

Міністерство освіти і науки України  
Національний університет водного господарства та природоко-  
ристування  
Кафедра автомобільних доріг, основ і фундаментів

**03-03-204М**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до практичних занять та самостійної роботи з  
навчальної дисципліни

**«Основи та фундаменти транспортних споруд»**

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня  
за освітньо-професійною програмою  
«Будівництво та цивільна інженерія»  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
денної та заочної форми навчання

Рекомендовано науково-  
методичною радою з якості ННІБА  
Протокол № 5 від 11.02.2025 р.

Рівне – 2025

Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи з навчальної дисципліни **«Основи та фундаменти транспортних споруд»** для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна інженерія» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форми навчання. [Електронне видання] / Кузло М. Т.– Рівне : НУВГП, 2025 – 41 с.

Укладач: Кузло М. Т., докт. техн. наук, завідувач кафедри автомобільних доріг, основ та фундаментів.

Відповідальний за випуск: Кузло М. Т., д.т.н, завідувач кафедри автомобільних доріг основ, та фундаментів.

Керівник групи забезпечення спеціальності

Караван В. В.

Попередня версія методичних вказівок 03-03-062.

© М. Т. Кузло, 2025  
© НУВГП, 2025

## Зміст

	стор.
Вступ.....	4
1. Вихідні дані.....	4
2. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельної ділянки.	9
3. Визначення розрахункових показників ґрунтів	12
4. Визначення навантажень на підпірну стінку і ґрунт основи	15
4.1.Визначення активного тиску ґрунту	16
4.2.Визначення пасивного тиску ґрунту	18
4.3.Визначення сил на підпірну стіну від дії води	18
5. Розрахунки основи за несучою здатністю	28
6.Розрахунки деформацій основи підпірної стіни	31
Література	41

## ВСТУП

Виконання виконання практичних занять з дисципліни “Механіка ґрунтів, основи і фундаменти” передбачає надання студенту вміння здійснювати інженерні розрахунки та приймати на практиці проектні рішення з проектування основ і фундаментів транспортних споруд.

У даних методичних вказівках розглядається задачі з оцінки інженерно-геологічних умов ділянки будівництва, визначення навантажень на підпірну стінку і ґрунт основи, розрахунок підпірної стінки на стійкість і несучу здатність ґрунту основи, розрахунок осідання ґрунту основи підпірної стінки.

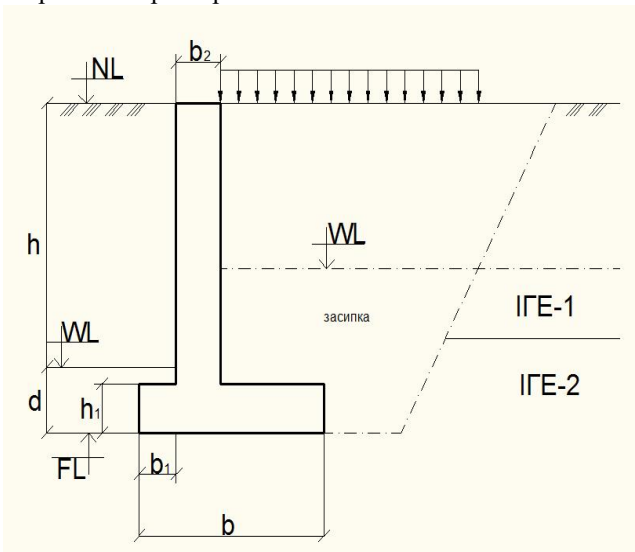
Основні розміри підпірних стін, як правило, визначається висотою підпору ґрунту  $h$ , який створено природним рельєфом місцевості (значення  $h$  задаються в таблиці 1.1).

### 1. ВИХІДНІ ДАНІ

Практичні заняття виконуються на основі вихідних даних, які визначаються за таблицями, що задані в цьому розділі.

Вибір розмірів підпірної стіни та навантаження здійснюється за останньою та передостанньою цифрами номера залікової книжки студента (таблиця 1.1).

Орієнтовні розміри



поперечного  
перерізу  
підпірної  
стіни  
 $d=1,2-1,6$   
 $h_1=(0,04-0,08)h$   
 $b=(0,7-0,9)h$   
 $b_1=(0,12-0,2)h$   
 $b_2=(0,12-0,2)h$

Рис.1.1.  
Схема кон-  
струкції підпі-  
рної стіни  
куткового  
типу.

Вибір варіанта інженерно-геологічних умов (таблиця 1.2) здійснюється за останньою цифрою суми двох останніх цифр шифра (номера задікової книжки студента). *Наприклад: шифр 74;  $7+4=11$ ; отже варіант інженерно-геологічних умов буде 1.*

Характеристики ґрунту зворотної засипки для стінки здійснюється за останньою цифрою номера залікової книжки студента (таблиця 1.3).

Таблиця 1.1

Розміри підпірної стіни

Варіант (остання цифра шифру)	Розмі- ри $h$ , м	Варіант (передос- тання циф- ра шифру)	Наванта- ження на поверхню ґрунту $q$ , кН/м	Відмітка	
				поверхні ґрунту $NL$	рівня під- земних вод $WL$
1	10.0	1	30	192	188
2	4.6	2	35	184	181
3	7.2	3	38	187	185
4	3.4	4	45	168	165
5	8.0	5	44	189	189
6	4.4	6	48	186	184
7	6.4	7	54	190	186
8	3.9	8	65	202	197
9	7.8	9	48	211	205
0	4.8	0	58	246	242
у	4.5	у	80	221	217

Таблиця 1.3

## Характеристики ґрунту зворотної засипки

№ варіанта (остання цифра шифру)	Назва (різновид) ґрунту	Фізичні та механічні характеристики ґрунту зворотньої засипки			
		$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	w*, %	$\phi_1^*$ , град
1	2	3	4	5	6
1	пісок гравелистий	2,65	1,95	<u>5,2</u> 16,2	<u>36,0</u> 31,0
2	пісок пилюватий	2,70	1,94	<u>9,1</u> 19,2	<u>26,0</u> 22,0
3	пісок крупний	2,67	1,84	<u>7,0</u> 20,7	<u>38,0</u> 30,0
4	пісок середньої крупності	2,71	1,88	<u>10,2</u> 21,7	<u>35,0</u> 29,2
5	пісок крупний	2,67	1,89	<u>6,3</u> 18,8	<u>40,0</u> 37,4
6	пісок крупний	2,67	1,89	<u>7,4</u> 19,4	<u>38,0</u> 34,0
7	пісок середньої крупності	2,71	1,90	<u>9,8</u> 20,9	<u>35,0</u> 31,0
8	пісок пилюватий	2,66	1,82	<u>10,6</u> 23,2	<u>30,0</u> 22,0
9	пісок крупний	2,66	1,95	<u>6,4</u> 17,0	<u>40,0</u> 35,0
0	пісок середньої крупності	2,68	1,88	<u>7,0</u> 19,6	<u>36,0</u> 29,0
У	пісок пилюватий з глинистими включеннями	2,67	1,73	<u>5,4</u> 16,9	<u>26,0</u> 20,0

\*в чисельнику дається значення характеристики ґрунту в природному стані, а в знаменнику- у стані повного водонасичення нижче рівня ґрунтових вод.

Таблиця 1.2

## Дані інженерно-геологічних вишукувань

№ вар	№ ПЕ	Товщи на ПЕ, м	Назва ґрунту за походженням	Гранулометричний склад ґрунтів (процентний вміст частинок, %)									Фізичні та міцні сні характеристики ґрунтів							Е
				> 2	2 - 1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	d<0,005	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	w, %	w <sub>l</sub> , %	w <sub>p</sub> , %	$\phi_n$ , град	C <sub>n</sub> , кПа	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	ПЕ-1	6,3	Q <sub>a</sub>	28,0	27,9	39,0	3,8	1,0	0,3				2,65	2,00	24,5			43,0	0,0	
	ПЕ-2	8,0	Q <sub>e</sub>		1,0	5,0	10,0	19,0	11,0	29,0	17,0	8,0	2,70	2,03	22,5	23,7	17,8	14,0	4,0	12
	ПЕ-3	7,4	Q <sub>d</sub>				4,7	13,9	24,5	23,9	17,3	15,7	2,75	2,13	20,1	35,1	21,2	25,0	21,1	18
2	ПЕ-1	5,0	Q <sub>a</sub>	1,4	4,0	11,8	13,0	45,4	18,0	6,0	0,4		2,67	1,94	27,0			31,0	0,0	
	ПЕ-2	8,2	Q <sub>e</sub>		1,5	2,5	10,1	14,3	16,0	17,0	19,7	18,9	2,71	1,97	25,5	27,9	13,6	17,2	11,0	9
	ПЕ-3	8,4	Q <sub>a</sub>	17,0	19,1	17,4	25,5	15,0	6,1				2,65	1,95	28,0			28,0	0,0	15
3	ПЕ-1	6,3	Q <sub>a</sub>			7,0	22,2	38,5	29,1	3,2			2,67	1,95	28,4			29,4	0,0	
	ПЕ-2	7,2	Q <sub>e</sub>				1,0	8,0	5,2	20,3	34,5	37,0	2,74	2,06	22,7	35,7	18,3	15,0	22,0	15
	ПЕ-3	9,5	Q <sub>a</sub>				13,6	13,9	22,5	25,6	19,4	5,0	2,70	2,01	25,0	30,1	23,2	17,8	15,9	10
4	ПЕ-1	6,0	Q <sub>d</sub>		1,0	4,2	5,3	13,2	11,6	27,6	21,4	15,7	2,71	2,02	20,9	29,5	20,8	14,0	16,0	
	ПЕ-2	7,5	Q <sub>a</sub>	20	20,0	19,0	19,6	12,7	6,2	2,0	0,5		2,66	1,98	25,8			39,0	0,0	12
	ПЕ-3	10,2	Q <sub>a</sub>				4,6	12,9	21,5	27,6	29,5	3,9	2,68	1,97	27,0	39,4	27,2	22,2	19,8	18
5	ПЕ-1	6,0	Q <sub>e</sub>	15,0	12,5	12,5	15,0	18,0	10,4	10,2	6,4		2,66	2,01	23,7			42,0	0,0	

