

МІНІСТРЕСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ
до проведення практичних занять
із навчальної дисципліни

«МЕХАНІКА ҐРУНТІВ І ОСНОВИ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ»

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

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2023

Методичні рекомендації до проведення практичних занять із навчальної дисципліни «Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 59 с.

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

Рецензент

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

Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 4 від 30 жовтня 2022 р.

ЗМІСТ

Вступ	4
Практичне заняття 1 Побудова інженерно-геологічного розрізу	5
Практичне заняття 2 Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів і складання зведеної таблиці	9
Практичне заняття 3 Визначення глибини закладання фундаменту	16
Практичне заняття 4 Розрахунок розмірів ширини подошви фундаменту на природній основі	21
Практичне заняття 5 Визначення напружень у ґрунтовій товщі при дії місцевого рівномірно розподіленого навантаження	27
Практичне заняття 6 Визначення напружень у ґрунтовій товщі в умовах плоского завдання	29
Практичне заняття 7 Визначення напружень у ґрунтовій товщі від власної ваги ґрунту	33
Практичне заняття 8 Розрахунок осідання фундаменту	34
Практичне заняття 9 Розрахунок несучої здатності палі	39
Практичне заняття 10 Стійкість схилу та укосу	44
Практичне заняття 11 Розрахунок фундаментів в особливих ґрунтових умовах	50
Практичне заняття 12 Визначення напрямку, швидкості та дійсної швидкості фільтрації підземних вод	53
Список рекомендованих джерел	57

ВСТУП

З метою практичного закріплення теоретичних положень деяких розділів дисципліни «Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування» для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія відповідно до робочої програми передбачено виконання низки практичних занять.

Методичні рекомендації складені у відповідності із практикою проведення цих занять у Харківському національному університеті міського господарства імен О. М. Бекетова.

Основним завданням методичних рекомендацій є надання допомоги студентам у виконанні практичних робіт з дисципліни «Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування».

Використовуючи вихідні дані, надані викладачем для виконання практичної роботи, студент усі розрахунки записує в зошит.

Практична робота вважається виконаною, якщо студент надав викладачеві зошит з усіма розрахунками, схемами та побудовами, а також відповів на низку теоретичних питань щодо відповідної тематики.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 1

ПОБУДОВА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНОГО РОЗРІЗУ

Мета практичної роботи – побудувати інженерно-геологічний розріз та виділити інженерно-геологічні елементи.

Геологічний розріз – це проекція геологічних структур на вертикальну площину.

На геологічному розрізі мають бути наведені можливі дані: вік, склад породи, потужність шарів, умови залягання, гідрогеологічні умови.

Для інженерної геології застосовують спеціальні типи розрізів – інженерно-геологічні. Основна відмінність від геологічних у тому, що замість шарів у них відбивають залягання інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Це важливий параметр, який враховує ще й властивості ґрунтів [1]. ІГЕ поєднує в собі вік, літологічний (речовий) склад ґрунтів та фізико-механічні властивості. Вони вважаються однаковими у межах ІГЕ.

За даними буріння чотирьох розвідувальних свердловин необхідно збудувати інженерно-геологічний розріз. Відстань між свердловинами 50 м. Масштаби розрізу: горизонтальний 1 : 1000; вертикальний 1 : 100. Свердловини на розрізі розташовані зліва направо у порядку зростання номерів.

Для виконання практичної роботи необхідно мати: міліметровий папір формату А3, лінійку довжиною 25 см – 30 см, простий олівець, ручку з стрижнями чорного та синього кольорів.

Хід роботи

1. Будується шкала відстаней. Вона являє собою три горизонтальні рядки висотою 1 см. У рядку «Відстань між свердловинами» відзначаються положення свердловин на інженерно-геологічному розрізі, що будується (за умовою завдання відстань між свердловинами становить 50 м у масштабі 1 : 1000). Над цими точками будуються тонкі вертикальні лінії на висоту розрізу,

які позначають осі свердловин. У рядку «Номер свердловини» вказується номер свердловини, а в рядку «Абсолютні відмітки гирла свердловин» під осями свердловин наносяться значення абсолютних позначок гирла свердловин.

2. Будується шкала позначок. Проглядаються всі свердловин із завдання. В них аналізуються абсолютні позначки гирла свердловин і вибирається максимальна позначка. Ця максимальна позначка округлюється у велику сторону до цілого числа метрів (наприклад, 118,3 м округлюється до 119 м). Отримана відмітка буде максимальною на розрізі, за мінімальну відмітку приймаємо 0.

3. Враховуючи вертикальний масштаб побудови (1 : 100), шкала позначок (у прикладі) матиме висоту 12 см. Вона розташовується ліворуч і праворуч від розрізу і фарбується через 1 см, на ній відзначаються висотні позначки.

4. Будується інженерно-геологічний розріз. На осях свердловин, позначених тонкими лініями, наносяться абсолютні позначки гирла свердловин. Отримані точки з'єднуються від руки. При цьому лінія проводиться за крайні свердловини на 0,5–1,0 см. Так буде позначено денну поверхню. Потім на осях свердловин відкладаються позначки підшви першого від поверхні геологічного шару. Отримані точки також з'єднуються від руки і лінія підшви проводиться за свердловини на 0,5–1,0 см.

У шарі на розрізі зазначають:

- генезу та вік породи;
- наносять цифри відміток підшви шару у кожній свердловині (ліворуч) та абсолютні позначки підшви шару (праворуч);
- умовне штрихування гірської породи, що складає шар (рис. 1.1).

Аналогічно ведеться побудова другого, третього та інших геологічних шарів на розрізі. Якщо в одній свердловині є дана порода, а в сусідній відсутня, це означає, що в інтервалі між свердловинами вона виклинюється.

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).

Свердловини відзначаються жирними лініями. Найнижчий на розрізі геологічний шар будується на 1 см нижче забоїв свердловин і окреслюється знизу пунктиром.

Оформляється геологічний розріз наступним чином: наноситься напис по центру «Інженерно-геологічний розріз I–I»; масштаб горизонтальний 1 : 1 000; масштаб вертикальний 1 : 100; праворуч умовні позначення від побудованого розрізу; у правому нижньому куту – ПБ студента і група.

Геологічний розріз

МГ 1 : 1 000; МВ 1 : 100;

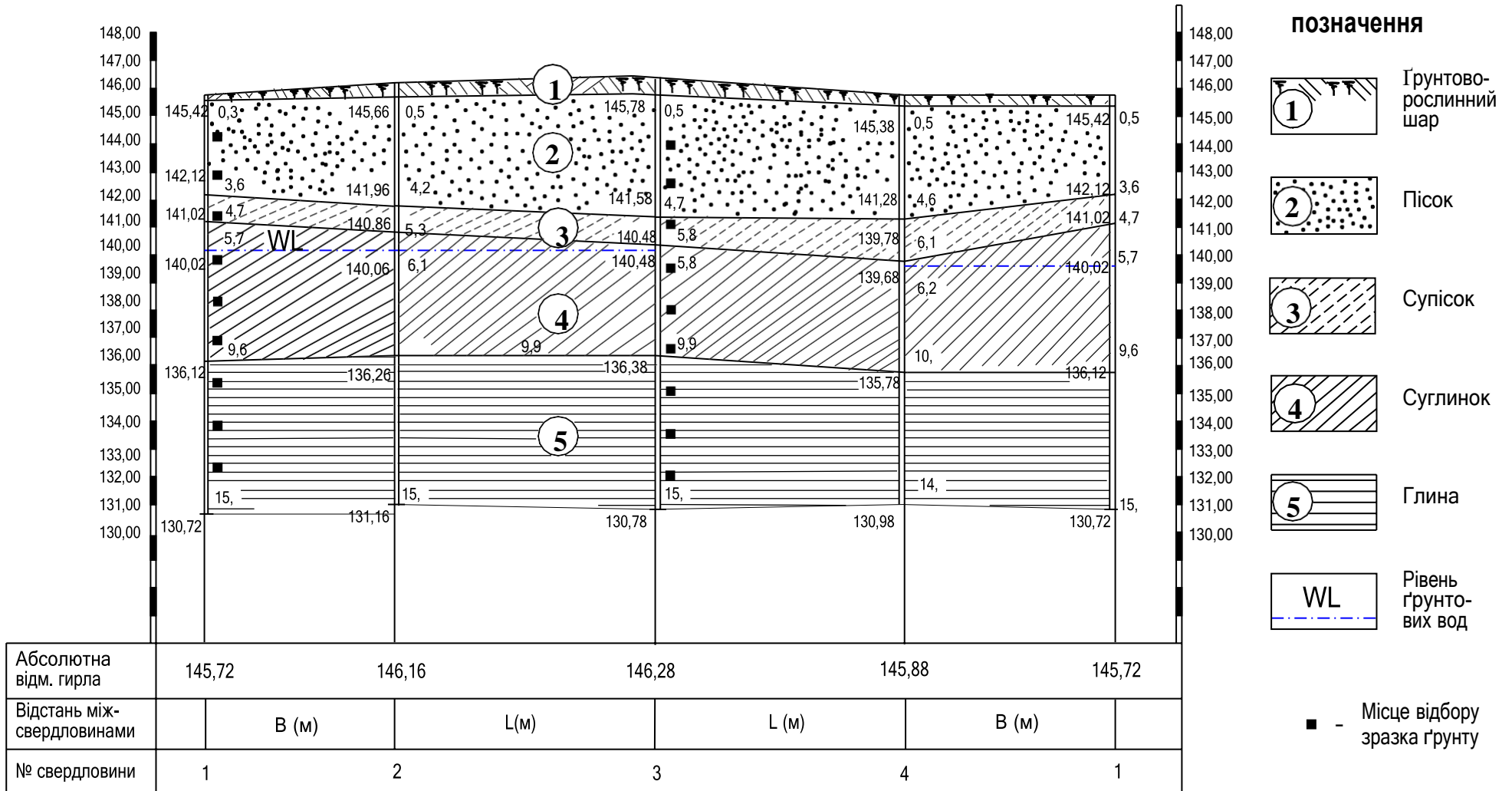


Рисунок 1.1 – Геологічний розріз

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 2
ВИЗНАЧЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ҐРУНТІВ І
СКЛАДАННЯ ЗВЕДЕНОЇ ТАБЛИЦІ

Зведену таблицю літологічного складу та фізико-механічних характеристик ґрунтів (табл. 2.1) складаємо на підставі фізичних характеристик, прийнятих за вихідними даними та розрахункових, а також механічних характеристик, що визначаються за таблицями нормативної літератури.

Фізичні характеристики

Фізичні характеристики, що визначаються дослідним шляхом:

- 1) вологість ґрунтів, W , % або в у.о.;
- 2) питома вага ґрунту, γ , кН/м^3 ;
- 3) питома вага часток ґрунту, γ_s , кН/м^3 ;
- 4) вологість на межі розкочування, W_p , %;
- 5) вологість на межі текучості, W_L , %.

Фізичні характеристики, що визначаються розрахунком:

- 1) питома вага сухого ґрунту, $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}$, кН/м^3 ;
- 2) коефіцієнт пористості, $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$;
- 3) пористість, $n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) 100$, %;
- 4) питома вага ґрунту зваженого у воді, $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$, кН/м^3 ;
- 5) число пластичності, $I_p = W_L - W_p$, %;

Таблиця 2.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів для фундаментів на природній основі

№ 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_t , кН/м ³	Питома вага частинок, γ_s , кН/м ³	Питома вага сухого ґрунту γ_d , кН/м ³	Коеф. Пористості, e	Пористість, n, %	Ступінь вологості, S _r	Питома вага ґрунту зваженого у воді, γ_{sb} , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя, ϕ , градуси	Питома зчеплення, C _п , кПа	Модуль деформації в природному стані, E, МПа	Умовний 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	Ґрунтово-рослинний шар	До використання як природна основа не рекомендується															
ІГЕ-2	Пісок дрібний, жовтувато-сірий, мало вологий																
ІГЕ-3	Супісок світло-коричневий, пластичний																
ІГЕ-4	Суглинок бурий, карбонатний, твердий																
ІГЕ-5	Глина бура з прожилками карбонатів, туго пластична																

6) показник текучості, $I_L = \frac{W - W_P}{I_P}$;

7) ступінь вологості, $S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$,

де γ_w – питома вага води, рівна 10 кН/м^3 .

