

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ОДЕСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
ІНСТИТУТ ЦИФРОВИХ ТЕХНОЛОГІЙ, ДИЗАЙНУ ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОЄКТУВАННЯ ТА
ДИЗАЙНУ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання практичних робіт
з дисципліни: «Основ та фундаментів»
для студентів 4 курсу (денної та заочної форм навчання)
Інституту цифрових технологій, дизайну та транспорту
за освітньо-професійною програмою «Проектування будівель і споруд»

Перший (бакалаврський) рівень вищої освіти
Спеціальність – 192 Будівництво та цивільна інженерія

Одеса – 2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ОДЕСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
ІНСТИТУТ ЦИФРОВИХ ТЕХНОЛОГІЙ, ДИЗАЙНУ ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОЄКТУВАННЯ ТА
ДИЗАЙНУ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання розрахунково-графічної роботи:
«Виконання земляних робіт при зведенні нульового циклу будівлі»
з дисципліни: «Основ та фундаментів»
для студентів 4 курсу (денної та заочної форм навчання)
Інституту цифрових технологій, дизайну та транспорту
за освітньо-професійною програмою «Проектування будівель і споруд»

Перший (бакалаврський) рівень вищої освіти
Спеціальність – 192 Будівництво та цивільна інженерія

Затверджено на засіданні
кафедри інформаційних технологій
проектування та дизайну
Протокол № 1 від 27.08.2025 р.

Одеса – 2025

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Основ та фундаментів» для студентів першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна інженерія». / Укл.: В.С. Дорофєєв, Г. В. Зінченко, Карпюк І.А. – Одеса : ОНПУ, 2024. – 120с.

Укладачі:

Дорофєєв В.С., д.т.н., професор

Зінченко Г. В., к.т.н., доцент

Карпюк І.А., д.т.н., доцент

Методичні вказівки розроблені у відповідності до освітньо-професійної програми підготовки бакалаврів з Освітні програми «Проектування будівель і споруд» та робочої програми курсу «Основи і фундаменти» для спеціальності – G19 «Будівництво та цивільна інженерія» для усіх форм навчання.

Студенти денної форми навчання (курс лекцій викладається на курсі третьому курсі у VI семестрі) у відповідності до даних методичних вказівок виконують ряд практичних робіт передбачених робочою програмою з даної дисципліни.

Для студентів заочної форми навчання передбачено виконання деяких практичних робіт (за вказівкою викладача), що представляються у вигляді контрольних робіт.

Зміст

	Стор.
Практична робота №1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	5
Практична робота №2 Заміна слабкого шару ґрунту основи. Влаштування піщаних подушок.....	16
Практична робота №3 Призначення трьох конкурентоспроможних варіантів основ і фундаментів.....	21
Практична робота №4 Визначення навантажень на рівні уступу фундаменту.....	26
Практична робота №5 Встановлення мінімальної глибини закладання фундаменту.....	45
Практична робота №6 Проектування фундаменту мілкового закладання.....	51
Практична робота №7 Перевірка по слабкому підстилаючому шару.....	57
Практична робота №8 Розрахунок осідання фундаментів методом пошарового підсумовування.....	59
Практична робота №9 Визначення осідання фундаментів наближеним методом	66
Практична робота №10 Розрахунок основ фундаментів за першою групою граничних станів.....	68
Практична робота №11 Конструювання фундаментів мілкового закладання.....	72
Практична робота №12 Розрахунок несучої здатності призматичної висячої палі.....	77
Практична робота №13 Визначення несучої здатності набивної палі.....	87
Практична робота №14 . Проектування пальових фундаментів в сейсмічних районах.....	92
Практична робота №15 Розрахунок осідання фундаменту.....	96
Додаток А	101
Додаток Б	107
Додаток В	116
Додаток Г	117
Додаток Д	118
Література	119

Практична робота №1

Тема: Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Мета заняття: На основі аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика встановити придатність шарів ґрунту для використання їх в якості природної основи.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Використовуючи вихідні дані у вигляді інженерно-геологічного розрізу (додаток А) проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика;
3. Встановити характеристики шарів ґрунту будівельного майданчика;
4. Попередньо визначитися з вибором несучого шару.
5. Скласти звіт з даної роботи.
6. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Оцінка виконується на підставі даних про інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови площадки будівництва, які наводяться і звіті про виконані вишукування. Звіт містить такі дані.

1. Характеристика рельєфу майданчику, його місцезнаходження, морфологічні особливості.
2. Схема розташування споруди, що проектується, план гірських виробок, лінії розрізів.
3. Інженерно-геологічні розрізи із зазначенням послідовності залягання шарів (зверху вниз), найменування, потужності та особливостей кожного інженерно-геологічного елементу (ІГЕ).
4. Характеристика гідрогеологічних умов майданчика.
5. Дані лабораторних визначень фізико-механічних характеристик кожного виділеного ІГЕ.

Для повної оцінки додатково визначаються похідні показники фізичних властивостей ґрунтів за формулами, наведеними в таблиці 1.1. Відповідно до наведених у таблицях 1.2...1.6 даних виконується оцінка кожного виділеного ІГЕ.

Таблиця 1.1.

Похідні (розрахункові) показники фізичних властивостей ґрунтів

№ пп	Показник	Формула для визначення
1	Щільність ґрунту в сухому стані	$\rho_d = \rho / (1 + \omega)$
2	Коефіцієнт пористості	$\rho_d = \rho / (1 + \omega)$
3	Пористість	$n = 1 - (\rho_d / \rho_s)$
4	Коефіцієнт водонасичення	$S_r = (\omega \cdot \rho_s) / (e \cdot \rho_w)$
5	Число пластичності	$I_P = \omega_L - \omega_P$
6	Показник текучості	$I_L = (\omega - \omega_P) / I_P$
7	Питома вага ґрунту	$\gamma = \rho \cdot g$
8	Питома вага з урахуванням зважуючої дії води (для ґрунтів, які залягають нижче РПВ, але вище водоупору):	$\gamma_{sb} = (\rho_s - 10) / (1 + e)$

За результатами оцінки ґрунтів визначаються ІГЕ, які можуть служити природною основою для фундаментів мілкого закладення і несучим шаром для обпирання нижніх кінців паль пальових фундаментів.

При проектуванні будівель і споруд за даними інженерно-геологічних досліджень необхідно виконати оцінку властивостей ґрунтів будівельного майданчика з метою вибору несучого шару ґрунту.

Дані інженерно-геологічних досліджень зображаються, як правило, у вигляді бурових свердловин і геологічних розрізів, що характеризують види ґрунтів і їх напластування, і вказуються основні фізико-механічні характеристики цих ґрунтів. Геологічні розрізи з урахуванням рельєфу місцевості дають можливість правильно визначити глибину закладання фундаментів. Дані фізико-механічних характеристик необхідні для визначення розрахункових показників ґрунтів основи проектованої будівлі або споруди.

В додатку А наведено тільки основні фізичні характеристики ґрунтів і дані випробувань їх на стисливість в польових або лабораторних умовах, які слід розглядати як нормативні. При виконанні реальних проектів всі необхідні характеристики ґрунтів визначаються при проведенні інженерно-геологічних досліджень на конкретному майданчику.

Для закріплення методики розрахунку похідних характеристик і визначення виду ґрунтів обчислення проводяться повністю для всіх шарів ґрунту, вказаних в завданні (додаток А), в порядку закладання їх зверху вниз.

Методика розрахунку похідних характеристик і визначення виду ґрунтів.

Для слабких шарів ґрунту (ґрунтово-рослинний, насипний, заторфований і ін.) визначається питома вага ґрунту, кН/м^3 :

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (1.1)$$

де ρ - густина ґрунту, т/м^3 ;

g - прискорення вільного падіння;

$g = 9,81 \text{ м/сек}^2$.

Для слабких шарів, які в якості природної основи використовувати не доцільно, інших характеристик не обчислюють.

Для глинистих ґрунтів визначають питому вагу ґрунту і його часток, вид і стан, коефіцієнт пористості, модуль деформації, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення і розрахунковий опір ґрунту R_0 . Для піщаних ґрунтів визначається його тип по крупності, найменування по однорідності, густині складання і вологості, питома вага ґрунту і часток ґрунту, модуль деформації, питоме зчеплення, кут внутрішнього тертя і розрахунковий опір.

Для ґрунту, що знаходиться нижче рівня ґрунтових вод визначається також питома вага ґрунту в зваженому стані.

Питома вага часток визначається по формулі, кН/м^3 :

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g \quad (1.2)$$

де ρ_s - щільність часток ґрунту, т/м^3 .

Для глинистих ґрунтів їх найменування визначається залежно від числа пластичності IP , що представляє собою різницю вологостей на межі плинності ω_L і на межі пластичності (розкочування) ω_P , виражених в долях одиниць:

$$I_p = \omega_L - \omega_P \quad (1.3)$$

Згідно ДСТУ Б.В.2.1-2-96 глинисті ґрунти діляться на супіски ($0,01 \leq IP \leq 0,07$), суглинки ($0,07 \leq IP \leq 0,17$) і глини ($IP \geq 0,17$).

Стан глинистого ґрунту оцінюється показником текучості [1] IL :

$$I_L = (\omega - \omega_P) / I_p \quad (1.4)$$

Залежно від величини IL глинисті ґрунти одержують додаткове найменування (табл. 1.1).

Глинисті ґрунти в текучому стані як природна основа під фундаменти, як правило, не використовуються.

Піщані ґрунти розрізняються залежно від гранулометричного складу [1] (табл. 1.2).

Використовуючи дані гранулометричного складу, приведені в завданні, для встановлення найменування піщаного ґрунту необхідно послідовно підсумовувати відсотки вмісту часток досліджуваного ґрунту: спочатку крупніше 2 мм, потім 0,5 мм, 0,25 мм і т.д. Найменування приймається по

першому показнику, що задовольняє в порядку розташування найменувань в табл. 1.2 (зверху вниз).

Таблиця 1.1

Найменування глинистих ґрунтів по показнику плинності

Стан ґрунту	IL
Супіски	
Тверді	$IL < 0$
Пластичні	$0 \leq IL \leq 1$
Плинні	$IL > 1$
Суглинки і глини	
Тверді	$IL < 0$
Напівтверді	$0 \leq IL \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < IL \leq 0,50$
М'якопластичні	$0,50 < IL \leq 0,75$
Плиннопластичні	$0,75 < IL \leq 1$
Плинні	$IL > 1$

Таблиця 1.2

Види піщаних ґрунтів.

Пісок	Розподіл часток за крупністю, % від маси сухого ґрунту
Гравелистий	Маса часток крупніших 2 мм - більше 25%
Крупний	- // - - // - 0,5 мм - більше 50%
Середньої	- // - - // - 0,25 мм - більше 50%
Дрібний	- // - - // - 0,1 мм - 75% і більше
Пилуватий	- // - - // - 0,1 мм - менше 75%

Таблиця 1.3

Допоміжні обчислення для визначення виду піщаного ґрунту і побудови сумарної кривої.

Характеристика	Фракції ґрунту, мм					
	> 2,0	2,0-1,0	1,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
	Діаметр часток, мм					
	2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0
Гранулометричний склад						
Сума часток більше даного діаметра, %						
Сума часток менше даного діаметра, %						

Окрім цього, за даними гранулометричного складу слід побудувати сумарну криву неоднорідності. Для зручності визначення ступеня однорідності піщаного ґрунту по табл. 1.2 і побудови сумарної кривої необхідні підрахунки краще проводити в табличній формі (табл. 1.3).

Сума відсотків часток більше даного діаметра послідовно визначається підсумовуванням окремих фракцій ґрунту починаючи з великих, тоді як суму відсотків часток менших даного діаметра зручніше визначати як величину, що бракує першій сумі до 100.

Сумарні криві будуються в координатах "сума відсотків часток по масі менше даного діаметра (наростаючим підсумком)" – "діаметр часток" в лінійному або в напівлогарифмічному масштабі (рис.1.1). Криву неоднорідності можна будувати в напівлогарифмічному або лінійному масштабі.

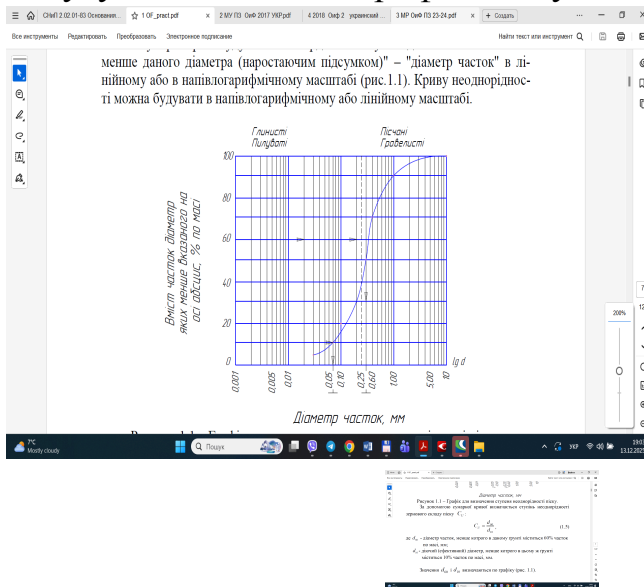


Рис. 1.1 – Графік для визначення ступеня неоднорідності піску. За допомогою сумарної кривої визначається ступінь неоднорідності зернового складу піску CU :

(1.5)

d_{60} - діаметр часток, менше котрого в даному ґрунті міститься 60% часток по масі, мм;

d_{10} - діючий (ефективний) діаметр, менше котрого в цьому ж ґрунті міститься 10% часток по масі, мм.

Значення d_{60} і d_{10} визначаються по графіку (рис. 1.1).

При $CU \leq 3$ піщані ґрунти вважаються однорідними, а при $CU > 3$ - неоднорідними, що записується додатково до найменування піщаного ґрунту. Для кожного виду ґрунту необхідно визначити похідні характеристики.

Коефіцієнт пористості ґрунту природного складання (відношення об'єму пор до об'єму скелету ґрунту):

$$e = (\rho_s / \rho)(1 + \omega) - 1 \quad (1.6)$$

де ω - природна вологість ґрунту, долі одиниці.

По щільності вкладання часток, тобто по значенню коефіцієнта пористості, піщані ґрунти діляться на щільні, середньої щільності і пухкі (табл. 1.4). Використовувати пухкі піски в якості природної основи не рекомендується, особливо якщо вони насичені водою і тим більше при динамічних навантаженнях.

Таблиця 1.4

Найменування піщаних ґрунтів по щільності

Піски	Щільні	Середньої щільності	Пухкі
Гравелісті, крупні і середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мілкі	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Водонасичені глинисті ґрунти з високим коефіцієнтом пористості відносяться до мулів. Супіски з $e > 0,9$, суглинки з $e \geq 1,0$, а також глини з $e \geq 1,5$, що знаходяться в початковій стадії свого формування, для котрих природна вологість перевищує вологість на межі плинності, називаються мулами. Такі ґрунти володіють низькою міцністю, високою деформативністю і відносяться до слабких.

Ступінь вологості S_r визначається по формулі:

$$S_r = (\omega \cdot \rho_s) / (e \cdot \rho_w) \quad (1.7)$$

де ρ_w - густина води, приймається рівною 1 т/м^3 .

Залежно від значення S_r піски діляться на маловологі ($0 \leq S_r < 1$), вологі ($0,5 \leq S_r < 0,8$), насичені водою ($0,8 \leq S_r \leq 1,0$).

Для водонасичених шарів ґрунту, розташованих нижче за рівень ґрунтових вод, окрім водотривів, необхідно визначити питому вагу ґрунту з урахуванням зважуючої дії води, кН/м^3 :

$$\gamma_{sb} = (\rho_s - \gamma_w) / (1 + e) \quad (1.8)$$

де $\gamma_w = \rho_w \cdot g = 1 \cdot 9,81 \text{ кН/м}^3$ - питома вага води.

До водотривких ґрунтів можна віднести водостійкі скельні і глинисті ґрунти (суглинки і глини) з показником текучості $IL < 0,5$, які зважуючій дії води не піддаються.

Значення механічних характеристик ґрунтів визначаються в результаті лабораторних, польових випробувань, за табличними даними норм або по зведених таблицях фізико-механічних характеристик ґрунтів, складених для окремих районів.

За відсутності дослідних даних в завданні нормативні значення C_{II} і ϕ_{II} можна визначати по табл. 1.6 і 1.7 на основі фізичних показників окремих шарів ґрунту. Розрахункові значення C_{II} і ϕ_{II} для другого граничного стану

$$\varphi_{II} = \varphi_n / \gamma_n \quad C_{II} = C_n / \gamma_n \quad (1.9)$$

де C_n і φ_n - нормативні значення характеристик;

$\gamma_n = 1$ - коефіцієнт безпеки по ґрунту [1].

Розрахункові значення C_I і φ_I для першого граничного стану (при розрахунку по несучій здатності основ):

$$\varphi_I = \varphi_n / \gamma_n \quad C_I = C_n / \gamma_n \quad (1.10)$$

При визначенні C_I значення коефіцієнта безпеки $\gamma_n = 1,5$, при визначенні φ_I для піщаних ґрунтів $\gamma_n = 1,1$, супісків, суглинків і глин $\gamma_n = 1,15$.

Стисливість ґрунтів характеризується модулем загальної деформації, який рекомендується визначати за даними випробувань ґрунтів статичним навантаженням. При їх відсутності використовують компресійні випробування (рис. 1.2).

$$C_n = tga = (e_1 - e_2) / (P_2 - P_1) \quad (1.11)$$

де P_2 - тиск, рівний додатковому тиску в ґрунті від фундаменту, МПа;

P_1 - тиск, рівний напрузі від власної ваги ґрунту в даній точці, МПа;

e_1 і e_2 - значення коефіцієнта пористості даного ґрунту, що відповідає тискам P_1 і P_2 .

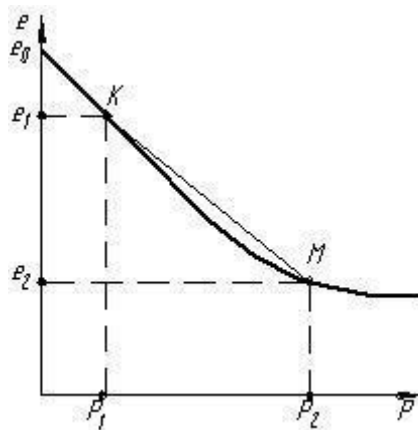


Рис. 1.2 – Графік компресійних випробувань.

При визначенні середніх значень модуля деформацій в якості P_2 може бути прийнято розрахунковий тиск по підшві фундаменту зазвичай 0,25 МПа, а в якості P_1 для фундаментів мілкового закладання - напруження від власної ваги ґрунту на відмітці підшви фундаменту 0,05 МПа. Значення e_1 і e_2 визначаються по компресійній кривій, яка будується із значення e_0 , визначеного по формулі (1.6).

Тоді компресійний модуль деформацій, МПа:

$$E_c = \beta_1 (1 - e_1) / a \quad (1.12)$$

де β - коефіцієнт, залежний від коефіцієнта Пуассона (табл. 1.5).

Таблиця 1.5

Середні значення коефіцієнтів Пуассона ν і коеф-та β

Ґрунт	ν	β
Крупно обломочний	0,27	0,80
Піски і супіски	0,30	0,74
Суглинки	0,35	0,52
Ґлини	0,42	0,39

Оскільки компресійні випробування дають, як правило, занижене значення E_c , для розрахунку осідання приймається модуль з врахуванням поправочного коефіцієнта:

$$E = m_c \cdot E_c \quad (1.13)$$

m_c - коефіцієнт, що враховує заниження E при компресійних випробуваннях, орієнтовні значення якого при виконанні практичної роботи можна приймати: для глинистих ґрунтів $m_c = 1,5 \dots 6,0$; для піщаних ґрунтів $m_c = 1,2 \dots 2,0$.

Якщо в завданні не вказана компресійна крива для того або іншого ґрунту, дозволяється користуватися нормативними значеннями E по табл. 1.6 і 1.8 на основі фактичних фізичних характеристик ґрунту (значення E отримані статистичною обробкою масових випробувань).

Розрахункові значення E в при розрахунку по другому граничному стану (розрахунок по деформаціях) приймають рівними нормативним значенням [5].

Розраховуємо вологість змоченого ґрунту до постійної степені вологості (для просадкових пилувато-глинистих ґрунтів) $S_r = \text{const}$:

(1.14)

Обчислюємо коефіцієнт пористості пилувато-глинистого ґрунту при його вологості на межі плинності для послідууючої попередньої оцінки просадності:

(1.15)

Таблиця 1.6

Нормативні значення питомого зчеплення C_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град, і модуля деформації E , МПа, пісків четвертинних відкладів.

Піски	Характеристика ґрунтів	Значення коефіцієнтів пористості e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелісті 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	0,0
	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

Примітки: 1. Тут і далі в дужках вказаний номер таблиці [1].

2. В табл. 1,6-1,8 значення C_n , φ_n і E отримані на основі статистичної обробки багаточислених випробувань однотипних ґрунтів території України.

3. В табл. 1,6 значення C_n , φ_n і E для гравелістич, крупних і середньої крупної пісків при $e = 0,75$ не приводяться, оскільки вони є рихлими і як природні основи не використовуються.

Визначаємо показник для попереднього висновку про просадковість і набухання пилувато - глинистого ґрунту за формулою:

(1.16)

Користуючись таблицями Б15 і Б16 робимо відповідні висновки.

За показниками e і W виконуємо оцінку мулкості пилувато - глинистого ґрунту.

Виконуємо оцінку засоленості ґрунту в залежності від вмісту розчинних солей.

Встановлюємо вміст органічної речовини в ґрунтах і ступеня його розкладання. Робимо висновок про найменування біогенного ґрунту.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту $R0$ додаток Е, табл. Е1-Е6:

- для піщаного $R0 = f(e, Sr)$ і найменування піску по гранулометричному складу;
- для пилувато - глинистого (по інтерполяції)

$$R0 = f(IP, IL, e).$$

Якщо ширина і глибина проектного фундаменту відрізняється від

$b=1,0\text{ м}$ і $d = 2,0\text{ м}$, використовують коригуючі формули [ДБН 2009].

Висновок про властивості ґрунтів.

Висновок про доцільність використання аналізованого шару ґрунту в якості несучого шару.

Загальна оцінка умов

При виборі можливих варіантів фундаментів в даних ґрунтових умовах слід використовувати такі рекомендації:

- у разі, якщо з поверхні ґрунтові умови характеризуються нашаруванням середньо- і малостисливими ґрунтами, доцільно застосовувати фундаменти на природній основі;

- якщо з рівня денної поверхні залягають насипні або сильно-стисливі ґрунти ($E < 5,0\text{ МПа}$) значної потужності, можливе виконання їх заміни на пошарово-ущільнений ґрунт (ґрунтова подушка), на розрахункову глибину або до покрівлі середньо-стисливого шару.

Пальові фундаменти найбільш ефективні при наявності у верхній частині ґрунтової товщі слабких ґрунтів. При цьому пальові фундаменти повинні їх прорізати і заглиблюватися в надійні ґрунти (модуль деформації $E_0 \geq 10\text{ МПа}$). Плитні фундаменти застосовуються для будинків зі значними навантаженнями і в випадках, якщо площа окремих або стрічкових фундаментів перевищує 50-60% площі забудови.