продовження табл. 1.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	<i>ПГЕ-1</i>	8,0	$Q_d$	1,0	2,0	2,0	7,0	10,0	27,0	21,0	21,0	9,0	2,69	1,89	33,4	32,0	26,0	15,0	5,0	8
	<i>ПГЕ-3</i>	9,0	$Q_a$	17,4	21,6	22,6	23,4	15,0					2,66	1,92	30,0			38,1	0,0	14
	6	<i>ПГЕ-1</i>	7,0	$Q_a$		1,2	1,3	2,0	8,0	12,0	24,7	32,3	18,5	2,72	1,95	29,7	36,5	23,1	16,0	7,0
	<i>ПГЕ-2</i>	6,7	$Q_e$	4,0	12,2	12,5	14,7	18,5	24,7	8,2	4,7	0,5	2,67	2,10	19,1			36,5	0,0	10
	<i>ПГЕ-3</i>	9,3	$Q_a$				5,6	20,9	27,4	27,8	1,6	15,7	2,72	1,95	30,0	49,2	31,1	23,4	24,7	15
	7	<i>ПГЕ-1</i>	7,7	$Q_d$		3,0	9,1	18,9	30,7	20,4	15,7	2,0	0,2	2,68	1,98	26,6			39,0	0,0
<i>ПГЕ-2</i>		5,7	$Q_e$				1,6	12,7	24,3	21,7	24,0	15,7	2,69	2,15	17,9	26,4	19,0	18,0	6,0	12
<i>ПГЕ-3</i>		8,4	$Q_a$	5,9	13,9	23,8	23,9	24,5	8,1				2,67	1,94	29,0			42,9	0,0	20
8	<i>ПГЕ-1</i>	4,4	$Q_a$	29,5	20,8	7,0	25,9	12,1	3,0	1,7			2,65	1,97	26,3			43,0	0,0	
	<i>ПГЕ-2</i>	9,3	$Q_d$						3,2	21,0	34,8	41,0	2,72	2,11	20,2	53,8	24,7	14,0	18,0	14
	<i>ПГЕ-3</i>	10,2	$Q_a$		4,8	13,0	26,8	22,6	23,4	8,5			2,72	2,02	25,0			37,8	0,0	18
9	<i>ПГЕ-1</i>	6,7	$Q_e$				3,5	10,7	20,3	21,2	28,4	15,9	2,71	2,09	20,9	32,6	18,4	13,0	14,0	
	<i>ПГЕ-2</i>	8,0	$Q_a$	13,9	27,0	30,5	9,1	6,7	6,3	5,4	1,1		2,66	1,95	27,9			43,0	0,0	10
	<i>ПГЕ-3</i>	9,1	$Q_a$	18,3	14,9	18,9	23,9	14,7	4,1	4,7	0,5		2,66	1,97	27,0			28,1	0,0	20
0	<i>ПГЕ-1</i>	6,7	$Q_e$	6,1	6,9	9,6	22,5	32,7	20,4	1,0	0,9		2,69	1,98	26,7			33,0	0,0	
	<i>ПГЕ-2</i>	7,4	$Q_d$				2,0	13,0	25,0	25,0	25,0	10,0	2,70	1,93	30,5	28,1	21,6	15,0	1,0	15
	<i>ПГЕ-3</i>	6,3	$Q_a$				5,2	13,3	13,2	22,3	25,0	27,0	2,70	1,98	28,0	48,9	26,0	23,4	30,1	24
У	<i>ПГЕ-1</i>	4,0	$Q_a$	3,0	12,0	19,0	15,0	20,0	21,0	8,0	2,0		2,66	2,01	24,2			24,0	0,0	
	<i>ПГЕ-2</i>	9,0	$Q_e$					5,0	4,0	11,0	40,0	40,0	2,71	1,82	42,0	52,0	27,0	31,0	18,0	14,2
	<i>ПГЕ-3</i>	7,4	$Q_e$				5,9	11,8	21,5	25,6	19,3	15,9	2,72	1,99	27,0	45,0	25,0	18,8	25,7	22,3



## 2. ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОЇ ДІЛЯНКИ

Оцінка інженерно-геологічних умов будівельної ділянки є першим та необхідним пунктом проектування основ і фундаментів споруд. На даному етапі виконується опис всіх інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), виявлених під час вишукувань. В процесі опису надаються довідки про геологічний вік ґрунтів, їх походження. Далі за державним стандартом (ДСТУ Б В.2.1-2-96 “Ґрунти.Класифікація”) визначається клас, група, підгрупа і різновид кожного шару ґрунту. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика включає: інженерно-геологічні перерізи, таблиці нормативних і розрахункових характеристик ґрунтів і висновки про можливість будівництва споруди в даних умовах.

Різновид піщаного ґрунту встановлюється в залежності від його гранулометричного (зернового) складу і ступеня неоднорідності ґрунту за гранулометричним складом  $C_u$ . Для визначення різновиду піщаного ґрунту, крім того, необхідно вираховувати похідні фізичні характеристики: коефіцієнт пористості  $e$ , ступінь вологості  $S_r$ . За коефіцієнтом пористості піски бувають щільні, середньої щільності та пухкі. За коефіцієнтом водонасичення піщані ґрунти, як і великоуламкові, бувають маловологі, вологі і насичені водою.

Різновид глинистого ґрунту визначається за числом пластичності  $I_p$ ,

в залежності від якого глинисті ґрунти діляться на супіски, суглинки і глини, крім того різновид глинистого ґрунту встановлюється за показником текучості  $I_L$ .

**Приклад 2.1.** За даними варіанта, позначеного літерою “У”, згідно з таблицею 1.2. при геологічних вишукуваннях виявлено три інженерно-геологічні елементи (ІГЕ).

ІГЕ-1 має товщину 4,0 м. За геологічним віком цей ґрунт відноситься до четвертинної системи. За генетичним типом - це алювіальні (річні) відкладення. Ґрунт має такі фізичні характеристики: щільність часток

$\rho_s = 2,66 \text{ г/см}^3$ , щільність ґрунту  $\rho = 2,01 \text{ г/см}^3$ , вологість  $w = 24,2\%$ . Межі пластичності ґрунту  $w_L$  і  $w_P$  відсутні. Це означає, що число пластичності  $I_p = 0$  і ґрунт належить до незв’язних. Для

встановлення різновиду ґрунту за гранулометричним складом і ступенем неоднорідності  $C_u$  розрахунки проводимо в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

Зерновий склад ґрунту

Розміри фракцій	$d > 10$	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01 > d
Вміст фракцій, %	–	–	3,0	12,0	19,0	15,0	20,0	21,0	8,0	2,0
Сумарний вміст часток більших від даного діаметра, %	–	–	3,0	15,0	34,0	49,0	69,0	90,0	98,0	100,0
Сумарний вміст часток менших від даного діаметра, %	100,0	97,0	85,0	66,0	51,0	31,0	10,0	2,0	–	–

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 “ґрунти.Класифікація” ґрунт належить до пісків пилуватих, оскільки вміст часток більших за 0,1 мм становить 69% , що менше 75%. За даними сумарного вмісту часток менших від даного діаметра будемо інтегральну криву гранулометричного складу ґрунту (рис. 2.1).

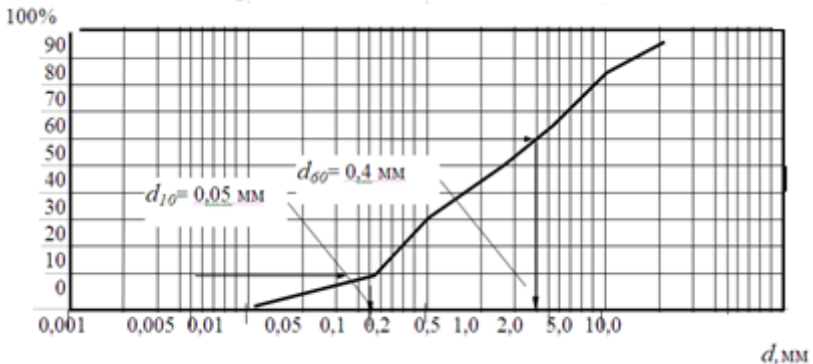


Рис 2.1. Інтегральна крива гранулометричного складу ґрунту.

З графіка одержуємо  $d_{60} = 0,4$  мм і  $d_{10} = 0,05$  мм. Ступінь неоднорідності  $C_u = d_{60} / d_{10} = 0,4 / 0,05 = 8,0$ . При ступені неоднорідності  $C_u \geq 3$  пісок є неоднорідним.

Вирахуємо коефіцієнт пористості  $e$  і ступінь вологості  $S_r$  :



Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 уточнюємо різновид ґрунту. Пісок пилюватий при  $e=0,644$  і  $S_r=1,0$  буде середньої щільності і насичений водою.

ІГЕ-2 має товщину 9,0 м. За геологічним віком цей ґрунт також відноситься до четвертинної системи, а за генетичним складом - це елювій (продукт вивітрювання гірських порід, що залишився на місці створення). Він має такі фізичні характеристики:  $\rho_s=2,71$  г/см<sup>3</sup>,  $\rho=1,82$  г/см<sup>3</sup>,  $w=42\%$ , верхня межа пластичності  $w_L=52\%$ , нижня межа пластичності  $w_p=27\%$ . ґрунт має число пластичності  $I_p=w_L-w_p=52-27=25\%$  і відноситься до зв'язних ґрунтів. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 різновид ґрунту - глина.

Вираховуємо показник текучості  $I_L$  :

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{42 - 27}{52 - 27} = 0,60$$

За показником текучості  $I_L=0,60$  глина є м'якопластичною.

Вираховуємо необхідні характеристики  $e$ ,  $S_r$  :

$$e = \frac{w \cdot \rho_s}{\rho - w \cdot \rho_s} = \frac{0,42 \cdot 2,71}{1,82 - 0,42 \cdot 2,71} = 0,644$$
$$S_r = \frac{\rho - \rho_s}{\rho_s - \rho_w} = \frac{1,82 - 2,71}{2,71 - 1,0} = 1,0$$

ІГЕ-3 має товщину 7,4 м. За геологічним віком цей ґрунт також відноситься до четвертинної системи, а за генетичним складом - це елювій (продукт вивітрювання гірських порід, що залишився на місці створення). Різновид і фізичні характеристики цієї породи визначаються аналогічно попереднім (ІГЕ-2), це є глина напівтверда.

## ВИСНОВКИ ПРО ІНЖЕНЕРНО–ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ БУДІВЕЛЬНОЇ ДІЛЯНКИ

На будівельній ділянці інженерно-геологічними вишукуваннями до глибини 20,4 м виявлено три шари ґрунту (ІГЕ).

ІГЕ-1, товщина якого становить 4,0 м, представлений четвертинною нескельною осадовою уламковою піщаною породою алювіального походження. Це пісок пилуватий неоднорідний, середньої щільності, насичений водою.

ІГЕ-2, товщина якого становить 9,0 м, представлений четвертинною нескельною осадовою уламковою глинистою породою елювіального походження. Він являє собою глину м'якопластичну.

ІГЕ-3 має товщину 7,4 м, представлений четвертинною нескельною осадовою уламковою глинистою породою елювіального походження, це є глина напівтверда.