У процесі розрахунку фізичних характеристик ґрунтів має бути виконано їх класифікацію відповідно до вимог таблиць [1, 2], наведених нижче, в тому числі:

- пилувато-глинистих ґрунтів за видом (табл. 2.2);
- піщаних ґрунтів по вмісту води (табл. 2.3);
- пилувато-глинистих ґрунтів по консистенції (табл. 2.4);
- піщаних ґрунтів за щільністю складу(табл. 2.5).

Таблиця 2.2 – Класифікація пилувато-глинистих ґрунтів за видом

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

Таблиця 2.3 – Класифікація піщаних ґрунтів по вмісту води

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

Таблиця 2.4 – Класифікація пілувато-глинистих ґрунтів за консистенцією

Різновид ґрунтів	Показник текучості (J_L)
Супісок: – твердий; – пластичний; – текучий	< 0 0–1 > 1
Суглинки и глини: – тверді; – напівтверді; – туго пластичні; – м'яко пластичні; – текучо пластичні; – текучі	< 0 0–0,25 0,25–0,50 0,50–0,75 0,75–1 > 1

Таблиця 2.5 – Класифікація піщаних ґрунтів за щільністю складу

Вид пісків	Щільність складу		
	щільні	середньої щільності	рихлі
За коефіцієнтом пористості e			
Піски гравелісті, крупні й 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 пілуваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Механічні характеристики

Визначення механічних характеристик c_n , φ , E (нормативне значення) ґрунтів здійснюємо у відповідності з вимогами таблиць, приведених нижче, в тому числі:

а) піщаних ґрунтів:

1) питоме зчеплення c_n , кут внутрішнього тертя φ , модуль деформації E (табл. 2.6);

2) умовний розрахунковий опір ґрунтів R_o (табл. 2.7);

б) пілувато-глинистих ґрунтів:

1) питоме зчеплення c_n і кут внутрішнього тертя φ (табл. 2.9);

2) модуль деформації E (табл. 2.10);

3) умовний розрахунковий опір ґрунтів R_o (табл. 2.8).

Таблиця 2.6 – Нормативні 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
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
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, у залежності 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 пілувато-глинистих ґрунтів

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості 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

Таблиця 2.9 – Нормативні механічні характеристики c_n , φ_n , для пілувато-глинистих 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

У розрахунках основ і фундаментів за деформаціями ґрунтові характеристики позначаються: ρ_{II} , γ_{II} , φ_{II} , c_{II} тощо, які розрахункові значення допускається приймати рівними нормативним

Таблиця 2.10 – Нормативні механічні характеристики E, для пилувато-глинистих 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
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	–	–	–	
	Флювіо-гляціальні	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														
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	

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 3

ВИЗНАЧЕННЯ ГЛИБИНИ ЗАЛЯГАННЯ ФУНДАМЕНТУ

Глибина залягання фундаменту на природній основі повинна прийматися на підставі вимог [3, 4, 5], виходячи з наступних основних моментів:

- призначення і конструктивних особливостей споруджуваної споруди (наявності підвалу, уніфікованих особливостей збірних елементів фундаментів, модульності частин монолітних фундаментів та ін.) d_k , навантажень і впливів на фундаменти;
- рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови;
- інженерно-геологічних умов майданчика будівництва (фізико-механічних властивостей ґрунтової основи);
- мінімальної величини глибини закладання фундаментів, $d_{\min} = 0,5$ м;
- гідрогеологічних умов майданчика будівництва;
- розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунтів d_f .

Визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту визначити згідно з формулою:

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

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.

Таблиця 3.1 – Коефіцієнт k_h

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

Величину нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту – d_{fn} можна визначити за формулою

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

де d_0 – величина, що залежить від виду ґрунту, розташованого під подошвою фундаменту, що проектується і прийнята для суглинків – 0,23 м; супісків, пісків дрібних та пілуватих – 0,28 м; пісків гравелистих, великих та середньої крупності – 0,3 м; великоуламкових ґрунтів – 0,34 м. Як ґрунтовий шар, розташований під подошвою фундаменту, слід прийняти попередньо шар, що залягає на глибині: – 2 м (для безпідвальних будівель) і 4 м (для будівлі, або його частини, що мають підвал);

M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зимовий період у районі будівництва, а за відсутності даних для конкретного району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

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 подошви фундаменту та інше. Орієнтовне конструювання можна виконати відповідно до рисунків 3.1–3.5.

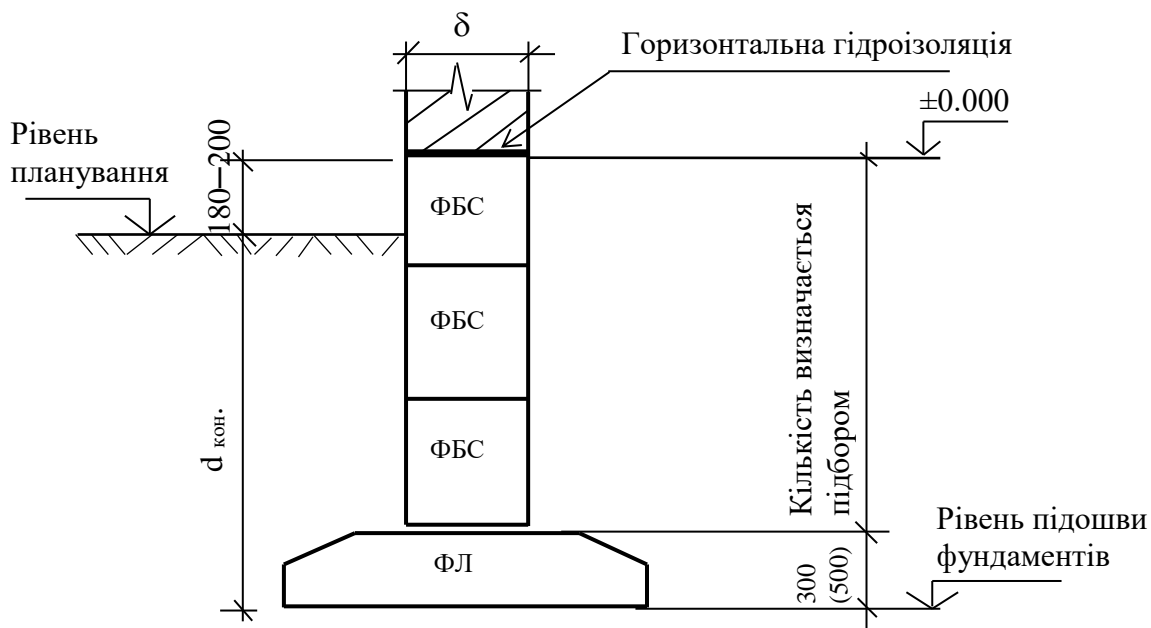


Рисунок 3.1 – Попереднє конструювання стрічкового фундаменту.

Варіант збірний, без підвалу

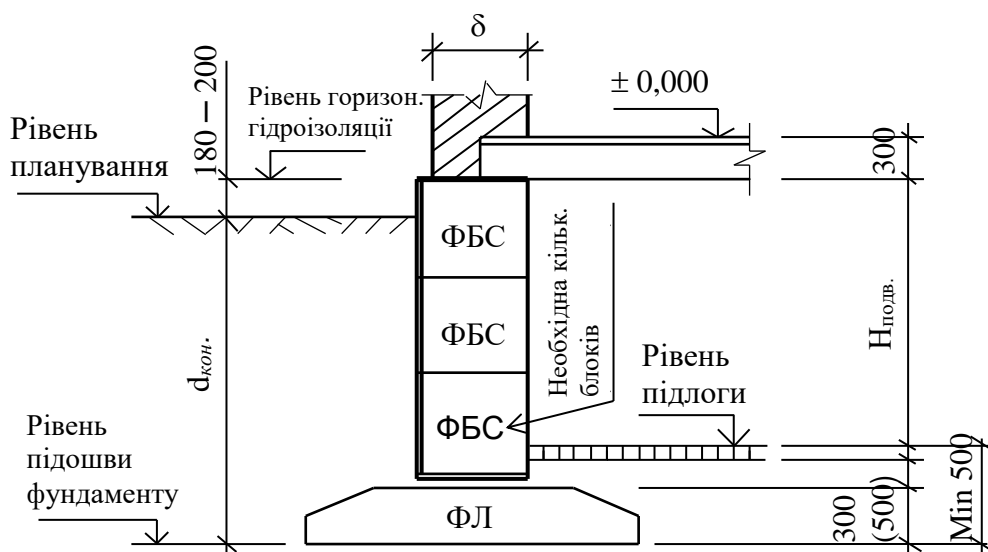


Рисунок 3.2 – Попереднє конструювання стрічкового фундаменту.

Варіант збірний, з підвалом

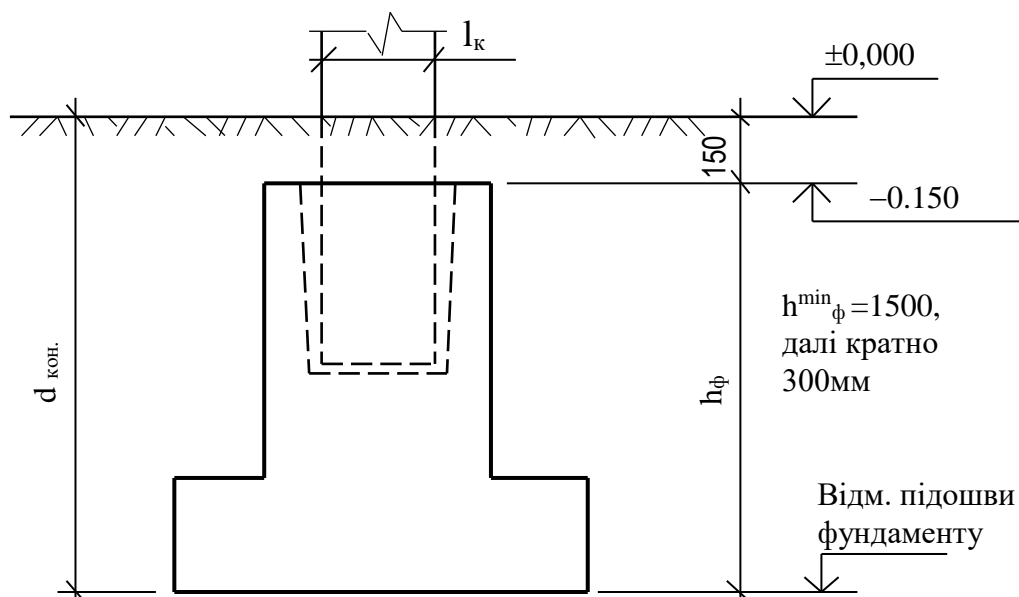


Рисунок 3.3 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під збірну залізобетонну колону.