Не рекомендується використовувати як природну основу наступні ґрунти: піщані пухкі, пілувато-глинисті текучої консистенції, мули, заторфовані і насипні, що не злежалися. Заміну цих ґрунтів як сильно-стисливих виконують на глинисті ґрунти (суглинки, глини) або піски середньої крупності. При цьому необхідно запроектувати ґрунт, який буде використовуватись при заміні та повинен мати такі значення, зокрема: $\rho_d \geq 1,65\text{ г/см}^3$; ρ_s , w_p , w_L - задаються; призначається $w = w_{opt} = w_p - (0,01 \div 0,03)$. Для пісків задаються $\rho_d \geq 1,65\text{ г/см}^3$ і $w = 0,06 \dots 0,08$.

За результатами оцінки ґрунтів визначаються ІГЕ, які можуть служити природною основою для фундаментів мілкового закладення і несучим шаром для обпирання нижніх кінців паль пальових фундаментів.

Таблиця 1.2.

Класифікація ґрунтів за стисливістю

Різнovid	Показники		Оцінка як основ фундаментів
	ρ_d , г/см ³	E , МПа	
Сильностисливі	< 1,35	< 5,0	Не рекомендується їх використання в якості природної основи фундаментів. Не можуть служити несучим шаром для пальових фундаментів. Потребують ущільнення, закріплення або заміни. Можуть використовуватись для забивних фундаментів і паль ущільнення (пірамідальних, козових та ін.).
Середностисливі	1,35...1,6	5,0...10	Використовуються в якості природної основи фундаментів і паль ущільнення. В окремих випадках можуть використовуватись в якості несучого шару висячих паль.
Малостисливі	> 1,6	> 10	Є хорошою основою для фундаментів мілкового та глибокого закладення.

Примітка: Для ґрунтів з $I_L > 0,15$ (важкі суглинки і глини) оцінка виконується тільки за величиною E .

Практична робота №2

Тема: Заміна слабкого шару ґрунту основи. Влаштування піщаних подушок.

Мета заняття: навчитися визначати непридатні ґрунти, розраховувати обсяги матеріалу для заміни, правильно проектувати та влаштовувати піщану основу для підвищення несучої здатності та стабільності ґрунту під спорудами (дорогами, будинками) для запобігання осіданню та деформаціям.

Завдання:

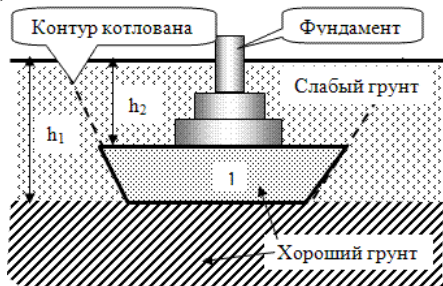
1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Використовуючи конструктивні особливості споруди (додаток Б), результати аналізу інженерно-геологічних умов з практичної роботи №1 та рекомендації з теоретичних відомостей прийняти до подальшого аналізу 3 варіанти можливих конструкцій фундаментів;
3. Скласти звіт з даної роботи;
4. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Заміна слабкого шару ґрунту основи. Влаштування піщаних подушок

Піщані подушки зазвичай виконують із середньо- або крупнозернистого піску (може використовуватися щебінь).

Одна з основних цілей улаштування піщаної подушки – це зменшити глибину закладення фундаментів (h_2) при прорізання слабкого шару ґрунту (див. схему).



Піщана подушка повністю прорізає слабкий шар ґрунту. 1 - піщана подушка (добрий ґрунт).

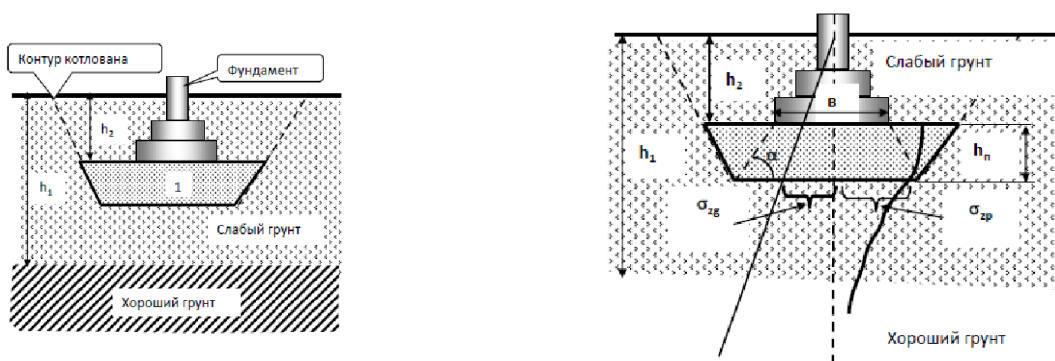
При великій потужності слабкого шару ґрунту (h_1) економічно не вигідно заглиблювати фундамент на таку глибину. З метою зменшення глибини закладення фундаменту (h_2) виконують піщану подушку, укладаючи її в розпір зі стінками котлована. Піщану подушку укладають із заданим ступенем щільності, забезпечуючи, таким чином, передачу тиску від фундаменту на добрий ґрунт, що дозволяє знизити величину можливих осідань.

Інша мета влаштування піщаної подушки – це зменшити інтенсивність тиску від фундаменту на слабкий шар ґрунту (див. конструктивне рішення з розрахунковою схемою).

Піщана подушка не повністю прорізає слабкий шар ґрунту та розрахункова схема для даного рішення з прийнятими позначеннями для визначення розмірів подушки.

У цьому випадку фундамент спирається на піщану подушку (добрий

грунт), а нижче розташовується слабкий шар ґрунту. Виникає необхідність перевірки слабкого шару ґрунту, що підстиляє. Така перевірка проводиться з наступної умови (див. розрахункову схему):



$$\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq R_{cl}; \quad (2.1)$$

де σ_{zg} - ордината епюри природного тиску ґрунту, що припадає на покрівлю слабого шару, що підстиляє; σ_{zp} - ордината епюри додаткового (ущільнюючого) тиску ґрунту, що припадає на покрівлю слабого шару, що підстиляє; R_{cl} - Розрахунковий опір слабого шару ґрунту в рівні низу подушки від умовного фундаменту.

Умова (1) дозволяє запроектувати піщану подушку, використовуючи метод послідовних наближень:

1. Спочатку задаються висотою піщаної подушки (h_p), виходячи з геологічних умов та планованого виконання робіт.

2. Будують епюри природного та додаткового (ущільнюючого) тисків ґрунту.

3. Обчислюють R_{cl} - розрахунковий опір слабого шару ґрунту в рівні низу подушки від умовного фундаменту. Ширина підшви умовного фундаменту визначається виходячи з кута α - розсіювання напруги, що приймається:

- $\alpha = 45^\circ$ - для торфу;

- $\alpha = 50 \dots 60^\circ$ - для пилуватих пісків.

4. Перевіряється умова (2/1). У разі виконання цієї умови, проектування піщаної подушки вважається виконано, правильно. В іншому випадку - проводиться знову проектування піщаної подушки, яке полягає, перш за все, у зміні її висоти.

У разі необхідності влаштування піщаної подушки висотою $h_n > 1$ м, її ширина вибирається з умови рівноваги в граничному стані за спеціально розробленою методикою Б.І. Далматова.

Піщані подушки можуть влаштовуватися і з метою зменшення глибини закладення фундаментів, що проектується в промерзаючих пучинистих ґрунтах. У такому разі піщана подушка, виконана їх великозернистого (не пучинистого) ґрунту – основи. Найбільш актуальним є виконання таких заходів

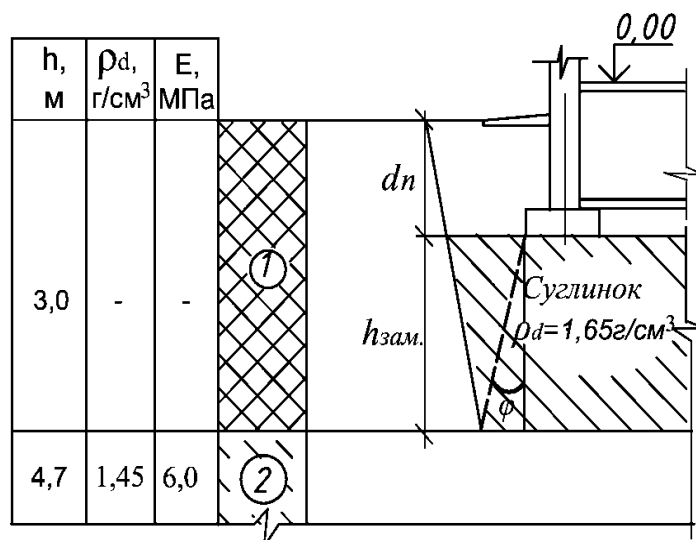
для районів з глибоким сезонним промерзанням, що дозволяє суттєво знизити глибину закладення фундаментів, отримуючи в результаті економічний ефект.

Слід наголосити, що піщану подушку не рекомендується влаштовувати за таких умов:

1. За наявності в межах висоти подушки змінного рівня ґрунтових вод подушка працює як дренаж. У цьому випадку можливий прояв явища суффозії, а також замулювання подушки, що може призвести до додаткових опадів фундаментів і перетворення подушки на звичайний ґрунт.

2. За наявності в межах висоти подушки напірних ґрунтових вод і закладення підшви фундаменту вище за розрахункову глибину промерзання промерзання піщаної подушки може призвести до пучення ґрунту подушки за рахунок дії напірних ґрунтових вод.

Заміну сильно-стисливих ґрунтів виконують на глинисті ґрунти (суглинки, глини) або піски середньої крупності. При цьому задають необхідні в процесі заміни значення $\rho_d \geq 1,65 \text{ г/см}^3$; ρ_s , w_p , w_L , $w = w_{opt} = w_p - (0,01 \div 0,03)$. Для пісків - $\rho_d \geq 1,65 \text{ г/см}^3$ и $w = 0,06 \dots 0,08$



Потім за формулами визначають:

$$\rho = \rho_d (1+w), \text{ г/см}^3;$$

$$e; \quad n; \quad S_r; \quad I_L.$$

Рис.1.1. Ґрунтова подушка.

Значення деформаційних і міцнісних характеристик E , μ и c визначають за таблицями 2.1, 2.2 і 2.3.

Не рекомендується використовувати наступні ґрунти як природну основу: піщані пухкі, пілувато-глинисті текучої консистенції, мули, заторфовані і насипні, що не злежалися.

Таблиця 2.1.

Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град. і модуля деформації E , МПа пісків четвертинних відкладень

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 2.2.

Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град., глинистих(нелесових) ґрунтів четвертинних відкладень

Найменування ґрунтів і границя 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
Супісок	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	19	15	13	11	9	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинок	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	39	34	28	23	18	15	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	25	20	16	14	12
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глина	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	-	81	68	54	47	41	36
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	-	-	57	50	43	37	32
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	45	41	36	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Нормативні значення модуля деформації глинистих нелесових ґрунтів

[illegible]

Практична робота №3

Тема: Призначення трьох конкурентоспроможних варіантів основ і фундаментів.

Мета заняття: В процесі варіантного проектування попередньо прийняти три конкурентоспроможних варіанти фундаментів для проаналізованих ґрунтових умов практичної роботи №1.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Використовуючи конструктивні особливості споруди (додатки А, Б), результати аналізу інженерно-геологічних умов з практичної роботи №1, 2 та рекомендації з теоретичних відомостей прийняти до подальшого аналізу 3 варіанти можливих конструкцій фундаментів;
3. Скласти звіт з даної роботи;
4. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Після оцінки фізико-механічних властивостей ґрунтів приступають до аналізу 3-4 найбільш відповідних типів фундаментів.

Для проектування основ та фундаментів необхідно мати основні вихідні дані, які можна об'єднати в чотири групи:

1. Характеристика будівельного майданчика (рельєф майданчика за даними геодезичної зйомки; дані про нашарування ґрунтів, рівень підземних вод і його коливання, фізико-механічні характеристики ґрунтів; відомості про дію інженерно-геологічних процесів; прогноз зміни геологічних і гідравлічних умов в процесі та в результаті будівництва; кліматичні і метеорологічні дані).

2. Характеристика об'єктів, що проектуються (креслення підземної частини будов і технологічного обладнання, навантаження, чутливість будівель і споруд до деформації основ; місцеві особливості: наявність сусідніх будівель, комунікацій і т. ін.; особливості експлуатації раніше зведених споруд поблизу будівельного майданчика).

3. Характеристика матеріалів для будівництва фундаментів і штучних основ (перелік матеріалів, які можна застосувати в конкретних умовах; відстань транспортування; вартість матеріалів).

4. Відомості про техніко-виробничі можливості будівельних організацій (підрядчика), наявність машин і механізмів, можливість одержання або виготовлення конструкцій фундаментів і матеріалів штучних основ.

При виборі варіантних 3-х типів фундаментів керуються наступними даними: призначенням споруди і її статичною схемою, видом конструкцій, що передають навантаження на фундамент (стіна, колона, опора, і т.д.) і їх розмірами, величиною і характером навантаження (постійне, змінне), інженерно-геологічними умовами будівельного майданчика (береться до уваги залягання шарів ґрунту, їх однорідність і несуча здатність) і матеріалом конструкцій і фундаментів.

Форма фундаментів в плані повинна прийматися з урахуванням форм

конструкцій, що передають навантаження від будівлі або споруди.

Під стінами житлових і цивільних будівель, як правило, проектують безперервні стрічкові фундаменти. В окремих випадках, якщо будівлі малої поверховості або з невеликим погонним навантаженням, можуть застосовуватися стовпчасті фундаменти з рандбалками, на які спираються стіни.

В будівлях каркасного типу зазвичай застосовуються окремі фундаменти для кожної колони. Іноді при значних навантаженнях і малому кроці колон влаштовуються залізобетонні фундаменти у вигляді стрічок.

При слабких ґрунтах можливе застосування перехресних стрічкових фундаментів або фундаменту у вигляді суцільної плити. Такі фундаменти (особливо фундаменти у вигляді залізобетонної плити) володіють здатністю перерозподіляти тиск на основу і значно вирівнювати нерівномірні осідання. Тому при основах, що сильно стискаються (слабких) і великих навантаженнях рекомендується влаштовувати плитні фундаменти. При значних осіданнях таких фундаментів, що перевищують граничні значення, слід переходити на фундаменти глибокого закладання (наприклад, пальові).

За наявності дешевих місцевих матеріалів застосовують жорсткі фундаменти з бутової кладки або з бутобетону. Слід мати на увазі, що при великій ширині підшви такі фундаменти вимагають значного заглиблення. Тому, якщо несучий шар ґрунту розташований поблизу від поверхні землі, залізобетонний (гнучкий) фундамент, що має малу висоту, може виявитися більш економічним.

Гнучкі фундаменти можуть виконуватися в монолітному залізобетоні або збірними. Для стрічкових збірних фундаментів економічним можуть виявитися переривчасті фундаменти.

Методика варіантного проектування фундаментів для заданих ґрунтових умов і конструктивної схеми будівлі.

Залежно від способу передачі навантаження від надземної частини фундаменти будівель і споруд можна розділити на чотири основні групи: під несучі стіни (рис.3.1); під колони каркасів і естакад (рис.3.2); під стояки несучих розпірних конструкцій (рис.3.3) та окремі фундаменти під споруди баштового типу (рис.3.4).

Вибір основ і ефективної конструкції фундаменту є складним комплексним завданням, що потребує врахування численних факторів. Головні серед них: інженерно-геологічні умови, конструктивні особливості споруд, техніко-економічні умови виконання робіт, тощо. В усіх випадках слід прагнути розташовувати споруди на ділянках із сприятливими інженерно-геологічними умовами.

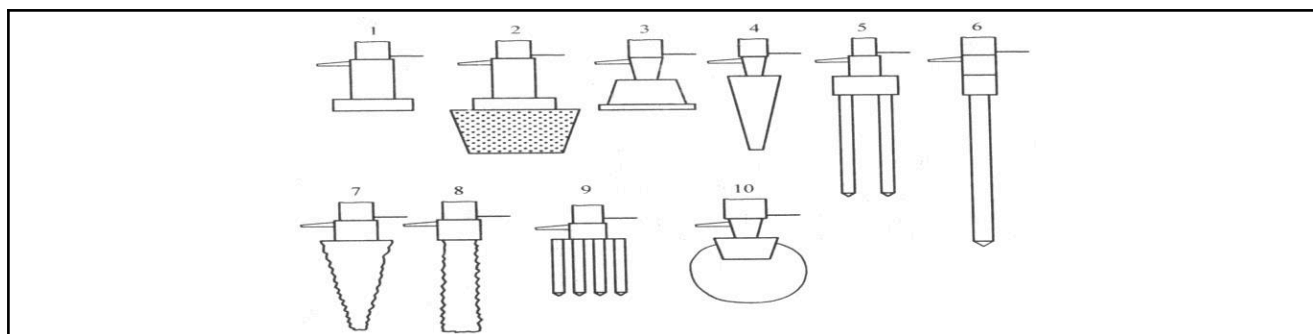


Рис. 3.1 Фундаменти під несучі стіни: 1 - стрічкові; 2 - на штучних основах; 3 - окремі фундаменти з балками; 4 - пірамідальні палі; 5, 6 - призматичні забивні палі; 7 – конусоподібні набивні палі; 8 – циліндричні набивні палі; 9 – мікропалі; 10 – фундамент у витрамбованому котловані.

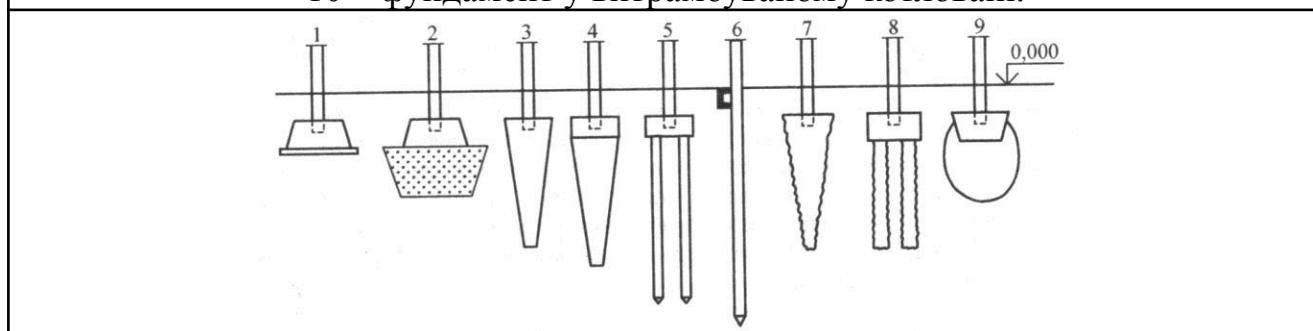


Рис. 3.2 Фундаменти під колони каркасів і естакад: 1 - стовпчастий; 2 - на штучній основі; 3, 4 - пірамідальні палі; 5 - призматичні забивні палі; 6 - паля-колона; 7, 8 - набивні палі; 9 - фундамент у витрамбованому котловані.

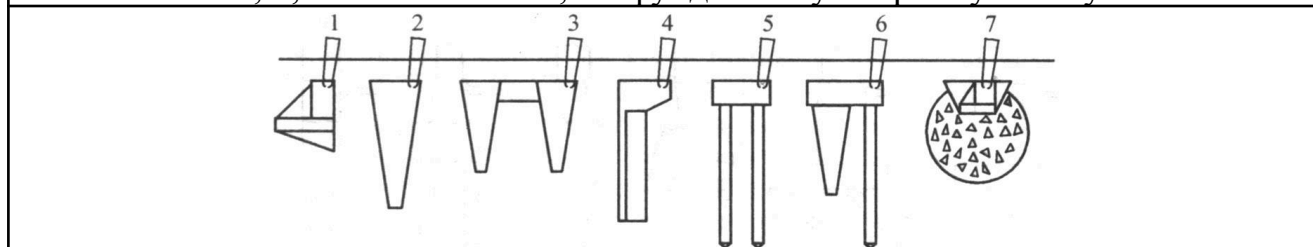


Рис. 3.3 - Фундаменти під стояки несучих розпірних конструкцій: 1 - асиметричний окремий фундамент; 2,3 - пірамідальні палі; 4 - палі таврового перетину з консоллю; 5 - куц призматичних забивних паль; 6 - куц із пірамідальних та призматичних паль; 7 - фундамент у витрамбованому котловані.

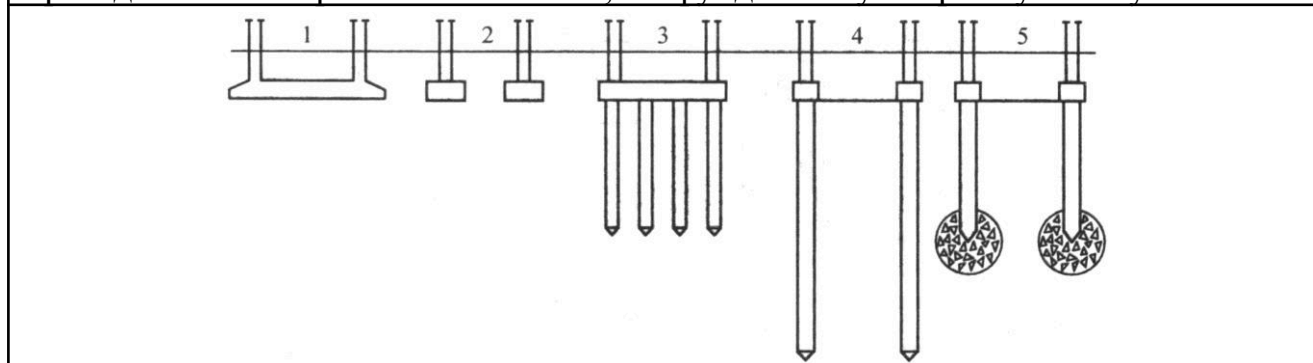


Рис. 3.4 – Окремі фундаменти під споруди баштового типу: 1 - су- цільна залізобетонна плита; 2 - кільцева залізобетонні плита; 3 - куц забив- них паль; 4 -

кільцевий пальовий фундамент; 5 – фундамент у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню.

Для подальшого розгляду прийнемо умовний розподіл ґрунтів на три категорії:

- **придатні** для природної основи - пілуватоглинисті ґрунти від тугопластичної до текучо-пластичної консистенції, піски середньої щільності ($R_0=100\ldots 250$ кПа);
- **слабкі** - пілуватоглинисті ґрунти текучої консистенції, мули заторфовані, незлежані насипи та інші ґрунти ($R<100$ кПа);
- **щільні** - тверді і напівтверді пілуватоглинисті, великоуламкові, щільні піщані, скельні ґрунти ($R>250$ кПа).

Різноманітність ґрунтів основ можна представити у вигляді шести схем (рис.2.5), згідно з якими основи можуть бути складені з шарів ґрунту витриманих за глибиною і протяжністю (I-Y), а також з шарів і лінз, що виклиняють (YI).

За рельєфом ділянки будівництва поділяються на рівнинні і косогірні. На косогірних ділянках необхідно оцінювати стійкість схилу, а також можливість випирання ґрунту з-під фундаменту.

У значній мірі на вибір виду і конструкції фундаменту впливає рівень ґрунтових вод. У зв'язку з цим будівельні майданчики діляться на три типи: необводнені - фундаменти можна розміщувати вище рівня підземних вод і не виникають ускладнення при зведенні і експлуатації підземної частини споруди; обводнені - ґрунтові води залягають вище підошви фундаментів, що ускладнює будівництво підземної частини споруди і її експлуатацію; необхідні влаштування надійної гідроізоляції і захист від агресивної дії підземних вод; покриті водою - будівництво треба вести на намулених або відсипаних ділянках, що визначає конструктивні особливості фундаментів і способи виконання робіт.