Оскільки рівень підземних вод знаходиться в межах висоти підпірної стіни значна частина ґрунту знаходяться у водонасиченому стані, що необхідно враховувати при проектуванні

Всі три ґрунти можна використовувати як основу під підпірну стіну, без застосування засобів технічної меліорації ґрунтів. Необхідно відзначити, що ґрунт ІГЕ-2 має низькі механічні характеристики тому крім основного варіанта фундаменту мілкого закладання доцільною є розробка варіанта пальового фундаменту.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика

### 3. ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ПОКАЗНИКІВ ГРУНТІВ

Значення характеристик ґрунту природного (непорушеного) складу встановлюють, як правило, на основі їх безпосереднього випробування в польових чи лабораторних умовах і статичної обробки результатів випробувань. Значення характеристик ґрунтів: - нормативні  $\gamma_n, \varphi_n, c_n$ ; - для розрахунку основ за першою групою граничних станів  $\gamma_I, \varphi_I, c_I$ ; - для розрахунку основ за другою групою граничних станів  $\gamma_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$ . При відсутності безпосередніх випробувань ґрунтів, *допускається* приймати нормативне значення питомого зчеплення  $C$ , кута внутрішнього тертя  $\varphi$  за таблицями

ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Розрахункові значення характеристик ґрунту непорушеного складу в цьому випадку приймаються рівними:  $\gamma_I = 1,05\gamma_n$ ,  $\gamma_{II} = \gamma_n$ ,  $\varphi_I = \varphi_n/\gamma_g$ ,  $\varphi_{II} = \varphi_n$ ,  $c_I = c_n/\gamma_g$ ,  $c_{II} = c_n$ , де  $\gamma_g = 1,5$  - для питомого зчеплення,  $\gamma_g = 1,15$  - для кута внутрішнього тертя пілувато-глинистих ґрунтів і  $\gamma_g = 1,1$  - для кута внутрішнього тертя піщаних ґрунтів.

Значення характеристик ґрунту засипки  $\gamma', \varphi', c'$  (ущільнених за технологією, яка викладена в нормативних документах з коефіцієнтом ущільнення  $k_y$  не менше 0,95 від щільності їх в природному стані), допускається встановлювати за характеристиками тих же ґрунтів в природному заляганні. Співвідношення між характеристиками ґрунтів засипки і ґрунтів природного складу приймаються наступними:  $\gamma'_I = 0,95\gamma_I$ ,  $\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}$ ,  $\varphi'_I = 0,9\varphi_I$ ,  $\varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II}$ ,  $c'_I = 0,5c_I$  але не більше **7 кПа**,  $c'_{II} = 0,5c_{II}$  але не більше **10 кПа**. Для споруд з глибиною закладення  $d \leq 3m$  граничне значення питомого зчеплення засипки  $c'_I$  слід приймати не більше **5 кПа**, а  $c'_{II}$  не більше **7 кПа**. Для споруд висотою підпору ґрунту  $h < 1,5m$   $c'_I$  слід приймати рівним нулю.

Таблиця 3.1.

## Розрахункові характеристики ґрунтів

№ ПЕ	Назва ґрунту	Товщина ПЕ, м	Щільність частинок ґрунту $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Щільність ґрунту $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Вологість, д.о.	Вологість на межі текучості $W_L$ %	Вологість на межі розкочування $W_P$ %	Число пластичності $I_P$ , %	Показник текучості $I_L$	Коефіцієнт пористості $e$ , д.о.	Коефіцієнт водонасичення $eS$ , д.о.	Питома вага $\gamma$ , кН./м <sup>3</sup>	Питома вага $\gamma_L$ , кН./м <sup>3</sup>	Кут внутрішнього тертя $\phi$ , Град	Кут внутрішнього тертя $\phi_L$ , Град	Питоме зчеплення $C_1$ , кПа	Питоме зчеплення $C_L$ , кПа
1.	Глина мякопластична	6,9	2,71	1,82	0,42	52	27	25	0,60	1,11	0,99	17,3	18,2	27	31,0	18,8	9,4
2.	Пісок пилуватий	6,1	2,66	2,01	0,242	-	-	-	-	0,64	1,00	19,1	20,1	21	24,0	0	0
3.	Глина напівтверда	7,6	2,72	1,99	0,270	45	25	20	-0,5	0,73	1,00	19,0	19,9	16	18,8	25,7	12,8
4.	Ґрунт зворотної засипки - пісок пилуватий	6,1	2,66	2,01	0,242	-	-	-	-	0,64	1,00	19,1	20,1	21	24,0	0	0

#### 4. ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА ПІДПІРНУ СТІНКУ ТА ГРУНТ ОСНОВИ

Навантаження, що діють на підпірну стінку і ґрунт основи визначаються згідно з чинними будівельними нормами (ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи). Основними, згідно з цим документом, є нормативні значення навантажень, що знаходяться як добуток питомої ваги матеріалу  $\gamma$  на об'єм  $V$  конструкції.

Питома вага  $\gamma$  деяких матеріалів дорівнює: бетону-24 кН/м<sup>3</sup>; залізобетону -25 кН/м<sup>3</sup>; металу -70-80 кН/м<sup>3</sup>.

Нормативне навантаження визначається за формулою:

$$N_n = V \cdot \gamma, \quad (4.1)$$

Розрахунок фундаментів та інших конструкцій виконується за розрахунковими навантаженнями  $N_I$ ;  $N_{II}$  (відповідно для першої та другої груп граничних станів), що визначаються як добуток нормативних навантажень  $N_n$  на коефіцієнт надійності для навантажень  $\gamma_f$  за формулою

$$N_{I, II} = N_n \cdot \gamma_f \quad (4.2)$$

В розрахунках за другою групою граничних станів (за деформаціями)  $\gamma_f = 1,0$ , а в розрахунках за першою групою граничних станів (за несучою здатністю)  $\gamma_f$  приймається з таблиці 5.1. ДБН В.1.2-2:2006.

Таблиця 4.1

Коефіцієнт надійності для навантажень (табл.5.1 ДБН В.1.2-2:2006)

Конструкції споруд і види ґрунтів	$\gamma_f$
Конструкції:	
- металеві	1,05(0,9)
- бетонні ( $\rho > 1600$ кг/м <sup>3</sup> ), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,1(0,9)
- бетонні ( $\rho < 1600$ кг/м <sup>3</sup> ), ізоляційні, вирівнюючі, обробні шари, виконані:	1,2(0,9)
а) в заводських умовах	1,3(0,9)
б) на будівельному майданчику	
Ґрунти:	1,1(0,9)
в природному заляганні насипні	1,15(0,9)

Примітки: 1. Значення коефіцієнтів, що наведені у дужках, приймаються при розрахунках за першою групою граничних станів у випадку, коли зменшення навантаження зможе погіршити стійкість споруди.

2. При визначенні навантаження від ґрунту слід враховувати також навантаження від матеріалів, обладнання і транспортних засобів, що передаються на ґрунт.

В курсовій роботі для таких споруд, як підпірні стіни необхідно визначити навантаження від власної її ваги і тиску ґрунту засипки. В залежності від взаємодії ґрунту і стіни розрізняють активний і пасивний тиски ґрунту. Активний тиск ґрунту виникає при переміщенні стіни від ґрунту і відповідає мінімальному значенню тиску. Пасивний тиск ґрунту виникає при переміщенні стіни на ґрунт і відповідає максимальному значенню тиску.

## 4.1. ВИЗНАЧЕННЯ АКТИВНОГО ТИСКУ ҐРУНТУ

### 4.1.1. Визначення активного тиску ґрунту засипки вище рівня ґрунтових вод

Горизонтальна  $P_{ah1}$  і вертикальна  $P_{av1}$  складової активного тиску визначаються за формулами:

$$P_{ah1} = \gamma \cdot H_1 \cdot \lambda_{a1}; \quad (4.3)$$

$$P_{av1} = P_{ah1} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (4.4)$$

де  $\gamma$  -- питома вага ґрунту засипки;  $H_1$  -- відстань від поверхні засипки до рівня ґрунтових вод;  $\varepsilon$  - кут нахилу задньої грані стіни або умовної поверхні зсуву до вертикалі;  $\delta$  - кут тертя ґрунту на контакт з стіною, приймається рівним  $\varphi_l$ , (тут  $\varphi_l$  -- розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту);  $\lambda_{a1}$  -- коефіцієнт активного тиску ґрунту;  $H_1 = \nabla NL - \nabla WL$ ;

$$\lambda_{a1} = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_l}{2} \right) \quad (4.5)$$

де  $\varphi_l$  - кут внутрішнього тертя засипки.

Рівнодіючі горизонтального  $E_{ah1}$  і вертикального  $E_{av1}$  тисків ґрунту визначаються як площі відповідних епюр тисків (рис. 4.2) за формулами:

$$E_{ah1} = P_{ah1} \cdot H_1 / 2 \cdot 1,0; \quad (4.6)$$

$$E_{av1} = P_{av1} \cdot H_1 / 2 \cdot 1,0. \quad (4.7)$$

### 4.1.2 Визначення активного тиску ґрунту засипки нижче рівня ґрунтових вод

Горизонтальна  $P_{ah2}$  і вертикальна  $P_{av2}$  складові активного тиску на рівні  $\nabla WL$  визначаються також за формулою (4.3) і (4.4), але кут  $\varphi_l$  при визначенні  $\lambda_{a2}$  необхідно приймати у насиченому водою стані.



Горизонтальна  $P''_{ah2}$  і вертикальна  $P''_{av2}$  складові активного тиску на рівні  $\nabla FL$ .

$$P''_{ah2} = P'_{ah2} + \gamma_{sb} \cdot H_2 \cdot \lambda_{a2}; \quad (4.8)$$

$$P''_{av2} = P'_{av2} \cdot tg(\varepsilon + \delta), \quad (4.9)$$

де  $H_2 = \nabla WL - \nabla FL$ ;  $\gamma_{sb}$  - питома вага ґрунту засипки у зваженому стані.

$$\lambda_{a2} = tg^2 \left( 45 - \frac{\varphi_l}{2} \right)$$

де  $\varphi_l$  - кут внутрішнього тертя засипки у насиченому стані.

Рівнодіючі  $E_{ah2}$  і  $E_{av2}$  сил тиску ґрунту засипки нижче рівня ґрунтових вод на 1м довжини стіни.

$$E_{ah2} = H_2 \cdot 1,0 \cdot (P'_{ah2} + P''_{ah2})/2; \quad (4.10)$$

$$E_{av2} = H_2 \cdot 1,0 \cdot (P'_{av2} + P''_{av2})/2. \quad (4.11)$$

#### 4.1.3. Визначення тиску на стіни від навантаження, що розміщене на поверхні засипки

Для випадку, коли на поверхні засипки розміщене суцільне рівномірно розподілене навантаження  $q$  (рис. 4.2) горизонтальна  $P_{qh1}$  і вертикальна  $P_{qv1}$  складові активного тиску вище рівня ґрунтових вод для незв'язних ґрунтів визначаються за формулами:

$$P_{qh1} = q \cdot \lambda_{a1}; \quad (4.12)$$

$$P_{qv1} = P_{qh1} \cdot tg(\varepsilon + \delta). \quad (4.13)$$

Рівнодіючі горизонтального  $E_{qh1}$  і вертикального  $E_{qv1}$  тисків ґрунту від навантаження  $q$  визначається за формулами:

$$E_{qh1} = P_{qh1} \cdot H_1 \cdot 1,0; \quad (4.14)$$

$$E_{qv1} = P_{qv1} \cdot H_1 \cdot 1,0, \quad (4.15)$$

Нижче рівня ґрунтових вод горизонтальна  $P_{qh2}$  і вертикальна  $P_{qv2}$  складові активного тиску, а також їх рівнодіючі  $E_{qh2}$  і  $E_{qv2}$  визначаються за формулами:

$$P_{qh2} = q \cdot \lambda_{a2}; \quad (4.16)$$

$$P_{qv2} = P_{qh2} \cdot tg(\varepsilon + \delta); \quad (4.17)$$

$$E_{qh2} = P_{qh2} \cdot H_2 \cdot 1,0; \quad (4.18)$$

$$E_{qv2} = P_{qv2} \cdot H_2 \cdot 1,0, \quad (4.19)$$

## 4.2. ВИЗНАЧЕННЯ ПАСИВНОГО ТИСКУ ГРУНТУ

Горизонтальна  $P_{ph}$  і вертикальна  $P_{pv}$  складові пасивного тиску для незв'язних ґрунтів визначаються за формулами:

$$P_{ph} = \gamma_{sb} \cdot d \cdot \lambda_{ph}; \quad (4.20)$$

$$P_{pv} = P_{ph} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (4.21)$$

де  $\lambda_{ph}$  – коефіцієнт пасивного тиску ґрунту, що визначається за формулою:

$$\lambda_{ph} = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi_l}{2}\right) \quad (4.22)$$