Варіант – без підвалу

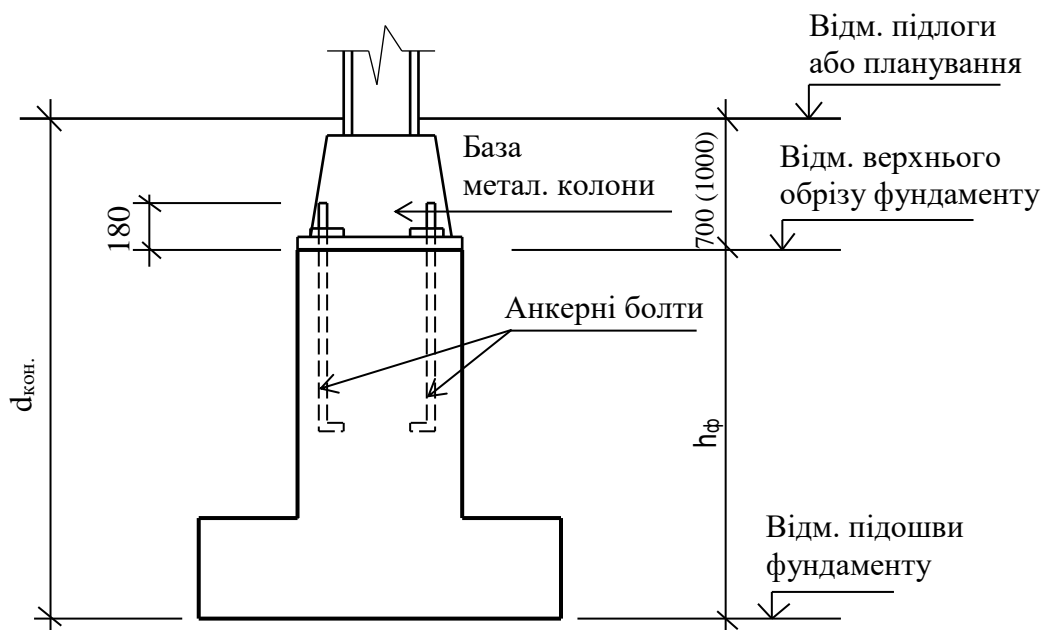


Рисунок 3.4 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під металеву колону.

Варіант – без підвалу

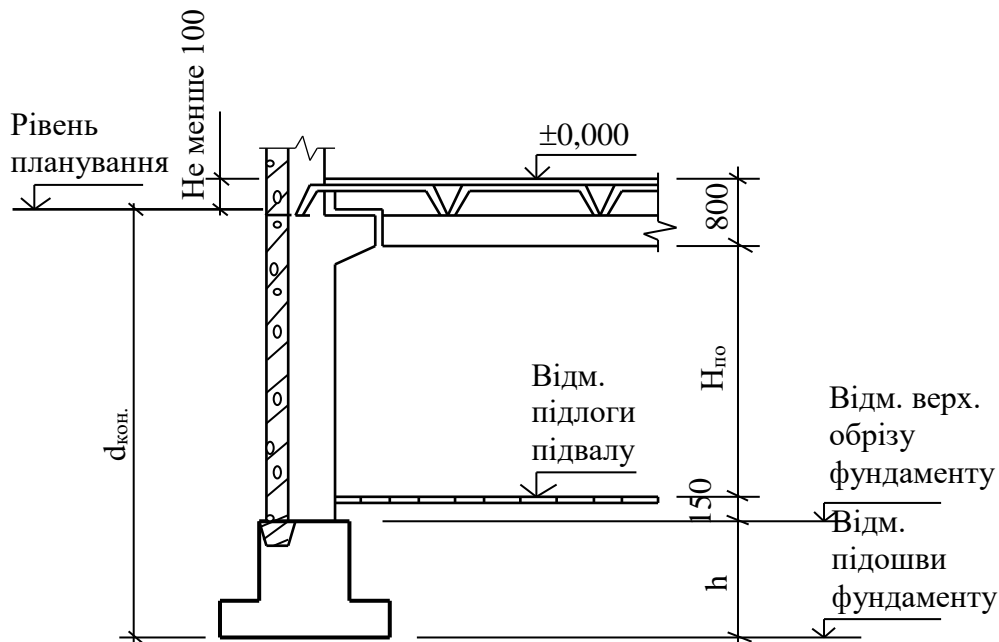


Рисунок 3.5 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під збірну залізобетонну колону.

Варіант – із підвалом

Шукана величина глибини закладання фундаменту повинна бути більше будь-якого з знайдених значень: d_f , $d_{кон.}$, d_{min} , тобто повинна виконуватись умова:

$$d > d_f > d_{кон.} > d_{min}.$$

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

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

№ з/п	Вид ґрунту, стан	Причина
1	2	3
1	Гумусовані ґрунти ґрунт (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

Продовження таблиці 3.2

1	2	3
4	Сильно стисливі ґрунти з $E < 5 \text{ МПа}$	Здатність до істотних усадок
5	Рихлі піски с коефіцієнтом пористості, $e > 0,8$	Здатність до істотних усадок
6	Розуцільнені ґрунти з $g < 16,5 \text{ кН/м}^3$	Здатність до істотних усадок
7	Пливуни	Мало міцні ґрунти
8	Ґрунти пилувато-глинисті, текуче пластичні та текучої консистенції з $I_L > 0,75$	Мало міцні ґрунти
9	Насипні ґрунти, що містять будівельне сміття	Здатність до наднормативних нерівномірних усадок

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 4

РОЗРАХУНОК РОЗМІРІВ ШИРИНИ ПІДОШВИ ФУНДАМЕНТУ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

Вихідні дані:

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

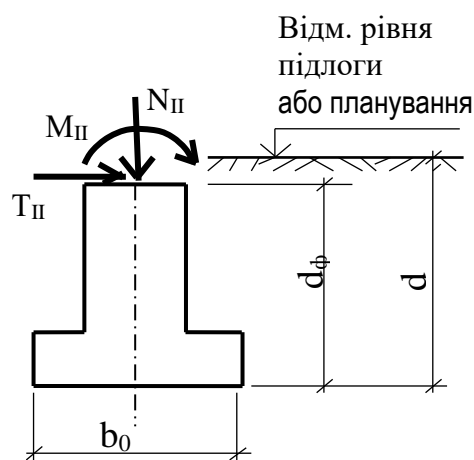


Рисунок 4.1 – Попередня розрахункова схема фундаменту на природній основі.

Розрахунок умовної ширини підшви фундаменту

Умовну ширину підшви стрічкового фундаменту розраховуємо за формулою

$$b_0 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d},$$

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

R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту, розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту (зі зведеної таблиці 2.1 фізико-механічних характеристик ґрунтів).

Умовну ширину підшви окремого (стовбчастого) фундаменту розраховуємо за формулою:

$$b_0 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d}}.$$

Визначення розрахункового опору ґрунту

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

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

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, які приймаються за таблицею 4.1 [3]. Для визначення коефіцієнтів потрібно обчислити відношення довжини будівлі до висоти L/H .

Таблиця 4.1 – Коефіцієнти умовної роботи для формули R

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
1	2	3	4
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пілуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4
Піски пилюваті:			
– малого і середнього ступеня вологості;	1,25	1,0	1,2
– насичені водою	1,1	1,0	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, зазначених у додатку К.			
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} приймають за одиницю.			

Коефіцієнт k прийняти рівним 1,1.

Коефіцієнти M_g , M , M_c визначаємо за таблицею 4.2 залежно від величини кута внутрішнього тертя φ_{II} шару ґрунту, розташованого безпосередньо під подошвою фундаменту.

Таблиця 4.2 – 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
1	2	3	4	5	6	7	8
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

Продовження таблиці 4.2

1	2	3	4	5	6	7	8
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 без підвального варіанта $d_1 = d$, а будівлі з підвалом за формулою (позначення згідно зі схемою рисунка 4.2):

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

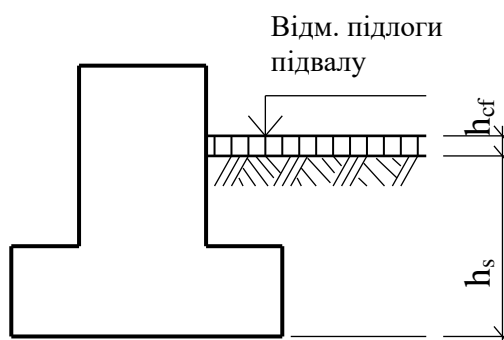


Рисунок 4.2 – Схема для розрахунку значення d_1 для будівлі з підвалом

Виходячи з конструктивних особливостей будівлі, згідно з вихідними даними, ширини підшви фундаменту та підвалу не перевищують 10 і 20 м, відповідно, виходячи з чого коефіцієнти $k_z = 1$ та $d_b = 2$.

Замість b вставити значення b_0 , отримане раніше.

За наявності багатошарової основи або ґрунту, розташованого вище підшви фундаменту, значення γ_{II} и γ'_{II} визначаємо як середньозважені (рис. 4.3) за формулою:

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

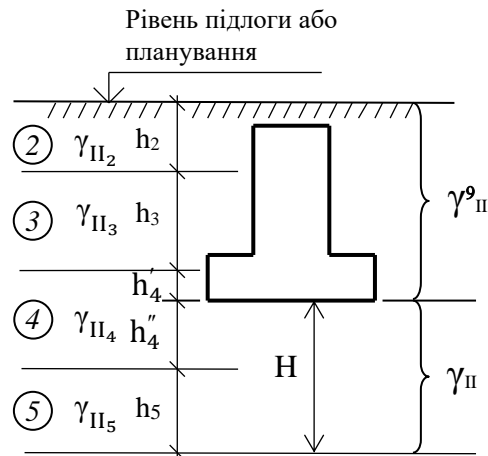


Рисунок 4.3 – Схема до розрахунку питомої ваги ґрунту, розташованих вище і нижче підшви фундаменту

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

Значення C_{II} та φ_{II} прийняти за даними таблиці 2.1 для шару ґрунту, розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту.

При без підвальному варіанті будівлі $d_b = 0$.

Для центрально навантаженого окремого фундаменту раціональною формою підшви у плані є квадратна, а поза центрова 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 підшвою фундаменту, визначений вище;

η – чисельний коефіцієнт, що представляє відношення сторін фундаментної плити l/b і прийнятий для центрально навантаженого фундаменту рівним 1, а позацентрового навантаженого в 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:

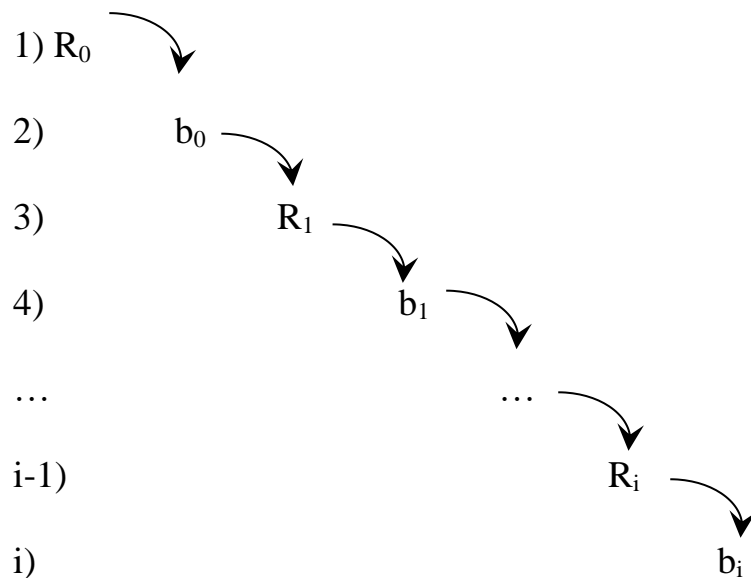


Рисунок 4.4 – Схема розрахунку значень b та R методом послідовних наближень

Розрахунок ланцюжка взаємних уточнень b_i і R_i проводиться до того часу, поки останніх значення b_i не стануть відрізнятися друг від друга на величину меншу чи рівну $0,1$ м, тобто

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

Для позацентрового 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 коригування з урахуванням конструктивних вимог до розмірів елементів фундаментів чи специфікацій типових збірних елементів.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 5
ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ У ҐРУНТОВІЙ ТОВЩІ ПРИ ДІЇ
МІСЦЕВОГО РІВНОМІРНО РОЗПОДІЛЕНОГО
НАВАНТАЖЕННЯ

Мета практичної роботи – визначити величину стискаючих напружень по глибині основи, побудувати епюру його розподілу під центром та кутом завантаженого прямокутного фундаменту.

