500; 600	58 0
		400; 500; 600	
ФБП	2 380	400; 500; 600	580

Позначення окремих елементів фундаменту, що наведені на рисунку 6.1:

$b_k (l_k)$ – ширина чи довжина перерізу залізобетонної колони;

$b_n (l_n)$ – ширина або довжина перерізу підколонника;

$b (l)$ – ширина або довжина підшви фундаменту;

l_{cm} и h_{cm} – виліт та висота ступеня фундаменту;

$l_{зад}$ – глибина закладання колони в підколонник фундаменту;

h_n – висота підколонника;

h_{ϕ} – висота фундаменту.

Вимоги кратності розмірів при їхньому остаточному призначенні:

b, l, h_{ϕ}, b_n, l_n – кратні 300 мм;

l_{cm}, h_{cm} – кратні 150 мм;

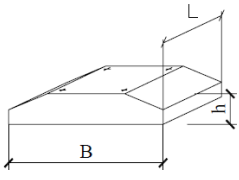
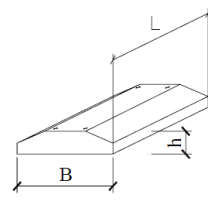
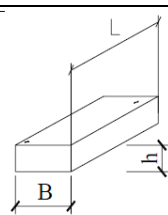
$h_{cm}^{\min} = 150 \text{ мм};$

$h_{зад} = 1 \dots 1,4 b_k (l_k);$

$\frac{l_{cm}}{h_{cm}} \leq 2$ (за відсутності спеціального армування щаблів фундаменту);

$t = 0,2 \cdot b_k$ або $0,2 \cdot l_k$, але не менше 150 мм.

Таблиця 6.2 – Сортамент залізобетонних плит для стрічкових фундаментів

Марка плити	Розміри плити, мм			Об'єм бетону, м ³	Маса плити, кг	Ескіз
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>			
1	2	3	4	5	6	7
ФЛ 32.12	3 200	1 180	500	1,6	4 000	
ФЛ 32.8		780		1,05	2 620	
ФЛ 28.12	2 800	1 180		1,37	3 420	
ФЛ 28.8		780		0,9	2 240	
ФЛ 24.12	2 400	1 180		1,14	2 845	
ФЛ 24.8		780		0,74	1 865	
ФЛ 20.12	2 000	1 180		0,98	2 440	
ФЛ 20.8		780		0,64	1 595	
ФЛ 16.24	1 600	2 380	300	0,99	2 470	
ФЛ 16.12		1 180		0,49	1 215	
ФЛ 16.8		780		0,32	800	
ФЛ 14.24	1 400	2 380		0,84	2 110	
ФЛ 14.12		1 180		0,42	1 010	
ФЛ 14.8		780		0,27	685	
ФЛ 12.24	1 200	2 380		0,7	1 760	
ФЛ 12.12		1 180		0,35	870	
ФЛ 12.8		780		0,23	570	
ФЛ 10.24	1 000	2 380		0,61	1 520	
ФЛ 10.12		1 180		0,3	750	
ФЛ 10.8		780		0,2	495	
ФЛ 8.24	800	2 380	300	0,56	1 395	
ФЛ 8.12		1 180		0,27	685	
ФЛ 6.24	600	2 380		0,41	1 040	
ФЛ 6.12		1 180		0,2	515	

За необхідності влаштуємо дво- або три-ступінчастий фундамент.

Якщо загальна площа розрахованих фундаментів будівлі перевищує 70 % від загальної площі «плями» будівлі, то раціонально перейти до плитного варіанту фундаменту.

За отриманим у результаті конструювання значенням ширини підшови фундаменту *b* необхідно уточнити розрахунковий опір ґрунту *R*.

Перевірка напруги під подошвою фундаменту

Умови перевірки напруги під подошвою фундаменту залежать від ступеня позацифровості завантаження фундаменту.

Центрально навантажений фундамент

Для центрально навантаженого фундаменту потрібне виконання нерівності:

$$p_{cp} \leq R,$$

де p_{cp} – середній тиск по подошві фундаменту.

Середній тиск по подошві фундаменту визначається за формулою:

$$p_{cp} = \frac{N}{A},$$

де A – площа подошви фундаменту або розрахункова ділянка, яка визначається:

- для фундаменту з квадратною подошвою за формулою: $A = b^2$;
- для фундаменту з прямокутною подошвою за формулою: $A = b \cdot l$;
- для стрічкового фундаменту за формулою: $A = b \cdot l$.

На рисунку 6.2 зазначена схема для перевірки напруження під подошвою центрально навантаженого фундаменту.

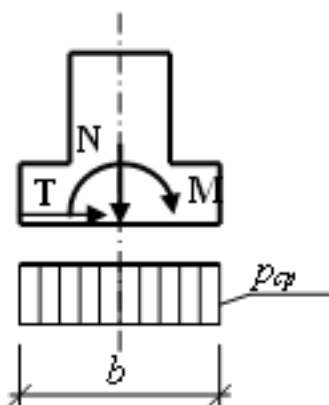


Рисунок 6.2 – Схема до перевірки напруження під подошвою центрально навантаженого фундаменту

Позацентрово навантажений фундамент

Для позацентрово навантаженого фундаменту потрібне виконання трьох нерівностей одночасно:

- 1) $p_{cp} \leq R$;
- 2) $p_{max} \leq 1,2R$;
- 3) $p_{min} \geq 0$.