Рівнодіюча горизонтальної складової пасивного тиску для незв'язних ґрунтів визначається за формулою:

$$E_{ph} = 0,5 \cdot P_{ph} \cdot d \cdot l, 0. \quad (4.23)$$

## 4.3. ВИЗНАЧЕННЯ СИЛ НА ПІДПІРНУ СТІНУ ВІД ДІЇ ВОДИ

### 4.3.1 Визначення зважуючої сили води (архімедової сили)

Зважуюча сила води знаходиться як добуток об'єму частини стіни, що знаходиться нижче рівня ґрунтових вод з нижньої сторони стіни, на питому вагу води за формулою:

$$\Phi = \gamma_w \cdot V_{cm}, \quad (4.24)$$

де  $\gamma_w$  - питома вага води ( $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ );  $V_{cm}$  - об'єм частини стіни, що знаходиться нижче рівня ґрунтових вод з нижньої сторони стіни.

### 4.3.2. Визначення сил гідростатичного тиску води

Інтенсивність гідростатичного тиску визначається за формулою :

$$F_{h1} = \gamma_w \cdot z, \quad (4.25)$$

де  $Z = \nabla WL - (\nabla FL + d)$ .

Рівнодіючі горизонтальних складових  $E_{h1}$  і  $E_{h2}$  сили гідростатичного тиску визначаються за формулами:

$$E_{h1} = 0,5 \cdot F_{h1} \cdot z \cdot l, 0; \quad (4.26)$$

$$E_{h2} = F_{h1} \cdot d \cdot l, 0. \quad (4.27)$$

Рівнодіюча вертикальної складової  $E_v$  сили гідростатичного тиску визначаємо графоаналітичним методом з площі трикутника (див. рис. 4.1).

**Приклад 3.1.** визначення навантажень на фундамент

Визначити вертикальні і горизонтальні навантаження, що діють на підпірну стіну і ґрунт основи. Геометричні розміри стінки на рис.4.1.

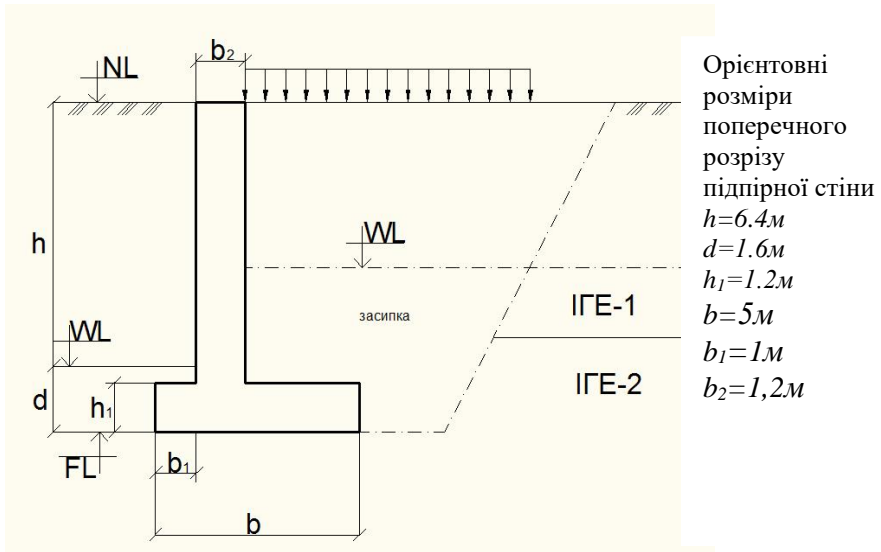


Рис. 4.1.Схема та розміри стінки.

Значення характеристик ґрунту засипки:  $w=9,8\%$ ;  
 $\rho_s=2,71\text{г}/\text{см}^3$ ;  $\rho=1,90\text{г}/\text{см}^3$ ;  $\varphi_1=35^\circ$  - у природному стані;  
 $\varphi_1=31^\circ$  - у насиченому стані.

Розрахунковий випадок – експлуатаційний.

1.1.Визначаємо сили власної ваги стіни. Розрахунки ведемо на 1м довжини стінки.

1) Для сили  $N_1$  маємо:

- об'єм елемента

$$V_1 = b_2(h + d - h_1) \cdot 1,0 = 1,2 \cdot (6,4 + 1,6 - 1,2) \cdot 1,0 = 8,16\text{м}^3$$

- власна вага

$$N_1 = \gamma_b \cdot V_1 = 25 \cdot 8,16 = 204\text{кН}$$

$\gamma_b = 25\text{кН}/\text{м}^3$  - питома вага залізобетону.

Плече  $e_1$  сили  $N_1$  відносно точки 0

$$e_1 = b/2 - (b_1 + b_2/2) = 5/2 - (1 + 0,6) = 0,9 \text{ м};$$

2) Для сили  $N_2$ :

- об'єм елемента

$$V_2 = h_1 \cdot b \cdot 1,0 = 1,2 \cdot 5 \cdot 1,0 = 6 \text{ м}^3;$$

- власна вага

$$N_2 = \gamma_b \cdot V_2 = 25 \cdot 6 = 150 \text{ кН}$$

Плече  $e_2$  сили  $N_2$  відносно точки 0,  $e_2 = 0 \text{ м}$ .

1.2. Визначення сили від ваги ґрунту на консолях стіни.

Визначаємо кут нахилу умовної поверхні  $bc$ :

$$\varepsilon = 45^0 - \varphi_1/2 = 45^0 - 31^0/2 = 29,5^0$$

1) Для сили  $N_3$ :

- об'єм елемента

$$V_3 = (d - h_1) \cdot b_1 \cdot 1,0 = (1,6 - 1,2) \cdot 1 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}^3$$

- власна вага

$$N_3 = \gamma_{sb} \cdot V_3 = 10,57 \cdot 0,4 = 4,23 \text{ кН}$$

$$\text{де } \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,57} = 10,57 \text{ кН / м}^3$$

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,71 \cdot 9,81 = 26,6 \text{ кН / м}^3$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,71}{1,90} (1 + 0,098) - 1 = 0,57$$

Плече  $e_3$  сили  $N_3$  відносно точки 0

$$e_3 = b/2 - b_1/2 = 2,5 - 0,5 = 2 \text{ м}$$

2) Для сили  $N_4$ :

об'єм елемента визначаємо графічно, виходячи з площі трикутника  $b\delta g$ ;

$$V_4 = 0,32 \text{ м}^3$$

- власна вага

$$N_4 = \gamma \cdot V_4 = 18,64 \cdot 0,32 = 5,97 \text{ кН}$$

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,9 \cdot 9,81 = 18,64 \text{ кН / м}^3$$

Центр ваги прикладання сили  $N_4$  знаходиться на перетині медіан трикутника  $bdg$ . Плече сили  $N_4$  відносно точки  $O$ ,  $e_4 = 0,09\text{м}$ .

3) Для сили  $N_5$  :

- об'єм елемента визначаємо графічно, виходячи з площі трапеції  $gdжс$ ;

$$V_5 = 6,47\text{м}^3$$

- власна вага

$$N_5 = \gamma_{sb} \cdot V_5 = 10,57 \cdot 6,47 = 68,39\text{кН}$$

Відстань  $x_{c5}$ , на якій знаходиться центр ваги  $N_5$  від вертикальної грані стіни, визначається за формулою:

$$x_{c5} = \frac{x_1^2 + x_2 \cdot (x_1 + x_2 / 3)}{2x_1 + x_2}, \text{ де } x_1, x_2 - \text{розміри елемента.}$$

У нашому випадку  $x_2 = b - b_1 - b_2$ ;  $x_1 = 0,6$  (ширина  $gd$ )

$$x_{c5} = \frac{0,6^2 + 2,8 \cdot (0,6 + 2,8 / 3)}{2 \cdot 0,6 + 2,8} = 1,16\text{м}$$

$$e_5 = x_{c5} + b_2 + b_1 - b / 2 = 1,16 + 1,2 + 1 - 2,5 = 0,86\text{м}$$

1.3. Визначення сил тиску на стіну від навантаження, що розміщене на поверхні засипки.

$$P_{qh1} = q \cdot \lambda_{a1} = 30 \cdot 0,27 = 8,1\text{кПа}$$

$$\lambda_{a1} = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = tg^2(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) = 0,27$$

$\delta = \varphi_1$  - кут тертя ґрунту на контактi зi стiнкою.

$$P_{vh1} = P_{qh1} \cdot tg(\varepsilon + \delta) = 8,1 \cdot 1,54 = 12,5\text{кПа}$$

Рiвнoдiючi сили горизонтального i вертикального тискiв ґрунту вiд навантаження  $q$ :

$$E_{qh1} = P_{qh1} \cdot H_1 = 8,1 \cdot 3 = 24,3\text{кН}$$

$$E_{qv1} = P_{vh1} \cdot H_1 = 12,5 \cdot 3 = 37,5\text{кН}$$

$$H_1 = NL - WL = 3\text{м}$$

$$P_{qh2} = q \cdot \lambda_{a2} = 30 \cdot 0,32 = 9,6\text{кПа}$$

$$\lambda_{a2} = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = tg^2(45^\circ - \frac{31^\circ}{2}) = 0,32$$

$$P_{qv2} = P_{qh2} \cdot tg(\varepsilon + \delta) = 9,6 \cdot 1,54 = 14,78 \text{ кПа};$$

$$E_{qh2} = P_{qh2} \cdot h_2 = 9,6 \cdot 5 = 48 \text{ кН}$$

$$E_{qv2} = P_{qv2} \cdot h_2 = 14,78 \cdot 5 = 73,9 \text{ кН}$$

$$H_2 = \nabla WL - \nabla FL = 165 - 160 = 5 \text{ м}$$

Точки прикладання рівнодіючих  $E_{qh1}$ ,  $E_{qv1}$  знаходяться на внутрішній стінці.

Точки прикладання рівнодіючих  $E_{qh2}$ ,  $E_{qv2}$  знаходяться на поверхні ковзання **bc**.

Плечі даних сил відносно точки  $\theta$  встановлюємо графічно. Для сили  $E_{qh1}$ , плече  $e_{10} = 6,5 \text{ м}$ ,  $E_{qv1}$  -  $e_{11} = 0,3 \text{ м}$ ,  $E_{qh2}$  -  $e_{12} = 2,5 \text{ м}$ ,  $E_{qv2}$  -  $e_{13} = 1,75 \text{ м}$ .