Дія рівномірно розподіленого навантаження в умовах просторового завдання виникає тоді, коли до поверхні лінійно деформованого напівпростору прикладено місцеве навантаження, розподілене за площею квадрата, прямокутника, кола, еліпса та інше розподілені за площею прямокутника розміром $l \times b$ були вперше отримані А. Лявом. Практичний інтерес становлять значення стискаючих напруг, проведених із центру σ_{zO} та з кутів σ_{zC} завантаженої площі (рис. 5.1).

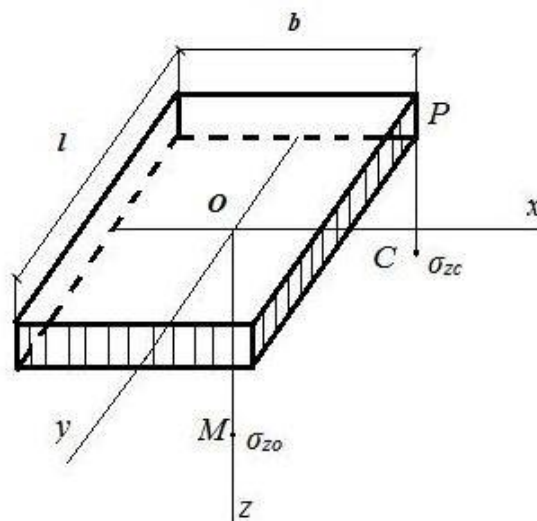


Рисунок 5.1 – Схема для визначення стискаючих напружень під центром і під кутом прямокутника з рівномірно розподіленим навантаженням

Значення вертикальних напружень σ_{zo} для точок, розташованих під

центром прямокутної площі визначаються за формулою [3]:

$$\sigma_{z0} = \alpha \cdot p,$$

де α – коефіцієнт, який приймається за таблицею 8.1 залежно від величин η та ζ ;

p – середній тиск під подошвою фундаменту.

Співвідношення сторін подошви фундаменту визначається за формулою:

$$\eta = l/b,$$

де l – довга сторона прямокутника завантаження, м;

b – коротка сторона прямокутника завантаження, м.

Відносна глибина визначається за формулою:

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

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

Значення вертикальних напружень σ_{zc} для точок, розташованих під кутом прямокутної площі, визначаються за формулою:

$$\sigma_{zc} = 0.25 \cdot \alpha \cdot p,$$

де α – визначається за таблицею 8.1, залежно від величин η та ζ .

Приклад епюри розподілу напруги по глибині основи наведено (рис. 5.2).

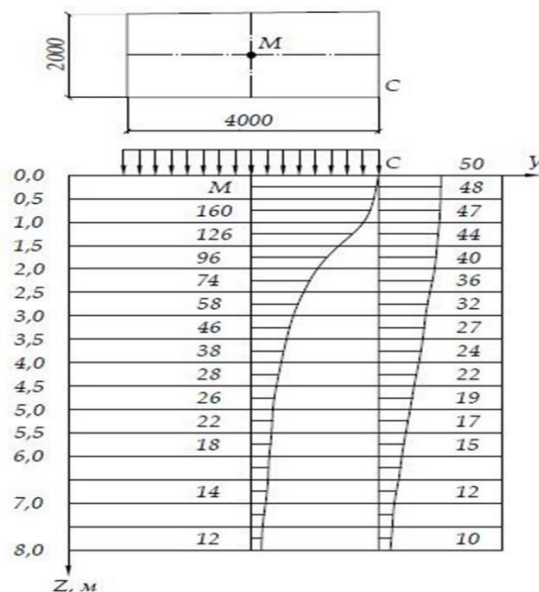


Рисунок 5.2 – Схема завантаженої площі та епюри розподілу напружень σ_z для точок М і С за вертикальними перерізами

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 6

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ У ГРУНТОВІЙ ТОВЩІ В УМОВАХ ПЛОСКОГО ЗАВДАННЯ

Мета практичної роботи – визначити величину напружень σ_z для стрічкового фундаменту, побудувати епюру розподілу напружень та лінію рівних напружень (ізобару).

Умови плоскої задачі матимуть місце тоді, коли напруги розподіляються в одній площині, в напрямку перпендикулярному вони або будуть рівні нулю, або постійні. Ця умова має місце для дуже витягнутих у плані споруд, наприклад, стрічкових і стінових фундаментів, основ підпірних стінок, насипів, дамб і подібних споруд. При збільшенні відношення довжини площі завантаження l до її ширини b (при рівномірно розподіленому навантаженні) завдання визначення напружень з великою основою може розглядатися як плоска (плоска деформація).

Зазвичай плоске завдання може прийматись, коли $l/b > 10$ (рис. 6.1).

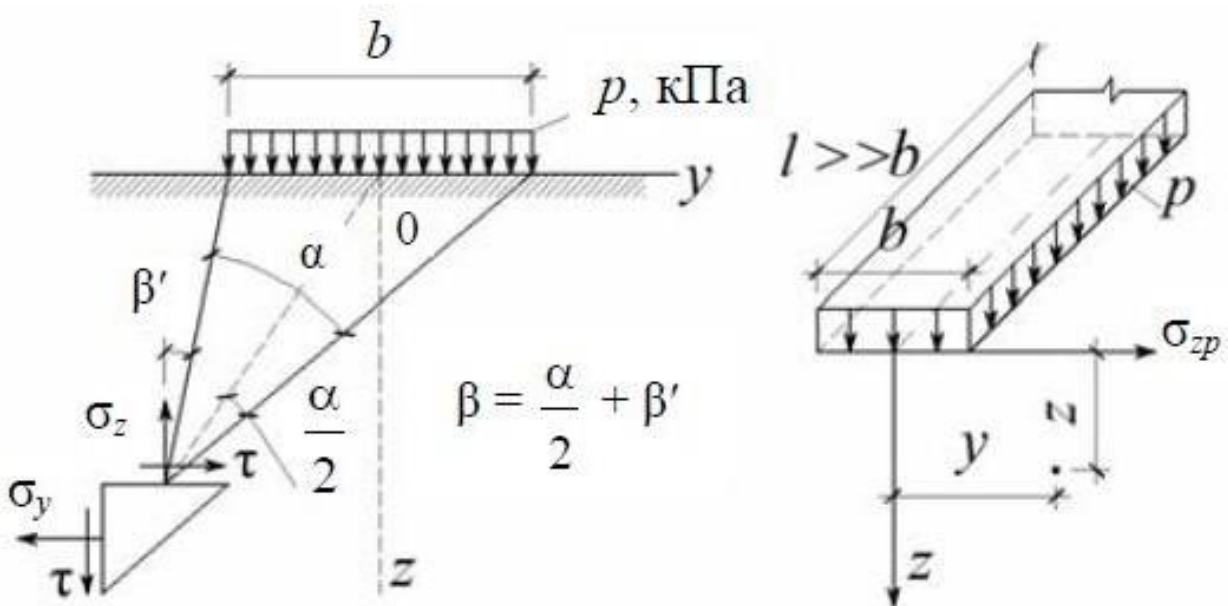


Рисунок 6.1 – Схема дії рівномірно розподіленого
смугового навантаження

В умовах плоскої задачі визначаються три складові напруги: нормальні напруги σ_z і σ_y , які обчислюються за виразами:

$$\sigma_z = K_z \cdot p;$$

$$\sigma_y = K_y \cdot p.$$

Дотичні напруги τ_{yz} , що обчислюються за виразом

$$\tau_{yz} = K_{yz} \cdot p,$$

де K_z , K_y , K_{yz} – коефіцієнти впливу відповідних напружень, значення яких наведені у таблиці 6.1, залежно від величини відносних координат z/b та y/b ;

p – середній тиск під подошвою фундаменту рівномірно розподіленого смугового навантаження, кПа.

Користуючись даними таблиці 6.1, легко побудувати епюри розподілу напружень горизонтальними і вертикальними перерізами масиву ґрунту у разі плоского завдання.

Як приклад, на рисунку 6.2 показані епюри стискаючих напружень σ_z для вертикальних та горизонтальних перерізів масиву ґрунту. Користуючись отриманими епюрами напруги, легко побудувати і криві рівних напружень.

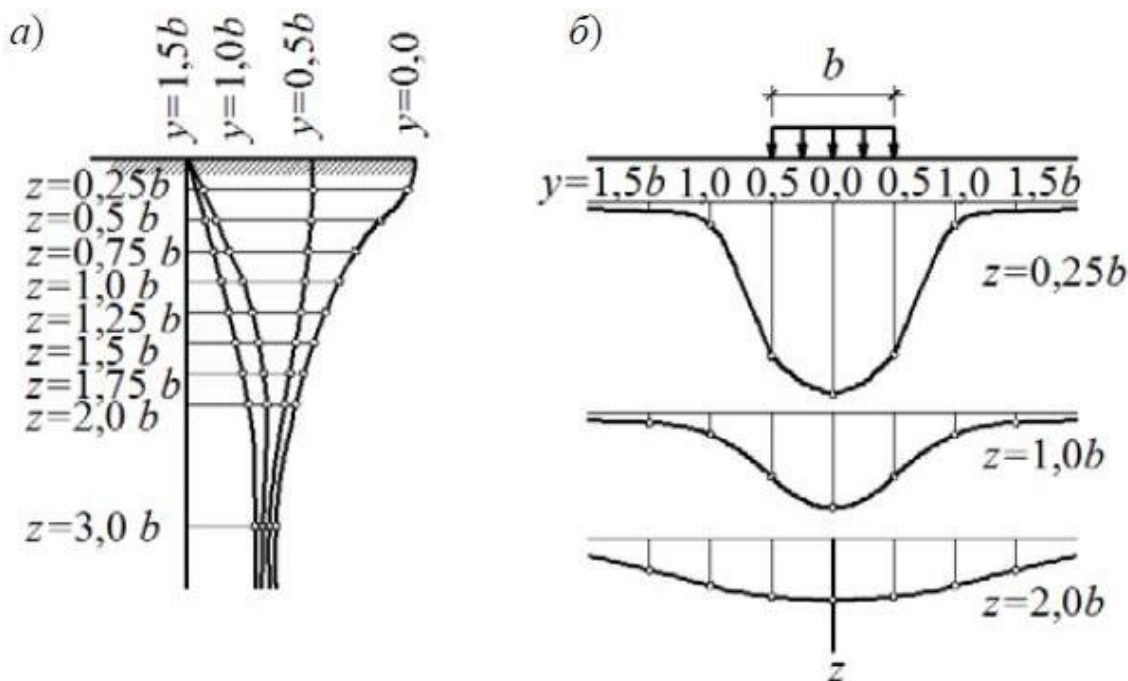


Рисунок 6.2 – Епюри розподілу стискаючих напружень σ_z по вертикальних (а) та горизонтальних (б) перерізах масиву ґрунту

На рисунку 6.3, а наведені лінії однакових вертикальних стискаючих напружень або тисків (ізобари), на рис. 6.3, б – лінії однакових горизонтальних напружень (розпори) і на рис. 6.3, в – лінії однакових дотичних напружень (зрушення), що наочно характеризують всю напружену область ґрунту під смугоподібним навантаженням.