На рисунку 6.3 зазначена схема для перевірки напруження під подошвою позацентрово навантаженого фундаменту.

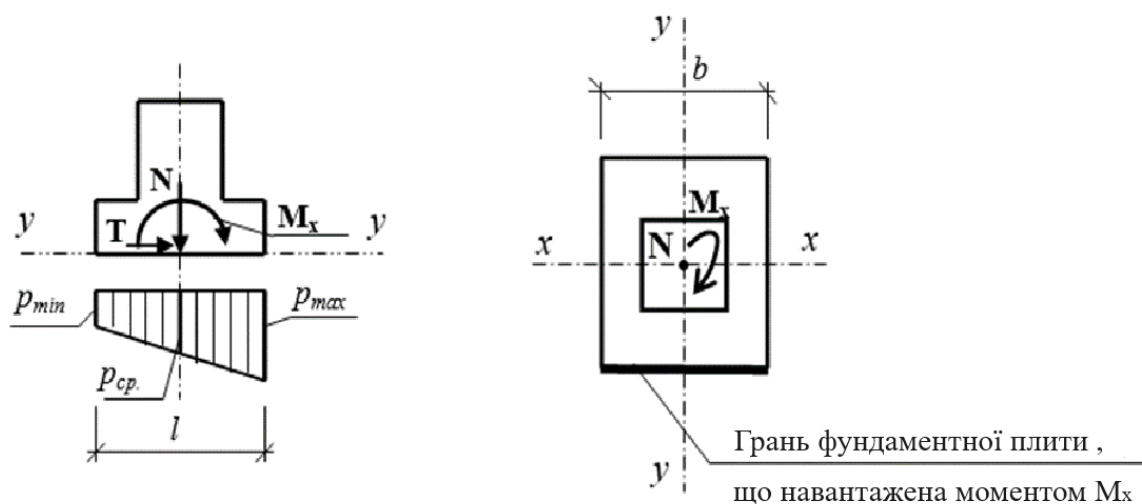
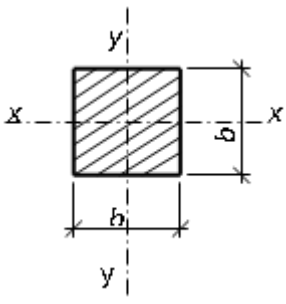
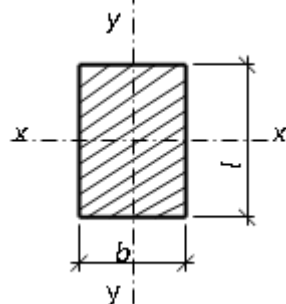
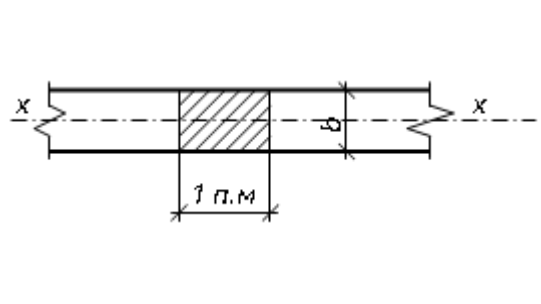


Рисунок 6.3 – Схема до перевірки напруження під подошвою позацентрово навантаженого фундаменту

Максимальну напругу під подошвою фундаменту (за наявності одного моменту M_x) розраховуємо за формулою:

$$p_{max} = p_{cp} + \frac{M_x}{W_x}.$$

Момент опору перерізу по подошві фундаменту W_x дорівнює:

для фундаменту з квадратною підшовою	для фундаменту з прямокутною підшовою	для стрічкового фундаменту
$W_x = \frac{b^3}{6}$	$W_x = \frac{bl^2}{6}$	$W_x = \frac{b^2 l_{п.м.}}{6}$
		

Мінімальна напруга на підшві фундаменту:

$$p_{\max} = p_{cp} - \frac{M_x}{W_x}.$$

При задоволенні умов перевірки переходимо до розрахунку осадок фундаментів. В іншому випадку збільшуємо площу підшови фундаменту та повторюємо перевірки розрахунки.

Армування фундаментів

Армування усього фундаменту і його окремих частин виробляється відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.

Армування здійснюють за результатами розрахунку нормальних перетинів на дію згинаючого моменту (у першому уступі) таким чином:

$$M_{I-I} = \frac{p_I b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_I) c_1 b}{2} \cdot \frac{2}{3} c_1,$$

де p'_{\max} – розрахунковий максимальний тиск під підшовою фундаменту;

p_I – розрахунковий тиск під підшовою фундаменту;

b – ширина підшови фундаменту;

c_1 – виліт першого уступу відносно підколонника (для одноступінчатого фундаменту), чи виліт найнижньої ступені відносно тої, що вище (для двох і більше сходинок) (рис. 6.4).

У другому уступі:

$$M_{II-II} = \frac{p_{II} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{II})(c_1 + c_2)b}{2} \cdot \frac{2}{3}(c_1 + c_2),$$

де c_2 – виліт другого уступу відносно підколонника.

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють так:

– для першого уступу (переріз I – I):

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s};$$

– для другого уступу (у підколоннику) (переріз II – II):

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s};$$

де R_s – розрахунковий опір арматури розтяганню.