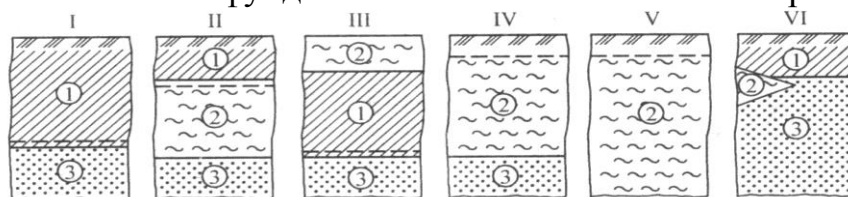


Рис.3.5 – Схеми типових напластувань ґрунтів (штрихуваний - 1, хвилястий - 2, крапчастий - 3): 1 - придатні; 2 - слабкі; 3 – щільні.

На основі результатів практичної роботи №1 виконують ескіз ґрунтової основи, застосовуючи прийнятий умовний розподіл ґрунтів на три категорії (придатні, слабкі, щільні) за прикладом див. рис. 2.5. Виконують порівняння з типовими схемами, див. рис. 2.5, та приймають одну із схем типових ґрунтових основ. Визначають усі реальні в даних конкретних умовах варіанти фундаментів, для цього можна скористатися рекомендаціями табл. 2.1 та виконують вибір трьох найбільш раціональних варіантів фундаментів.

Таблиця 2.1

Рекомендовані конструкції фундаментів будівель і споруд

Грун- тові умо- ви	Фундаменти					Палі								
	ст- річ- ко- ві	си- ме- три- ч- ні аб- со- лю- тні ас- име- три- ч- ні ст- ов- пч- ас- ті	суц- іль- на абсо- лю- тні ще- ва- плі- та	на- ш- ту- ч- ні ос- но- ві	у витрамбованих котлованах		за- бив- ні при- зма- тич- ні	за- бив- ні пір- амі- да- ль- ні	за- бив- ні палі- кол- они	за- бив- ні тавро- ві з консо- лю	пірамі- дальні і призм- а- тичні	корот- кі буро- наби- вні	ко- ніч- ні на- би- вні	мікр- опалі
					звичайні	з розшир- енням								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Фундаменти під несучі стіни														
	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	-	+	+	+
	+	+	-	+	-	-	+	+	-	-	-	-	-	+
	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+		-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+		-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+		-	-	-	-	-	-
Фундаменти під колони безрозпірних несучих конструкцій														
I	-	+	-	-	+	+	+	+	+	-	-	+	+	+
II	-	+	-	-	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+
III	-	+	-	-	+	+	+	+	+	-	-	+	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	+	+	-	+	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	-	-
Фундаменти під стійки розпірних несучих конструкцій														
I	-	+	-	-	+	-	+	+	-	+	+	-	+	-
II	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	+	-	-	-
III	-	+	-	-	-	-	+	+	-	+	+	-	-	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	+	-	+	+	-	-	-

Окремі фундаменти під споруди баштового типу														
I	-	-	+	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	+
II	-	-	+	-	-	-	+	+	-	-	-	-	-	-
III	-	-	+	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-

Примітка. Знаком “+” відмічені рекомендовані конструкції; знаком “-“ нерекomenдовані.

Практична робота №4

Тема: Визначення навантажень на рівні уступу фундаменту.

Мета заняття: Виконати збір навантажень на верхній зріз фундаменту в най більш характерному перерізі проектованої будівлі.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Використовуючи дані, щодо вагових характеристик конструктивних елементів споруди (додаток Б, В) та враховуючи місце будівництва споруди виконати розрахунок нормативних і розрахункових навантажень на верхній зріз фундаменту;
3. Збір навантажень з розділенням на постійні, тимчасові, короткотривалі, особливі виконати і представити в табличній формі;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Навантаження і впливи, що враховуються в розрахунках. Навантаження і впливи на основи, що передаються фундаментами будівель і споруд або їх окремих елементів, як правило, повинні встановлюватися розрахунком, виходячи з розгляду спільної роботи будівлі (споруди) і основи або фундаменту і основи.

Враховуються при цьому навантаження і впливи на будівлю (споруду) або окремі його елементи, а також можливі їх поєднання повинні прийматися згідно з вимогами ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження і впливи».

При проектуванні основ слід враховувати, що спорудження та основи знаходяться в тісній взаємодії. Під впливом навантажень від фундаментів основа деформується, а це в свою чергу викликає перерозподіл навантажень за рахунок включення в роботу надфундаментних конструкцій. Характер і ступінь перерозподілу навантажень на основу, а отже, і величини додаткових зусиль в конструкціях споруди, залежать від виду, стану і властивостей ґрунтів, характеру їх нашарування, статичної схеми споруди, її просторової жорсткості і багатьох інших факторів.

Розрахунок основ по деформаціям повинен виконуватися на основне сполучення навантажень, включаючи постійні, тривалі і короткочасні змінні навантаження, а розрахунок за несучою здатністю - на основне, а при наявності особливих навантажень - на основне і особливе сполучення. Змінні навантаження на перекриття і снігові навантаження, можуть відноситися як до тривалих (при врахуванні їх квазіпостійного значення), так і до короткочасних (при врахуванні повного характеристичного значення). Так, при розрахунках основ по несучій здатності вони враховуються як короткочасні, а при розрахунках за деформаціями - як тривалі. Навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування в обох випадках як коротко- тривале.

У розрахунках основ необхідно враховувати навантаження від матеріалів і обладнання, які розміщуються безпосередньо на ґрунті поблизу фундаментів.

Зусилля в конструкціях, викликані кліматичними температурними впливами, при розрахунках основ за деформаціями не враховуються, якщо відстань між температурно-осадовими швами не перевищує значень, зазначених в нормах з проектування відповідних конструкцій.

Розрахункове значення навантаження слід визначати як добуток його характеристичного значення на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fn} при визначенні граничних значень, прийнятих для розрахунків на міцність і стійкість. При розрахунках за деформаціями - на коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням γ_{fe} , який для навантажень від конструкцій і ґрунтів, обладнання, людей, тварин, складованих матеріалів і виробів приймається рівним одиниці, для снігового та вітрового навантаження - залежить від частки часу η , на протязі якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

У будівлях з статично визначеною розрахунковою схемою на фундаменти передається навантаження, яке збирається на колону або стіну з вантажних площ перекриттів. Для будівель з статично невизначеною розрахунковою схемою навантаження на фундамент визначається з урахуванням:

- а) перерозподілу їх за рахунок жорсткості надземної будови;
- б) перерозподілу їх за рахунок піддатливості основи, тобто з урахуванням спільної роботи основи і надземних конструкцій.

Методи врахування спільної роботи системи «основа - фундамент - надфундаментна будова» можна розділити на 3 групи.

1. Комплексний загальний розрахунок надземної будови, фундаменту і ґрунтової основи.
2. Розрахунок основ та фундаментів з урахуванням попередньо визначеної жорсткості будівлі або споруди.
3. Використання при проектуванні основ і фундаментів коригуючих коефіцієнтів і рекомендацій, що враховують особливості жорсткості споруди.

Перша група методів розглядає спорудження, фундамент і основу як неподільне ціле, яке деформується спільно. При цьому використовуються різні розрахункові схеми. Наприклад, система «основа - фундамент - надземна будова» замінюється еквівалентною стрижневою системою або системою кінцевих елементів при використанні методу скінчених елементів. Використовують також спосіб послідовних наближень, який заснований на роздільних розрахунках надземної будови і фундаменту на податливій основі з наступним уточненням зусиль і переміщень на контакті.

Друга група методів передбачає інтегральну оцінку жорсткості надфундаментної конструкції і використовується при розрахунках конструкцій на пружній основі. Наприклад, розрахунок великопанельних будинків на нерівномірні осідання основи виконують, замінюючи коробку будівлі або несучу стіну балочною системою на пружній основі. Успішне застосування цих методів значною мірою залежить від правильної оцінки жорсткості конструкції.

Третя група методів об'єднує засоби оцінювання спільної роботи основи і верхньої будови, в яких жорсткість надфундаментних конструкцій враховується приблизно з допомогою коригувальних коефіцієнтів і класифікації споруд по

жорсткості. Діючі норми за міру жорсткості будівель і споруд приймають відношення довжини будівлі (або його відсіку) L до його висоти H : L/H .

Будинки з жорсткою конструктивною схемою, маючи високу міцність і загальну просторову жорсткість, забезпечують рівномірну деформацію системи «основа - верхня будова» і допускають збільшення граничних осідань споруд. Тому розрахунковий опір ґрунту основи під жорсткою будівлею може бути підвищений введенням коефіцієнту умов роботи γ_{c2} . Для будівель з гнучкою конструктивною схемою $\gamma_{c2} = 1$.

Окрім того, норми [5] при призначенні граничних значень деформацій основ враховують чутливість будівель і споруд до нерівномірних осідань.

При курсовому і дипломному проектуванні навантаження можливо приймати без урахування їх перерозподілу за рахунок піддатливості основи і жорсткості верхньої будови. При цьому збір навантажень на фундамент виконують з вантажних площ в припущенні статичної визначеності надземних конструкцій. Навантаження на обрізі фундаменту підраховуються на підставі статичного розрахунку каркасу будівлі. Для розрахунку фундаментів усі вертикальні навантаження потрібно збирати на рівні обрізу (власна вага фундаменту враховується в процесі розрахунку основи), а моментні - на рівні підшви фундаменту.

Нижче наведені алгоритми збору навантажень без урахування їх перерозподілу за рахунок податливості основи і жорсткості верхньої будови для будівель з наступними конструктивними схемами: багатоповерхова безкаркасна, одноповерхова каркасна з крановим навантаженням, багатоповерхова каркасна. Такі схеми часто зустрічаються на практиці.

Поєднання навантажень

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп слід виконувати з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень або відповідних їм зусиль. Ці поєднання встановлюються виходячи з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для даної стадії роботи конструкції або основи з врахуванням можливості появи різних схем застосування змінних навантажень або при відсутності деяких з навантажень

При врахуванні сполучень, що включають постійні та не менш двох змінних навантажень, розрахункові значення змінних навантажень або відповідних їм зусиль, слід множити на коефіцієнти сполучень, рівні: для тривалих навантажень $\psi_1 = 0,95$; для короточасних $\psi_2 = 0,9$ (в основних комбінаціях).

При врахуванні основних сполучень, що включають постійне навантаження і одну змінну, коефіцієнт сполучень не враховується.

При виконанні п.р. допускається не складати всі можливі варіанти поєднань навантажень, а порівняти 2-3 відомих заздалегідь найбільш несприятливих для фундаментів поєднання.

Збір навантажень на фундаменти без каркасної багатоповерхової будівлі.

Несучими елементами без каркасної будівлі є стіни. Навантаження від стіни на фундамент збирається з одного погонного метра. Якщо стіна являється

зовнішньою і має віконні прорізи, то для уточнення ваги стіни, що приходить на 1 п.м. фундаменту, навантаження збирається на ділянку стіни між осями віконних прорізів, а потім ділиться на відстань між ними. Несучі стіни сприймають навантаження від перекриттів, а самонесучі - тільки від власної ваги і вітру (якщо стіна зовнішня). На рис. 4.1 показані вантажні площі перерізів для будівлі з повздовжніми несучими стінами. Поперечні несучі стіни в даному випадку вантажних площ не мають.

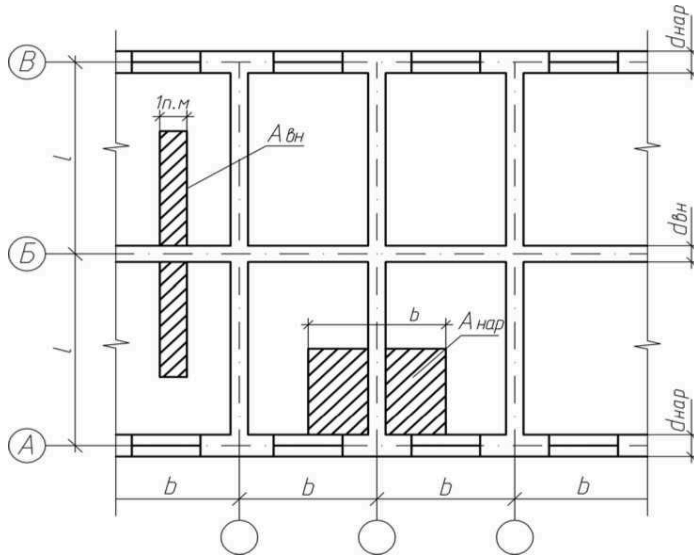


Рис. 4.1 – Схема будівлі та розрахункова схема до визначення вантажних площ для типових перерізів.

Розглянемо навантаження на фундаменти від несучих стін: зовнішньої і внутрішньої (навантаження на інші фундаменти будівлі можуть бути зібрані аналогічно, але вони будуть мати менше складових). Збір навантажень починаємо з постійних.

Вертикальні постійні навантаження:

а) Вага покриття, кН:

$$N_{\text{покр. зовн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{зовн.}}, \quad (4.1)$$

$$N_{\text{покр. вн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{вн.}}, \quad (4.2)$$

де $q_{\text{покр.}}$ – вага квадратного метра покриття, кН/м²;

$A_{\text{зовн.}}$, $A_{\text{вн.}}$ – вантажні площі, відповідно, для зовнішньої і внутрішньої несучих стін, м² (рис. 4.1).

При цьому;

$$A_{\text{вн.}} = [l - (d_{\text{зовн.}} + d_{\text{вн.}})/2] \cdot l, \text{ м}^2;$$

$$A_{\text{зовн.}} = [l - (d_{\text{зовн.}} + d_{\text{вн.}})/2] \cdot 2 \cdot b, \text{ м}^2;$$

б) вага перекриттів, кН:

$$N_{\text{пер. зовн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{зовн.}} \times n; \quad (3.3)$$

$$N_{\text{пер. вн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{вн.}} \times n, \quad (3.4)$$

де $q_{\text{пер.}}$ – вага квадратного метра перекриття, кН/м²;

Азовн., Авн. – те ж саме, що у формулах (4.1, 4.2);

n – кількість перекриттів, котрі передають навантаження на цю стіну.

в) вага зовнішньої стіни визначається безпосередньо як сума ваги елементів стіни, що входять в її ділянку довжиною *b* (рис.4.1) і висотою *Нзовн.* (висота зовнішньої стіни від карнизу до обрізу фундаменту, рис. 4.2). Для цегляної стіни її можна визначити за формулою, кН:

$N_{ст. зовн.} = d_{зовн.} * (H_{зовн.} * b - S_{пр.}) * \gamma_{ст.}$, (4.5) де *dзовн* - товщина зовнішньої стіни, м;

Sпр - площа віконних прорізів на ділянці стіни шириною *b* і висотою *Нзовн.*;

$\gamma_{ст.}$ - питома вага матеріалу стіни, кН/м³.

Для наближених розрахунків (в навчальних проектах) навантаження на зовнішню несучу стіну можна збирати відразу на 1 п.м., а наявність віконних прорізів враховувати шляхом введення понижуючого коефіцієнта, який залежить від кількості і площі вікон. Але в цьому випадку вантажна площа для зовнішньої стіни, також як і для внутрішньої, буде мати ширину 1м. Наприклад, вага зовнішньої стіни з площею вікон 40% площі стіни, кН:

$$N_{ст. зовн.} = d_{зовн.} \times H_{зовн.} \times \gamma_{ст.} \times 0,6, \quad (4.6)$$

г) вага віконного скла, кН;

$$N_{ст. зовн.} = g_{скла.} \times S_{пр.}, \quad (3.7)$$

де *gскла.* – вага квадратного метру віконного скла, кН/м²,

д) вага внутрішньої стіни, кН:

$$N_{ст. вн.} = d_{вн.} \times H_{вн.} \times \gamma_{ст.}, \quad (3.8)$$

де *dвн.* – товщина внутрішньої стіни, м;

Нвн. – висота внутрішньої стіни, м, (див. рис. 4.2)

Горизонтальні постійні навантаження.

а) Тиск ґрунту на стіну підвалу (рис. 4.2):

- рівнодіюча активного тиску засипки ґрунту (ЕА) згідно відомій формулі

Кулона:

(3.9)

де γ – середній питомий тиск ґрунту засипки, кН/м³;

d_b – глибина підвалу від рівня планування, м;

ϕ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту засипки, град.

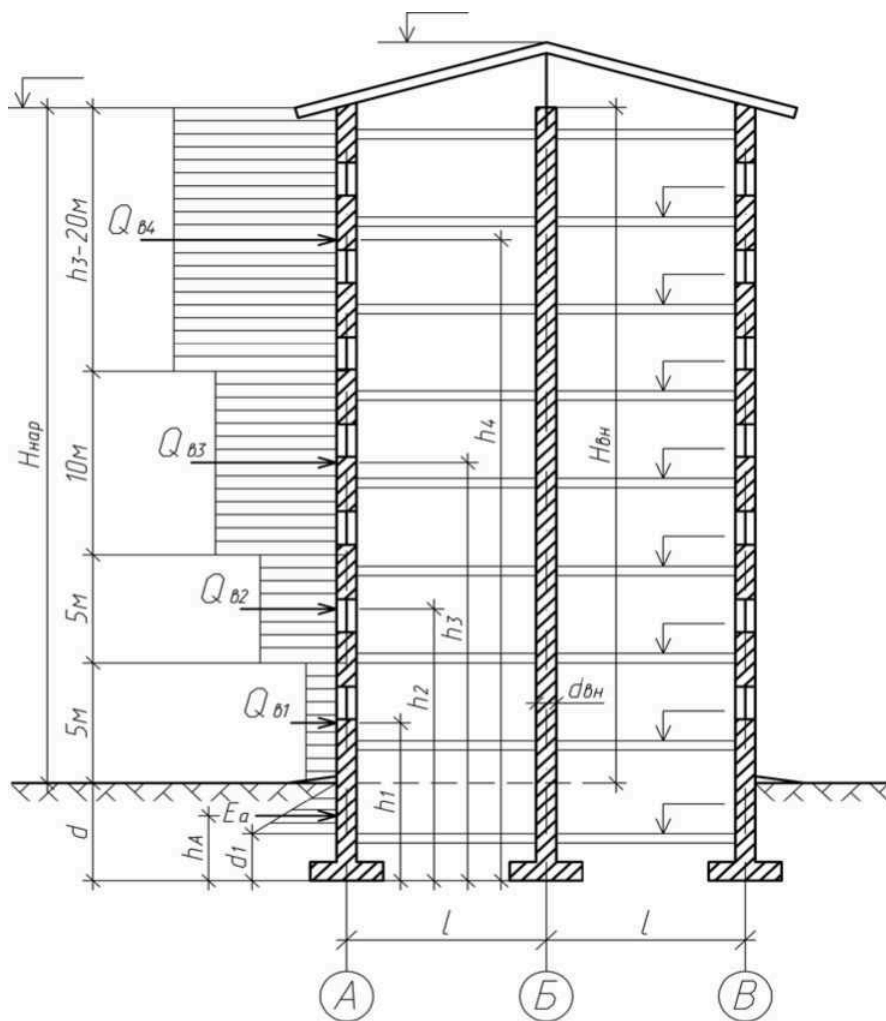


Рис. 4.2 - Схема до визначення навантажень на фундаменти.

Так як E_A прикладена вище підшви фундаменту, вона буде визивати на рівні підшви фундаменту згинальний момент:

$$M_{\text{грунту}} = E_A \cdot h_A, \quad (3.10)$$

де h_A – плече рівнодіючої тиску ґрунту, рівне $h_A = (1/3)d_b + d_1$ (d_1 глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу), м.

Вертикальні змінні навантаження

а) Вага перегородок, кН:

$$N_{n-k, \text{ зовн. }} = q_{n-k} A_{\text{зовн. } n}, \quad (4.11)$$

$$N_{n-k, \text{ вн. }} = q_{n-k} A_{\text{вн. } n}, \quad (4.12)$$

де q_{n-k} – вага перегородок, приведена до одного квадратного метру площі, згідно [2] слід приймати не менше $0,5 \text{ кН/м}^2$.

б) Снігове навантаження, кН:

$$N_{\text{сн. зовн. }} = S_m \cdot A_{\text{зовн. }}, \quad (4.13)$$

$$N_{\text{сн. вн. }} = S_m \cdot A_{\text{вн. }}, \quad (4.14)$$

де S_m – граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється по формулі:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C, \quad (4.15)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження;

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), кН/м²;

C – коефіцієнт, що визначається по формулі:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (4.16)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти;

Тимчасове навантаження на горищене перекриття, кН:

$$N_{гор. зовн.} = q_{гор. Азовн.}, \quad (4.17)$$

$$N_{гор. вн.} = q_{гор. Авн.}, \quad (4.18)$$

де $q_{гор.}$ – навантаження на 1м² перекриття горища, кН/м², котре за відсутності більш точних даних може прийматися по табл. 3.1. г).

Тимчасове змінне навантаження на перекриття, кН:

$$N^{nep} зовн = q \cdot A_{пер} \cdot n \cdot \psi_n \cdot N_q A_n \quad (4.19)$$

$$N^{nep} вн = q \cdot A_{пер} \cdot n \cdot \psi_n \cdot N_q A_n \quad (4.20)$$

де q – характеристичне значення рівномірно розподіленого навантаження на перекриття, кН/м², котре приймається по завданню або по таблиці 4.1;

ψ_n – коефіцієнт зниження навантаження.

а) Навантаження від вітру:

На рис. 4.2 показана схема дії вітрового навантаження на вертикальну стіну. Навантаження зростає ділянками з висотою. В межах кожної ділянки вважаємо вітрове навантаження рівномірно розподіленим по площі. Результуюча зосереджена сила для кожної ділянки дорівнює, кН:

$$Q_{в1} = W_0 C_{1A_{в1}}, \quad (4.21)$$

$$Q_{в2} = W_0 C_{2A_{в2}}, \quad (4.22)$$

$$Q_{в3} = W_0 C_{3A_{в3}}, \quad (4.23)$$

$$Q_{в4} = W_0 C_{4A_{в4}}, \quad (4.24)$$

де W_0 – характеристичне значення вітрового тиску,;

C_i - коефіцієнт ($i = 1, 2, 3, 4$), який визначається за формулою:

Таблиця 4.1

Нормативні рівномірно розподілені навантаження на перекриття і сходи

Будівлі і приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1	2	3
1. Квартيري житлових будівель; спальні приміщення дитячих дошкільних заходів і шкіл- інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палат лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і закладів; класні приміщення закладів освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, туалети) промислових підприємств і суспільних будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3. Кабінети і лабораторії закладів охорони здоров'я; лабораторії закладів освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні суспільних будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	Не менше 2,0 (200)	Не менше 1,2 (120)
4. Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні зали (в кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зібрань і нарад, очікування, глядацькі і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгівельні, виставкові і експозиційні	Не менше 4,0 (400)	Не менше 1,7 (170)
5. Книгосховища, архіви	Не менше 5,0 (500)	Не менше 5,0 (500)
6 Сцени глядацьких закладів	Не менше 5,0 (500)	Не менше 2,1 (210)
7 Трибуни:		
а) з закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для стоячих глядачів	5,0 (500)	1,8 (180)
8 Горищні приміщення	0,7 (70)	-
9 Покриття на ділянках:		

а) с можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій і т.п.)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	-
10 Балкони (лоджії) з врахуванням навантаження:		
а) полосового рівномірного на ділянці шириною 0,8 м уздовж огорожень балкону (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) суцільної щільної рівномірної на площі балкону (лоджії), вплив котрої більш несприятливий, ніж визначуваний по поз.10,	2,0 (200)	0,85 (85)
11 Ділянки обслуговування і ремонту обладнання у виробничих приміщеннях	Не менше 1,5 (150)	-
12 Вестибюлі, фойє, коридори, сходові марші, (з маючими відношення до них проходами), що примикають до приміщень, позиціях:		
А) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
Б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)
1	2	3
В) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13 Перони вокзалів	4,0 (400)	1,7 (170)
14 Приміщення для тварин		
Дрібного	Не менше 2,0 (200)	Не менше 0,85 (85)
Крупного	Не менше 5,0 (500)	Не менше 2,1 (210)

Примітки 1. Навантаження, наведені в поз. 8, слід враховувати на площі, що не тримає обладнання і матеріалами.