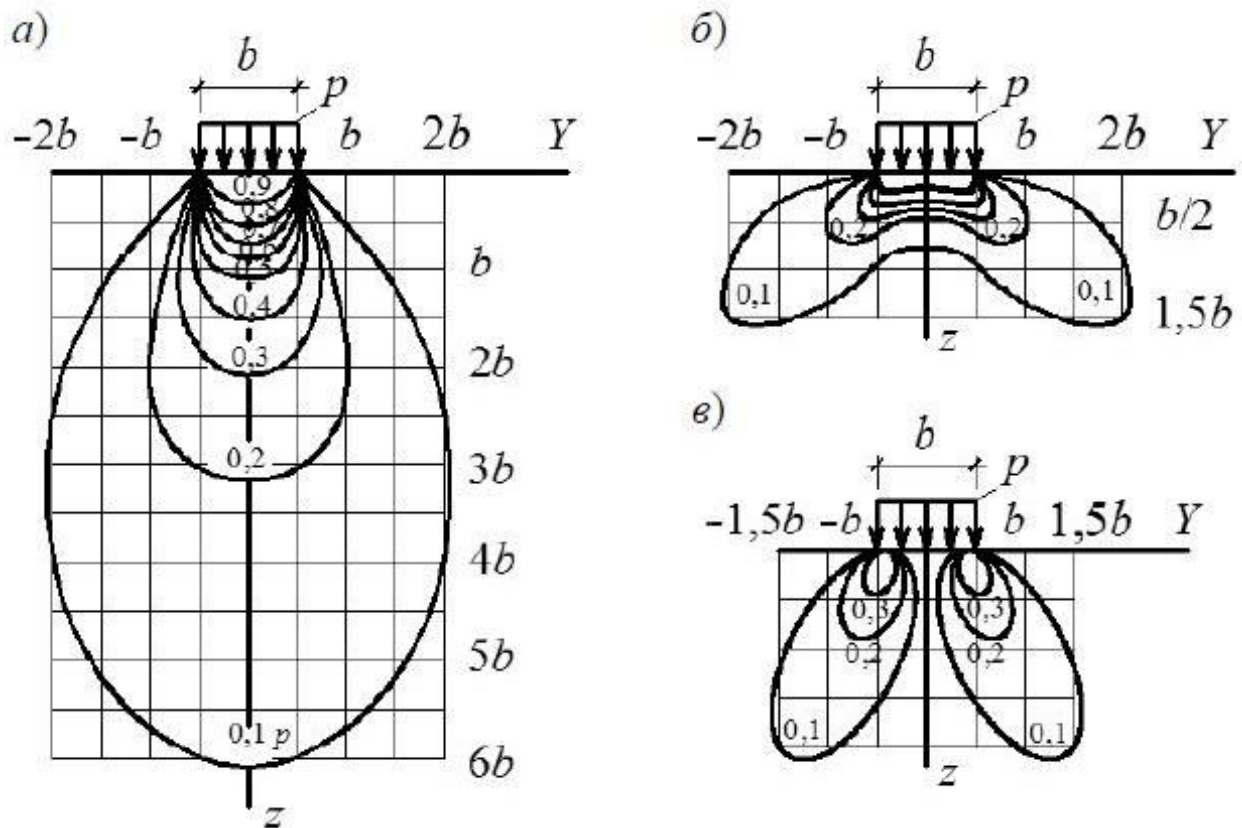


Рисунок 6.3 – Лінії рівних напружень у масиві ґрунту:

а – ізобари σ_z ; б – розпори σ_y ; в – зрушення τ_{zx}

Таблиця 6.1 – Значення коефіцієнтів впливу K_z , K_y та K_{yz} для визначення складових напружень у разі дії рівномірно розподіленого навантаження в умовах плоского завдання

z/b	0			0,25			0,5			1,0			1,5			2,0		
	K_z	K_y	K_{xy}	K_z	K_y	K_{xy}	K_z	K_y	K_{xy}	K_z	K_y	K_{xy}	K_z	K_y	K_{xy}	K_z	K_y	K_{xy}
0	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0	0,50	0,50	0,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,35	0,30	0,02	0,17	0,05	0,00	0,07	0,01	0,00	0,04	0,00
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26	0,08	0,21	0,13	0,02	0,12	0,04	0,00	0,07	0,02
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20	0,15	0,22	0,16	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,01	0,41	0,09	0,16	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,10	0,03	0,1	0,05
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,12	0,20	0,11	0,14	0,10	0,12	0,10	0,04	0,11	0,07
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
1,75	0,35	–	0	0,34	0,01	0,04	0,30	0,03	0,08	0,20	0,05	0,10	0,14	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08
2,00	0,31	–	0	0,31	–	0,03	0,28	0,02	0,06	0,17	0,02	0,06	0,13	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
3,00	0,21	–	0	0,21	–	0,02	0,20	0,01	0,03	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05
4,00	0,06	–	0	0,16	–	0,01	0,15	–	0,02	0,12	–	–	0,11	–	–	0,09	–	–
5,00	0,13	–	0	0,13	–	–	0,12	–	–	0,10	–	–	0,10	–	–	–	–	–
6,00	0,11	–	0	0,10	–	–	0,10	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 7

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ У ГРУНТОВІЙ ТОВЩІ ВІД ВЛАСНОЇ ВАГИ ГРУНТУ

Мета практичної роботи – визначити напруги від власної ваги ґрунтів та побудувати епюру розподілу даних напружень.

Напруги від власної ваги ґрунту (природні) мають значення для свіжонасипаних земляних споруд та оцінки природної ущільненості ґрунтів.

Насправді використовують спрощену методику розрахунку, засновану на припущенні у тому, що природні напруги у масиві ґрунту формуються лише під впливом своєї ваги. Також прийнято вважати, що всі деформації масиву від власної ваги припинилися і напруга повністю стабілізувалася. Практичний інтерес становлять значення стискаючих напружень σ_z .

При горизонтальній поверхні масиву ґрунту однорідного нашарування стискаючі напруги на глибині h визначаються виразом:

$$\sigma_z = \gamma \cdot h,$$

де γ – питома вага ґрунту [3].

Епюра природних напружень масиву ґрунту однорідного напластування при горизонтальній поверхні матиме вигляд трикутника (рис. 7.1, а).

При неоднорідному напластуванні чи наявності підземних вод, а також при горизонтальній поверхні напруги від власної ваги ґрунтів визначатиметься окремо для кожного шару (рис. 7.1, б):

$$\sigma_z = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sb} \cdot h_2 .$$

Причому питома вага ґрунту, розташованого нижче за рівень підземних вод, визначатиметься з урахуванням зважуючої дії води γ_{sb} :

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} ,$$

де γ_s – питома вага часток ґрунту;

γ_w – питома вага води, що приймається рівною 10 кПа;

e – коефіцієнт пористості ґрунту.

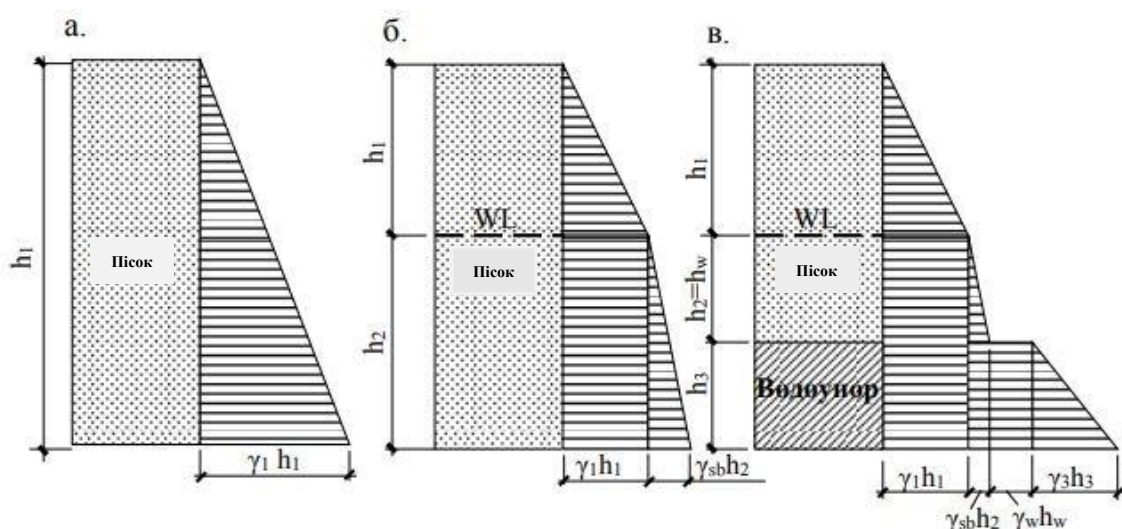


Рисунок 7.1 – Епюри розподілу напружень від власної ваги ґрунтів

Якщо нижче рівня підземних вод залягає водоупорний шар, то на його покрівлі додатково враховують тиск від стовпа вище розташованої води рівний $\gamma_w \cdot h_w$ (рис. 7.1, в):

$$\sigma_z = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sb} \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_w + \gamma_3 \cdot h_3.$$

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 8 РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ФУНДАМЕНТУ

Розрахунок осідання фундаменту проводимо відповідно до вимог ДБН В.2.1-10-2009 методом пошарового підсумовування [3].

Результати розрахунку подаються у табличній формі (табл.8.2).

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

Співвідношення сторін підшови фундаменту визначається за формулою:

$$\eta = l/b,$$

де l – довга сторона підшови фундаменту (прямокутника завантаження), м;

b – коротка сторона подошви фундаменту (прямокутника завантаження), м.

Відносна глибина визначається за формулою

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

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

Додатковий тиск по подошві кожного елементарного шару

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

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, m^2 , яка визначається для фундаменту: з квадратною подошвою як $A = b^2$; з прямокутною подошвою – $A = b \times l$, стрічкового – $A = b \times 1$;

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

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

Коефіцієнт розсіювання напружень α_i визначаємо за таблицею 8.1 залежно від величин η та ζ .

Таблиця 8.1 – Коефіцієнт α для розрахунку осідання фундаментів

ζ	Коефіцієнт α 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	
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 :

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

Нижня межа, до якої виконується розрахунок, називається нижньою межею товщини, що стискається. Нижня межа товщини, що стискається може бути визначена будь-яким з двох способів: першим - аналітичним, тобто при приблизному виконанні рівності $\sigma_{zp(i)} = 0,2 \cdot \sigma_{zg(i)}$, при $E > 5$ МПа або $\sigma_{zp(i)} = 0,1 \cdot \sigma_{zg(i)}$, 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:

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

Осідання елементарного шару:

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

де $\beta = 0,8$; E – модуль деформації ґрунту аналізованого елементарного шару.

Загальна осадка основи, що дорівнює осаді фундаменту:

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

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

Приклад оформлення розрахунку осідання фундаменту наведено (табл. 8.2).

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 9

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛІ

Розрахунок необхідної довжини палі

Необхідна довжина палі (рис. 9.1) залежить від фізико-механічних властивостей ґрунтів, конструктивних особливостей будівлі, величини і характеру прикладених навантажень, кліматичних умов будівництва тощо.

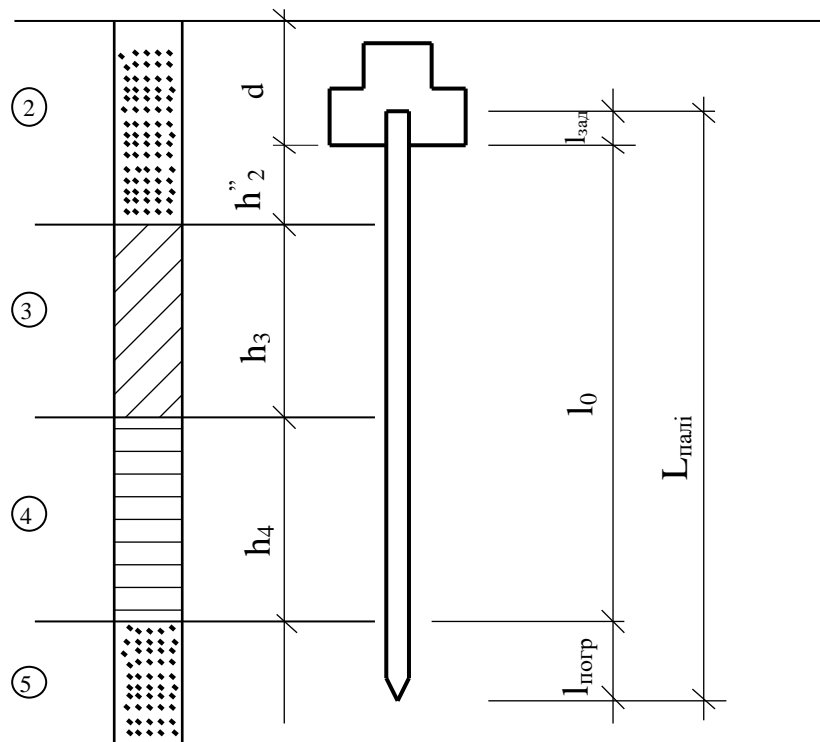


Рисунок 9.1 – Схема до розрахунку необхідної довжини палі

Глибину закладення підшви ростверку визначаємо з наступних факторів:

1) з урахуванням розрахункової глибини промерзання ґрунту в районі будівництва $d \geq d_f$, де d_f визначаємо аналогічно практичної роботи №3 «Визначення глибини закладання фундаменту» [3, 4, 5];

2) з урахуванням конструктивних особливостей будівлі (наявність підвалу,

вимог до модульності розмірів висот ростверку в цілому та його окремих елементів: $d \geq d_{\text{кон}}$.