Відсоток армування в розрахунковому перетині фундаменту повинен бути не нижче мінімально припустимого відсотка армування в елементах, що згинаються:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} 100\% \geq 0,5\% .$$

Крок робочої арматури приймають рівним 100–200 мм. Неробочі (конструктивні) стрижні поперечної арматури беруть перетином не менше 10 % перетину робочої арматури і встановлюють їх із кроком 250–300 мм, але не більш 350 мм. Висоту захисного шару бетону встановлюють: для монолітних фундаментів не менше 35 мм за наявності піщано-гравійної підготовки і не менше 70 мм – без неї; для збірних фундаментів – не менше 30 мм.

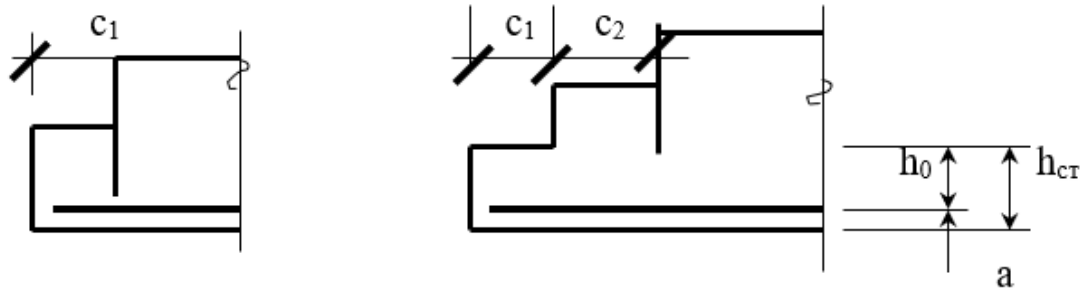


Рисунок 6.4 – Розрахункова схема для визначення кількості арматури

Армування також потрібно розраховувати і вздовж другого напрямку фундаменту:

$$M'_{I-I} = \frac{p'_{cp} \cdot l \cdot (c_1')^2}{2};$$

$$M'_{II-II} = \frac{p'_{cp} \cdot l \cdot (c_1' + c_2')^2}{2};$$

де c_1' та c_2' – вильоти уступів фундаменту з другої його сторони;

p'_{cp} – розрахунковий середній тиск під подошвою фундаменту.

ПРАКТИЧНА РОБОТА 7

ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАБИВНИХ ПАЛІ

Розрахунок необхідної довжини палі

Необхідна довжина палі залежить від фізико-механічних властивостей ґрунтів, конструктивних особливостей будівлі, величини і характеру прикладених навантажень, кліматичних умов будівництва тощо.

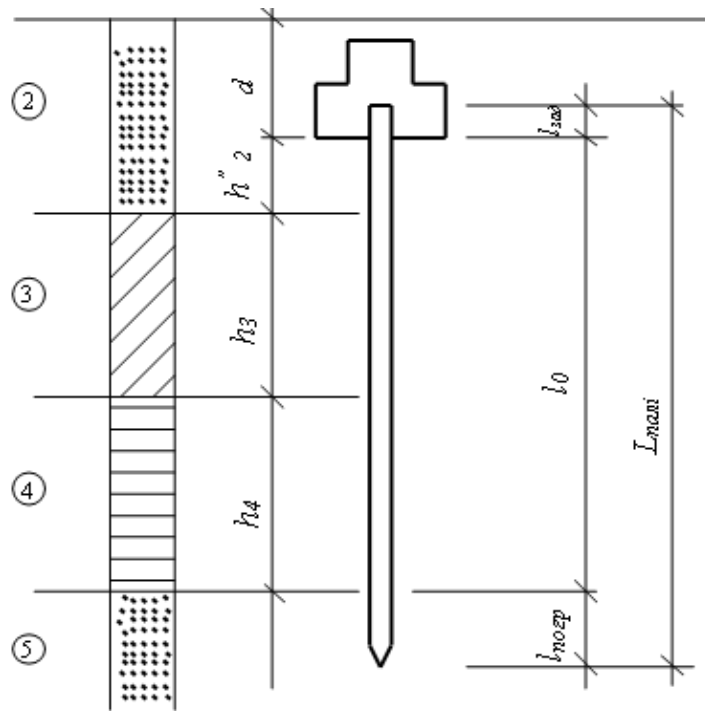


Рисунок 7.1 – Схема до розрахунку необхідної довжини палі

Глибину закладення підоснови ростверку визначаємо з наступних факторів:

1) з урахуванням розрахункової глибини промерзання ґрунту в районі будівництва $d \geq d_f$, де d_f (визначаємо аналогічно до практичної роботи 3);

2) з урахуванням конструктивних особливостей будівлі (наявність підвалу, вимог до модульності розмірів висот ростверку загалом та його окремих елементів: $d \geq d_{кон}$.

Прийняте значення глибини закладення ростверку d має бути не менше за значення d_f і $d_{кон}$.

При визначенні глибини занурення вістря палі потрібно вибрати шар ґрунту (відповідно до схеми на рис. 7.1 це шар 4), що володіє високими значеннями фізико-механічних характеристик. Потрібно уникати спирання нижніх кінців палі на глинисті ґрунти ($I_L > 0,6$) та пухкі піски. Обраний шар називається опорним.

Глибину занурення кінця палі в опорний шар ($l_{зан}$) прийняти не менше ніж:

– 0,5 м для піщаних ґрунтів (великі, середньої крупності) та пилювато-глинистих с $I_L \leq 0,1$;

– 1,0 м для інших ґрунтів.

Глибину замонолічування палі в ростверку ($l_{зак}$), з конструктивних міркувань, за умови «жорсткого» закладання приймаємо не менше сторони перерізу палі або її діаметра.