2. Навантаження, наведені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження.

3. Навантаження, наведені в поз. 10, слід враховувати при розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях зацемлення цих конструкцій. При розрахунку нижніх ділянок стін, фундаментів і основ навантаження на балкони (лоджії) слід приймати рівними навантаженням від примикаючих основних приміщень будівель.

4. Характеристичні і квазіпостійні значення навантажень для будівель і приміщень, наведених у поз. 3, 4, 5, 6, 11 і 14, слід приймати по будівельному завданню на основі технологічних рішень.

Горизонтальні змінні навантаження.

$$C_i = C_{aer} \cdot C_{h,i} \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (4.25)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт;

$C_{h,i}$ - коефіцієнт висоти споруди;

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку;

C_d - коефіцієнт динамічності.

$A_{v1}, A_{v2}, A_{v3}, A_{v4}$ – вертикальні вантажні площі, m^2 , рівні:

$$A_{v1} = A_{v2} = b \cdot 5, \quad A_{v3} = b \cdot 10, \quad A_{v4} = b \cdot (H_{зовн.} - 20) \quad (\text{див. рис. 4.2}).$$

Горизонтальне вітрове навантаження перерозподіляється за рахунок жорсткості верхньої частини будови і податливості основ і передається на фундаменти у вигляді згинальних моментів, поперечних і повздовжніх сил.

У курсовому і дипломному проектуванні допускається наближена методика визначення впливу вітрових навантажень на фундаменти зовнішніх стін по наступному алгоритму:

1) визначаються моменти від кожної складової навантаження відносно центру ваги підосви фундаменту (в припущенні, що «стіна - консольна балка», жорстко затиснена в ґрунті), кНм:

$$M_{v1} = Q_{v1}h_1, \quad (4.26)$$

$$M_{v2} = Q_{v2}h_2, \quad (4.27)$$

$$M_{v3} = Q_{v3}h_3, \quad (4.28)$$

$$M_{v4} = Q_{v4}h_4, \quad (4.29)$$

де h_1, h_2, h_3, h_4 – плечі сил $Q_{v1}, Q_{v2}, Q_{v3}, Q_{v4}$ відносно підосви фундаменту (рис. 4.2);

2) визначається сумарний момент від вітрового навантаження, кНм:

$$M_v = M_{v1} + M_{v2} + M_{v3} + M_{v4}, \quad (4.30)$$

3) вважаючи, що сумарний момент довантажує зовнішню стіну, що знаходиться з підвітряної сторони будинку, визначається вертикальне навантаження від неї на фундамент, кН:

$$N_v = M_v / (2 \cdot l), \quad (4.31)$$

де l – проліт будівлі (див. рис. 4.2).

Зібрані навантаження для зручності складання сполучень доцільно звести в таблицю, прикладом якої є таблиця 4.2.

Таблиця 3.2

Навантаження на фундаменти під зовнішню і внутрішню стіни

Вид навантаження	Одиниця виміру	Характеристичне значення навантаження		γ_{fm}	Розрахункове значення навантаження	
		на зовнішню стіну	на внутрішню стіну		на зовнішню стіну	на внутрішню стіну
		3	4		6	7
1	2	3	4	5	6	7
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{покp.зovн.}$	$N_{покp.вн}$	1,2	$1,2N_{покp.зovн.}$	$1,2N_{покp.вн}$
Вага перекриття	кН	$N_{пер.зovн.}$	$N_{пер.вн.}$	1,1	$1,1N_{пер.зovн.}$	$1,1N_{пер.вн.}$
Вага стіни	кН	$N_{ст.зovн.}$	$N_{ст.вн.}$	1,1	$1,1N_{ст.зovн.}$	$1,1N_{ст.вн.}$
Вага віконного скла	кН	$N_{скла.зovн.}$	-	1,1	$1,1N_{скла.зovн.}$	-
Змінні вертикальні						
Вага перегородок	кН	$N_{п-к.зovн.}$	$N_{п-к.вн.}$	1,3	$1,3N_{п-к.зovн.}$	$1,3N_{п-к.вн.}$
Вага снігу	кН	$N_{сн.зovн.}$	$N_{сн.вн.}$	1,4	$1,4N_{сн.зovн.}$	$1,4N_{сн.вн.}$
Навантаження від вітру	кН	N_B	-	1,4	$1,4N_B$	-
Змінне навантаження	кН	$N_{пер.зovн.}$	$N_{пер.вн.}$		$\gamma_{fm} N_{пер.зovн.}$	$\gamma_{fm} N_{пер.вн.}$
Постійні моменти						
Від тиску ґрунту на стіну підвалу	кН м	$M_{ґрунт.}$	-	1,1 5	$1,15M_{ґрунт.}$	-

Слід пам'ятати, що для зовнішньої стіни, вантажна площа котрої прийнята в осях віконних проїомів (див. рис. 4.1), при додаванні повздовжніх сил потрібно перейти до погонного навантаження на фундамент, кН/м:

$$N = \sum N_{зовн./b} \quad (4.32)$$

В зв'язку з тим, що всі змінні навантаження передають на фундаменти вертикальні зусилля, то найбільш несприятливим сполученням навантажень при такій схемі будівлі (див. рис. 3.1, 3.2) буде їх сума. В зв'язку з цим, інші можливі сполучення опускаємо. Кількість змінних навантажень більше двох, тому розрахунок їх ведемо з врахуванням коефіцієнтів сполучень (вважаючи будинок житловим). Використовуючи табл. 3.2, маємо:

$$N_{зовн.} = \sum N^{пост} i_{з,зовн.} + 0,95N_{п-к.зовн.} + 0,9(N_{сн.зовн.} + N_B + N_{пер.зовн.}) \quad (4.33)$$

$$M_{звн} = M_{грнту} \quad (4.34)$$

$$N_{вн} = \sum N_{пост} \cdot i_{вн} + 0,95 N_{п-к.вн} + 0,9 (N_{сн.вн} + N_B + N_{пер.пер.вн}) \quad (4.35)$$

$$M_{вн} = 0 \quad (4.36)$$

Збір навантажень на фундаменти одноповерхової промислової будівлі з кранами. Одноповерхова промислова будівля має зазвичай каркасну схему, в котрій несучими елементами, що передають навантаження на фундаменти, є колони (залізобетонні або металеві). Схематичний план такої будівлі з прольотами l_1 і кроком колон l_2 показано на рис 4.3. Розглянемо порядок збору навантажень на окремі фундаменти під середню і крайню рядові колони. Колони і фундаменти сприймають навантаження від вантажної площі покриття, котра показана на рис 4.3 для вказаних колон.

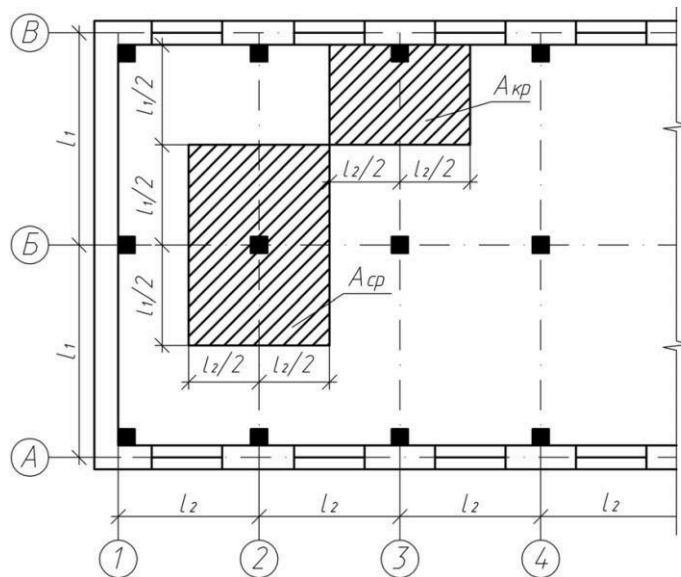


Рис. 4.3 Схематичний план будівлі і визначення вантажних площ.

Вертикальні постійні навантаження

Вага покриття, кН:

де $q_{покр.}$ – вага 1 м^2 покриття, кН/м²;

$$N_{покр.,кр.} = q_{покр.} \cdot A_{кр.} \quad (4.37)$$

$$N_{покр.,ср.} = q_{покр.} \cdot A_{ср.}, \quad (4.38)$$

$A_{кр.}$, $A_{ср.}$ – вантажні площі відповідно для крайньої і середньої колон, м²,

тут $A_{кр.} = \frac{1}{2} \cdot l_1 \cdot l_2$, $A_{ср.} = l_1 \cdot l_2$ (рис. 4.3);

Вага стропильної ферми (балки), кН:

$$N_{ф.кр.} = N_{ф.}/2, \quad (4.39)$$

$$N_{ф.ср.} = N_{ф.}, \quad (4.40)$$

де $N_{ф.}$ – вага ферми (балки) по каталогу, кН (за необхідності слід врахувати і власну вагу підстропильних конструкцій).

Вага двохгілкових залізобетонних колон, а також металевих - знаходиться по каталогу, а для залізобетонних колон прямокутного і таврового перерізів

може бути знайдена по формулі, кН:

$$N_{\text{кол.кр.}} = A_{\text{кол.кр.}} \cdot N_{\text{кол.,кр.}} \cdot \gamma_{\text{жб.}}, \quad (4.41)$$

$$N_{\text{кол.ср.}} = A_{\text{кол.ср.}} \cdot N_{\text{кол.,ср.}} \cdot \gamma_{\text{жб.}}, \quad (4.42)$$

де $A_{\text{кол.кр.}}$, $A_{\text{кол.ср.}}$ – площі поперечного перерізу, відповідно колон крайнього і середнього ряду, м²;

$N_{\text{кол.,кр.}}$, $N_{\text{кол.,ср.}}$ – висота колон, м;

$\gamma_{\text{жб.}} = 25 \text{ кН/м}^3$ – об'ємна вага залізобетону (для несучих елементів).

Вага підкранової балки і підкранового шляху, кН:

$$N_{\text{п.б.,кр.}} = N_{\text{п.б.}}, \quad (4.43)$$

$$N_{\text{п.б.,ср.}} = 2N_{\text{п.б.}}, \quad (4.44)$$

де $N_{\text{п.б.}}$ – вага підкранової балки і підкранового шляху, котра знаходиться по каталогу.

Вага фундаментної балки, кН:

$$N_{\text{ф.б.,кр.}} = N_{\text{ф.б.}}, \quad (4.45)$$

де $N_{\text{ф.б.}}$ – вага фундаментної балки, котра знаходиться по каталогу.

Вага стіни може визначатися:

- панельних стін – як сума ваги окремих панелей (визначених по каталогу), котрі розташовані в межах площі $l_2 \times H_{\text{ст.}}$, де $H_{\text{ст.}}$ – висота стіни;
- цегляних стін – по формулі (4.25), замість b підставляємо крок колон l_2 . При наближених розрахунках вагу стінової огорожі можна визначити з врахуванням коефіцієнта, котрий залежить від кількості і площі віконних проїомів (як у формулі 4.6). Так, при 40% заскленні, кН:

$$N_{\text{ст.,кр.}} = q_{\text{ст.}} \cdot l_2 \cdot H_{\text{ст.}} \cdot 0,6, \quad (4.46)$$

де $q_{\text{ст.}}$ – вага 1 м² стіни, кН/м².

Вага засклення визначається по формулі (4.7).

Горизонтально діючих постійних навантажень в одноповерхових промислових будівлях, як правило, не буває, але вертикальні сили від ваги стіни, засклення, фундаментної і підкранових балок прикладені з ексцентриситетом відносно центру ваги фундаменту, котрий в більшості випадків співпадає з центром ваги колони (рис. 4.4 і 4.7). Це призводить до виникнення згинаючих моментів, що діють на фундамент. В кр. пр. і дп. пр. для визначення цих моментів слід провести статичний розрахунок поперечної рами будівлі. В деяких випадках допускається приблизне визначення вказаних моментів без врахування перерозподілу за рахунок жорсткості каркасу. Наприклад, для крайньої колони, кНм:

$$M_{\text{ст.}} = (N_{\text{ст.,кр.}} + N_{\text{стк.,кр.}} + N_{\text{ф.б.,кр.}}) \times (d_{\text{ст.}} + d_{\text{к.}}) / 2 - N_{\text{п.б.кр.}} \cdot (0,75 - d_{\text{к.}} / 2), \quad (4.47)$$

де $d_{\text{ст.}}$ – товщина стіни, м;

$d_{\text{к.}}$ – поперечний розмір колони, м (рис. 4.4 і 4.7).

Для середньої колони при приблизних розрахунках і рівності ваги підкранових балок у сусідніх прольотах можна вважати, що згинаючих моментів від постійних навантажень не виникає.

Вертикальні змінні навантаження:

- а) снігове навантаження розраховують по формулам (4.13), (4.14) з врахуванням вантажних площ для крайньої і середньої колон;
- б) при наявності в будівлі робочих майданчиків, що передають навантаження на фундамент, що розраховується, враховується корисне навантаження на них по аналогії з формулами (4.19), (4.20);
- в) кранове навантаження (від мостових кранів).

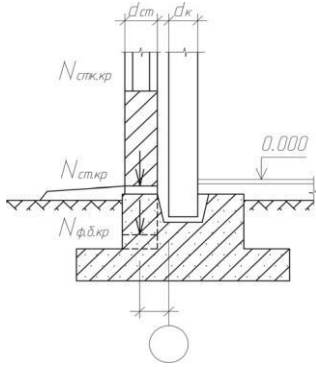


Рис. 4.4 Схема для розрахунку моменту від ваги стінового огорожі, ваги засклення і фундаментної балки.

Вертикальне кранове навантаження – тиск коліс крану, котрий стоїть безпосередньо над розрахунковою колоною (фундаментом). Якщо кількість кранів в прольоті два і більше, то підраховують тиск від коліс двох спарених кранів на кожному шляху, котрі впливають на зусилля, що передається на вказану колону (рис. 4.5), кН:

$$F = F_o \max \sum u \psi, \quad (4.48)$$

де $F_o, \max$ – максимальне характеристичне значення вертикальних навантажень, що передається колесами кранів на балки кранового шляху, котрі слід приймати у відповідності з вимогами державних стандартів на крани (Додаток В);

$\sum u$ – сума ординат ліній впливу (рис. 4.5);

ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень, що приймається при врахуванні навантаження від двох кранів 0,85 – для груп режимів роботи кранів 1К-6К; 0,95 – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К, а при врахуванні навантажень від чотирьох кранів – відповідно 0,8 і 0,7.

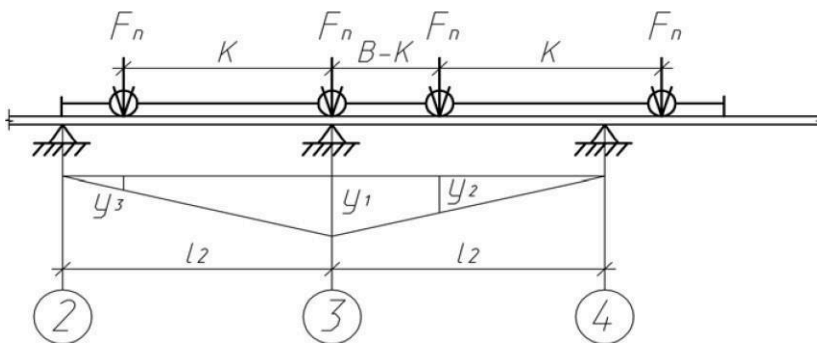


Рис. 4.5 Розрахункова схема до визначення кранового навантаження.

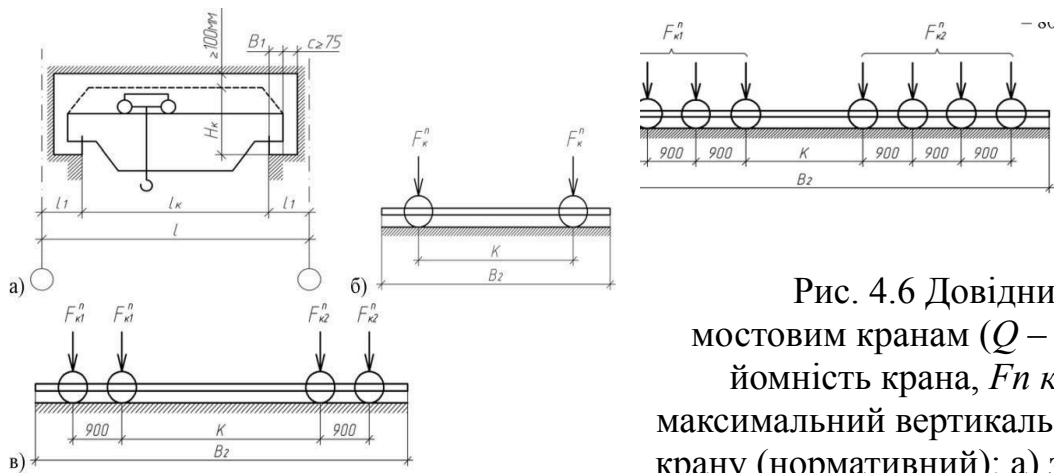


Рис. 4.6 Довідникові дані по мостовим кранам (Q – вантажопідйомність крана, $F_{\kappa 1}$, $F_{\kappa 2}$ – максимальний вертикальний тиск коліс крану (нормативний): а) загальна схема і позначення; б) дані для кранів $Q=32/5$; $50/12,5$; в), г) $Q = 80/20$; $100/20$; $125/20$.

Вертикальні навантаження в будівлях з мостовими кранами в декількох прольотах (в кожному прольоті на одному ярусі) слід приймати на кожному шляху не більше ніж від двох найбільш несприятливих по кранових впливах. При врахуванні суміщення в одному створі кранів різних прольотів – не більше ніж від чотирьох найбільш несприятливих кранових впливів. Так як тиск коліс крана прикладений з ексцентриситетом відносно центру ваги фундаменту, то необхідно розрахувати згинаючий момент, котрий буде діяти на фундамент. Він визначається із статичного розрахунку рами будівлі, або по приближеній формулі, кНм:

$$M_{\kappa, \text{кр.}} = F_{\text{max.кр.}} (0,75 + t - d_{\kappa}/2), \quad (4.49)$$

$$M_{\kappa, \text{ср.}} = F_{\text{max.ср.}} \times 0,75, \quad (4.50)$$

де t – прив'язка колони крайнього ряду до розбивочної осі будівлі.

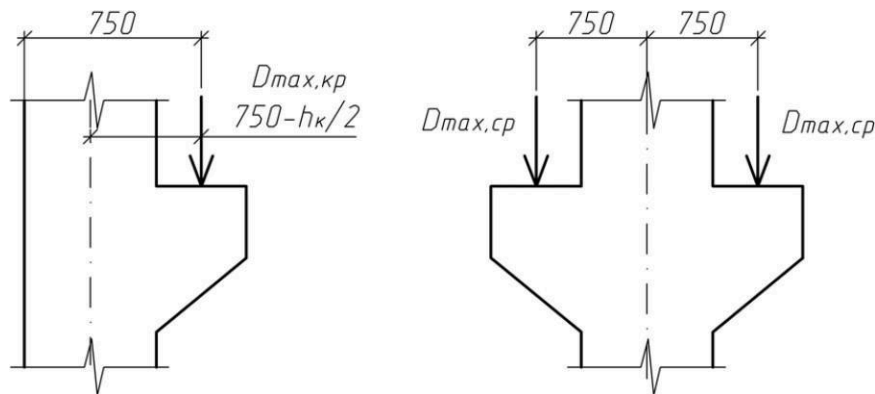


Рис. 4.7 Схема прикладання вертикального кранового навантаження.

Горизонтальні змінні навантаження.

а) Навантаження від вітру. При розрахунку поперечної рами будівлі необхідно визначати вітрове навантаження як з навітряної, так і з підвітряної сторін будівлі. На стійки рами (колони) тиск вітру може передаватися як у виді рівномірно розподіленого, так і зосередженого навантаження (рис. 4.8). По

висоті стійки рами рівномірно розподілене вітрове навантаження приймається прикладеним до рівня нижнього поясу ригеля, а розташоване вище навантаження замінюється зосередженою силою, що прикладена в рівні нижнього поясу ригеля. Величина зосередженої сили визначається по формулам, кН:

$$W = W_0 C h p l_2, \quad (4.51)$$

$$W' = W_0 C h p l_2, \quad (4.52)$$

де h_p – висота від нижнього поясу ригеля до верхньої лінії будівлі. Навантаження на фундаменти від вітру визначається шляхом статичного розрахунку рами будівлі. Допускається визначати вітрове навантаження приблизно в припущенні, що колона – стержень, жорстко защемлений у фундаменті з вільним верхнім кінцем (рис. 4.8). Тут $h_1 = 5/2 + d$, $h_2 = 5 + 5/2 + d$, $h_3 = 10 + (H-10)/2 + d$.

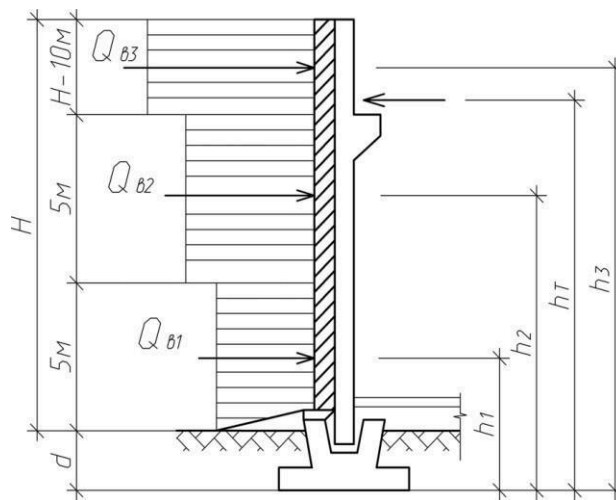


Рис. 4.8 – Передача тиску вітру на стійку рами.

В межах кожної ділянки навантаження по висоті по формулам (4.43) – (4.45) знаходять результуючу зосереджену силу, у відповідності, $Q_{в1}$, $Q_{в2}$, $Q_{в3}$, $Q_{в4}$. При цьому вантажні площі для кожної з ділянок, m^2 :

$$A_{в1} = l_2 \times 5, \quad (4.53)$$

$$A_{в2} = l_2 \times 5, \quad (4.54)$$

$$A_{в3} = l_2 \times (H - 10). \quad (4.55)$$

Згинаючі моменти від кожної складової навантаження відносно центру ваги підшви фундаменту знаходять по формулам (4.26-4.29), а сумарний момент – по формулі (4.30).

б) Кранові навантаження. Колеса мостових кранів створюють не тільки вертикальний тиск на підкранові рейки, але і горизонтальний тиск, визваний гальмуванням візка крану (поперек прольоту) і гальмуванням моста крану (уздовж прольоту). Горизонтальний тиск від одного колеса крана при гальмуванні візка:

- для кранів з гнучким підвісом вантажу, кН:

$$H_k = 0,05(Q + G_{ct})/n_0, \quad (4.56)$$

- для кранів з жорстким підвісом вантажу:

$$H_k = 0,1(Q + G_{ct})/n_0, \quad (4.57)$$

де Q – вантажопідйомність крана;
 G_{ct} – вага візка;
 n_0 – кількість коліс з одної сторони крана.