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

При визначенні глибини занурення вістря паль слід вибрати шар ґрунту (відповідно до схеми на рисунку 9.1 це шар 4), що володіє високими значеннями фізико-механічних характеристик. Слід уникати спірання нижніх кінців паль на глинисті ґрунти $I_L > 0,6$ та пухкі піски. Обраний шар називається опорним.

Глибину занурення кінця паль в опорний шар ($l_{\text{зан}}$) прийняти не менше:

– 0,5 м в піщані ґрунти (великі, середньої крупності) та пилувато-глинисті з $I_L \leq 0,1$;

– 1,0 м в інші ґрунти [8].

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

Мінімальна необхідна довжина палі складе:

$$l_{\text{палі}}^{\text{min}} = l_{\text{зак}} + l_0 + l_{\text{зак}},$$

де l_0 – сума шарів ґрунту, що прорізаються палями.

Остаточну довжину забивних паль, їх марку, вагу 1 погонного метра встановлюємо з урахуванням існуючих специфікацій (табл.9.1).

Таблиця 9.1 – Сортамент забивних залізобетонних паль

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

Продовження таблиці 9.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
ПНдр7-30	7 000	250	1 400		300	0,64	1,60	16,5
ПНдр8-30	8 000		1 600	2 400		0,73	1,83	17,6
ПН9-30	9 000		1 800	2 600		0,82	2,05	36,0
ПНдр9-30								24,6
ПН10-30	10 000		2 100	2 900		0,91	2,28	39,6
ПНдр10-30								27,0
ПН11-30	11 000		2 300	3 200		1,00	2,50	42,7
ПНдр11-30								28,8
ПНк11-30								33,0
ПН12-30	12 000		2 500	3 500		1,09	2,73	45,7
ПНдр12-30								38,1
ПНк12-30								35,2
ПН13-30	13 000		2 700	3 800		1,18	2,95	51,4
ПНдр13-30								43,2
ПНк13-30								40,0
ПН14-30	14 000	2 900	4 100	1,27	3,18	55,6		
ПНдр14-30						55,2		
ПНк14-30						43,3		
ПН15-30	15 000	3 100	4 400	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 [8].

На підставі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування пальових фундаментів визначаємо класифікаційний тип паль щодо їх роботи в ґрунті [7,8].

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

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

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

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за таблицею 9.2;

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 визначаємо по таблиці 9.3 [8];

h_i – довжини розрахункових ділянок, визначаємо на підставі геологічної будови району будівництва та положення палі у ґрунті за схемою рисунка 9.2.

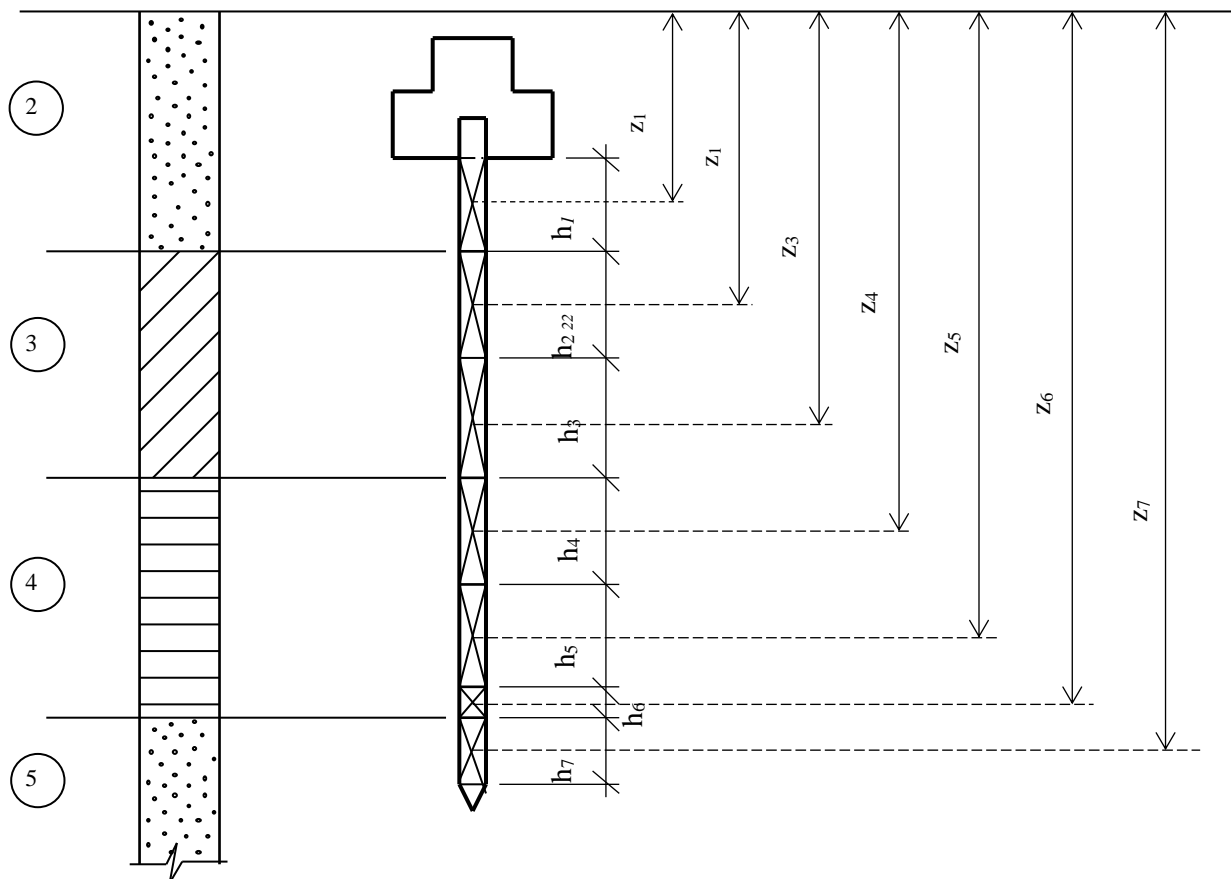


Рисунок 9.2 – Схема до розрахунку несучої здатності одиночної палі

Максимальне значення для розрахункової довжини h_i рекомендується прийняти 2 м.

Таблиця 9.2 – 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 9.3 – Значення розрахункових опорів на бічній поверхні під забивними палями і палями-оболонками

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори на бічній поверхні під забивними палями і палями - оболонками, 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

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 10 СТІЙКІСТЬ СХИЛУ ТА УКОСУ

Розрахунок стійкості схилу методом круглоциліндричних поверхонь

Широко розповсюджений інженерний метод розрахунку, застосування якого найбільше доцільне у випадках, коли в ґрунтовому масиві немає явно вираженої поверхні ковзання. Метод використовує допущення про можливість зсуву укосу (схилу) по круглоциліндричній поверхні ковзання щодо деякого

центра обертання [9, 10]. Місце розташування останнього первісно невідомо, тому визначається підбором, виходячи з умови одержання мінімального значення коефіцієнта запасу стійкості k_{stmin} . Стійкість забезпечується, якщо виконується вимога:

$$k_{st\ min} \geq k_{st}^i,$$

де k_{st}^i – нормативний коефіцієнт стійкості, що залежить від вимог проекту.

Розрахунковий коефіцієнт запасу стійкості визначається за виразом:

$$k_{st} = M_{sr}/M_{sa},$$

де M_{sr} і M_{sa} – моменти щодо центра обертання відповідно всіх утримуючих сил і сил, що зрушують.

У загальному випадку до утримуючих сил F_{sr} відносяться сили тертя, що діють по поверхні ковзання і перешкоджають зсуву призми обвалення, а також сили зчеплення в ґрунті. До сил, що зрушують (F_{sa}), відносяться сили, що діють по поверхні ковзання, але в напрямку можливого зсуву ґрунтового масиву і, крім того, всі сили, що діють у тому ж напрямку: від поверхневого завантаження постійного чи тимчасового, ймовірної горизонтальної сили тощо.

Етапи розрахунку і деякі практичні рекомендації:

- 1) відповідно до завдання на міліметровці (зручніше) чи на папері формату А4 (А3) вичертити укiс (схил). Масштаб, що рекомендується, 1 : 200;
- 2) розташувати на поверхні схилу будинок (з урахуванням В, а, d);
- 3) провести з деякого довільно обраного центра O_1 циркулем лінію, що проходить через дві точки: точка А – підшва схилу і точка К – віддалений (від брівки) край фундаменту (пропонується центр обертання O_1 розташовувати на перпендикулярі до прямої лінії АС, проведеному з її середини). Дуга АС (рис. 10.1) трактується як лінія ковзання, а весь ґрунтовий масив АСД разом з будинком – як відсік (призма) обвалення. Масив, що зміщується, вважається недеформованим і всі його точки беруть участь у загальному русі. Розрахунок ведуть на 1 м довжини укусу (із площини креслення);

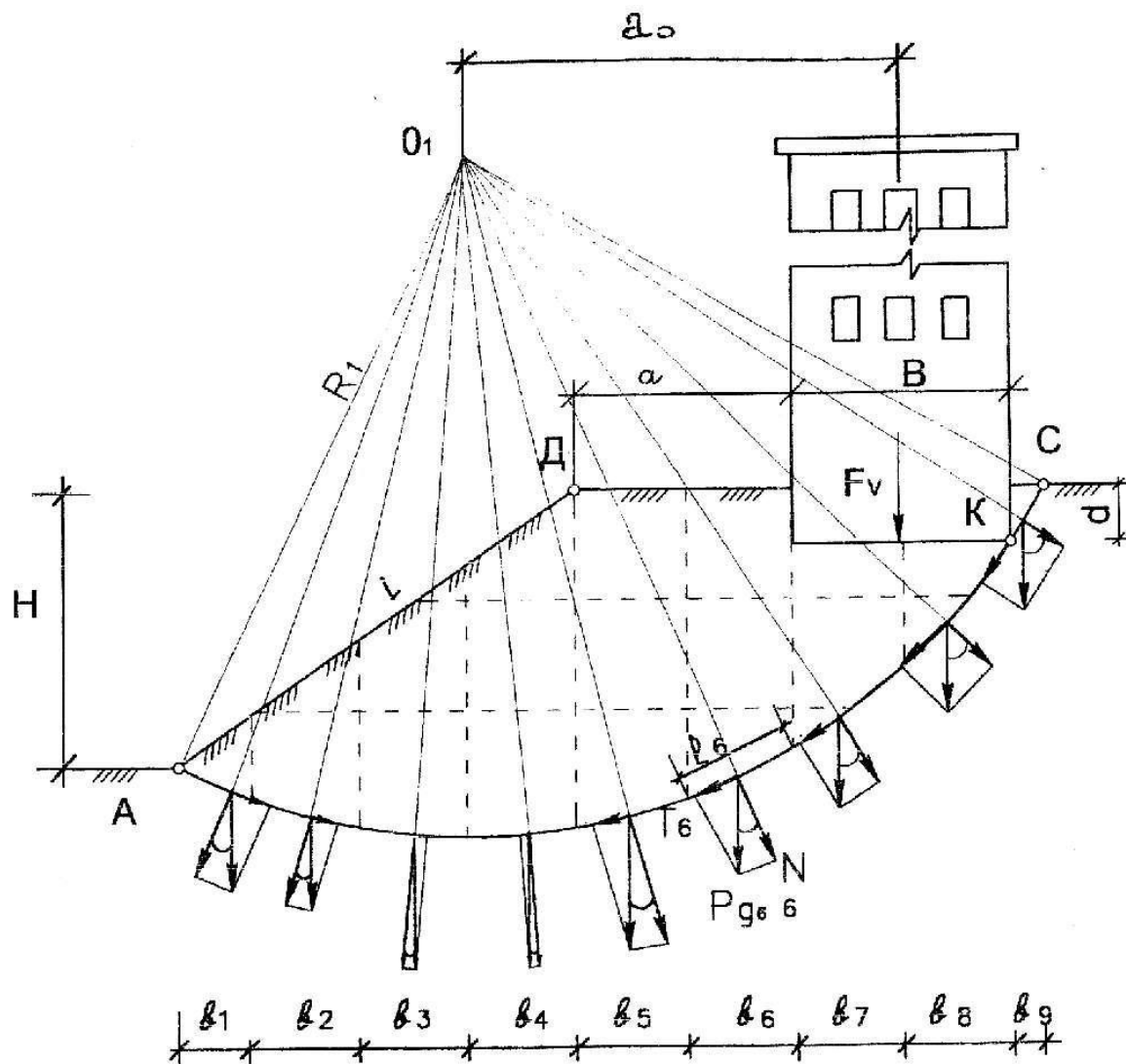
4) визначити графічно радіус R_1 і відстань a_0 від центра O_1 до центральної осі будинку (рис. 10.1);