1.4.1. Визначення сил активного тиску від ґрунту засипки вище рівня ґрунтових вод.

а) Горизонтальна і вертикальна складові активного тиску визначаються за формулами:

$$P_{ahl} = \gamma \cdot H_1 \cdot \lambda_{a1} = 18,64 \cdot 3 \cdot 0,27 = 15,1 \text{ кПа}$$

$$H_1 = \nabla NL - \nabla WL = 168 - 165 = 3 \text{ м};$$

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,9 \cdot 9,81 = 18,64 \text{ кН / м}^3;$$

$$P_{av1} = P_{ahl} \cdot tg(\varepsilon + \delta) = 15,1 \cdot tg(27,5^\circ + 35^\circ) = 28 \text{ кПа.}$$

б) Рівнодіючі горизонтального  $E_{ahl}$  і вертикального  $E_{av1}$  тисків ґрунту вище рівня ґрунтових вод визначаються за формулами:

$$E_{ahl} = P_{ahl} \cdot H_1 / 2 = 15,1 \cdot 3 / 2 = 22,65 \text{ кН};$$

$$E_{av1} = P_{av1} \cdot H_1 / 2 = 28 \cdot 3 / 2 = 42 \text{ кН.}$$

Точка прикладання рівнодіючих  $E_{ahl}$  і  $E_{av1}$  знаходиться на поверхні ковзання **bc**.

Плече сили  $E_{ahl}$  відносно точки  $\theta$  встановлюємо за формулою:

$$e_{14} = 1/3 \cdot H_1 + H_2 = 1/3 \cdot 3 + 5 = 6 \text{ м};$$

$$H_2 = \nabla WL - \nabla FL = 165 - 160 = 5 \text{ м.}$$

Плече сили  $E_{av1}$  відносно точки  $\theta$  встановлюємо графічно:

$$e_{15} = 0,27 \text{ м.}$$

1.4.2. Визначення сил активного тиску від рівня засипки нижче рівня ґрунтових вод.

а) Визначаємо горизонтальну і вертикальну складові:

$$P_{ah2} = \gamma H_1 \lambda_{a2} = 18,64 \cdot 3 \cdot 0,32 = 17,9 \text{ кПа};$$

$$P_{av2} = P_{ah2} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) = 17,9 \cdot \operatorname{tg}(29,5^\circ + 31^\circ) = 31,64 \text{ кПа};$$

$$P_{ah2} = P_{ah2} + \gamma_{sb} \cdot H_2 \cdot \lambda_{a2} = 17,9 + 10,57 \cdot 5 \cdot 0,32 = 34,81 \text{ кПа};$$

$\gamma_{sb} = 10,57 \text{ кН/м}^3$  - питома вага ґрунту засипки у зваженому стані.

$$P_{av2} = P_{ah2} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) = 34,81 \cdot \operatorname{tg}(29,5^\circ + 31^\circ) = 61,53 \text{ кПа}$$

б) Рівнодіючі горизонтального  $E_{ah2}$  і вертикального  $E_{av2}$  тисків ґрунту засипки нижче рівня ґрунтових вод визначаються за формулами:

$$E_{ah2} = \frac{P_{ah2} + P_{ah2}''}{2} \cdot H_2 = \frac{17,9 + 34,81}{2} \cdot 5 = 131,76 \text{ кПа}$$

$$E_{av2} = \frac{P_{av2} + P_{av2}''}{2} \cdot H_2 = \frac{31,64 + 61,53}{2} \cdot 5 = 232,93 \text{ кПа}$$

Точка прикладання рівнодіючих  $E_{ah2}$  і  $E_{av2}$  знаходиться на поверхні ковзання **bc**.

Плече сили  $E_{ah2}$  відносно точки **O** визначаємо за формулою:

$$e_{16} = \frac{2 \cdot P_{ah2} + P_{ah2}''}{3 \cdot (P_{ah2} + P_{ah2}'')} \cdot H_2 = \frac{2 \cdot 17,9 + 34,81}{3 \cdot (17,9 + 34,81)} \cdot 5 = 2,23 \text{ м}$$

Плече сили  $E_{av2}$  відносно точки **O** встановлюємо графічно,  $e_{17} = 1,91 \text{ м}$ .

### 1.5. Визначення сил пасивного тиску ґрунту

а) Горизонтальна складова пасивного тиску  $P_{ph}$  визначається за формулою:

$$P_{ph} = \gamma_{sb} \cdot d \cdot \lambda_{ph} = 10,57 \cdot 1,6 \cdot 4,61 = 77,91 \text{ кПа};$$

$$\lambda_{ph} = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi_1 / 2) = \operatorname{tg}^2(45 + 31 / 2) = 4,61$$

б) Рівнодіюча пасивного тиску  $E_{ph}$  визначається за формулою:

$$E_{ph} = \frac{P_{ph} \cdot d}{2} = \frac{77,91 \cdot 1,6}{2} = 62,33 \text{ кН}$$

Плече сили  $E_{ph}$  відносно точки **O**,  $e_p = 1/3 d = 1/3 \cdot 1,6 = 0,53 \text{ м}$ .

### 1.6. Визначення сил на підпірну стіну від дії води

#### 1.6.1. Визначення зважуючої сили води (Архімедової сили)

Зважуюча сила води знаходиться за формулою:

$$\Phi = \gamma_w \cdot V_{cm} = 10 \cdot 6,32 = 63,2 \text{ кН};$$

$$V_{cm} = V_2 + V_0 = 6 + 0,32 = 6,32 \text{ м}^3.$$

$V_0$  - об'єм стіни, що знаходиться між верхньою горизонтальною площею об'єма  $V_3$  і площиною, яка проходить на рівні відмітки

води з нижньої сторони стіни,  $V_0 = 0,32 \text{ м}^3$  (встановлюємо графо-аналітичним методом )

Точка прикладання сили  $\Phi_1$  знаходиться в т. $\theta$ .

1.6.2. Визначення сил гідростатичного тиску води.

а) Інтенсивність гідростатичного тиску визначається за формулою

$$F_{hl} = \gamma_w \cdot z = 10 \cdot 3,4 = 34 \text{ кН} ;$$

$$z = \nabla WL - (\nabla FL + d) = 165 - (160 + 1,6) = 3,4 \text{ м.}$$

б) Рівнодіюча сили гідростатичного тиску визначається за формулою

$$E_{h1} = \frac{F_{hl} \cdot z}{2} \cdot 1,0 = \frac{34 \cdot 3,4}{2} \cdot 1,0 = 57,8 \text{ кН}$$

Плече сили  $E_{h1}$  відносно точки  $\theta$ :

$$e_{18} = 1/3 \cdot z + d = 1/3 \cdot 3,4 + 1,6 = 2,73 \text{ м.}$$

$$E_{h2} = F_{hl} \cdot d = 34 \cdot 1,6 = 54,4 \text{ кН.}$$

Плече сили  $E_{h2}$  відносно точки  $\theta$

$$e_{19} = \frac{1}{2} \cdot d = \frac{1,6}{2} = 0,8 \text{ м}$$

Вертикальну складову  $E_v$  сили гідростатичного тиску, а також її плече визначаємо графоаналітичним методом  $E_v = 64,7 \text{ кН}$ ;  $e_{20} = 0,86 \text{ м}$ .

Результати розрахунків записуємо в таблицю 4.2.

Нормальні крайові напруження, що діють по підшві стіни, визначаються за формулою:

$$P_{max, min} = \Sigma N_{l, 11} / A \pm \Sigma M_{l, 11} / W,$$

де  $A$ -площа підшви стінки на 1 п. м.  $A = \epsilon \cdot l = 5,0 \cdot 1,0 = 5,0 \text{ м}^2$ ;

$W$ -момент опору підшви стінки,  $W = 1 \cdot b^2 / l = 1 \cdot 5,0^2 / 6 = 4,17 \text{ м}^3$ ;  $\Sigma N_{l, 11}$  - сума вертикальних навантажень, взятих для розрахунків за першою або другою групою граничних станів ( див. табл.2.2.)  $\Sigma M_{l, 11}$  - сума моментів всіх сил відносно нейтральної осі підшви (т. $\theta$ .)

За першою групою граничних станів :

$$P_{max, min} = 796,55 / 5,0 \pm 539,31 / 4,17 = 159,31 \pm 123,33 \text{ кПа};$$

$$P_{max} = 282,64 \text{ кПа}; \quad P_{min} = 35,98 \text{ кПа.}$$

За другою групою граничних станів:

$$P_{max, min} = 820,42 / 5,0 \pm 426,28 / 4,17 = 164,08 \pm 102,23 \text{ кПа};$$

$$P_{max} = 266,31 \text{ кПа}; \quad P_{min} = 61,85 \text{ кПа} .$$



Табл.4.2

## Навантаження, що діють на стінку і ґрунт основи

Вид навантаження	Формула визначення	Нормативне і розрахункове навантаження для розрахунків за деформаціями(II група граничних станів), кН		Коефіцієнт надійності для навантаження	Розрахункове навантаження для розрахунку за несучою здатністю(I група граничних станів), кН		Плечі сил відносно нейтральної осі підосви, м	Моменти сил відносно нейтральної осі підосви, кН м	
		Вертикальне	Горизонтальне		Вертикальне	Горизонтальне		I група	II група
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Власна вага стінки	$N_1 = \gamma_b \cdot V_1$	204	---	0,9	183,6	---	0,9	165,24	83,6
---/---	$N_2 = \gamma_b \cdot V_2$	150	---	0,9	135	---	0	0	0
Вага ґрунту на консолях	$N_3 = \gamma_{sb} \cdot V_3$	4,23	---	1,15	4,86	---	2	9,72	8,46
---/---	$N_4 = \gamma \cdot V_4$	5,97	---	1,15	6,87	---	0,09	0,62	0,54
---/---	$N_5 = \gamma_{sb} \cdot V_5$	68,39	---	1,15	78,65	---	0,86	+67,64	+58,82
Сили тиску від навантаження	$E_{qh1} = P_{qh1} \cdot h_1$	---	24,3	1,15	---	27,95	6,5	181,68	157,95
---/---	$E_{qh2} = P_{qh2} \cdot h_2$	---	48	1,15	---	55,2	2,5	-138	-120
---/---	$E_{qv1} = P_{qv1} \cdot h_1$	37,5	---	1,15	43,13	---	0,3	-12,94	-11,25
---/---	$E_{qv2} = P_{qv2} \cdot h_2$	73,9	---	1,15	85	---	1,75	+148,75	+129,33
Сили активного тиску за сипки	$E_{ah1} = P_{ah1} \cdot H_1 / 2$	---	22,65	1,15	---	26,05	6	-156,3	-135,9
---/---	$E_{av1} = P_{av1} \cdot H_1 / 2$	42	---	1,15	48,3	---	0,27	-13,04	-11,34