Мінімальна необхідна довжина палі становитиме:

$$l_{пали}^{min} = l_{зак} + l_0 + l_{зан} ,$$

де l_0 – сума потужностей шарів ґрунту, що прорізаються палями.

Остаточно довжину забивних палей, їх марку, вагу одного погонного метра встановлюємо з урахуванням чинних специфікацій (табл. 7.1).

Таблиця 7.1 – Сортамент забивних залізобетонних палей

Марка палі	Номінальні розміри, мм					Об'єм бетону, м ³	Маса палі, т	Витрати сталі, кг			
	L	l	l_1	l_2	b						
1	2	3	4	5	6	7	8	9			
ПНдр3-30	3 000	250	600	–	300	0,28	0,70	10,7			
ПНдр3,5-30	3 500		700			0,33	0,83	11,2			
ПНдр4-30	4 000		800			0,37	0,93	11,8			
ПНдр4,5-30	4 500		900			0,42	1,05	12,4			
ПНдр5-30	5 000		1 000			0,46	1,15	12,9			
ПНдр5,5-30	5 500		1 100			0,51	1,28	13,5			
ПНдр6-30	6 000		1 200			0,55	1,38	14,2			
ПНдр7-30	7 000		1 400			0,64	1,60	16,5			
ПНдр8-30	8 000		1 600			2 400	0,73	1,83	17,6		
ПН9-30	9 000		250			1 800	2 600	300	0,82	2,05	36,0
ПНдр9-30											24,6
ПН10-30	10 000		250			2 100	2 900	300	0,91	2,28	39,6
ПНдр10-30											27,0
ПН11-30	11 000	250	2 300	3 200	300	1,00	2,50	42,7			
ПНдр11-30								28,8			
ПНк11-30								33,0			
ПН 12-30	12 000	250	2 500	3 500	300	1,09	2,73	45,7			
ПНдр12-30								38,1			
ПНк12-30								35,2			
ПН13–30	13 000	250	2 700	3 800	300	1,18	2,95	51,4			
ПНдр13–30								43,2			
ПНк13–30								40,0			

Продовження таблиці 7.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
ПН14–30	14 000	250	2 900	4 100	300	1,27	3,18	55,6	
ПНдр14–30	15 000								55,2
ПНк14–30									43,3
ПН15–30	15 000	250	3 100	4 400	300	1,36	3,40	75,4	
ПНдр15–30								68,2	
ПНк15–30								64,8	

Розрахунок допустимого навантаження на палю

Розрахункове навантаження на одну палю визначається за формулою

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

де F_d – несуча здатність одиночної палі;

γ_k – коефіцієнт надійності.

На підставі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування палевих фундаментів визначаємо класифікаційний тип палі щодо їх роботи в ґрунті.

Для «висячих» палі несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою

$$F_d = \gamma_C (\gamma_{CR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{Cf} f_i h_i),$$

де γ_C , γ_{CR} , γ_{Cf} – коефіцієнти умов роботи палі та ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймаються рівними 1;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за таблицею 7.2.

u – периметр палі квадратного перерізу дорівнює $4 \cdot b_{CB}$;

A – площа поперечного перерізу палі дорівнює b_{CB}^2 ;

f – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі;

h_i – довжини розрахункових ділянок визначаємо на підставі геологічної будови району будівництва та положення палі у ґрунті за рисунком 7.2
 розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем палі R і тertia по бічній поверхні f – визначаємо за таблицям 7.2 та 7.3.

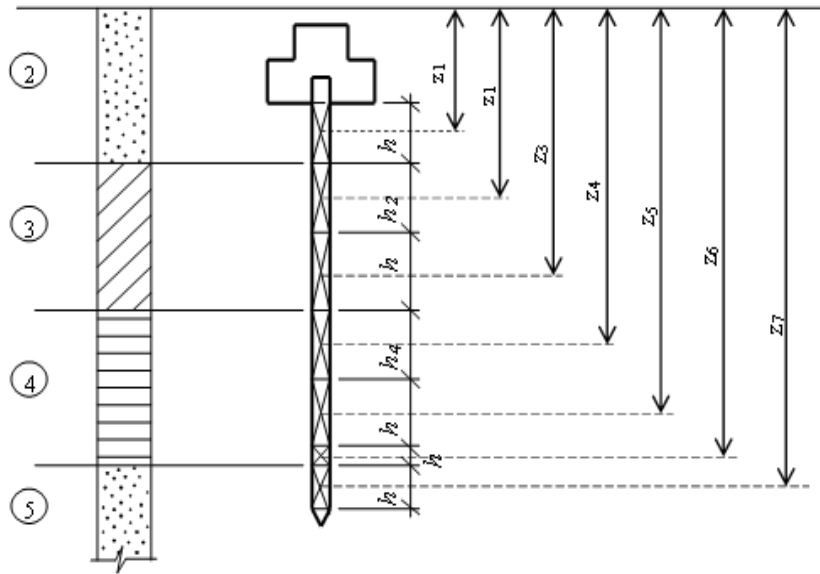


Рисунок 7.2 – Схема до розрахунку несучої здатності одиночної палі

Максимальне значення для розрахункової довжини h_i рекомендується прийняти 2 м.