5) призму обвалення розбити вертикальними лініями на окремі елементи, ширина яких b_i приймається рівною 2–4 м. Далі кожен елемент, у свою чергу, розглядається таким, що складається з декількох найпростіших геометричних фігур – трикутника, прямокутника і трапеції (ділянка фігури, сформована і-м відрізком лінії ковзання, апроксимується прямою лінією). Характер розбивки визначається з урахуванням неоднорідності ґрунтів і профілю схилу так, щоб у межах дуги ковзання кожного і-го елемента кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення ґрунту c були постійні;

6) вага ґрунту в об'ємі елемента P_{g_i} визначається як сума добутків площі тієї чи іншої найпростішої фігури на питому вагу відповідного їй ґрунту і прикладається в центрі ваги елемента, що знаходиться на його осі симетрії (незначним зсувом, внесеним трикутними складовими, можна зневажити);

7) вага ґрунту в об'ємі елемента P_{g_i} визначається як сума добутків площі тієї чи іншої найпростішої фігури на питому вагу відповідного їй ґрунту і прикладається в центрі ваги елемента, що знаходиться на його осі симетрії (незначним зсувом ц. т., внесеним трикутними складовими, можна зневажити);

8) навантаження від ваги ґрунту кожного елемента переноситься в рівень його основи, де розкладається на нормальну N_i (по радіусі обертання) і дотичну до поверхні ковзання T_i сили;



Наймен. грунту	Потужність слою $h_i, \text{М}$	γ_i кН/м ³	φ_i град.	c_i кПа.

Рисунок 10.1 – До розрахунку стійкості схилу

9) вимірюються (транспортиром) кути α_i ;

10) також графічно або аналітично визначається довжина дуги ковзання l_i кожного i -го елемента:

$$l_i = b_i / \cos \alpha_i.$$

Момент сил $\sum T_i$ відносно точки O_1 , що прагнуть змістити відсік обвалення ADC по напрямку своєї дії, дорівнюватиме:

$$M_{sa} = R_1 \sum_{i=1}^n T_i.$$

Цьому зсуву протидіють сили тертя і зчеплення, прикладені до ґрунтового масиву по поверхні ковзання AC довжиною $\sum_{i=1}^n l_i$. Розрахунковий момент цих сил щодо того ж центра обертання O_1 можна визначити з виразу:

$$M_{sr} = R_1 \sum_{i=1}^n N_i \operatorname{tg} \phi_{1i} + R_1 \sum_{i=1}^n c_{1i} l_i;$$

11) для зручності обчислень усі розрахунки ведуть в табличній формі (табл. 10.1);

12) коефіцієнт запасу стійкості визначають за формулою, що записується у вигляді:

$$k_{sti} = \frac{R_1 \sum F_{sr_i} + R_1 \sum c_{1i} l_i}{R_1 \sum F_{sa_i} + F_v \cdot a_0};$$

13) зіставляються величини розрахункового k_{sti} і необхідного нормативного k_{st}^H коефіцієнтів запасу стійкості (прийняти $k_{st}^H = 1,2$) і на цьому розрахунок закінчується. На практиці ж необхідно намітити нові центри обертання O_n , знайти коефіцієнти k_{st}^H і визначити, в кінцевому рахунку $k_{st_{min}}^H$. Оскільки виконання зазначених розрахунків ручним засобом є дуже трудомістким, розроблені спеціальні комп'ютерні програми, за допомогою яких шляхом перебору варіантів встановлюється найменше значення коефіцієнта запасу стійкості. Якщо $k_{st} < k_{st}^H$, то потрібно вжити заходів по підвищенню стійкості укосу (проектування більш положистого його обрису, заглиблення фундаменту і збільшення його ширини, проектування пальового фундаменту та інше), після чого виконати розрахунки з урахуванням нових умов.

Таблиця 10.1 – Зведена таблиця розрахунків

Номер елементу	Вага елемента, P_{gi} , кН	Кут, α_i , градуси	$N_i =$ $P_{gi} \cdot \cos\alpha_i$	Кут, φ_i , градуси	Утримуюча сила, $F_{sri} = N_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i$	Зрушуюча сила $F_{sai} = T_i =$ $P_{gi} \cdot \sin\alpha_i$	Питоме зчеплення, c_i , кПа	Довжина дуги, l_i , м
					$\Sigma F_{sr} =$	$\Sigma F_{sa} =$		

Примітка. При підрахунку зрушуючих сил складові T_i , що направлені в сторону, протилежну зсуву, приймаються з протилежним знаком.

ПРАКТИЧНА РАБОТА 11

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ В ОСОБЛИВИХ ҐРУНТОВИХ УМОВАХ

Проектування ґрунтових подушок

Ґрунтові подушки влаштовують для повної заміни шару слабкого ґрунту (при невеликій його товщині) або лише певного його об'єму в межах активної зони основи (іншими словами – стисливої або деформаційної зони, що впливає на осідання фундаменту) на глибину (1-2) b (тут b – ширина подошви фундаменту) і більше шляхом відсипання привізних або місцевих ґрунтів із подальшим їхнім пошаровим ущільненням укочуванням (котками, транспортними засобами і т. п.), вібруванням (віброкотками, віброплитами, самохідними й переставними вібротрамбівками) або механічним трамбуванням. У першому випадку при прорізанні усього шару слабкого ґрунту подушки називають «обпертими», у другому – «розподільчими» [11].

Як матеріал для подушок, застосовують привізні пісок (крупний або середньої крупності без глинистих або органічних домішок), гравій, щебінь, шлак, мінеральні відходи різних виробництв або місцеві перероблені глинисті ґрунти. Подушки із сипких матеріалів, маючи порівняно високу несучу здатність і дренажні властивості, особливо ефективно сприяють зміцненню водо насичених ґрунтів. Подушки ж із місцевих глинистих ґрунтів доцільні як штучні основи при будівництві на лесових просадних ґрунтах, оскільки ущільнений глинистий ґрунт подушки, маючи підвищені міцності характеристики та малу стисливість, набуває також і низької фільтраційної здатності, що дозволяє йому слугувати протифільтраційним екраном і впливати від того на зниження абсолютної величини й відносної нерівномірності деформацій нижче розташованої непереробленої ґрунтової товщі.

Найпростішим у практиці фундаментобудування видом штучної основи є піщані подушки. Їх влаштовують у попередньо відкопаних котлованах із

максимально крутими укосами (але не крутішими за природні укоси для даного ґрунту) або з кріпленням їхніх стінок на розрахункову глибину $d + H_{cs}$ (рис. 12.1). Відсипані шари піску товщиною 15 см – 20 см ущільнюються укочуванням, вібруванням або трамбуванням до щільності сухого ґрунту не менше $d_s = 1,65 \text{ г/см}^3$ (зазвичай приймають $d_s = 1,65 \text{ г/см}^3 - 1,7 \text{ г/см}^3$). При ущільненні піску важкими трамбівками товщину відсипаних шарів збільшують до 2 м. Якщо подушку влаштовують у сухому котловані, а пісок має низьку вологість, то при пошаровому укладанні його дозволяють поливанням до оптимальної вологості W_{opt} (приймають $W_{opt} = 8\% - 10\%$ або визначають за формулою:

$$W_{opt} = 0.7 \cdot e \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s},$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту;

ρ_s – щільність твердих мінеральних часток ґрунту, г/см^3 ;

ρ_w – щільність води, яка дорівнюється 1 г/см^3 .

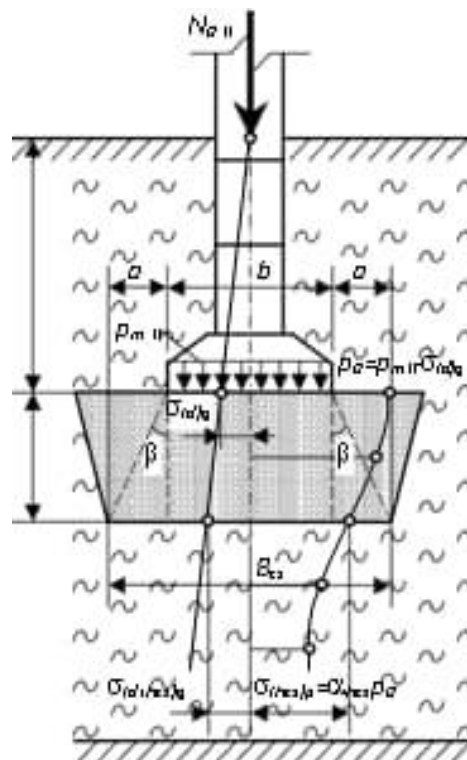


Рисунок 11.1 – Розрахункова схема до проектування піщаної подушки

Влаштування ґрунтових подушок

У спеціально розроблюваному проєкті влаштування ґрунтових подушок мають бути зазначені їхня висота й розміри в плані (у межах окремих фундаментів або будівлі чи споруди в цілому); рекомендовані види ґрунтів та їхні фізико-механічні характеристики; значення оптимальної вологості й потрібної щільності ґрунту; товщина відсипаних шарів; типи ущільнюючих ґрунт механізмів, розрахунковий опір ущільненого ґрунту подушки.

Для практичних обчислень розмірів ґрунтової подушки можна користуватись спрощеною методикою. При цьому висоту подушки (рис. 12.1) визначають за умови, щоб тиск по її підосві на підстеляючий шар $\sigma \cdot (d + H_{cs})_{II}$ не перевищував розрахункового опору слабкого ґрунту $R \cdot (d + H_{cs})$ на глибині покрівлі підстеляючого шару, тобто при дотриманні нерівності:

$$\sigma \cdot (d + H_{cs})_{II} = \sigma \cdot (d + H_{cs})_g + \sigma \cdot (H_{cs})_p \leq R \cdot (d + H_{cs}),$$

де $\sigma \cdot (d + H_{cs})_g$ і $\sigma \cdot (H_{cs})_p$ – відповідно природний тиск від власної ваги ґрунту та додатковий тиск від зовнішнього навантаження, що передається через фундамент по його підосві, на глибині $d + H_{cs}$ покрівлі підстеляючого шару слабкого ґрунту.