---//---	$E_{ah2} = (P_{ah2} + P_{ah2}) \cdot H_1 / 2$	---	131,76	1,15	---	151,52	2,33	-353,04	-307
----//--	$E_{av2} = (P_{av2} + P_{av2}) \cdot H_1 / 2$	232,93	---	0,9	209,64	---	1,91	+400,41	+444,9
Сили пасивного тиску ґрунту	$E_{ph} = \frac{P_{ph} \cdot d}{2}$	---	62,33	0,9	---	56,1	0,53	+20,14	+22,38
Зважуючі сили	$\Phi = \gamma_w \cdot V_{cm}$	-63,2	---	1,0	-63,2	---	0	0	0
Сили гідростатичного тиску	$E_{h1} = \frac{F_{h1} \cdot z}{2}$	---	57,8	1,0	---	57,8	2,73	-157,79	-157,79
---//---	$E_{h2} = F_{h2} \cdot d$	---	54,4	1,0	---	54,4	0,8	-43,52	-43,52
----//--	$E_v$	64,7	---	1,0	64,7	---	0,86	+55,64	+55,64
		$\sum N_{II} = 820,42$			$\sum N_I = 796,55$			$\sum M_I = -539$	$\sum M_{II} = -426,28$

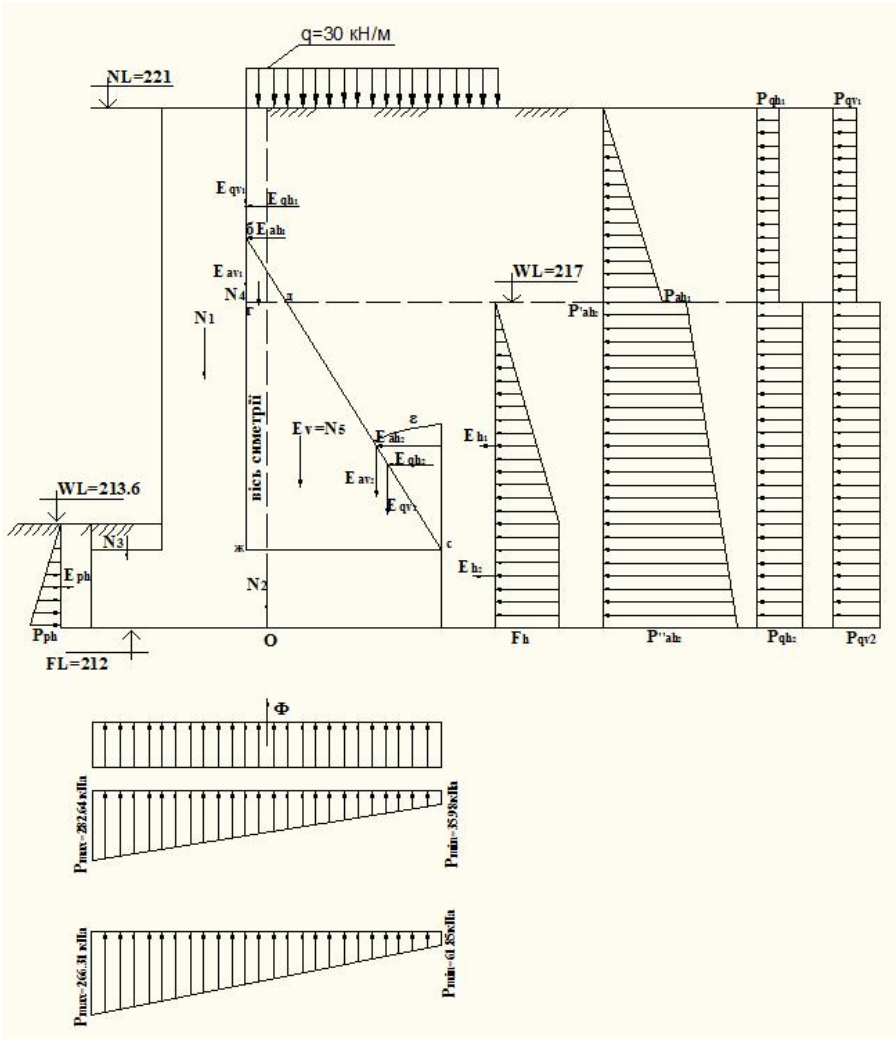


Рис. 4.2. Схема силових навантажень на стінку

## 5. РОЗРАХУНОКИ ОСНОВИ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ

Розміри стінки та навантаження приймаємо з прикладу 4.1. В основі залягають твердий суглинок з характеристиками:

- Кут внутрішнього тертя  $\varphi_1 = 28^\circ$
- Питоме зчеплення  $C_1 = 3,2 \text{кПа}$
- Питома вага ґрунту у зваженому водою стані  $\gamma_{1sb} = 10,12 \text{кН/м}^3$

Середнє напруження по підшві  $\sigma_m = 159,31 \text{кПа}$ ; максимальне напруження  $\sigma_{\max} = 282,64 \text{кПа}$ . Споруда відноситься до четвертого класу капітальності.

### 5.1. Розрахунок несучої здатності основи за схемою площинного зсуву

Перевіряємо виконання умови

$$\gamma_{lc} \cdot F \leq \gamma_l / \gamma_n \cdot R \quad (5.1)$$

$\gamma_{lc}$  - коефіцієнт сполучення для навантажень, для основного сполучення,  $\gamma_{lc} = 1,0$ ;  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи, для бетонних споруд на нескільких основах  $\gamma_c = 1,0$ ;  $\gamma_n$  - коефіцієнт надійності, що залежить від класу капітальності споруди,  $\gamma_n = 1,10$ .

де зрушуючи сила  $F$  визначаємо за формулою:

$$F = E_{ah1} + E_{qh1} + E_{ah2} + E_{qh2} + E_{h1} + E_{h2} = 26,05 + 27,95 + 151,52 + 55,2 + 57,8 + 54,4 = 372,92 \text{кН}$$

Значення сил граничного опору  $R = R_{pl}$  визначаємо за формулою:

$$\begin{aligned} R_{pl} &= \sum N_1 \cdot tg\varphi_1 + \gamma_c \cdot E_{ph} + Ag \cdot C_1 = \\ &= 796,55 \cdot tg28^\circ + 0,7 \cdot 56,1 + 5 \cdot 3,2 = 478,8 \text{кН} \\ 1,0 \cdot 372,92 &= 372,92 \text{кН} \leq \frac{1,0}{1,1} \cdot 478,8 = 435,27 \text{кН} \end{aligned}$$

де  $\gamma_c = 0,7$ .

Умова стійкості виконується.

## 5.2. Розрахунок несучої здатності основи за схемою змішаного зсуву

Значення зрушуючи сил визначаємо таким чином, як і про розрахунках за схемою плоского зсуву,  $F = 372,92 \text{кН}$

Значення сил граничного опору  $R = R_{com}$  визначаємо за формулою (5.2.). Для визначення величини дотичних напружень  $\tau_{lim}$  при різних кутах відхилення  $\delta^\circ$  рівнодіючої зовнішніх сил розрахунки ведемо в табличній формі, використовуючи дані з [2, ст.34-35].

$$q = \gamma_{Isb} d = 10,12 \cdot 1,6 = 16,192 \text{кН / м};$$

$$n = C_1 / tg \varphi_1 = 3,2 / tg 28^\circ = 6,02 \text{кПа}$$

Табл.5.1

Значення $\sigma$ і $\tau_{lim}$						
$\delta^\circ$	$0^0 \cdot \varphi_1$	$0,1^0 \cdot \varphi_1$	$0,3^0 \cdot \varphi_1$	$0,5^0 \cdot \varphi_1$	$0,7^0 \cdot \varphi_1$	$0,9^0 \cdot \varphi_1$
	$\delta^\circ = 0^0$	$\delta^\circ = 2,8^0$	$\delta^\circ = 8,4^0$	$\delta^\circ = 14^0$	$\delta^\circ = 19,6^0$	$\delta^\circ = 25,2^0$
$N_\gamma$	9,1494	7,9429	5,6548	3,6709	2,0720	0,8541
$N_c$	27,684	25,465	21,141	17,029	13,069	8,9870
$N_q$	14,720	13,535	11,241	9,0545	6,9490	4,7785
$R_u, \text{кН / м}$	4002,47	3561,51	2719,46	1966,85	1320,93	763,95
$\cos \delta^\circ$	1	0,999	0,989	0,97	0,942	0,905
$\sin \delta^\circ$	0	0,049	0,146	0,242	0,335	0,426
$\sigma, \text{кПа}$	794,47	705,57	531,89	375,55	242,84	132,25
$\tau_{lim}, \text{кПа}$	0	34,90	79,41	95,20	88,50	65,09

За даними двох останніх рядків будемо графік несучої здатності  $\tau_{lim} = f(\sigma)$  (рис 5.1). З графіка за середнім значенням напружень  $\sigma_m = 159,3 \text{кПа}$  встановлюємо розрахункове значення граничних напружень  $\tau_{lim} = 69,6 \text{кПа}$ , яке застосовуємо для визначення сили опору  $R_{com}$ :

$$R_{com} = (\sigma_m \cdot tg \varphi_1 + C_1) \cdot b_2 \cdot l + \tau_{lim} \cdot b_1 \cdot l \tag{5.2}$$

Крім того, визначаємо розрахункове значення довжини ділянок підшви споруди, на яких виникають зсув з випором  $b_1$  та пло-

щинний зсув  $b_2$ . Значення  $b_1$  визначаємо графічно. Вид графіка встановлюємо в залежності від коефіцієнта зсуву  $tg\psi_1$ ;

$$tg\psi_1 = tg\varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_m} = tg28^\circ + \frac{3,2}{159,31} = 0,55$$

При  $tg\psi_1 = 0,55 > 0,45$ , будуємо графік лінійної залежності між  $b_1/b_2$  і нормальними напруженнями  $\sigma_{cr}$  і  $\sigma_{flr}$  (рис. 5.2)

$$\text{де } \sigma_{cr} = N_0 \cdot b \cdot \gamma_{lsb} = 3 \cdot 5 \cdot 10,12 = 151,8 \text{кПа}$$

$N_0$  – безрозмірний коефіцієнт, який приймається для щільних пісків рівним 1, для інших ґрунтів дорівнює 3.

$$\sigma_{flr} = R_u / b - n = 4002,47 / 5 - 6,02 = 794,47 \text{кПа}$$

У нашому випадку при  $\sigma_{max} = 282,64 \text{кПа}$   $b_1/b = 0,2$ , звідси  $b_1 = 0,2 \cdot b = 0,2 \cdot 5 = 1 \text{м}$ ,  $b_2 = b - b_1 = 5 - 1 = 4 \text{м}$ .

Підставляючи значення  $\tau_{lim}, b_1, b_2$  і  $l = 1,0 \text{м}$  у формулу(5.2), знаходимо силу опору  $R_{com}$  у випадку змішаного зсуву.

$$R_{com} = (\sigma_m \cdot tg\varphi_1 + C_1) \cdot b_2 \cdot l + \tau_{lim} \cdot b_1 \cdot l =$$

$$(159,31 \cdot tg28^\circ + 3,2) \cdot 4 \cdot 1 + 69,6 \cdot 1 \cdot 1 = 421,23 \text{кН}$$

Підставляючи одержане значення у формулу (5.1), перевіряємо стійкість стінки за схемою змішаного зсуву.

$$1,0 \cdot 372,92 = 372,92 \text{кН} < \frac{1,0}{1,1} \cdot 421,23 = 382,94 \text{кН}$$

Умова виконується.