Горизонтальна сила, котра передається на колону від сил H_k (рис. 4.8):

$$H = H_k \times \sum y \times \psi, \quad (4.58)$$

де $\sum y$, ψ – те ж, що і в формулі (4.48).

Горизонтальна сила, що діє уздовж прольоту (від гальмування моста крана), кН:

$$P = 0,1 \times 0,05 \times F_{n,max} \times n_0, \quad (4.59)$$

де n_0 – те ж, що і в формулах (4.56), (4.57).

При приблизних розрахунках згинаючі моменти від сил H , P на рівні підшви фундаменту можна визначати по формулам (рис. 4.9), кНм:

$$M_T = H \times h_T, \quad (4.60)$$

$$M_{Tn} = P \times h_T / nn, \quad (4.61)$$

де nn – кількість колон уздовж прольоту.

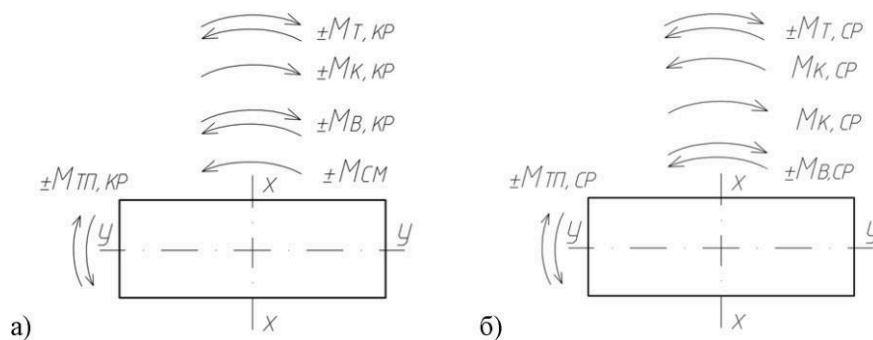


Рис. 4.9 – Схема дії згинаючих моментів на фундаменти крайньої (а) і середньої (б) колони.

Також, як і в п. 4.3, усі навантаження на вказані фундаменти зручно звести в таблицю 4.4. В таблицю не ввійшли величини поперечних сил, діючих на фундаменти, так як в спорудженнях даного типу горизонтальні навантаження на фундаменти не перевищують 1/10 вертикального навантаження, тому їх можна не враховувати. При виборі найбільш несприятливого сполучення навантажень для фундаментів одноповерхової промислової будівлі повинні розглядатися два основних сполучення: 1) максимальне значення повздовжньої сили і відповідне значення згинаючого моменту (по абсолютній величині, незалежно від напрямку його дії); 2) максимальне значення згинаючого моменту (по абсолютній величині) і відповідне значення повздовжньої сили.

В кр.пр. і мр.роб. фундаменти повинні перевірятися на дію обох цих сполучень. Для вибору сполучень рекомендується накреслити схему дії можливих згинаючих моментів (рис. 4.8). Перелік навантажень, що діють на крайню і середню колони, приведено в таблиці 3.4.

Таблиця 4.4

Зведена таблиця навантажень на фундаменти під крайню і середню колони.

Вид навантаження 1	Одиниця виміру 2	Характеристичне значення навантажень на фундамент колон		■ ft 5	Розрахункове значення навантажень на фундамент колон	
		крайньої	середньої		крайньої	середньої
		3	4		6	7
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{покр.кр.}$	$N_{покр.ср.}$	1,2	$1,2N_{покр.кр.}$	$1,2N_{покр.ср.}$
Вага ферми	кН	$N_{ф.кр.}$	$N_{ф.ср.}$	1,05 (1,1)	$1,05N_{ф.кр.}$	$1,05N_{ф.ср.}$
Вага колони	кН	$N_{кол.кр.}$	$N_{кол.ср.}$	1,1	$1,1N_{кол.кр.}$	$1,1N_{кол.ср.}$
Вага підкранової балки і підкранового рельсу	кН	$N_{п.б.кр.}$	$N_{п.б.ср.}$	1,1	$1,1N_{п.б.кр.}$	$1,1N_{п.б.ср.}$
Вага фундаментної балки	кН	$N_{ф.б.кр.}$	-	1,1	$1,1N_{ф.б.кр.}$	-
Вага стіни	кН	$N_{ст.кр.}$	-	1,2	$1,2N_{ст.кр.}$	-
Вага засклення	кН	$N_{скл.кр.}$	-	1,2	$1,2N_{скл.кр.}$	-
Змінні вертикальні						
Вага снігу	кН	$N_{сн.кр.}$	$N_{сн.ср.}$	1,4	$1,4N_{сн.кр.}$	$1,4N_{сн.ср.}$
Тиск коліс кранів	кН	$F_{тах.кр.}$	$F_{тах.ср.}$	1,1	$1,1F_{тах.кр.}$	$1,1F_{тах.ср.}$
Постійні згинаючі моменти						
Від ваги стіни і інших конструкцій	кН м	$M_{ст.}$	-	1,1	$1,1M_{ст.}$	-
Змінні згинаючі моменти						
Від вітрового навантаження	кН м	$M_{в.кр.}$	$M_{в.ср.}$	1,4	$1,4M_{в.кр.}$	$1,4M_{в.ср.}$
Від тиску коліс крана	кН м	$M_{к.кр.}$	$M_{к.ср.}$	1,1	$1,1M_{к.кр.}$	$1,1M_{к.ср.}$
Від гальмування візка крана	кН м	$M_{т.к.р.}$	$M_{т.с.р.}$	1,4	$1,4M_{т.к.р.}$	$1,4M_{т.с.р.}$
Від гальмування моста крана	кН м	$M_{тп.кр.}$	$M_{тп.ср.}$	1,4	$1,4M_{тп.кр.}$	$1,4M_{тп.ср.}$

Складемо сполучення зусиль для фундаменту колони крайнього ряду. Найбільша повздовжня сила буде сумою усіх повздовжніх сил, що діють на фундамент від окремих видів навантаження, з врахуванням коефіцієнтів сполучень, кН:

$$N_{кр} = \sum N_{пост} + 0,9N_{ск.кр.} + 0,9F_{тах.кр.} \quad (4.62)$$

Для того, щоб знайти відповідне максимальне значення згинаючого моменту, складемо комбінацію навантажень, котрі дають максимальне позитивне і від'ємне значення М.

Сполучення 1: сила гальмування візка направлена вправо (в середину прольоту), вітер дує зліва (рис. 4.8, а). Вважаючи додатнім напрямом згинаючого моменту по годинниковій стрілці, отримаємо, кНм:

$$M_{кр.х} = -M_{ст.} + 0,9 (M_{в.кр.} + M_{к.кр.} + M_{т.,кр.}) , \quad (4.63)$$

$$M_{кр.,у.} = M_{тп.кр.} \quad (4.64)$$

Сполучення 2: Сила гальмування візка крана направлена вліво (з прольоту), вітер з правого боку, кНм:

$$M_{кр.х} = -M_{ст.} + 0,9 (-M_{в.кр.} + M_{к.кр.} - M_{т.,кр.}) , \quad (4.65)$$

$$M_{кр.,у.} = M_{тп.кр.} \quad (4.66)$$

В розрахунок приймається те сполучення, де абсолютне значення згинаючого моменту буде найбільшим. Для фундаменту середньої колони сама повздовжня сила буде діяти в тому випадку, коли є все (табл. 4.4) види навантажень і мостові крани знаходяться в обох суміжних прольотах, кН:

$$N_{ср} = \sum N_{пост} + 0,9(N_{ск.ср} + 2F_{max.ср}) . \quad (4.67)$$

Відповідні значення згинаючого моменту отримаємо тоді, коли сила гальмування візка крана і вітрове навантаження діють в сторону того прольоту, де знаходяться мостові крани з більшою вантажопідйомністю:

$$M_{ср.,к} = 0,9 (M_{в.ср.} + M_{к.ср1.} - M_{к.ср2.} + M_{т.,ср1.}) , \quad (4.68)$$

$$M_{ср.,у.} = M_{тп.ср1} \quad (4.69)$$

де $M_{к.ср.1}$, $M_{т.ср.1}$, $M_{тп.,ср.1}$ – моменти від вертикального тиску на колеса, гальмування візка і гальмування моста крана в прольоті, де знаходяться крани більшої вантажопідйомності;

$M_{к,ср.}$ – момент від тиску колеса крана в протилежному прольоті.

Практична робота №5

Тема: Встановлення мінімальної глибини закладання фундаменту.

Мета заняття: Навчитися встановлювати попередню мінімальну глибину закладання фундаменту, що влаштовується у відкритих котлованах.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1 і №2 і дані додатків А і Б;
3. Використовуючи дані, щодо інженерно-геологічних, кліматичних умов будівельного майданчика та конструктивних особливостей будівлі встановити глибину закладання фундаменту;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Глибина закладання фундаментів призначається з урахуванням типу і конструктивних особливостей будівель і споруд, геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, рельєфу, діючих навантажень, глибини закладання фундаментів будівель і споруд, що примикають і глибини прокладання інженерних комунікацій, можливості пучення ґрунтів при промерзанні.

Основна вимога при визначенні глибини закладання фундаменту - забезпечення достатньо надійної роботи основи при розрахунку її по граничних станах.

Встановлення мінімальної глибини закладання фундаменту пов'язано перш за все з проектуванням економічних фундаментів і полягає у встановленні такої глибини закладання, яка задовольняє всім перерахованим умовам. Глибина закладання фундаментів для конкретного перетину призначається рівною або більше мінімальної глибини, тобто мінімальна глибина закладання, будучи загальною для майданчика при проектуванні фундаментів, використовується для призначення глибини закладання конкретної ділянки фундаментів.

Мінімальна глибина закладання фундаментів в звичайних нескельних ґрунтах по конструктивних вимогам повинна бути не менше 0,5 м від поверхні землі або 0,4 м від підлоги підвалу.

В першу чергу необхідно встановити, який з найближчих до денної поверхні шар ґрунту може бути використаний як несучий. На основі даних інженерно-геологічних досліджень слід оцінити ґрунтові умови з точки зору однорідності і витриманості напластувань в межах плями будівлі, стисливості і міцності окремих пластів, можливих змін їх властивостей з часом в залежності від обставин (заморожування і відтавання ґрунту, динамічних впливів, зміни рівня ґрунтових вод і ін.).

Ґрунтовий (рослинний) шар ґрунту є сильно-стискуваним і його слід прорізати фундаментами.

Фундамент рекомендується заглиблювати в несучий шар не менше, ніж на

20...40 см. За наявності шарів або прошарків "слабких ґрунтів", наприклад, рихлих пісків, глинистих ґрунтів текучої консистенції або з високим коефіцієнтом пористості, заторфованих, насипних ґрунтів і т.п., на них, як правило, не закладають фундаменти. В окремих випадках при відповідному обґрунтовуванні (за даними спеціальних досліджень) і вживанні необхідних заходів по зменшенню і вирівнюванню нерівномірних осідань будівлі і підвищенню міцності його конструкцій такі ґрунти використовують як основи.

Щоб уникнути ускладнення виробництва робіт відмітку підосви фундаменту рекомендується вибирати з таким розрахунком, щоб вона була, вище за рівень ґрунтових вод. Для піщаних ґрунтів рекомендується приймати глибину закладання на 0,5...1,0 м вище сталого рівня ґрунтових вод. При виробництві робіт додаткових заходів не вимагається. Якщо підосва фундаменту закладається нижче за рівень ґрунтових вод, необхідно передбачити спосіб осушення ґрунту, що виключає пошкодження основи водою, що поступає через дно траншеї або котловану.

Глибина закладання підосви d_n фундаменту приймається від позначки поверхні рельєфу **NL** і залежить від наступних чинників.

1. **Глибина закладання фундаменту з умови можливості пучення ґрунтів при промерзанні** призначається з урахуванням глибини промерзання ґрунту в даному районі, наявності ґрунтових вод і схильності ґрунтів основи до пучення.

Нормативна глибина промерзання ґрунту d_{fn} . приймається рівній середній з щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів за даними спостережень за фактичним промерзанням ґрунтів при очищеній від снігу поверхні за період не менше 10 років.

За відсутності таких даних дозволяється визначати глибину промерзання d_{fn} на основі теплотехнічних розрахунків, а для районів, де нормативна глибина промерзання не перевищує 2,5 м, по формулі:

$$d_{fn} = K_h \cdot d_{fm}$$

(5.1)

де d_{fm} - глибина промерзання при $\Sigma T_M = 1$, що приймається для суглинків і глин 0,23 м, супісків і дрібних пилюватих пісків 0,28 м, пісків гравелистих, крупних і середньої крупності 0,30 м; крупнообломочних ґрунтів - 0,34 м;

Mt - безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур, визначуваних по ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010 (Будівельна кліматологія) або за даними спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

Після цього визначається розрахункова глибина промерзання ґрунту по формулі:

$$d_{fn} = K_h \cdot d_{fn}$$

(5.2)

де K_h - коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на промерзання ґрунту біля зовнішніх стін, що приймається по табл.4.1;

d_{fn} - нормативна глибина промерзання, м.

Таблиця 5.1

Значення коефіцієнта K_h ,

Конструктивні особливості будівлі	Середньодобова температура повітря в приміщенні, °C				
	0	5	10	15	20 і більше
Будівлі (споруди) без підвалів з підлогами, влаштованими:					
на ґрунті	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
Будівлі (споруди) з підвалом або з технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

При температурі в приміщенні, що відмінна від табличного значення, приймається найближче менше значення K_h . Якщо фундамент виступає за зовнішню стіну більше 1,5 м, до отриманого коефіцієнта K_h додається 0,1 (при цьому K_h не повинен перевищувати 1,0). Для не опалювальних будівель K_h приймається 1,1, за винятком районів, де середньорічна температура негативна (K_h встановлюється розрахунком).

Глибина закладання фундаментів зовнішніх стін і колон опалювальних будівель призначається згідно табл. 5.2 по розрахунковій глибині промерзання df і залежно від виду ґрунту, його стану і відмітки горизонту ґрунтових вод.

Глибину закладання фундаментів внутрішніх стін і колон опалюваних будівель і споруд призначають без врахування промерзання ґрунтів, проте до введення будівлі або споруди в експлуатацію ґрунти повинні бути захищені від промерзання і від зволоження поверхневими водами.

Глибина закладання фундаментів стін і колон будівель, що мають не опалювальні підвали або підпілля, при ґрунтах, вказаних в табл. 5.2, п. 2-4, призначається від підлоги підвалу: а) для опалювальних будівель - не менше половини розрахункової глибини промерзання; б) для не опалювальних - не менше розрахункової глибини промерзання.

Глибина закладання фундаментів зовнішніх, внутрішніх стін і колон безпідвальних не опалювальних будівель і споруд повинна призначатися не менше розрахункової глибини промерзання (табл. 5.2, ч 2-4), рахуючи від поверхні планування.

В окремих випадках для опалювальних будівель і споруд глибину закладання фундаментів зовнішніх стін і колон дозволяється зменшувати, якщо буде встановлена неможливість морозного пучення ґрунтів основи.

Таблиця 5.2

Глибина закладання фундаментів з умов можливості пучення ґрунтів основи при промерзанні.

Види ґрунтів під підшоною фундаменту	Рівень ґрунтових вод, м	
	$d\omega \leq df + 2$	$d\omega > df + 2$
Скельні, крупнообломочні з піщаним наповнювачем, піски гравелісті, крупні та середньої крупності	Не залежить від df	Не залежить від df
Піски дрібні та пилюваті	Не менше df	Те ж
Супіски з показником текучості $IL < 0$	Те ж	- " -
Те ж, при $IL \geq 0$	- " -	Не менше df
Суглинки, глини, а також крупнообломочні ґрунти з пилювато-глинистим наповнювачем при показнику текучості ґрунту або наповнювача $IL \geq 0,25$	- " -	Те ж
Те ж, при $IL < 0,25$	- " -	Не менше $0,5 df$

Примітка. Якщо глибину закладання фундаменту допускається приймати незалежно від розрахункової глибини промерзання df , ґрунти, що відповідають цим випадкам, повинні залягати до глибини не менше dfn .

При будівництві на пучинистих ґрунтах для попередження їх пучення будівельний майданчик повинен бути захищений нагірними канавами, ретельно спланований з влаштуванням поверхневих канав і лотків водовідведення, а якщо необхідно, і підземного дренажу.

При зведенні фундаментів на лесових просадкових ґрунтах глибина їх закладання повинна бути не менше 1 м. Окрім того, необхідно враховувати особливі вимоги.

Якщо під окремими частинами будівлі фундаменти повинні бути закладені на різних відмітках (наприклад, за наявності підвалу під частиною будівлі, похилому напластуванні несучого шару ґрунту, більш глибокому закладанні фундаменту будівлі, що примикає, або фундаментів машин і ін.), перехід від однієї глибини закладання фундаменту до іншої проводиться уступами. При щільних ґрунтах (якщо розрахунковий опір ґрунтів основи $R > 0,25$ МПа) відношення висоти уступу до його довжини повинне бути не більше 1:1 і висота уступу не більше 1 м; при нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинно бути не більше 1:2 і висота уступу не більше 0,5 м. При збірних фундаментах висота уступу може прийматися рівній висоті уніфікованого бетонного блоку (тобто 0,6 м), в цьому випадку довжина уступу повинна бути не менше 1,2 м.

У разі прибудови фундаменту до фундаменту існуючої будівлі підшо- ва нового фундаменту не повинна закладатися вище старого. При цьому не-

обхідно вжити заходів проти пошкодження основи під існуючим фундаментом. Кращим рішенням слід вважати таке, коли глибина закладання фундаменту проекрованої будівлі приймається рівній глибині закладання фундаменту існуючої будівлі (споруди).

За наявності фундаментів машин глибина закладання фундаментів будівлі призначається з урахуванням вимог технічних умов проектування фундаментів під машини з динамічними навантаженнями.

Істотне значення має і навантаження, що передається на фундамент. При значних навантаженнях глибина закладання фундаменту приймається великою (проте прямої залежності тут немає).

Глибину закладання фундаменту слід приймати також з урахуванням висоти і конструкції споруди. Так, для димових труб і водонапірних башт висотою понад 20 м глибина закладання фундаменту приймається не менше 2 м, а для димових труб висотою 80...100 м — не менше 3...4 м.

При призначенні глибини закладання фундаменту також слід враховувати глибину закладання підвідних каналів і комунікацій. Підвідні канали і інженерні комунікації мають розташовуватися вище ніж підшва фундаменту, тобто навантаження від будівлі не повинно передаватися на елементи інженерних комунікацій.

В багатьох випадках глибина закладання фундаментів може бути зменшена завдяки застосуванню ґрунтових подушок або інших інженерних заходів.

1. Глибина закладання фундаменту від інженерно-геологічними та гідрогеологічними умовами будівельного майданчика.

В якості несучого шару для фундаменту приймають середньо- і малостисливі ґрунти з модулем деформації $E \geq 5 \text{ МПа}$. Фундамент необхідно заглибити в несучий шар не менше, ніж на 0,1...0,5 м. Якщо на майданчику виявлені підземні води, рекомендується закладати фундаменти вище їх рівня. При закладенні фундаментів нижче РПВ слід передбачити на період будівництва заходи з водопониження. Може бути визначена за формулою:

$$df_{igr} = h_{небуд} + 0,3, \quad (5.3)$$

де $h_{небуд}$ — глибина (потужність) залягання не будівельного ґрунту, м

2. Глибина закладання фундаменту при врахуванні конструктивних особливостей споруджуваної будівлі може бути визначена за формулою:

- для каркасної будівлі

$$df_{констр} = d_{нк} + d_{нк}, \quad (5.4)$$

де $d_{нк}$ — відмітка низу колони (відстань від поверхні планування ґрунту до низу колони), м.;

$d_{нк}$ — конструктивна висота підшви фундаменту (відстань від дна стакану підколонника до його підшви), м.;

- для будівлі з несучими стінами

$$df_{констр} = d_{nn} + d_{nidл} + d_{nidг} + d_{фс}, \quad (5.5)$$

де d_{nn} — відмітка підлоги підвалу (відстань від поверхні планування ґрунту до підлоги підвалу), м.;

d_{nidl} – висота твердого покриття підлоги підвалу, м.;

d_{nidg} – висота підготовки під підлогу підвалу, м.;

$d_{фс}$ – висота фундаментної стрічки, м.;

Для безпідвальних будівель глибина закладення підшови залежить від висоти фундаменту (рис. 5.1, а, б), а при наявності підвалів або техпідпілля фундамент заглиблюють нижче підлоги підвалу (рис. 5.1, в). Мінімальна глибина закладення підшови повинна бути не менше 0,5 м, тому що це впливає на величину розрахункового опору R , що особливо важливо для піщаних ґрунтів.

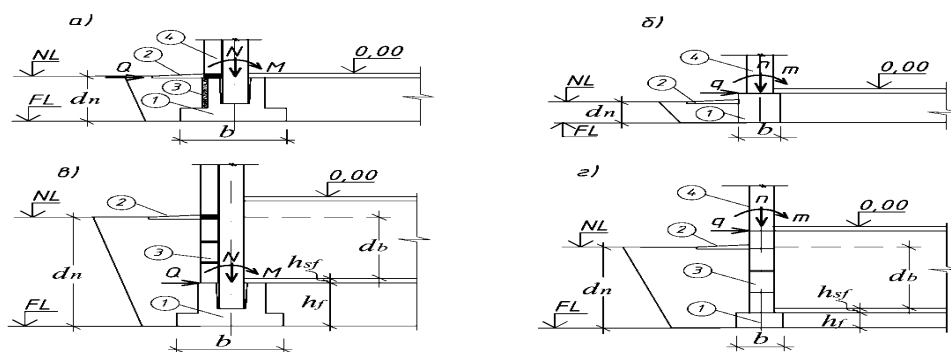


Рис. 5.1. Глибина закладення підшови фундаменту:

– для будівель без підвалу: а) каркасна будівля; б) безкаркасна будівля;

– для будівель з підвалом: в) каркасна будівля; г) безкаркасна будівля.

1–фундамент; 2 – вимощення; 3 – бетонний стовпчик або бетонні блоки;

4 – стіна; d_n – глибина закладення підшови фундаменту від поверхні планування;

h_s –висота фундаменту; h_{sf} – товщина підлоги і підготовки підвалу; d_b – глибина підвалу

Для каркасних промислових одноповерхових будівель без підвалу мінімальна висота стовпчастого фундаменту з конструктивно-технологічних міркувань становить $d_n = 1,5$ м.

В результаті загальної оцінки різних умов закладання фундаментів встановлюється можлива мінімальна глибина закладання, яка задовольняє усім умовам і приймається як вихідна при проектуванні фундаментів даної будівлі (споруди).

Практична робота №6

Тема: Проектування фундаменту мілкого закладання.

Мета заняття: Отримати практичні навички щодо проектування фундаменту неглибокого закладання (стрічкового, окремого під колону) у відкритих котлованах.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1-5, а також дані з додатків А і Б;
3. Виконати проектування стрічкового або симетричного (асиметрично-стовбчастого) фундаменту не глибокого закладання для одного з типових перерізів (1-1) або (2-2). Прийняти стандартні залізобетонні вироби та розробити специфікацію;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

При проектуванні повинна бути виявлена найекономічніша і разом з тим міцна і довговічна конструкція фундаменту, що забезпечує надійну роботу основи при допустимих її осіданнях. Найважливішою задачею при цьому є вибір найближчого до денної поверхні шару ґрунту, придатного в якості несучого шару основи. Тому проектування фундаментів починається з вивчення і оцінки властивостей ґрунтів будівельного майданчика з точки зору можливості їх використання як основи будівлі або споруди. При виборі несучого шару необхідно також враховувати конструктивні особливості будівлі або споруди, оскільки даний шар ґрунту може служити основою для будівлі одного типу, але може виявитися непридатним для іншого.