Розміри подушки в плані залежать від опору горизонтальному тиску ґрунту, що розташований навколо подушки. Зазначена характеристика повинна запобігти витисканню подушки в сторони задаються кутом β (рис. 12.1), під яким тиск від зовнішнього навантаження розподіляється в тілі ґрунтової подушки. Досвід будівництва засвідчує, що її стійкість забезпечується при $\beta = 30^\circ - 45^\circ$, причому чим більша відмінність у механічних характеристиках слабкого ґрунту й піску, застосованого для подушки, тим кут β більший. Тоді ширину подушки понизу V_{cs} можна визначити за формулою

$$V_{cs} = b + 2a = b + 2H_{cs} \operatorname{tg}\beta.$$

Ширину подушки поверху призначають, ураховуючи, що котлован для неї відкопується з максимально крутим укосом.

Більш точні розміри ґрунтових подушок доцільно визначати, розглядаючи їхню стійкість, у складних випадках улаштування штучних основ.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ 12

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРЯМУ, ШВИДКОСТІ ТА ДІЙСНОЇ ШВИДКОСТІ ФІЛЬТРАЦІЇ ПІДЗЕМНИХ ВОД

За трьома свердловинами, які розташовані (у плані) в кутах рівностороннього трикутника визначаємо напрямок, швидкість фільтрації та дійсну швидкість руху підземних вод.

Для визначення напрямку руху підземних вод необхідно побудувати (у масштабі М 1:1000) план розташування свердловин (орієнтація плану довільна). Біля кожної свердловини вказати в чисельнику її номер, а знаменнику – абсолютну позначку рівня ґрунтових вод (далі – РГВ). Ця відмітка розраховується як різниця між абсолютною позначкою гирла свердловини та глибиною залягання РГВ. На лінії між свердловинами з максимальною та мінімальною відмітками РГВ методом інтерполяції знайти відмітку середньої свердловини. Отриману відмітку з'єднати з фактичною середньою позначкою. Лінія, яка з'єднує крапки з однаковими відмітками РГВ, називається гідроізогіпсою. На гідроізогіпсі зі свердловини з найбільшою відміткою РГВ опустити перпендикуляр (показати стрілкою). Нормаль цієї лінії в сторону зменшення абсолютних відміток і є напрямком руху підземних вод або лінія течії (рис. 12.1).

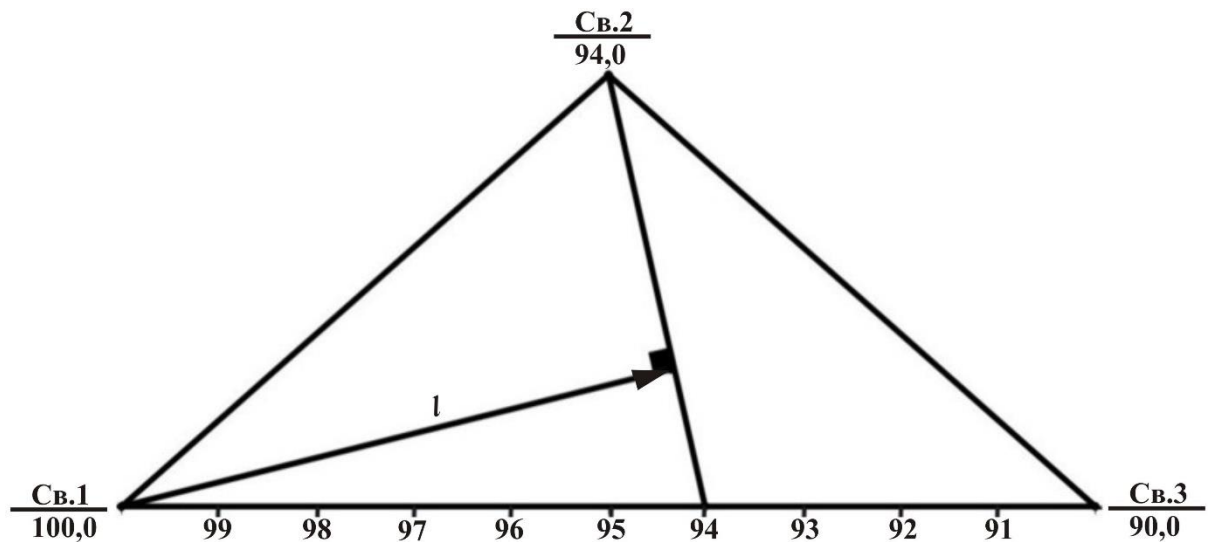


Рисунок 12.1 – Схема визначення напрямку руху підземних вод, М 1:1000

Таким чином, напрям потоку підземних вод перпендикулярно гідроізогіпси і направлений у бік зниження РГВ (показати стрілкою).

Згідно із законом руху підземних вод, встановленим у 1856 р. французьким гідрогеологом Анрі Дарсі, швидкість руху підземних вод прямо пропорційна гідравлічному градієнту:

$$V = k_f \cdot I,$$

де k_f – коефіцієнтом фільтрації;

I – гідравлічний градієнт.

Коефіцієнт пропорційності k_f називається коефіцієнтом фільтрації, визначається експериментально, залежить від типу порід і чисельно дорівнює швидкості руху води при $I = 1$.

Гідравлічний, або напірний, градієнт визначається як відношення різниці рівнів підземних вод між двома точками по лінії течії до відстані між цими точками, розраховується за формулою

$$I = \frac{H_1 - H_2}{L},$$

де H_1, H_2 – величини гідродинамічного напору в різних перерізах потоку, м;

L – відстань між перерізами, м.

Швидкість руху, визначена за формулою вище, не є дійсною швидкістю, а значно меншою при одному і тому самому гідравлічному градієнті. Це

пояснюється тим, що вода фільтрується не по всій площі поперечного перерізу A , а по тій частині, де є пори. Дійсна швидкість руху води –

$$V = k_f \cdot I/n,$$

де n – пористість породи, тобто частина площі в долях одиниці, яка припадає на пори.

Умови залягання та розповсюдження підземних вод відображаються на гідрогеологічних картах, які складаються на топографічній основі і на певну пору року. Поверхня (дзеркало) підземних вод зображується на картах у вигляді ізоліній – гідроізогіпс (з грец. «гідро» – вода, «іzos» – рівний, «гіпсос» – висота) – ліній, що з'єднують однакові абсолютні (або відносні) відмітки дзеркала підземних вод.

Для побудови гідрогеологічної карти пробурюють ряд розвідувальних свердловин по певній сітці. За допомогою мірної хлопавки вимірюють сталий рівень ґрунтових вод, а топографічним методом визначають абсолютні відмітки гирла свердловин та дзеркала підземних вод. Арифметичним методом або за допомогою палетки знаходять точки з однаковими відмітками поверхні підземних вод через певний крок (як правило, 0,5–1 м), які з'єднують плавними кривими (рис. 12.2).

Гідроізогіпси мають всі властивості горизонталей. За допомогою такої карти можна визначити глибину до води у будь-якій точці як різницю між відмітками поверхні та дзеркала підземних вод, напрям руху, гідравлічний градієнт, а при необхідності і запроєктувати дренажну систему.

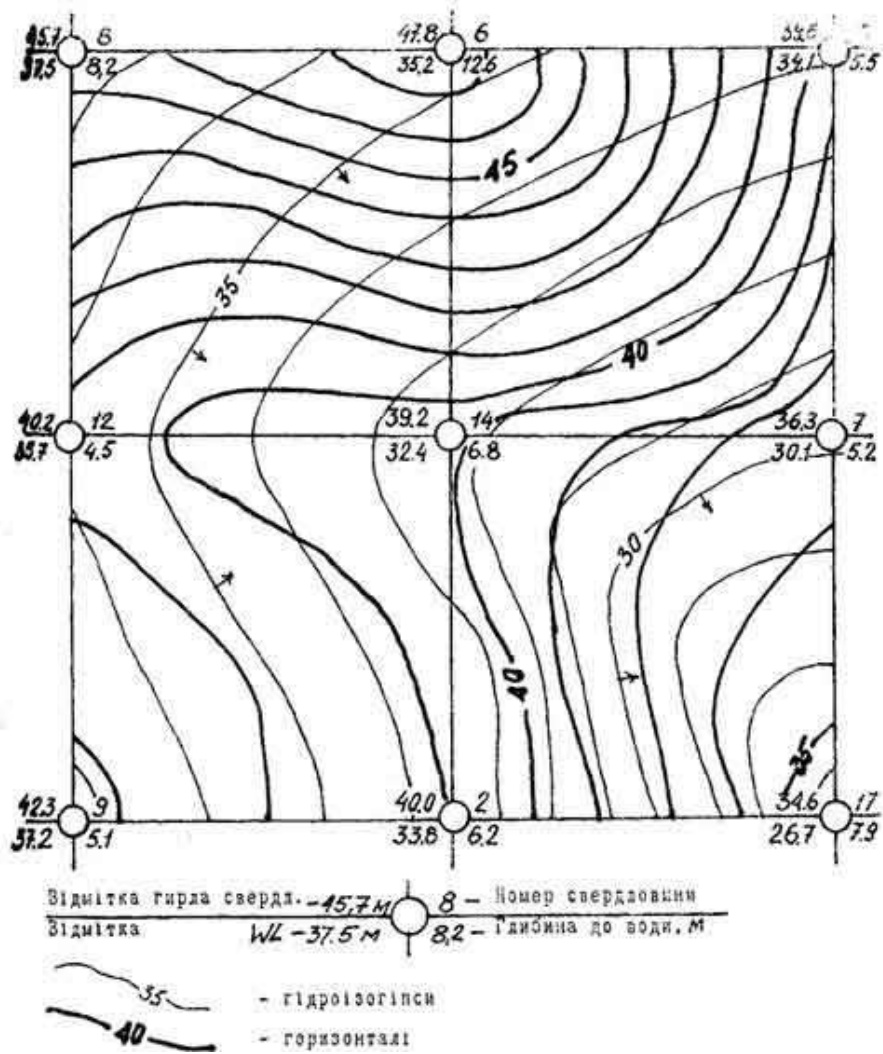


Рисунок 12.2 – Гідрогеологічна карта

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ Б А.1.1–25–94. Ґрунти. Терміни та визначення. – [Чинний від 1994–10–01]. – Київ : Держбуд України, 2001. – 52 с.
2. ДСТУ Б В.2.1–2–96 (ГОСТ 25100–95). 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.2.1–10–2009. Зміна № 1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – [Чинний від 2011–07–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
4. ДБН В.2.1–10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – [Чинний від 2019–01–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 40 с.
5. ДСТУ–Н Б В.1.1–27:2010. Будівельна кліматологія . – [Чинний від 2011–01–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
6. ДБН А.2.1–1–2008. Інженерні вишукування для будівництва. – [Чинний від 2008–07–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. – 74 с.
7. ДСТУ Б В.2.1–27:2010. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – [Чинний від 2011–07–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 14 с.
8. ДБН В.1.1–46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. – [Чинний від 2017–11–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово- комунального господарства України, 2017. – 51 с.
9. ДСТУ –Н Б В.2.1–31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. – [Чинний від 2015–10–01]. – Київ : Мінрегіон України, 2015. – 86 с.
10. Основы, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др. ; под ред. Е. А. Сорочана. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
11. Александрович В. А. Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування

: конспект лекцій для студентів усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / В. А. Александрович, О. В. Гаврилюк, Ю. І. Кобзар ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 77 с. – Існує електрон. версія. (Режим доступу: https://eprints.kname.edu.ua/57670/1/2021_%D0%BF%D0%B5%D1%87.6%D0%9B.pdf, вільний).

12. Методичні рекомендації для оформлення лабораторних робіт (робочий зошит) із навчальної дисципліни «Інженерна геологія та механіка ґрунтів» (для студентів денної та заочної форми навчання ; уклад. О. В. Гаврилюк. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. – 28 с. – Існує електрон. версія. (Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/54098>, вільний).

13. 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. – Існує електрон. версія. (Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/45175/>, вільний).

Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації до проведення практичних занять
з навчальної дисципліни

«МЕХАНІКА ҐРУНТІВ І ОСНОВИ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ»

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

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

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*
За авторською редакцією
Комп'ютерне верстання *Ю. І. Кобзар*

План 2023, поз. 12М

Підп. до друку 04.07.2023. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 3,4.

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.