$\tau_{lim}, \text{кПа}$

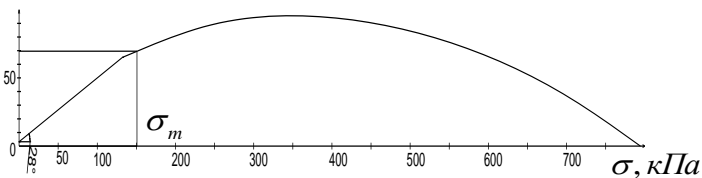


Рис.5.1 Графік несучої здатності ґрунту основи

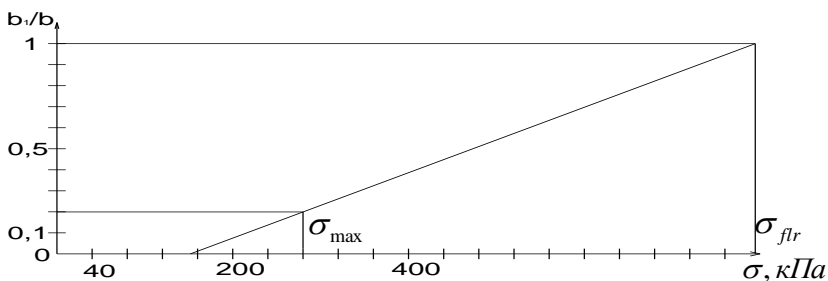


Рис.5.2 Графік для визначення ширини підшви  $b_1$ , на якій виникає зсув з випором ґрунту основи.

## 6. РОЗРАХУНКИ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ ПІДПР-НОЇ СТІНИ

### 6.1. Загальні положення

Розрахунок основ за деформаціями згідно із ДБН В.2.1-10-2009 виконується виходячи з умови:

$$S \leq S_u \quad (6.1)$$

де  $S$  - сумісна деформація основи і споруди, яка визначається розрахунком у відповідності до обов'язкового додатку Д до ДБН В.2.1-10-2009;  $S_u$  - граничне значення сумісної деформації основи і споруди, яка визначається за Додатком «И» ДБН В.2.1-10-2009). Осідання основи  $S$  з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого напівпростору визначається методом пошарового підсумування за формулою:

$$S = \beta \sum (\sigma_{zpi} h_i / E_i) \quad (6.2)$$

де  $\beta$  - безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює 0,8;  $\sigma_{zpi}$  - середнє значення додаткового вертикального нормального напруження в  $i$ -му шарі ґрунту;  $h_i$  та  $E_i$  - відповідно товщина та модуль деформацій  $i$ -го розрахункового шару ґрунту;  $i$  - кількість шарів, на які розбивається основа. За необхідністю в деяких випадках визначають крен фундаменту “ $v$ ” від дії позacentрового навантаження:

$$i = \frac{1-\nu}{E} k_e \frac{M_{II}}{\left(\frac{a}{2}\right)^3}, \quad (6.3)$$

де  $E$  та  $\nu$  - відповідно модуль деформації та коефіцієнт Пуассона ґрунту основи; (в разі, якщо основа неоднорідна, значення  $E$  та  $\nu$  приймаються середніми в межах всієї стисливої зони);  $M_{II}$  - мо-

мент вертикальної рівнодіючої всіх навантажень відносно нейтральної осі підшви фундаменту(колонки 10 табл.4.2.);  $a$  - діаметр, або сторона фундаменту у напрямку якої діє момент;  $k_e$  - коефіцієнт, який приймається за табл. 3 ДБН В.2.1-10-2009.

Отже при проектуванні основ і фундаментів необхідно забезпечити, щоб осідання або крен фундаменту споруди, які визначаються розрахунками, були меншими за гранично допустимі значення, встановлені додатком «И» до ДБН В.2.1-10-2009.

## 6.2. Визначення осідання основи підпірної стіни методом пошарового підсумування

1. Викреслюють геологічний переріз, на якому в тому ж масштабі наносять контури розрізу фундаменту по ширині “ $b$ ”. Товща ґрунту, яка знаходиться нижче підшви фундаменту, ділиться на розрахункові шари товщиною  $h_i \leq 0,4b$  ( $b$  - ширина підшви фундаменту). Розрахунковий шар не повинен знаходитись в двох інженерно-геологічних елементах (ИГЕ). Поруч з перерізом креслять допоміжну таблицю (див. приклад 6.2).

2. Розраховують вертикальні природні напруження в ґрунті

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_{li} h_i, \quad (6.4)$$

де  $\gamma_{li}$  - питома вага ґрунту в межах розрахункового шару;  $h_i$  - товщина  $i$ -го розрахункового шару. У разі, якщо ґрунт знаходиться нижче рівня ґрунтових вод його питома вага визначається з урахуванням зважуючої дії води за формулою:

$$\gamma_{sbl} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (6.5)$$

де  $\gamma_s$  - питома вага частинок ґрунту;  $\gamma_w$  - питома вага води;  $e$  - коефіцієнт пористості ґрунту. Будують епюру природніх напружень  $\sigma_{zg}$ .

3. Розраховують додаткові вертикальні напруження в ґрунтовій товщі  $\sigma_{zp} = \alpha P_0$ , де  $\alpha$  - коефіцієнт, який залежить від відносної глибини знаходження точки в яких визначаються напруження та відносної ширини підшви фундаменту і визначається за табл. Д1 (додаток «Д» ДБН В.2.1-10-2009).  $P_0 = P - \sigma_{zg0}$ , де  $\sigma_{zg0}$  - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту. Креслять епюру  $\sigma_{zp}$  в тому ж масштабі, що й епюру  $\sigma_{zg}$ .

4. Визначають розрахунковий опір  $R$  ґрунту за формулою (Е.1) додаток «Е» ДБН В.2.1-10-2009:



$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (6.6)$$

де  $\gamma_{c1}$  і  $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, які приймаються з табл. Е.7 (ДБН В.2.1-10-2009) в залежності від типу ґрунту, конструктивної схеми та жорсткості споруди;  $k$  - коефіцієнт, який дорівнює  $k = 1$ , якщо характеристики міцності ґрунту  $\varphi$  і  $c$  визначалися безпосередньо шляхом випробувань; якщо ж вони прийняті з допоміжних таблиць (ДБН В.2.1-10-2009) то  $k = 1,1$ ;  $M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - коефіцієнти, які приймаються з табл. 6.3 (табл. Е.8 ДБН В.2.1-10-2009);  $k_z$  - коефіцієнт, який дорівнює: при  $b < 10$  м  $k_z = 1$ ; при  $b \geq 10$  м;  $k_z = z_0/b + 0,2$ ; де  $z_0 = 8,0$  м;  $b$  - ширина підшви фундаменту, м;  $\gamma_{II}$  - питома вага ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту (за наявності підземних вод визначається з урахуванням зважуючої дії води в межах стисливої товщі) див. формулу (6.5) кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma'_{II}$  - питома вага ґрунту, який залягає вище підшви фундаменту, кН/м<sup>3</sup>;  $c_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;  $d$  - глибина закладення фундаментів безпідвальних споруд від поверхні ґрунту, або приведена глибина закладення зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, м.

5. Перевіряють виконання умов:

а) для центрально завантаженого фундаменту:

$$P \leq R, \quad (6.7)$$

де  $P = N_{II} / A + \gamma d$  - тиск під підшвою фундаменту;

б) для позакентровано завантаженого фундаменту:

$$P_{max} \leq 1,2 R, \quad P_{min} > 0 \quad (6.8)$$

де  $P_{max}$ ,  $P_{min}$  - відповідно максимальний і мінімальний тиск під підшвою фундаменту, визначається за формулою:

$$P_{max(min)} = N_{II} / A + \gamma d \pm M_{II} / W, \quad (6.9)$$

де  $N_{II}$  - розрахункове навантаження на фундамент, кН;  $A$  - площа підшви фундаменту, м<sup>2</sup>;  $\gamma$  - середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах, кН/м<sup>3</sup>;  $d$  - глибина закладання фундаменту, м;  $M_{II}$  - момент зовнішніх сил, кН · м;  $W$  - момент опору підшви фундаменту, для прямокутних фундаментів визначається за формулою  $W = b l^2 / 6$ , м<sup>3</sup>;

де  $b$ ,  $l$  - відповідно ширина і довжина фундаменту.

У випадку невиконання будь-якої умови або значного недовантаження фундаменту змінюють розміри підшви, повторно визначають  $R$  і перевіряють виконання перелічених умов.

Таблиця 6.1

Значення коефіцієнтів  $M_\gamma, M_q, M_c$

Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , град	Коефіцієнти		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	1,00	3,14	23	0,69	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	4,60	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

6. Знаходять нижню межу стисненої товщі, яка згідно з ДБН В.2.1-10-2009 розташована на відмітці, де  $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ . Нижче деформації ґрунту вважаються такими, що не враховуються в розрахунках (якщо ґрунт сильностислиивий і має  $E < 5$  МПа, то нижню межу стисливої товщі знаходять за умови  $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$ ).

7. Розраховують осідання кожного розрахункового шару, який знаходиться в межах стисливої товщі. Загальне осідання основи

дорівнює сумі осідання всіх елементарних розрахункових шарів і знаходиться за формулою (6.2).

Таблиця 6.2

Значення коефіцієнтів  $\gamma_{e1}$  і  $\gamma_{e2}$

Ґрунти	Коефіцієнт $\gamma_{e1}$	Коефіцієнт $\gamma_{e2}$ для споруд з жорсткою розрахунковою конструктивною схемою при співвідношенні довжини споруди або його відсіку до висоти L/H, що дорівнює	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповненням і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті:	1,25	1,0	1,2
- маловологі і вологі			
- насичені водою	1,1	1,0	1,2
Пилювато-глинисті, а також великоуламкові з пилювато-глинистим заповненням з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Це ж, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Це ж, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примітки: 1. До споруд з жорсткою конструктивною схемою відносять споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ. До будівель з жорсткою конструктивною схемою можна віднести великопанельні будівлі з перекриттям “на кімнату”, водонапірні башти тощо. Більшість цивільних та промислових будівель відносяться до споруд з гнучкою конструктивною схемою.

2. Для будівель з гнучкою конструктивною схемою  $\gamma_{e2}=1$ . 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт  $\gamma_{e2}$  визначається інтерполяцією.

8. Отриману деформацію  $S$  порівнюють з гранично допустимою деформацією  $S_u$  (див. п. 6.1). Якщо  $0,4 S_u \leq S \leq S_u$  то фундамент запроектований вірно, а якщо  $S > S_u$  треба збільшити розміри

підшови фундаменту, замінити його конструкцію, або передбачити поліпшення властивостей ґрунтів основи. В разі ж, якщо  $S < 0,4 S_u$  бажано зменшити розміри фундаменту з метою підвищення його економічності. Після цього виконується повторний розрахунок осідання.