Таблиця 7.2 – Значення розрахункових опорів під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюють без виймання ґрунту

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахункові опори під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту, R, кПа						
	Піщаних ґрунтів середньої щільності						
	Гравелисті	Крупні	–	Середня крупність	Дрібних	Пилуватих	–
	Глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7 500	6 600	3 000	3 100	2 000	1 100	600
		4 000		2 000	1 200		
4	8 300	6 800	3 800	3 200	2 100	1 250	700
		5 100		2 500	1 600		
5	8 800	7 000	4 000	3 400	2 200	1 300	800
		6 200		2 800	2 000		
7	9 700	7 300	4 300	3 700	2 400	1 400	850
		6 900		3 300	2 200		
10	10 500	7 700	5 000	4 000	2 600	1 500	900
		7 300		3 500	2 400		
15	11 700	8 200	5 600	4 400	2 900	1 650	1 000
		7 500		4 000			
20	12 600	8 500	6 200	4 800	3 200	1 800	1 100
				4 500			
25	13 400	9 000	6 800	5 200	3 500	1 950	1 200
30	14 200	9 500	7 400	5 600	3 800	2 100	1 300
35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 100	2 250	1 400

Таблиця 7.3 – Значення розрахункових опорів на бічній поверхні забивних паль і паль-оболонок

	Розрахункові опори на бічній поверхні забивних паль і паль-оболонок, f_i , кПа.								
	Піщаних ґрунтів середньої щільності								
	Крупних і середньої крупності	Дрібних	Пилуватих	–	–	–	–	–	–
	Глинистих ґрунтів при показнику консистенції, I_L								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

ПРАКТИЧНА РОБОТА 8 КОНСТРУЮВАННЯ ПАЛЬОВИХ КУЩІВ. РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ РОСТВЕРКІВ

Кількість паль у ростверку попередньо розраховується за формулою:

$$n' = \frac{N_{II}}{P} + 1.$$

Конструювання ростверку

Ростверки проектуються в плані і у вертикальному розрізі.

При проектуванні ростверку в плані повинні бути дотримані дві вимоги:

1) взаємне розташування паль повинно бути максимально симетричним, відстань між палями не має бути меншою за 3 ширини (діаметрів) палі (рис. 8.1). Не рекомендується призначати відстань між палями більшу за 6 ширин (діаметрів) палі;

2) мінімальна відстань A від краю ростверку до зовнішнього краю найближчої палі не має перевищувати величину:

- при одно- і дворядному розташуванні паль – $0,2 \cdot b_{ce} + 5$ см;
- при трирядному розташуванні паль – $0,3 \cdot b_{ce} + 5$ см;
- при чотирирядному і більше розміщенні – $0,4 \cdot b_{ce} + 5$ см,

але у всіх випадках не менше 150 мм.

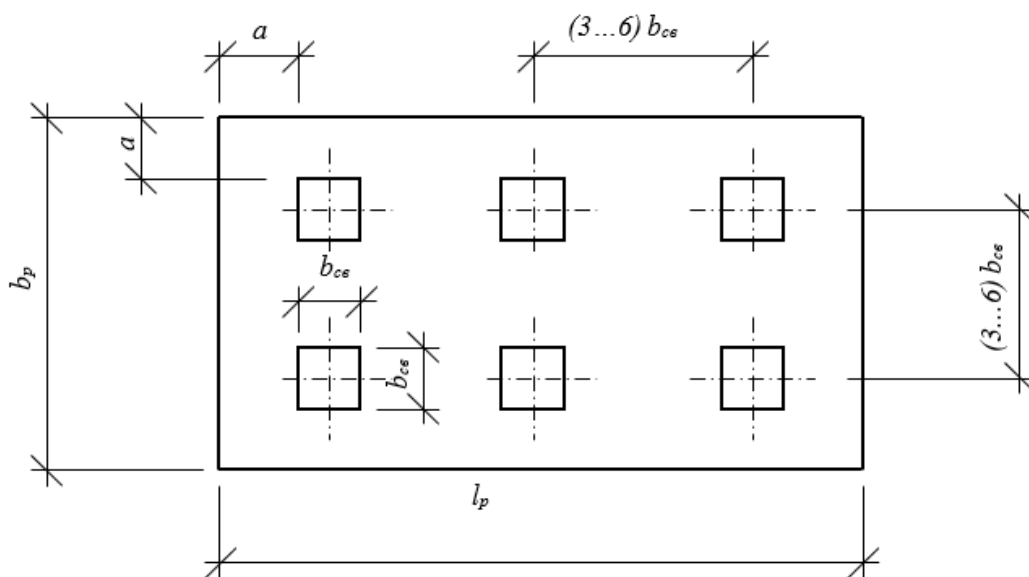


Рисунок 8.1 – Приклад розташування шести паль у ростверку

При проектуванні ростверку у вертикальній площині необхідно дотримуватися таких вимог до параметрів відповідно до рисунка 8.2:

- $h_{бет}$ – мінімум 250 мм;
- $l_{зад}$ – відповідно до вихідних даних;
- $h_{стак}$, b_n , l_n – згідно з практичної роботи 6;
- h_p – мінімум 1500 мм і надалі кратно до 300 мм;
- $h_{плити} = l_{зад} + h_{бет}$, але кратно до 150 мм.