Визначення розмірів підосви фундаментів

Стовпчасті окремо розташовані фундаменти проектують під колони будинків (рис. 6.1). Стрічкові фундаменти укладають під усіма стінами будівлі.

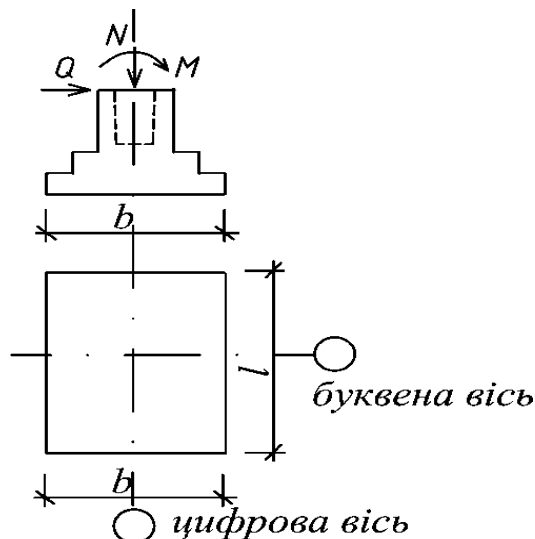


Рис. 6.1. Основні параметри фундаменту:

d – висота фундаменту;
 b – ширина фундаменту, м;
 l – довжина фундаменту, м;
 b і l визначаються розрахунком

Розрахунок проводиться в наступній послідовності:

Визначають попередні розміри за формулами:

- необхідна площа підшви стовпчастого фундаменту (A , m^2):

в першому наближенні

$$A_{mp} = N / (R_o - \gamma \cdot d_n), \quad (6.1)$$

- необхідна ширина стрічкового фундаменту:

$$b_{mp} = n / (R_o - \gamma \cdot d_n), \quad (6.2)$$

де: N – зосереджене вертикальне навантаження на стовпчастий фундамент на рівні обрізу його верху, кН;

n – навантаження на погонний метр стрічкового фундаменту на рівні обрізу його верху, кН / м.п.;

R_o – умовний розрахунковий опір ґрунту для попередніх розрахунків, приймається за табл. 6.1 і 6.2;

γ – середнє значення питомої ваги бетону фундаменту і ґрунту на його обрізах, приймається рівним 20 кН/м^3 ;

d_n – глибина закладання підшви фундаменту від рівня денної поверхні (для будівель з підвалом або техпідпіллям від позначки підлоги підвалу (техпідпілля)), м.

Таблиця 6.1

Значення розрахункового опору R_o для пісків

Піски	Значення R_o , кПа	
	щільні	середн. щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
- малого ступеню водонасичення	400	300
- середнього ступеню водонасич. и насичені водою	300	200
Пилуваті:		
- малого ступеню водонасичення	300	250
- середнього ступеню водонасичення	200	150
- насичені водою	150	100

Ширину підшви стрічкових фундаментів округлюють до значень, кратних 0,1 м.

Таблиця 6.2.

Значення розрахункового опору R_0 для глинистих ґрунтів

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості, e	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L \leq 0$	$I_L > 1$
Супісок	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинок	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глина	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,0	250	100

Примітка: при проміжних значеннях e і I_L значення R_0 визначається інтерполяцією.

Для визначення ширини і довжини підшви стовпчастого фундаменту в першому наближенні задається співвідношення сторін фундаменту, рівне $\eta = \ell/b = 1,4$. У цьому випадку розміри сторін підшви дорівнюють:

Примітка: при проміжних значеннях e і I_L значення R_0 визначається інтерполяцією.

Для визначення ширини і довжини підшви стовпчастого фундаменту в першому наближенні задається співвідношення сторін фундаменту, рівне $\eta = \ell/b = 1,4$. У цьому випадку розміри сторін підшви дорівнюють:

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{A}{1,4}} \quad \text{та} \quad \ell = A/b \quad (2.1)$$

При конструюванні фундаментів рекомендується враховувати уніфікацію розмірів. Отримані значення розмірів стовпчастих фундаментів округлюють найближчим чином до кратних 0,3, з таким розрахунком, щоб прийнята площа була близька до необхідної.

(6.3)

При конструюванні фундаментів рекомендується враховувати уніфікацію їх розмірів. Отримані значення розмірів стовпчастих фундаментів округлюють до найближчих, кратних 0,3, з таким розрахунком, щоб прийнята площа була близька до необхідної.

Прийнята площа підшви фундаменту дорівнює:

$$A_{np} = b_{np} \cdot \ell_{np} \quad (6.4.)$$

де: b_{np}, ℓ_{np} – відповідно прийнята ширина і довжина фундаменту.

Якщо фундаменти проектується із заміною ґрунту, розрахунки виконуються з використанням фізико-механічних характеристик ґрунтової подушки.

Уточнюють розрахунковий опір ґрунту основи за формулою:

для будівель без підвалу:

$$R = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_{\blacksquare} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (6.5)$$

для будівель, що мають підвал:

$$R = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_{\blacksquare} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (6.6)$$

де: γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, приймаються за табл. 2.5;

$k=1$ – коефіцієнт, який залежить від способу визначення міцнісних характеристик ґрунту;

$M_{\gamma}; M_q; M_c$ – коефіцієнти, приймаються за табл. 2.6 в залежності від кута внутрішнього тертя ґрунту φ ;

k_z – коефіцієнт, що дорівнює 1 при $b < 10$ м;

b – ширина підосви фундаменту (ширина стрічкового фундаменту), м;

γ_{II} – середньозважене значення питомої ваги ґрунтів нижче підосви фундаменту кН/м^3 :

ґрунту кН/м^3 :

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \text{ кН/м}^3,$$

мається 1,5 b;

глибина закладення фундаменту (для будівель без

(6.7.)

d – глибина закладення фундаменту (для будівель без підвалу);

d_1 – глибина закладення фундаменту, для будівель з підвалом визначається за формулою: (6.8)

$$R = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (6.6)$$

$$d_1 = h_c + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II} \quad (6.6)$$

h_s – товщина шару ґрунту з боку підвалу

h_{cf} – товщина підлоги і підготовки підвалу

γ_{cf} – питома вага конструкції підлоги (20 кН/м^3);

d_b – глибина підвалу від природного рельєфу (див. рис. 2.1);

γ'_{II} – середньозважене значення питомої ваги ґрунтів вище підосви фундаменту, кН/м^3 ;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під підосвою фундаменту, кН/м^2 .

Визначають середній тиск (p_{cp}) під підосвою фундаменту і порівнюють його з розрахунковим опором ґрунту основи:

- для стовпчастого фундаменту

$$p_{cp} = (N + G_{\phi}) / A \quad (6.7)$$

- для стрічкового фундаменту:

$$p_{cp} = (n + g_{\phi}) / b \quad (6.8)$$

де: A , b —відповідно, прийняті площа стовпчастого і ширина стрічкового фундаментів;

G_ϕ (g_ϕ) – вага фундаменту і ґрунту на його уступах, визначається за формулою:

$$G_\phi = b \cdot \ell \cdot d \cdot \gamma \quad (6.9)$$

b – ширина підшви фундаменту, м;

ℓ – довжина підшви фундаменту, м (для стрічкових фундаментів приймається рівною 1,0 м);

d – висота фундаменту, м;

$\gamma = 20$ кН/м³ – середнє значення питомої ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах.

Середній тиск p_{cp} порівнюють з розрахунковим опором R :

$$p_{cp} \leq R$$

Ефективність використання властивостей ґрунтів основи перевіряється виконанням умови:

$$(R - p_{cp}) / R \cdot 100\% \leq 15\%;$$

Визначають максимальний (p_{max}) і мінімальний (p_{min}) тиск під підшвою фундаменту:

$$p_{max} = p + (M + Q \cdot d) / W, \text{ кПа} \quad (6.10)$$

$$p_{min} = p - (M + Q \cdot d) / W, \text{ кПа} \quad (6.11)$$

де: W – момент опору підшви, м³, дорівнює:

– для стовпчастих фундаментів: $W = (b \cdot \ell^2) / 6$;

– для стрічкових фундаментів: $W = (1,0 \cdot b^2) / 6$;

Для попередньо прийнятих розмірів підшви необхідно перевірити виконання наступних умов:

1) $p_{max} \leq 1,2R$;

2) $p_{min} / p_{max} \geq 0,25$;

3) при наявності в стисливі товщі основи (до глибини $1,5b$) слабого шару ґрунту виконується перевірка по слабкому підстилаючому шару:

$$\sigma_z \leq R_z$$

4) Ефективність використання властивостей ґрунтів основи перевіряється виконанням умови:

$$(1,2R - p_{max}) / 1,2R \cdot 100\% \leq 15\% .$$

У разі, якщо хоча б одне із зазначених умов не виконується, уточнюють розміри і площу фундаменту.

Таблиця 6.3

Коефіцієнти умов роботи

Ґрунти	Коефі- цієнт γ_{cl}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд з жорсткою конструкт. схемою при L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті:			
- малого і середнього ступеню водонасичення	1,25	1,0	1,2
- насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те ж, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те ж, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примітка: L, H - відповідно довжина і висота будівлі.

Таблиця 2.6

Коефіцієнти $M_{\blacksquare}$; M_q ; M_c

φ_n , град	Коефіцієнти			φ_n , град	Коефіцієнти		
	$M_{\blacksquare}$	M_q	M_c		$M_{\blacksquare}$	M_q	M_c
0	0	1,0	3,14	26	0,84	4,37	6,90
3	0,04	1,18	3,41	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
12	0,23	1,94	4,42	34	1,55	7,22	9,22
15	0,32	2,30	4,84	36	1,81	8,24	9,97
18	0,43	2,73	5,31	38	2,11	9,44	10,80
20	0,51	3,06	5,66	40	2,46	10,85	11,73
22	0,61	3,44	6,04	42	2,88	12,51	12,79
24	0,72	3,87	6,45	44	3,38	14,50	13,98

Практична робота №7

Тема: Перевірка по слабкому підстилаючому шару.

Мета заняття: є оцінка несучої здатності основи, коли в межах зони впливу фундаменту залягає шар ґрунту з меншою міцністю, ніж у вищерозташованих шарів.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1 - 3, а також дані з додатків А і Б;
3. Залежно від варіанту, виконати несучої здатності основи;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Якщо в межах стискає товщі на глибині z від підшови фундаменту залягає шар ґрунту меншої міцності, ніж вище розташований несучий шар, то розміри фундаменту призначаються з урахуванням виконання умови:

$$\sigma = (\sigma_{zp} - \sigma_{zv}) + \sigma_{zg} \leq R_z \quad (2.15)$$

де σ_{zp} , σ_{zv} , σ_{zg} - вертикальні напруження на глибині z від підшови фундаменту, відповідно від навантаження на фундамент, ваги ґрунту, вийнятого з котловану, і від власної ваги ґрунту (визначення вертикальних напружень див. у ПЗ №3);

R_z - розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині z , що визначається за формулою (2.16) для умовного фундаменту шириною b_z :

$$R = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (6.5)$$

де: γ_{c1} , γ_{c2} , k - приймаються рівними 1;

M_γ ; M_q ; M_c - коефіцієнти, приймаються по табл. 2.6 в залежності від кута внутрішнього тертя ґрунту ϕ слабого підстилаючого шару;

k_z - коефіцієнт, що дорівнює 1 при $b < 10$ м;

b_z - ширина умовного фундаменту, м;

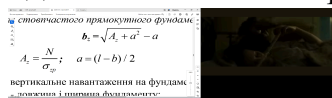
γ_{II} ; γ'_{II} - середньозважене значення питомої ваги ґрунтів відповідно нижче і вище підшови фундаменту, кН/м³;

d - глибина закладання фундаменту;

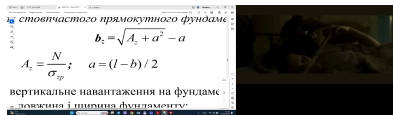
c_{II} - значення питомого зчеплення слабого підстилаючого ґрунту, кПа.

Ширина умовного фундаменту визначається за формулою:

- для стовпчастого прямокутного фундаменту:



стовпчастого прямокутного фундаменту:
 $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$
 $A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}$; $a = (l - b) / 2$
вертикальне навантаження на фундамент;
поверхня і глибина фундаменту



- N - вертикальне навантаження на фундамент;
 l, b - довжина і ширина фундаменту;
 σ_{zp} - додаткове вертикальне напруження на глибині z ;
 - для квадратного фундаменту:



(2.18)

- для стрічкового фундаменту:



(2.19)

де: n - навантаження на 1 п.м. фундаменту.

Якщо умова розрахунку (2.15) не виконується, слід збільшити розміри підшови фундаменту і знову виконати перевірку (допускається відхилення $\leq 2\%$).

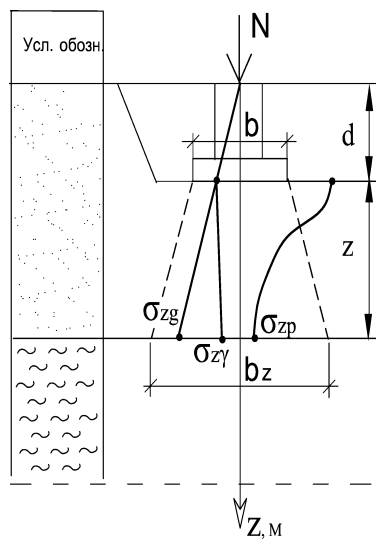


Рис. 2.2. Схема до визначення розмірів умовного фундаменту

Практична робота №8

Тема: Розрахунок осідання фундаментів методом пошарового підсумовування.

Мета заняття: навчитися визначати загальне осідання фундаменту, розбиваючи ґрунтовий масив на шари і підсумовуючи їхні деформації, щоб оцінити стійкість споруди, уникнути нерівномірних осідань, забезпечити довговічність, а головне – перевірити, чи не перевищує розрахункове осідання допустимих норм для даного типу будівлі та ґрунтів

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1 - 6, а також дані з додатків А і Б;
3. Залежно від варіанту, виконати Розрахунок осідання стовпчастого або стрічкового фундаменту методом пошарового підсумовування;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Розрахунок осідання фундаментів методом пошарового підсумовування

Прийняті розміри фундаментів при розрахунку за деформаціями повинні задовольняти умові:

$$S \leq S_u \quad (8.1.)$$

де: s – розрахункова деформація основи, см;
 s_u – гранично допустима деформація основи, см.

Деформації основи включають максимальне осідання, середнє осідання, відносну різницю осідань і крен.

Осідання фундаменту визначають за такою формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zg,i} \cdot h_i}{E_{e,i}} \quad (8.2)$$

де: β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;
 $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -тому шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр підшви фундаменту;
 h_i – товщина i -го шару ґрунту, приймається $0,2b$ для стовпчастих і $0,4b$ – для стрічкових фундаментів;
 n – кількість шарів, на які розділена стиснена товща основи;

- $\sigma_{z\gamma, i}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -тому шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підосви, на глибині z від підосви фундаменту;
- E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту при первинному завантаженні фундаменту;
- $E_{e, i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту при вторинному завантаженні фундаменту, якщо відсутні дані випробувань, для споруд II і III рівнів відповідальності допускається приймати $E_{e, i} = 5 \cdot E_i$;
- E_i і $E_{e, i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і споруди.

При глибині котловану менше 5,0 м [1] розрахунок осідання виконують за формулою (8.2) без другої складової:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp, i} - \sigma_{z\gamma, i}) h_i}{E_i} \quad (8.3)$$

Розрахунок виконується в наступній послідовності:

1) Креслять розрахункову схему (М1:100, рис. 8.1), на якій показують колонку геологічного розрізу, поєднану з поперечним перерізом фундаменту, і необхідні для розрахунку характеристики кожного з шарів.

2) Будують епюру природного тиску ґрунту, для чого визначають напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} на позначках підосви шарів і підосви фундаменту σ_{zg0} з виразу:

$$\sigma_{zg, i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \text{ кПа} \quad (8.4)$$

де: γ_i - питома вага ґрунту природної вологості;

h_i - потужність i -го шару ґрунту, м.

Масштаб напружень при побудові епюри 1 см = 50 кПа.

Питома вага ґрунтів (піски, супіски), розташованих нижче рівня підземних вод (РПВ), до покрівлі водоупору визначається з урахуванням зважувальної дії води. При цьому питома вага ґрунту приймається рівною γ_{sb} . Її

значення визначається за формулою: $\gamma_{sb} = (\gamma_s - 10) / (1 - e)$.

На покрівлі водотривкого шару до ординати епюри напружень від власної ваги додається ордината напруження від гідростатичного тиску води (див. рис.4.3), яка визначається за формулою:

$$\sigma_{z,w} = \gamma_w \cdot h_w, \quad (8.5)$$

де: γ_w – питома вага води 10 кН/м^3 ;
 h_w – потужність водоносного горизонту, м.

Приклад:

Напруження від власної ваги ґрунту на межі кожного ІГЕ:

$$\sigma_{zg1} = \kappa \Pi (d_1 - d_n) = 15,5 \cdot (3,0 - 1,5) = 23,2 \quad ;$$

$$\sigma_{zg1 \dots} = \sigma_{zg1} + \kappa \Pi a h_{1 \dots} = 23,2 + 19,5 \cdot 1,5 = 52,4 \quad ;$$

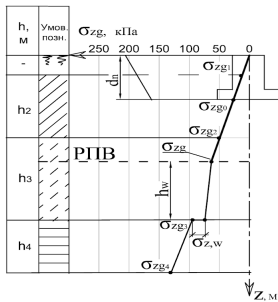


Рис. 8.1. Епюра напружень від власної ваги ґрунту з урахуванням зваженої дії води при наявності РПВ і водоупору

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1 \dots} + \kappa \Pi a h_2 = 52,4 + 16,5 \cdot 4,7 = 130 \quad ;$$

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \kappa \Pi a h_3 = 130 + 17,8 \cdot 2,6 = 176,3 \quad ;$$

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \kappa \Pi a h_4 = 176,3 + 19 \cdot 3,0 = 233,3 \quad ;$$

- на позначці підосви фундаменту (для Φ -1 і Φ С-1):

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} = 23,2 \text{ кПа}$$

3) Ґрунтову товщу нижче підосви фундаменту розбивають на елементарні шари товщиною:

$$h_i = 0,2 \cdot b \text{ або } h_i = 0,4 \cdot b, \text{ м} \quad (8.6)$$

4) Визначають додаткове напруження на межах елементарних шарів за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \text{ кПа} \quad (8.7)$$

де: α - коефіцієнт розсіювання напружень по глибині, залежить від $\xi = 2z/b$ і $\eta = l/b$ (табл. 8.1), тут b і l - ширина і довжина підосви прямокутних фундаментів (для стрічкових окрема колонка у таблиці в залежності від ξ).

p - середній тиск під підосвою фундаменту, кПа.

На розрахунковій схемі будують епюру σ_{zp} (рис. 8.1).

5) Визначають напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, на позначках підосви кожного елементарного шару:

6)

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg0}, \text{ кПа}, \quad (8.8)$$

де α_k - коефіцієнт, що приймається за табл. 4.10 та залежить від

$$\xi = 2z / B_k \quad \text{і} \quad \eta = L_k / B_k \quad (8.9)$$

(L_k , B_k – відповідно довжина і ширина котловану; для стрічкових окрема колонка у таблиці в залежності від ξ).

Для визначення значень $\sigma_{z\gamma}$ складають таблицю 8.2.

Таблиця 8.1

Коефіцієнт α

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

Примітки: 1. У таблиці позначено: b - ширина або діаметр фундаменту, ℓ - довжина фундаменту.

2. Для фундаментів, які мають підшиву у формі правильного багатокутника площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

Таблиця 8.2.

Визначення напружень $\sigma_{z\gamma}$

$z, \text{ м}$	$\xi=2z/B_{\kappa}$	α_{κ}	$\sigma_{z\gamma}, \text{ кПа}$

На розрахунковій схемі (рис. 8.2.) будують епюру $\sigma_{z\gamma}$.

6) Результати розрахунку напружень σ_{zp} , $\sigma_{z\gamma}$ і осідання елементарних шарів s_i заносять в таблицю 8.2.

7) Середні значення вертикальних нормальних напружень в i -му шарі ґрунту визначають наступним чином:

$$\overline{\sigma}_{zpi,1} = \frac{p + \sigma_{zp1}}{2}; \quad \overline{\sigma}_{zpi,2} = \frac{\sigma_{zp1} + \sigma_{zp2}}{2}; \quad \overline{\sigma}_{zpi,3} = \frac{\sigma_{zp2} + \sigma_{zp3}}{2} \quad \text{і т. д.}$$

8) Осідання фундаменту відбувається в результаті ущільнення ґрунту в межах зони стиснення. Нижню межу стисливої товщі основи приймають на глибині $z=H_c$, де виконується умова: $\sigma_{zp} = \kappa \sigma_{zg}$ де:

а) $\kappa=0,2$ при $b < 5\text{ м}$;

б) $\kappa=0,5$ при $b > 20\text{ м}$;

в) при $5 < b < 20\text{ м}$ κ визначають інтерполяцією;

σ_{zg} , σ_{zp} - визначаються за формулами 8.4, 8.7. При цьому глибина стисливої товщі не повинна бути менше $b/2$ при $b < 10\text{ м}$ і $(4 + 0,1b)$ при $b > 10\text{ м}$;

г) якщо знайдена за вказаними вище умовами нижня межа стисливої товщі знаходиться в шарі з модулем деформації $E < 5\text{ МПа}$ або такий шар залягає безпосередньо нижче глибини $z=H_c$, то цей шар включають в стисливу товщу, а за H_c приймають менше з наступних значень:

- відповідне підшві шару;

- відповідне глибині, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg}$.

Зручно цю межу визначати графічно. Для цього значення епюри σ_{zp} збільшують:

- в 5 разів для умови $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$;

- в 2 рази для умови $\sigma_{zp} = 0,5 \sigma_{zg}$;

- в 10 разів для умови $\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg}$.

Отримані значення відкладають зліва від осі z . Точка перетину епюр σ_{zg} і $5 \cdot \sigma_{zp}$ ($2 \cdot \sigma_{zp}$, $10 \cdot \sigma_{zp}$) відповідає нижній межі стисливої товщі В.С. (рис. 8.2).