**Приклад 6.1.** Визначити розрахунковий опір ґрунту основи підпірної стіни. Ширина підшови фундаменту підпірної стіни  $b=3.9$  м; довжина стіни  $l=40$  м; довжина секції стіни  $l_1=10$  м; глибина закладання підшови стіни  $d=1.5$  м; висота  $h=6,0$ м. Характеристики ґрунтів наведені у таблиці 1.2 (ІГЕ-2) під літерою “У”. Стіна передає на ґрунт середнє вертикальне напруження (тиск)  $P=153.9$  кПа; максимальне крайове напруження  $P_{max}=283.3$  кПа; мінімальне крайове напруження  $P_{min}=24.5$  кПа.

Розв’язання:

За формулою (6.6) визначають розрахунковий опір  $R$  ґрунту. Для даних умов має-

$$\text{мо: } R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [1,24 \cdot 1,0 \cdot 3,9 \cdot 8,16 + 5,95 \cdot 1,5 \cdot 8,16 + 8,24 \cdot 18,0] = 260,6 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умови (6.8) і (6.9) для позacentрово завантаженого фундаменту:

$$P=153,9 \leq 260,6=R,$$

$$P_{max}=283,3 \leq 1,2 R=312,7 \text{ кПа,} \quad P_{min}=24,5 > 0$$

де  $P_{max}$ ,  $P_{min}$  - відповідно максимальне і мінімальне крайові напруження (тиск) під підшовою фундаменту.

У разі, якщо умови не виконуються необхідно внести конструктивні зміни-збільшити ширину підшови стіни, покращити механічні властивості ґрунту, тощо.

**Приклад 6.2** Розрахувати за методом пошарового підсумовування осідання фундаменту куткової підпірної стіни з монолітного залізобетону. Визначити також крен підпірної стіни. Ширина підшови фундаменту підпірної стіни  $b=3.9$  м; довжина стіни  $l=40$  м; довжина секції стіни  $l_1=10$  м; глибина закладання підшови стіни  $d=1.5$  м. Стіна передає на ґрунт середнє вертикальне напруження (тиск)  $P=153,9$  кПа. Характеристики ґрунтів наведені у таблиці під літерою “У”.

Розв'язання:

1. Визначаємо товщину розрахункового шару  $h_i = 0,2 \cdot b = 0,2 \cdot 3,9 = 0,78$  м. (Таблиця 6.7) ділимо ґрунт основи на розрахункові шари (необхідна товщина  $i$ -го шару становить  $h_i < 0,4b$ ).

2. Вираховуємо природні напруження від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zg} = \gamma_{II} h_i \quad \text{для} \quad h=0, \quad \sigma_{zg} = 0; \quad \text{для} \quad h = d,$$
$$\sigma_{zg0} = \gamma_{II} \cdot d = 8,16 \cdot 1,5 = 12,2 \text{ кПа.}$$

(Оскільки вся ґрунтова товща згідно умови знаходиться нижче рівня підземних вод  $WL$  то питому вагу ґрунту  $II E-2$  та  $II E-3$  приймаємо з урахуванням архімедової сили за формулою (6.5)

Тиск (природні напруження) на нижній межі 1-го розрахункового шару:

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{sb1} \cdot h_1 = 12,2 + 8,16 \cdot 0,78 = 18,6 \text{ кПа}$$

Тиск на нижній межі 2-го розрахункового шару :

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{sb2} \cdot h_2 = 18,6 + 8,16 \cdot 0,78 = 24,9 \text{ кПа}, \text{ і т.д.}$$

Після розрахунків креслимо епюру зміни природніх напружень  $\sigma_{zg}$  з глибиною.

3. Визначаємо додаткові напруження в ґрунті від зовнішнього навантаження, які створюється підпірною стіною за формулою :

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0;$$

$$P_0 = P - \sigma_{zg0} = 153,9 - 12,2 = 141,7 \text{ кПа}$$

Коефіцієнт  $\alpha$  знаходимо з таблиці 6.2 в колонці з співвідношенням  $\eta = l/b = 40/3,9 = 10,3 > 10$  за показником  $\zeta = \frac{2z}{b}$ , де  $z$  – відстань від підшови фундаменту до нижньої межі шару, в якому визначається напруження.

$$\text{Для } z = 0; \quad \zeta = \frac{2z}{b} = 0; \alpha = 1; \quad \sigma_{zp} = 141,7 \cdot 1 = 141,7 \text{ кПа;}$$

$$\text{для } z = 0,78 \text{ м; } \quad \zeta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,78}{3,9} = 0,40; \alpha = 0,977; \quad \sigma_{zp} = 141,7 \cdot 0,977 = 138,4 \text{ кПа;}$$

$$\text{для } z = 1,56; \quad \zeta = \frac{2 \cdot 1,56}{3,9} = 0,80; \alpha = 0,881; \quad \sigma_{zp} = 141,7 \cdot 0,881 = 124,8 \text{ кПа, і т.д.}$$

Розрахунки виконуються до нижньої межі стисливої товщі до  $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zq}$ , ( в даному випадку у 18 – му шарі  $\sigma_{zg} = 127,8$  кПа,  $\sigma_{zp} = 26,2$  кПа). Викреслюємо епюру  $\sigma_{zp}$  та лінію нижньої межі стисливої зони ВС.

4. Розраховуємо за формулою (6.2) осідання кожного шару ґрунту та загальне осідання, яке дорівнює сумі осідань розрахункових шарів. Для першого шару маємо

$$S_1 = 0,8 \frac{140,1 \cdot 0,78}{14200} = 0,0062, м$$

$$S_2 = 0,8 \frac{131,6 \cdot 0,78}{14200} = 0,0058, м$$

$$S_3 = \dots\dots\dots$$

$$\text{Сумарне осідання дорівнює } S = \sum S_i = 0,0427 м = 4,27 \text{ см.}$$

5. Знаходимо крен підпірної стіни за формулою (6.3)

$$i = \frac{1-\nu^2}{E} k_e \frac{M}{\left(\frac{a}{2}\right)^3} = \frac{1-0,42^2}{14200} 0,24 \frac{323,6}{\left(\frac{3,9}{2}\right)^3} = 0,00061.$$

Позначення дивись формулу (6.3);  $E = 14200 \text{ кПа}$  ;

Згідно з ДБН В.2.1-10-2009 :

$$\nu = 0,42; k_m = 1; k_e = 0,24; \text{ для } \eta = \frac{10}{3,9} = 2,56 ;.$$

$S_u$  - граничне значення сумісної деформації основи і споруди (додаток И ДБН В.2.1-10-2009)  $S_u = 20$  см, а граничне значення крена  $i_u = 0,004$

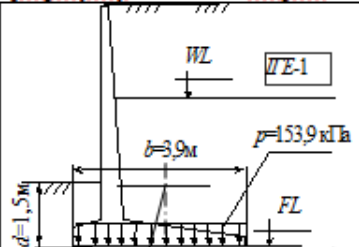
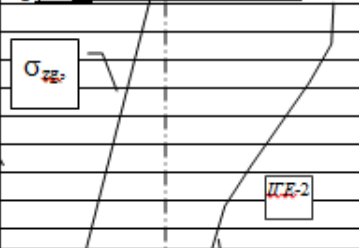
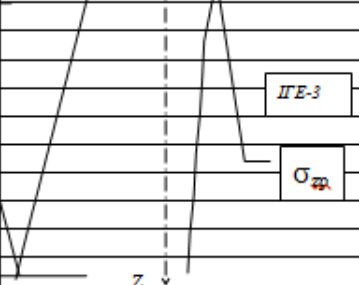
Тобто умова із ДБН В.2.1-10-2009 виконується (дивись формулу 6.1).

Таблиця 6.3

Значення коефіцієнта  $\alpha$ 

$\zeta =$ $2z/b$	Коефіцієнт $\alpha$ для фундаментів							
	круг- лих	Прямокутних з співвідношенням сторін $\eta=l/b$						стріч- кових
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	$l/b \geq 10$
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	0,811	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	0,339	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	0,72	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,022	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,023	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

Таблиця 6.7-Схема до розрахунку осідання підпірної стіни

№ ІТЕ	Різнювид ґрунту	Товщина ІТЕ, м	Гіптома вага, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформації, $E_s$ , МПа		$z$ , м	$\zeta = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	$G_{sp}$ , кПа	$G_{sp}$ , кПа	$\frac{G_{sp}}{G_z}$	$\frac{G_{sp}}{G_z}$ , кПа	$h_z$ , м	$S_{i, calc}$	
															$\sigma_{sp}$
2	Глина м'якопlastична	6,0	8,16	14,2		0	0	1,000	141,7	12,2	-	140,1	0,78	0,62	
						0,78	0,40	0,977	138,4	18,6	-	131,6	0,78	0,58	
						1,56	0,80	0,881	124,8	24,9	-	115,9	0,78	0,51	
						2,34	1,20	0,755	107,0	31,3	-	97,7	0,78	0,43	
						3,12	1,60	0,624	88,4	37,5	-	83,2	0,78	0,37	
						3,90	2,00	0,550	77,9	44,1	-	72,8	0,78	0,32	
						4,68	2,40	0,477	67,6	50,4	-	63,6	0,78	0,28	
						5,46	2,80	0,420	59,5	56,8	-	57,8	0,54	0,17	
						6,00	3,08	0,395	56,0	61,2	-	54,5	0,24	0,05	
						6,24	3,20	0,374	53,0	63,4	-	50,4	0,78	0,14	
3	Глина напівтверда	7,0	9,18	22,3		7,02	3,60	0,337	47,8	70,6	-	45,7	0,78	0,13	
						7,80	4,00	0,308	43,6	77,7	-	41,7	0,78	0,12	
						8,58	4,40	0,280	39,7	84,9	-	38,2	0,78	0,11	
						9,36	4,80	0,258	36,6	92,0	-	35,3	0,78	0,10	
						10,14	5,20	0,239	33,9	99,2	-	32,8	0,78	0,09	
						10,92	5,50	0,223	31,6	106,4	0,30	30,6	0,78	0,09	
						11,7	6,00	0,208	29,5	113,5	0,26	28,6	0,78	0,08	
						12,48	6,40	0,196	27,7	120,7	0,23	27,0	0,78	0,08	
						13,26	6,80	0,185	26,2	127,8	0,20				

$$\Sigma S_i = 4,27 \text{ см}$$



## ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.1-10-2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України 2018. 42 с.
2. СНиП 2.02.02-85\* Основания гидротехнических сооружений / Госстрой СССР. М. : ФГУП ЦПП, 1988. 48 с.
3. СНиП 2.06.07-85 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. [Дата введения 1988-01-01] / Госстрой СССР. М. : ЦПП, 1988. 38 с.
4. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Грунти.Класифікація. [Чинний від 1996-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України 1997. 51 с.
5. Зоценко М. Л., Коваленко В. І., Хілобок В. Г., Яковлев А. В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. Київ : Вища школа, 1992.
6. Кузло М. Т. Інженерне ґрунтознавство та механіка ґрунтів : навч. посібник. Рівне : НУВГП. 2011. 252 с.