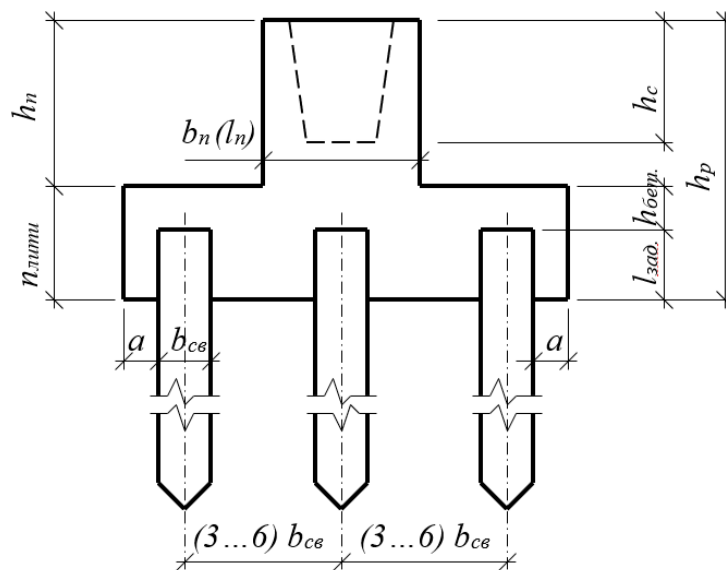


Рисунок 8.2 – Конструювання ростверку у вертикальній площині

Уточнення кількості паль у ростверку

Необхідна кількість паль n визначається за формулою:

$$n = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{gp} + Q_{св}}{P},$$

де N_{II} , M_{II} , T_{II} – проектні навантаження відповідно до завдання, прикладання яких показано на розрахунковій схемі палевого фундаменту (рис. 8.3);

Q_{gp} – вага ґрунту на сходинках ростверку;

Q_p – власна вага ростверку;

$Q_{св}$ – сумарна вага паль у ростверку,

$$(Q_p + Q_{gp}) = \gamma_{wt} \cdot b_p \cdot l_p \cdot d,$$

$$Q_{св} = Q_{ln.m} \cdot n' (l_0 + l_{ногр}),$$

де $Q_{ln.m}$ – вага одного погонного метра палі, визначається за таблицею 7.1.

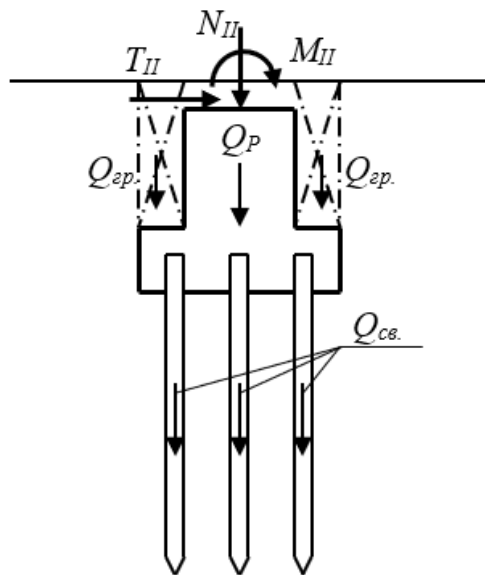


Рисунок 8.3 – Розрахункова схема пальового фундаменту

Якщо числові значення n та $n\vartheta$ не збігаються, розміри ростверку в плані коригуються.

Визначення фактичного навантаження на палю

Виходячи з даних індивідуального завдання, необхідно скласти схему розташування паль у ростверку за прикладом рисунка 8.4.

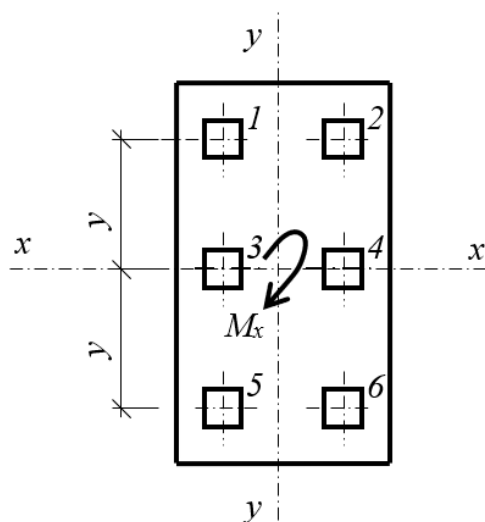


Рисунок 8.4 – Розташування паль у ростверку та прикладання позацентрового навантаження

Далі необхідно визначити найбільш і найменш навантажені палі. Для них проводиться подальший розрахунок значень фактичних навантажень за формулою:

$$N_i = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{2p} + Q_{св}}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2},$$

де $M_x = M_{II} \cdot y_i$ – відстань від палі до головної осі X-X;

$\sum_{i=1}^n y_i^2$ – сума квадратів відстаней від кожної палі в «куці» до головної осі

X-X.

Відповідно до прикладу на рисунку 8.4, будь-яка з двох палей – № 5 або № 6 – може бути прийнята як найбільш навантажена, а № 1 або № 2 відповідно – як найменш навантажена.

Для найбільш навантаженої палі повинно виконуватися рівняння $N_i \leq P$, але для найменш навантаженої палі – рівняння $N_i \geq 0$.

Визначення значення умовної ширини $B_{ум}$ та довжини $L_{ум}$ підшви пального фундаменту

Для визначення величини умовної ширини нижньої частини пального фундаменту $B_{умов}$ розглянемо фундамент у перерізі 1-1, а для визначення умовної довжини $L_{умов}$ у перерізі 2-2 відповідно на рисунку 8.5.