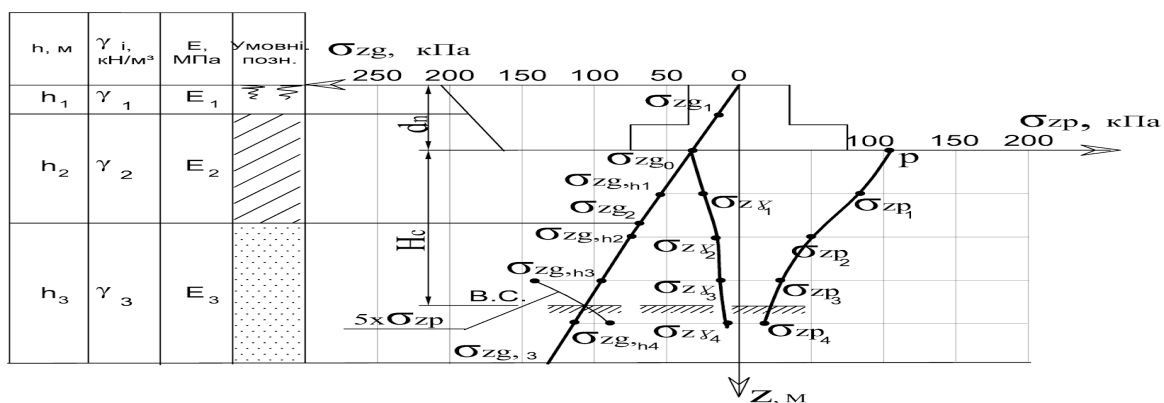


Рис. 8.2. Схема до розрахунку осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Таблиця 8.3

№	$z_i, \text{ м}$	ξ	α	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	$\sigma_{z\gamma}, \text{ кПа}$	$\bar{\sigma}_{zpi}, \text{ кПа}$	$\bar{\sigma}_{zyi}, \text{ кПа}$	$\bar{\sigma}_{zp,i} - \bar{\sigma}_{z\gamma,i}, \text{ кПа}$	$h_i, \text{ см}$	$E_i, \text{ кПа}$	$s_i, \text{ см}$
1	0,0	0,0	1,000	p	$\sigma_{zg,0}$	$\sigma_{zg,0}$	$\bar{\sigma}_{zpi,1}$	$\bar{\sigma}_{zyi,1}$		h_i		s_1
2	z_1	0,8	α_1	$\sigma_{zp,1}$	$\sigma_{zg,h1}$	$\sigma_{z\gamma,1}$	$\bar{\sigma}_{zpi,2}$	$\bar{\sigma}_{zyi,1}$		h_i	E	s_2
3	z_2	1,6	α_2	$\sigma_{zp,2}$	$\sigma_{zg,h2}$	$\sigma_{z\gamma,2}$	$\bar{\sigma}_{zpi,3}$	$\bar{\sigma}_{zyi,1}$		h_i		s_3
4	z_3	2,4	α_3	$\sigma_{zp,3}$	$\sigma_{zg,h3}$	$\sigma_{z\gamma,3}$	$\Sigma s_i < s_u$					

Якщо розрахункові деформації s перевищують граничні s_{gr} , потрібно збільшити розміри фундаменту і повторити розрахунок.

Практична робота №9

Тема: Визначення осідання фундаментів наближеним методом.

Мета заняття: є Освоєння методики М. О. Цитовича, яка дозволяє спрощено визначити повну стабілізовану осадку фундаменту без побудови епюр напружень по глибині.

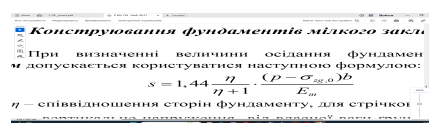
Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1 - 6, а також дані з додатків А і Б;
3. Залежно від варіанту, виконати **осідання фундаменту мілкового залягання наближеним методом**;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Визначення осідання фундаментів наближеним методом.

9.1. При визначенні величини осідання фундаментів наближеним методом допускається користуватися наступною формулою:



Конструювання фундаментів мілкового залягання

При визначенні величини осідання фундаментів допускається користуватися наступною формулою:

$$s = 1,44 \cdot \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{(p - \sigma_{zg0})b}{E_m}$$

η – співвідношення сторін фундаменту, для стрічкових – $\eta = 6$

(9.1)

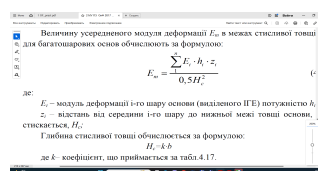
де: η – співвідношення сторін фундаменту, для стрічкового – $\eta = 6$;

σ_{zg0} – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшови фундаменту, кПа;

b – ширина підшови фундаменту;

E_m – величина усередненого модуля деформації.

Величину усередненого модуля деформації E_m в межах стисливої товщі H_c для багат шарових основ обчислюють за формулою:



Величину усередненого модуля деформації E_m в межах стисливої товщі H_c для багат шарових основ обчислюють за формулою:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot h_i \cdot z_i}{0,5 H_c^2}$$

де:

- E_i – модуль деформації i -го шару основи (виділеного ПГЕ) потужністю h_i ;
- z_i – відстань від середини i -го шару до нижньої межі товщі основи, що стискається, H_c ;
- Глибина стисливої товщі обчислюється за формулою: $H_c = k \cdot b$;
- де k – коефіцієнт, що приймається із табл. 4.17.

(9.2)

де:

E_i – модуль деформації i -го шару основи (виділеного ПГЕ) потужністю h_i ;

z_i – відстань від середини i -го шару до нижньої межі товщі основи, що стискається, H_c ;

Глибина стисливої товщі обчислюється за формулою:

$$H_c = k \cdot b \quad (9.3)$$

де k – коефіцієнт, що приймається за табл.9.1.

Таблиця 9.1.

Коефіцієнт k										
$\eta = \ell/b$	Круглий фундамент	1,0	1,2	1,4	1,8	2,0	2,4	3,2	5,0	6,0 и більше (стрічковий)
k	1,8	2,0	2,2	2,4	2,8	3,0	3,4	3,8	4,3	6,0

Розрахункова схема для визначення E_i наведена на рис. 9.1.

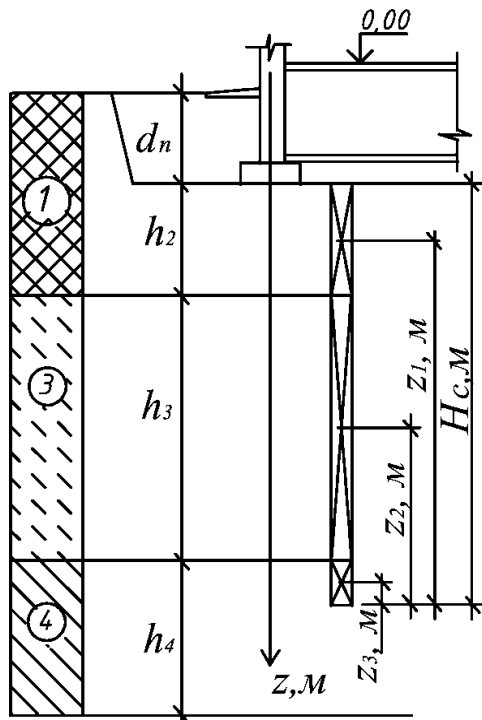


Рис.9.1. Схема до визначення значення усередненого модуля деформації E_m

Практична робота №10

Тема: Розрахунок основ фундаментів за першою групою граничних станів

Мета заняття: навчити студента визначати стійкість ґрунту основи під фундаментами від зсуву та руйнування, розраховувати несучу здатність основи за граничним опором та перевіряти, чи достатня вона для безпечної роботи споруди, використовуючи розрахункові схеми та коефіцієнти, щоб запобігти аварійним ситуаціям.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1-8, а також дані з додатків А і Б;
3. Залежно від варіанту, виконати Розрахунок основ за несучою здатністю;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Розрахунок основ за несучою здатністю виконують для забезпечення міцності і стійкості основи фундаментів, а також недопущення зсуву по підшві і перекидання фундаменту.

Розрахунок основ за несучою здатністю повинен проводитися у випадках, якщо:

- а) на основу передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стіни, фундаменти розпірних конструкцій і т. п.), в тому числі сейсмічні. У такому випадку може статися пласке зрушення по підшві, перекидання навколо передньої грані підшви, глибокий зсув разом з масивом ґрунту;
- б) фундамент або споруда в цілому розташовані на брівці схилу або поблизу нього, що може викликати сповзання схилу разом зі спорудою;
- в) основу складено водонасиченими пилювато-глинистими і біогенними ґрунтами (при $S_r \geq 0,85$ і коефіцієнті консолідації $C_v \leq 107 \text{ см}^2 / \text{рік}$), що повільно ущільнюються;
- г) основа складена скельними ґрунтами.

Розрахунок за несучою здатністю виконують згідно з умовою:

$$F \leq \gamma_c \cdot F_u / \gamma_n \quad (10.1)$$

де: F – розрахункове навантаження на основу;

F_u – сила граничного опору основи (вертикальна складова сили граничного опору основи F_u);

γ_c – коефіцієнт умов роботи, приймають рівним:

- для пісків (крім пилюватих) $\gamma_c = 1,0$;
- для пилюватих пісків і глинистих ґрунтів в стабілізованому стані $\gamma_c = 0,9$;
- для глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані $\gamma_c = 0,85$;
- γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруд:

- I рівень відповідальності $\gamma_n = 1,2$;
- II рівень відповідальності $\gamma_n = 1,15$;
- III рівень відповідальності $\gamma_n = 1,1$.

Розрахунок основи за несучою здатністю при вертикальному і похилому навантаженні

При значному вертикальному навантаженні, при позакентровому похилому навантаженні може відбутися руйнування основи з випором ґрунту на поверхні. Для такого варіанту руйнування основи методика розрахунку викладена в даному розділі.

Навантаження, що відповідає цьому випору, є вертикальною складовою N_u сили граничного опору (несучої здатності) основи і визначається за формулою:

$$N_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma'_I + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I) \quad (10.2)$$

де: b' та l' - наведені ширина і довжина фундаменту:

$$b' = b - 2 \cdot e_b; \quad l' = l - 2 \cdot e_l \quad (10.3)$$

тут e_l і e_b - ексцентриситети прикладання навантажень в рівні підшви фундаменту:

$$e_l = M_{II}/F_v; \quad e_b = M_{IB}/F_v; \quad (10.4)$$

N_γ ; N_q ; N_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначаються за табл.10.1 в залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ϕ_I і кута нахилу до вертикалі δ (див. формулу 10.6) рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу F в рівні підшви фундаменту;

γ_b ; γ'_I - розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, відповідно, нижче і вище підшви фундаменту, визначаються за формулою:

d - глибина закладання фундаменту;

c_I - розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту, кПа;

ξ_γ ; ξ_q ; ξ_c - коефіцієнти форми фундаменту, які визначаються за формулами

$$\begin{aligned} \xi_\gamma &= 1 - 0,25/\eta; \\ \xi_q &= 1 + 1,5/\eta; \\ \xi_c &= 1 + 0,3/\eta; \end{aligned} \quad (10.5)$$

(де $\eta = l'/b'$, якщо $\eta < 1$, то приймають $\eta = 1$).

Таблиця 10.1

Значення коефіцієнтів несучої здатності

Кут внутрішнього тертя, φ	Позначення коефіцієнтів	Значення коефіцієнтів для кута нахилу до вертикалі рівнодіючої навантаження δ					
		0	5	10	15	20	25
10	$N_\gamma N_q N_c$	0,60 2,47 8,34	0,42 2,16 6,57	0,12 1,60 3,38			
15	$N_\gamma N_q$ N_c	1,35 3,94 10,98	1,02 3,45 9,13	0,61 2,84 6,88	0,21 2,06 3,94		
20	$N_\gamma N_q$ N_c	2,88 6,40 14,84	2,18 5,56 12,53	1,47 4,64 10,02	0,82 3,64 7,26	0,36 2,69 4,65	
25	N_γ $N_q N_c$	5,87 10,66 20,72	4,50 9,17 17,53	3,18 7,65 14,20	2,00 6,13 10,99	1,05 4,58 7,68	0,58 3,60 5,58
30	N_γ $N_q N_c$	12,39 18,40 30,14	9,43 15,63 25,34	6,72 12,94 20,68	4,44 10,37 16,23	2,63 7,96 12,05	1,29 5,67 8,09
35	$N_\gamma N_q$ N_c	27,50 33,30 46,12	20,58 27,86 38,36	14,63 22,77 31,09	9,79 18,12 24,45	6,08 13,94 18,48	3,8 10,24 13,19

Примітка: при проміжних значеннях φ і δ коефіцієнти N_γ , N_q , N_c визначаються інтерполяцією.

Кут нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу визначається за формулою:

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v \quad (10.6)$$

де: F_h , F_v - горизонтальна і вертикальна складові зовнішнього навантаження на основу в рівні підшви фундаменту, визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} F_h &= N_I = N \cdot \gamma_f; \\ F_v &= Q'_I = Q \cdot \gamma_f; \quad M_I = M \cdot \gamma_f \end{aligned} \quad (10.7)$$

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,2$.

Розрахункові значення кута внутрішнього тертя φ_1 і питомого зчеплення c_1 визначаються за формулою:

(10.8)

Практична робота №11

Тема: Конструювання фундаментів мілкового закладення.

Мета заняття: полягає у набутті практичних навичок конструювати різні типи фундаментів мілкового закладення.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №6-9, а також дані з додатків А і Б;
3. Залежно від варіанту, виконати конструювання стовпчастого або стрічкового фундаментів;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Конструювання стовпчастих фундаментів

Стовпчастий фундамент складається з плитної частини і підколонника (рис. 11.1.). Плитна частина має ступінчасту форму і уніфіковані розміри, кратні 0,3 м. Кількість ступенів приймається не більше трьох і залежить від розмірів подошви і поперечного перерізу підколонника.

Висота фундаменту залежить від глибини закладення його подошви і коливається в межах 1,5 ... 4,2 м, з інтервалом 0,3 м. Збільшення висоти виконується за рахунок подовження підколонника. Висота ступенів приймається 300 та 450 мм. Виліт ступені приймається не більше $2h$ ступені, але не більше 600 мм.

Стакан служить для поєднання колони з фундаментом і розміщується у верхній частині підколонника. Розміри стакану і підколонника залежать від розмірів поперечного перерізу колони. Глибина стакану повинна бути не менше $1,5b$ (b - прямокутний перетин колони), повинен передбачатися зазор 50 мм між дном, стінками стакану і гранями колони. Товщина стінок стакану має бути не менше 150 мм. Для металевих колон підколонник виконується суцільним з анкерними болтами. Уніфіковані розміри підколонників наведені у таблиці 11.1. Для металевих колон підколонник виконується суцільним з анкерними болтами.

Маркування фундаменту залежить від геометричних параметрів.

Наприклад, ФА10-1: Ф - фундамент; А - тип підколонника; 10 - номер типорозміру плитної частини; 1 - номер висоти підколонника.

Обріз фундаменту влаштовують на позначці -0,15 нижче підлоги першого поверху (підвалу).

Під монолітними залізобетонними фундаментами влаштовується бетонна підготовка з бетону класу В-5 товщиною 100 мм.

Уніфіковані розміри підколонників

Тип підколонника	Поперечний розріз, мм		Розмір стакана, мм		
	колони	підколонника	глибина	в плані	
				внизу	вгорі
А	400 х 400	900 х 900	800	500 х 500	550 х 550
Б	500 х 500	1200 х 1200	800	600 х 600	650 х 650
	400 х 600		900	500 х 700	550 х 750
	500 х 600		800	600 х 700	650 х 750
В	400 х 800	1200 х 1500	900	500 х 900	550 х 750
	500 х 800			600 х 900	650 х 950

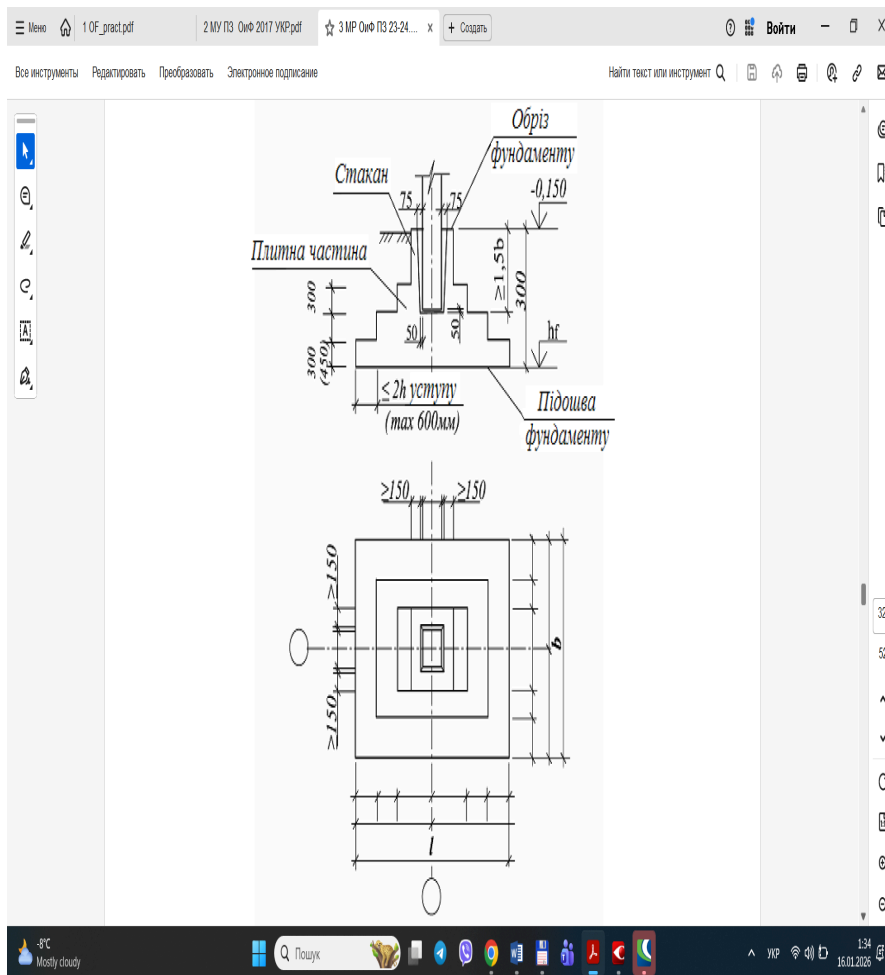


Рис. 11.1. Конструкція стовпчастого фундаменту

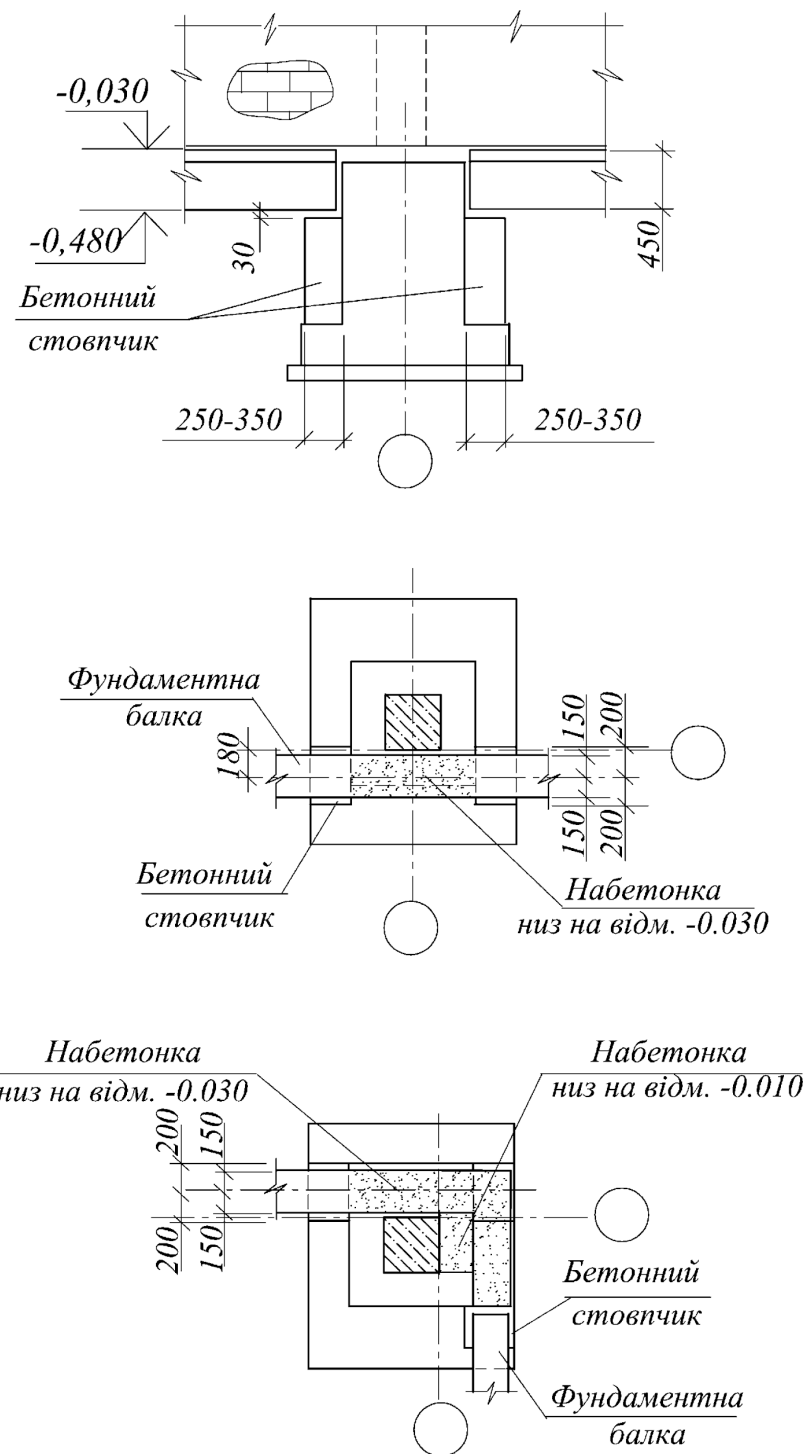


Рис.11.2. Опирання фундаментних балок на стовпчастий фундамент

Конструювання стрічкових фундаментів

Стрічкові фундаменти бувають двох типів: паралельні і перехресні. Залежно від типу будівель і споруд стрічкові фундаменти можуть бути: бетонними, залізобетонними, з кам'яних матеріалів (цегла, бут, блоки з природного каменю), цементо-грунту та ін. Їх влаштовують під несучі і самонесучі стіни. Складаються вони з нижньої частини у вигляді прямокутної і ступінчастою фундаментної стрічки і стінки. Остання в будівлях, що мають підвал, є його стіною.

Фундаменти бутові, бутобетонні і бетонні виконують уступами або з похилими гранями. При цьому висота уступу для бетону повинна бути не менше 30см, а для бутобетона і бутового мурування - 40 см.

Збірні фундаментні стрічки монтуються з елементів відповідно до ДСТУ Б В.2.6-109: 2010 довжиною 780 ... 2380 мм і висотою 300мм або 500мм. Отримана за розрахунком ширина округляється в більшу сторону до розмірів, передбачених ДБН.

Для зменшення кількості типорозмірів блоків, що дозволяє скоротити матеріаломісткість фундаментів, суцільну фундаментну стрічку доцільно виконувати переривчастою (див. рис.4.4). Розриви роблять шириною $s=0,2...0,4$ м, але не більше 0,9 м. Проміжки між блоками, як правило, заповнюють місцевим ґрунтом з ущільненням.

Ефективними стрічковим фундаментами з проміжками шпальні фундаменти з неширокими перехресними стрічками. Збірні елементи стрічкового фундаменту монтують на вирівняній піщаній підготовці товщиною 8,0 ... 10,0 см.

Подовжні і поперечні стрічкові фундаменти з'єднуються перев'язкою елементів в стрічки та блоки. Якщо стрічкові фундаменти закладені на різній глибині, то перехід від однієї глибини до іншої виконується уступами (рис. 4.5).

Збірні стрічкові фундаменти складаються з фундаментної плити (в нижній частині) і стінки зі стінових блоків.

Плитні фундаменти

Розміри плити визначаються габаритами будівлі з додаванням консольних виступів, які рекомендуються приймати рівними 0,2 ... 0,4 довжини прольоту, що примикає. Розміри плити в плані приймаються кратними 300 мм. Товщина плити повинна бути не менше 400 мм і кратна 100 мм.