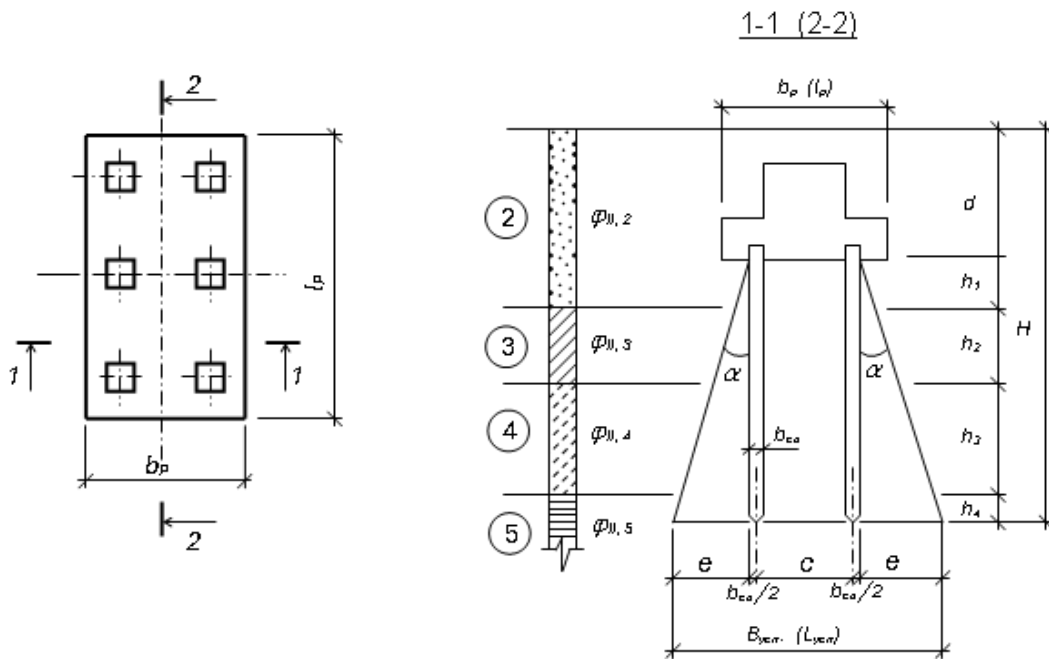


Рисунок 8.5 – Схема розрахунку умовної ширини (довжини) підосви пального фундаменту

Кут α розраховуємо за формулою:

$$\alpha = 0,25 \varphi_{cp},$$

де φ_{cp} – середньозважене значення кута внутрішнього тертя всіх шарів ґрунту, зрізаних палями, від основи ростверку до площі умовної підосви пального фундаменту визначається за формулою:

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{IIi} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i},$$

де n – кількість шарів ґрунту між підосвою ростверку та площею умовної підосви пального фундаменту.

Ширина та довжина умовної підосви визначаються за формулою:

$$B_{ум.} \text{ або } (L_{ум.}) = m \cdot c + b_{cb} + 2e,$$

де m – кількість рядів паль у поперечному перерізі 1-1 (2-2) відповідно до рисунку 8.5, що зменшена на 1.

Величину e розраховуємо за формулою: $e = tg\alpha \cdot \sum_{i=1}^n h_i$.

Перевірка значень нормальних напружень у нижній частині умовного пальового фундаменту

Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір R ґрунту основи умовного пальового фундаменту визначаємо за формулою

$$R = \frac{\gamma_{C1}\gamma_{C2}}{k} \left(M_{\gamma} k_z B_{усл} \gamma_{II} + M_q H \gamma'_{II} + M_{C} c_{II} \right),$$

де γ_{C1} та γ_{C2} – коефіцієнти умов роботи, які приймають за таблицею 3.3;

k – коефіцієнт, що залежить від способу визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів, прийняти рівним 1,1;

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти несучої здатності основи, що залежать від кута внутрішнього тертя φ (зі зведеної таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів, практична робота 2, визначаємо за таблицею 3.4), розташованого безпосередньо під подошвою фундаменту;

k_z – коефіцієнт, що залежить від розмірів подошви фундаменту;

γ'_{II} – середнє значення питомої ваги ґрунту, розташованого нижче від подошви умовного пальового фундаменту, визначається за схемою на рис. 8.5 за формулою

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{III} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i};$$

де H – глибина закладання подошви умовного пальового фундаменту.

Перевірка напружень під подошвою умовного пальового фундаменту

Перевірка значень нормальних напружень під подошвою умовного пальового фундаменту полягає у виконанні рівняння:

$$p \leq R,$$

де p – середній тиск під підшовою, що визначається за формулою:

$$p = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{ep} + Q_{св}}{A_{усл}},$$

де N_{II} – проєктне навантаження відповідно до завдання, приклад якого показано на розрахунковій схемі палевого фундаменту (рис. 8.6);

Q_{ep} – вага ґрунту на сходинках ростверку;

Q_p – власна вага ростверку;

$Q_{св}$ – власна вага всієї ґрунтової маси, що чинить тиск на площу $A_{ум}$.

$$Q_{ep} = A_{ум} \cdot H \cdot \gamma_{II}'.$$

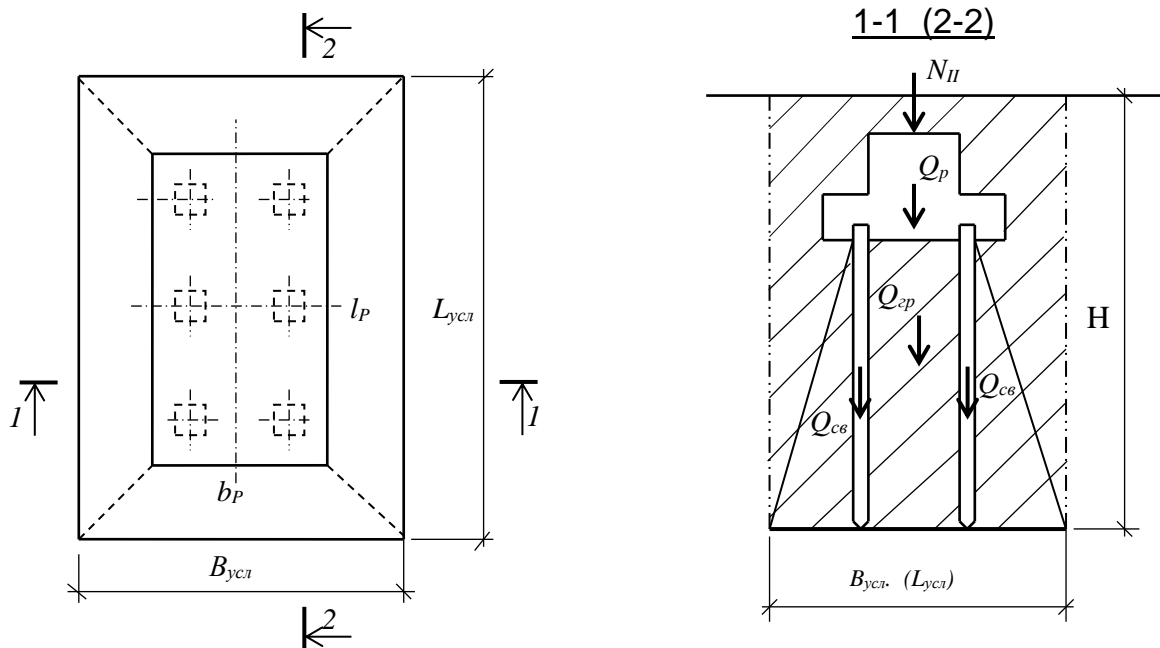


Рисунок 8.6 – Схема розрахунку середнього тиску під підшовою умовного палевого фундаменту

Площа підшови умовного палевого фундаменту $A_{ум}$ визначається залежно від типу ростверку:

– для ростверку, що має квадратний переріз у плані: $A_{ум} = (B_{ум})^2$;

– для ростверку прямокутного в плані: $A_{ум} = B_{ум} \cdot L_{ум}$;

– для стрічкового ростверку: $A_{ум} = B_{ум} \cdot 1$.

Розрахунок осадки пального фундаменту

Розрахунок осідання пального фундаменту проводиться як для умовного фундаменту на природній основі.

Розрахунок складається з 3-х частин:

- 1) розрахунок значення максимального осідання окремих палих фундаментів;
- 2) перевірка значень абсолютних деформацій основи;
- 3) перевірка значень відносних деформацій фундаментів, розташованих поруч один з одним і конструктивно з'єднаних надземною частиною будівлі.

Розрахунок максимального осідання палих фундаментів повинен проводитися в табличному вигляді, аналогічно до розрахунку для фундаменту мілкового закладання.

Перевірка значень абсолютних і відносних деформацій основи зводиться до перевірки нерівностей за формулами

$$S_{max} \leq S_{max,u}$$

та

$$\frac{|S_{max,i} - S_{max,j}|}{L} \leq \left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u.$$

Значення гранично допустимої деформації $S_{max,u}$ и $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$ перебувають у залежності від конструктивного типу будівлі.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ Б А.1.1-25-94. Ґрунти. Терміни та визначення. – Чинний від 1994–10–01. – Київ : Мінбудархітектури України, 1994. – 46 с.
2. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. – Чинний від 1997–04–01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 47 с.
3. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Чинний від 2019–01–01. – Мінреґіонбуд України. – Київ, 2018. – 36 с.
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматолоґія. – Чинний від 2011–11–01. – Мінреґіонбуд України. – Київ, 2011. – 123 с.
5. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва (Друга редакція) – Чинний від 2014–08–01. – Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. – Київ, 2014. – 128 с.
6. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – Чинний від 2010–12–22. – Мінреґіонбуд України. – Київ, 2011. – 11 с.
7. ДБН В.1.1-46 2017 Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. – Чинний від 2017–11–01. – Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. – Київ, 2017. – 51 с.
8. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 Настанова з проєктування підпірних стін. – Чинний від 2014–12–31. – Мінреґіонбуд України. – Київ, 2015. – 86 с.
9. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва, О. В. Самородов, О. В. Гаврилюк ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
10. Александрович В. А. Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія

та водні технології [Електрон. ресурс] / В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Електр. текст. дані. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 111 с. – Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/63579/>, вільний (дата звернення: 08.07.2023). – Назва з екрана.

11. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – Чинний від 2011–11–01. – Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 123 с.

12. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 2011–06–01. – Мінрегіонбуд України. – Київ, 2010. – 52 с.

Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації
до виконання практичних робіт
із навчальної дисципліни

«ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ»

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Укладачі : **КОБЗАР** Юрій Іванович,
ГАВРИЛЮК Ольга Володимирівна,
АЛЕКСАНДРОВИЧ Вадим Анатолійович

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*
Редактор *М. О. Гаман*
Комп'ютерне верстання *О. В. Гаврилук*

План 2023, поз. 14М

Підп. до друку 05.06.2024. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 4,0.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.