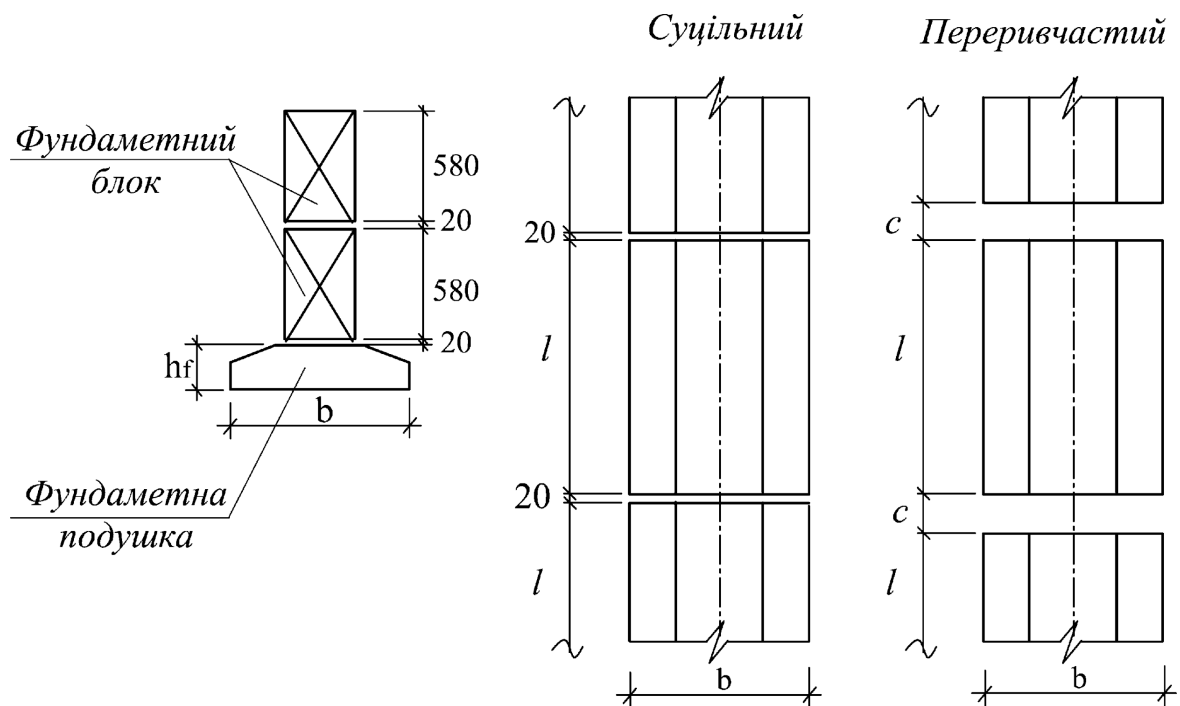


Рис. 11.3. Стрічковий фундамент

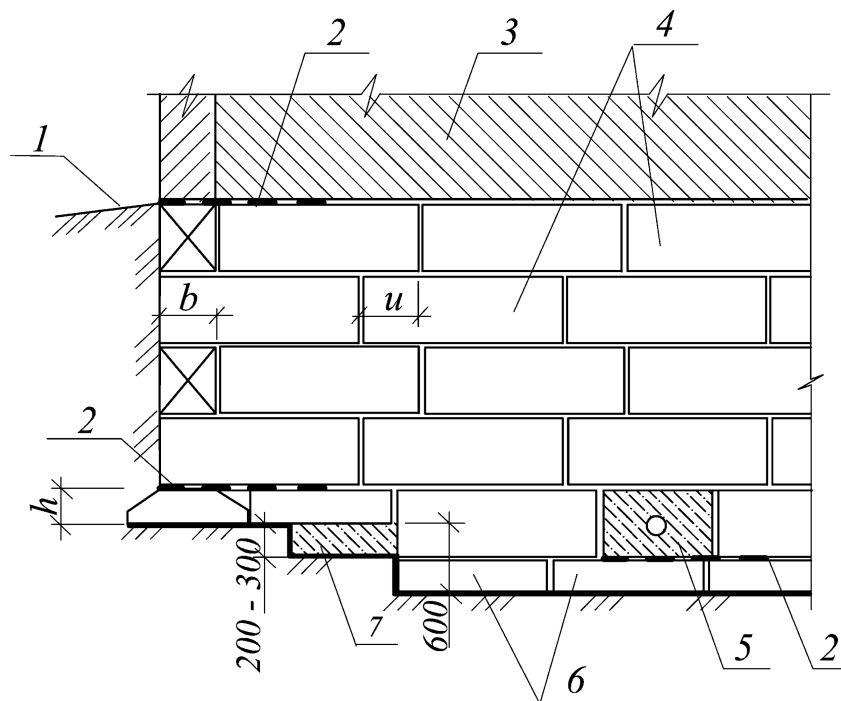


Рис. 11.4. Пониження відмітки підосви фундаменту 1 – поверхня ґрунту;
2 – арматурна сітка;
3 – надземна стіна; 4 – бетонні блоки; 5 – введення трубопроводу; 6 –
фундаментні плити; 7 – монолітний бетон

Практична робота №12

Тема: Розрахунок несучої здатності призматичної висячої палі.

Мета: у застосуванні теоретичних знань для визначення максимального навантаження, яке призматична паля здатна безпечно передати ґрунту, щоб уникнути осідання чи руйнування, враховуючи геометричні параметри, механічні властивості ґрунтів та тип пальового наконечника.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1-5, а також дані з додатків А і Б;
3. Залежно від варіанту, виконати розрахунок несучої здатності призматичної висячої палі;
4. Скласти звіт з даної роботи;
1. 5. Висновок..

Короткі теоретичні відомості.

Пальові фундаменти відносяться до фундаментів глибокого закладення.

За матеріалом виготовлення слід розрізняти палі: бетонні, залізобетонні, металеві, комбіновані (залізобетонні і металеві), дерев'яні.

За способом заглиблення в ґрунт і матеріалу розрізняють палі:

а) забивні залізобетонні, дерев'яні та металеві, які заглиблюють в ґрунт без виймання ґрунту за допомогою пальобійних механізмів, віброзанурювачів, вібровдавлюючих і вдавлюючих пристроїв;

б) набивні бетонні та залізобетонні, які влаштовуються в ґрунті шляхом заповнення бетонною сумішшю пустот, утворених в результаті: примусового витискання ґрунту (буроін'єкційні), буріння з утворенням свердловин (бурові) або екскавації ґрунту грейфером з прямокутних отворів (барети); в порожнечі можуть бути вставлені залізобетонні елементи;

в) палі-оболонки залізобетонні, які заглиблюються віброзанурювачами без виймання або з частковим вийманням ґрунту і не заповнюють бетонною сумішшю (забивні), а також з вийманням ґрунту і заповненням частково або повністю бетонної сумішшю;

г) ґрунтоцементні, які влаштовуються в ґрунті шляхом перемішування ґрунту з водо-цементною суспензією за струменевою або бурозмішувальною технологією.

д) гвинтові;

е) бурозагвинчувані (бурогвинтові).

За умовами взаємодії з ґрунтом в залежності від характеристик ґрунтів під нижнім кінцем, внаслідок чого створюється відповідна розрахункова схема, палі слід розділяти на палі-стійки і висячі.

До паль-стійок слід віднести палі всіх видів, які прорізають слабкі шари ґрунту і передають навантаження нижнім кінцем на практично нестискувані (скельні) або малостисливі (напівскельні) ґрунти. Сили тертя (опір ґрунтів) по бічній поверхні паль-стійок (за винятком випадків, коли вони є довантажуючими силами) в розрахунках несучої здатності паль за характеристиками ґрунтової основи на стискаюче навантаження допускається не враховувати.

До висячих паль слід відносити палі всіх видів в ґрунтах, що стискаються, та передають навантаження на ґрунт основи бічною поверхнею і нижнім кінцем.

Розрахункове навантаження, що допускається на палю, визначається з виразу:

$$N_{\text{св}} \leq F_d / \gamma_k, \quad (12.1)$$

де: γ_k – коефіцієнт надійності, при визначенні значення F_d аналітичним шляхом значення $\gamma_k = 1,4$.

F_d - несуча здатність палі.

Несуча здатність висячої палі визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{\text{сР}} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{\text{сф}} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (12.2)$$

де: A та u – площа (м^2) і периметр (м) поперечного перерізу палі;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, приймається не більше 2,0 м;

f_i – розрахунковий опір i -того шару ґрунту на бічній поверхні палі, визначається за формулою 5.3 (для попередніх розрахунків допускається f_i приймати за таблицею 5.5), кПа:

$$f_i = \sigma_{\text{zg}, i} \frac{v_s}{1 - v_s} \operatorname{tg} \varphi_{\text{II}, i} + c_{\text{II}, i} \quad (12.3)$$

де: $\sigma_{\text{zg}, i}$ - напруження від власної ваги ґрунту в середині i -го розрахункового шару ґрунтової основи;

v_s - коефіцієнт Пуассона ґрунту в середині i -го розрахункового шару ґрунтової основи, приймається для пісків - 0,30, для супісків і суглинків - 0,35, для глин - 0,42.

Значення R , γ_c , $\gamma_{\text{сР}}$, $\gamma_{\text{сф}}$ визначаються в залежності від виду паль і способу їх влаштування:

а) висячі забивні палі всіх видів і палі-оболонки, які заглиблюються без

виймання ґрунту:

R – розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, приймаємо за таблицею 5.3, кПа;

γ_c – коефіцієнт умов роботи $\gamma_c=1$;

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, приймаються за таблицею 5.1.

б) висячі набивні і бурові палі і палі-оболонки, які заповнюються бетоном:

R – розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, приймаємо за таблицею 12.4;

γ_c – коефіцієнт умов роботи паль: в разі спирання їх на глинисті ґрунти з коефіцієнтом водонасичення $S_r < 0,9$ і на лесові ґрунти $\gamma_c=0,8$, в інших випадках $\gamma_c=1$;

γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі: $\gamma_{cR}=1,0$ у всіх випадках, за винятком паль з камуфлетним розширенням, для яких коефіцієнт слід приймати $\gamma_{cR}=1,3$ і паль з розширенням, що забетоновані підводним способом - $\gamma_{cR}=0,9$;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, приймають за таблицею 12.2.

Попередньо **кількість паль в пальовому фундаменті** з розрахунку їх роботи на вертикальне навантаження визначається за формулою:

$$n = \frac{1,1 \cdot N}{N_{cv}} \quad (12.4)$$

де: N – розрахункове навантаження на фундамент від споруди, кН;

I, I – коефіцієнт, що враховує масу ростверку;

N_{cv} – розрахункове навантаження, що допускається на палю, кН.

Отримане значення округлюють в більшу сторону до цілої величини. При наявності моментних навантажень мінімальна кількість паль приймається рівною двом.

Відстань між осями паль в стрічковому пальовому фундаменті визначається за формулою:

$$a = \frac{N_{cv}}{1,1 \cdot n_\phi} \quad (12.5)$$

де: n_ϕ - розрахункове навантаження на 1 п.м. фундаменту (стіни), кН/м.п.

Розміщення паль в стрічковому фундаменті див. табл.5.6.

Мінімальна відстань між осями суміжних призматичних паль a приймається рівною $3d$ (d - сторона перерізу палі).

Таблиця 12.1

Значення коефіцієнтів умов роботи ґрунту

Способи заглиблення паль і паль-оболонок без виймання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту при розрахунку несучої здатності паль	
	під нижнім кінцем, γ_{cR}	на бічній поверхні, γ_{cf}
1. Занурення цільних і пустотілих із закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2. Занурення забиванням і вдавлюванням у попередньо пробурені свердловини із заглибленням нижніх кінців паль не менше, як на 1,0м нижче за забій свердловини при її діаметрі, що дорівнює:	1,0	0,5
а) стороні квадратної палі	1,0	0,6
б) на 0,05м менше сторони квадратної палі	1,0	1,0
в) на 0,15м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перетину (для опор ліній електропередачі)		
3. Занурення з підмивом в піщані ґрунти за умови добивання паль на останньому етапі заглиблення без підмиву на 1,0м і більше	1,0	0,9
4. Віброзаглиблення паль-оболонок, вібро-заглиблення і вібровдавлювання паль в ґрунти:		
а) піщані середньої щільності:	1,2	1,0
– крупні та середньої крупності	1,1	1,0
– дрібні	1,0	1,0
– пилюваті		
б) глинисті з показником текучості $I_L = 0,5$:	0,9	0,9
– супіски	0,8	0,9
– суглинки	0,7	0,9
– глини	1,0	1,0
в) глинисті з $I_L \leq 0$		
5. Занурення молотами будь-якої конструкції пустотілих з/б паль з відкритим нижнім кінцем:		
а) при діаметрі пустот палі 0,4м і менше	1,0	1,0
б) те саме, від 0,4м до 0,8м	0,7	1,0
6. Занурення будь-яким способом пустотілих паль круглого перетину з закритим нижнім кінцем на глибину 10,0м і більше з подальшим влаштуванням на нижньому кінці паль камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в глинистих ґрунтах з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення, який дорівнює:		
а) 1,0 м незалежно від зазначених видів ґрунту	0,9	1,0
б) 1,5 м в пісках і супісках	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках і глинах	0,7	1,0
7. Занурення вдавлюванням паль:		
а) в піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні	1,1	1,0
б) в піски пилюваті	1,1	0,8
в) глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) те саме, з $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Таблиця 12.2

Значення коефіцієнту умов роботи γ_{cf}

Палі і способи їх влаштування	Коефіцієнти умов роботи паль, γ_{cf}			
	в пісках	в супісках	в суглинках	в глинах
1. Бурунабівні при забиванні інвентарної труби з наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивні віброштамповані	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Бурові, в тому числі з розширенням, які бетонуються: а) при відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб; буроін'єкційні палі малих діаметрів, які влаштовуються в стійких ґрунтах; б) під водою або глинистим розчином, а також буроін'єкційні палі великих розмірів, які влаштовуються в нестійких ґрунтах; в) жорсткими бетонними сумішами, які укладаються за допомогою глибинної вібрації (сухим способом)	0,7	0,7	0,7	0,7
	0,6	0,6	0,6	0,6
	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Бурунабівні, кругло-пустотні, які влаштовують при відсутності води в свердловині за допомогою віброосердя	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Палі - оболонки, які заглиблюються вібрацією з вийманням ґрунту	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Палі-стовпи	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Буроін'єкційні, які виготовляються під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з опресуванням тиском 200-400кПа	0,9	0,8	0,8	0,8

Таблиця 12.3

Значення розрахункових опорів ґрунту під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонки, що занурюються без виймання ґрунту

Глибина занурення нижнього кінця палі, $Z_{св}$, м	Розрахунковий опір R , кПа, під нижнім кінцем паль						
	для піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	крупних	-	середньої крупності	дрібних	пилуватих	-
	для пилувато-глинистих ґрунтів з I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600/4000	3000	3100/2000	2000/1200	1100	600
4	8300	6800/5100	3800	3200/2500	2100/1600	1250	700
5	8800	7000/6200	4000	3400/2800	2200/2000	1300	800
7	9700	7300/6300	4300	3700/3300	2400/2200	1400	850
10	10500	7700/7300	5000	4000/3500	2600/2400	1500	900
15	11700	8200/7500	5600	4400/4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800/4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200

Примітки: 1. Над рискою - для піщаних ґрунтів, під рискою - для пилувато-глинистих. 2. Для щільних піщаних ґрунтів значення R слід підвищувати на 60%, але не більше, ніж до 2000 кН/м².

Таблиця 12.4.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем набивних і бурових паль з розширенням і без розширення і паль-оболонки, що занурюються з вийманням ґрунту і заповнюються бетоном, в глинистих ґрунтах, за винятком лесових, з I_L

Глибина закладення нижнього кінця палі, $Z_{св}$, м	Розрахунковий опір R , кПа, під нижнім кінцем паль						
	для пилувато-глинистих ґрунтів з I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Таблиця 12.5

Значення розрахункових опорів на бічній поверхні забивних паль і
паль-оболонки

Середня глибина розташування шару ґрунту, $z_i, \text{м}$	Розрахункові опори на бічній поверхні f_i кПа						
	для піщаних ґрунтів середньої щільності						
	крупних, серед.крупн.	дрібних	пилу- ватих	-	-	-	-
	для пилувато-глинистих ґрунтів з I_L						
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
2	42	30	21	17	12	5	4
4	53	38	27	22	16	8	5
6	58	42	31	25	18	8	6
8	62	44	33	26	19	8	6
10	65	46	34	27	19	8	6
15	72	51	38	28	20	8	6
20	79	56	41	30	20	8	6

Примітки: 1. Розрахунковий опір визначається для умовних шарів h_i товщиною не більше 2,0 м. 2. Розрахунковий опір на бічній поверхні палі f_i для щільних піщаних ґрунтів слід підвищувати на 30%, а для пилувато-глинистих при $e < 0,55$ – на 15%.

Таблиця 12.6

Розміщення паль в стрічкових фундаментах

План паль	Відстань між палями	Компонування паль
	$3d \leq a \leq 5d$	однорядне
	$2,1 d \leq a' \leq 3,5d$ $3d \leq a \leq 5d$	шахове
	$3d \leq a \leq 5d$	дворядне

Розрахункове навантаження на максимально (мінімально) навантажену палю визначають за формулою:

$$N_{\frac{\max}{\min}} = (N + G_{\phi} + G_{св}) / n \pm M \cdot y_{\max} / \sum y_i^2 \quad (12.6)$$

де: $y_{\max}$ – відстань від головних осей до осі найбільш віддаленої палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження (див. рис. 5.1);

G_{ϕ} – відстань від головних осей до осі кожної палі;

$G_{св}$ – вага ґрунту і ростверку;

$G_{св}$ – вага паль;

n – кількість паль у пальовому фундаменті.

Повинні виконуватись перевірки:

$$N_{\max} \leq N_{св}; \quad N_{\min.} > 0 \quad (12.7)$$

Прийнята кількість паль у фундаменті уточнюється з урахуванням дії горизонтального навантаження і моменту.

Розрахунок призматичних паль

Призматичні палі виготовляють на заводах будіндустрії і в готовому вигляді занурюють на майданчику шляхом забивання дизель-молотом, з допомогою віброзанурювача або вдавленням. Як правило, використовуються палі суцільного квадратного перетину з розмірами сторони 0,25; 0,3; 0,35 і в деяких випадках 0,4 м. Довжину паль приймають кратною 1,0 м. Палі завдовжки до 6,0 м виготовляють перетином 0,25 x 0,25 м; від 4,0 до 12,0 м - 0,3x0,3 м; від 8,0 до 16,0 м - 0,35x0,35 і 0,4x0,4 м. Понад 16,0 м палі виготовляють складеними, виходячи з умов можливості їх перевезення і занурення. Сортамент деяких призматичних паль наведено в табл. 12.7.

Маркують палі, наприклад, С 100.30-9 (С - паля; 100 - довжина, дм; 30 - перетин, см; 9 - характеристика армування палі (7, 8, 9, 10, 11, 12)).

Довжину призматичної палі визначають з умови заглиблення її нижнього кінця не менше, ніж на 1,0 м в несучий шар, модуль деформації якого повинен бути більше або дорівнювати $E \geq 10,0$ МПа. Для поєднання палі з ростверком голова палі повинна бути вище дна котловану на 0,3 - 0,8 м.

$$L_{св} = 0,5 + \sum h_i + 1,0 \quad (12.8)$$

де h_i – потужність шарів ґрунту (ІГЕ), які пройшла паля від дна котловану до несучого шару.

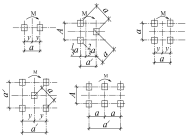
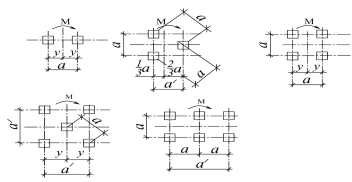
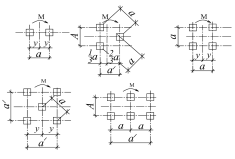
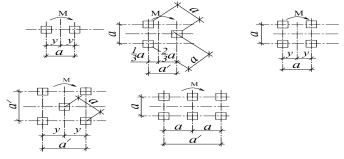
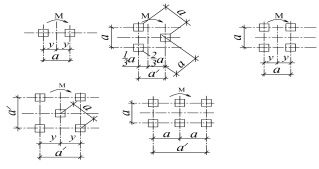
 $y = a/2;$ $y_{max} = a/2;$ $N_{max} = \frac{N}{2} + \frac{MN / 2M}{2 \cdot (a/2)^2} = \frac{N}{2} + \frac{M}{a}$	 $y_{max} = 2/3 a'; \quad a' = \frac{a\sqrt{3}}{2}; \quad y = 1/3 a';$ $N_{max} = \frac{N}{3} + \frac{M \cdot \frac{2}{3}}{2 \cdot (a'/3)^2 + (2/3 \cdot a')^2}$
 $y_{max} = a/2;$ $N_{max} = \frac{N}{4} + \frac{MN / 2M}{4 \cdot (a/2)^2} = \frac{N}{4} + \frac{M}{2a}$	 $y_{max} = a;$ $N_{max} = \frac{N}{6} + \frac{M \cdot M}{4 \cdot a^2} = \frac{N}{6} + \frac{M}{4 \cdot a}$
	$y_{max} = a'/2; \quad a' = a\sqrt{2};$ $N_{max} = \frac{N}{5} + \frac{M \cdot N' / 2}{4 \cdot (a'/2)^2} = \frac{N}{5} + \frac{M}{2a' \cdot \sqrt{2}}$
$3d \leq a \leq 5d$ - для забивных паль, де d - сторона перетину призматичної палі	

Рис.5.1. Розміщення паль в пальових куцах і формули для визначення

Сортамент призматичних паль

Марка паль, $L, м; d, см$	Об'єм, $м^3$	Маса	
		арматури, кг	бетону, т
C 45.25-6	0,29	18,4	0,73
C 50.25-6	0,32	20,0	0,8
C55.25-6	0,35	21,6	0,88
C50.25-6	0,38	23,1	0,95
C40.30-7	0,37	18,5	0,93
C45.30-7	0,42	20,1	1,05
C50.30-7	0,46	21,8	1,15
C55.30-7	0,51	23,4	1,28
C60.30-7	0,55	25,0	1,38
C70.30-8	0,64	36,7	1,6
C80.30-8	0,73	41,1	1,83
C90.30-8	0,82	45,5	2,05
C100.30-8	0,91	50,5	2,28
C110.30-8	1,0	54,9	2,5
C120.30-8	1,0	74,9	2,73
C80.35-9	1,0	44,3	2,5
C90.35-9	1,12	48,8	2,8
C100.35-9	1,24	54,4	3,1
C110.35-9	1,37	73,5	3,43
C120.35-9	1,49	79,2	3,73
C130.35-9	1,61	105,6	4,03
C140.35-9	1,73	112,9	4,33
C130.40-10	2,10	111,3	5,25
C140.40-10	2,26	142,9	5,65
C150.40-10	2,42	152,0	6,05
C160.40-10	2,68	193,3	6,45

Несуча здатність визначається за формулою 12.2.

Значення γ_{cR} , γ_{cf} визначаються за табл. 12.1.

Розрахунковий опір R , кПа визначається за табл. 12.3.

Практична робота №13

Тема: Розрахунок несучої здатності набивної палі

Мета: у застосуванні теоретичних знань для визначення максимального навантаження, яке буронабивна паля здатна безпечно передати ґрунту, щоб уникнути осідання чи руйнування, враховуючи геометричні параметри, механічні властивості ґрунтів та тип пальового наконечника.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1-5, а також дані додатків А і Б;
3. Виконати розрахунок розрахунок несучої здатності набивної палі;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Визначення несучої здатності набивної палі

Набивні і бурові палі застосовують у випадках, коли є техніко-економічні переваги перед іншими видами фундаментів:

- а) на ділянках, розташованих поблизу існуючих об'єктів, на які не припустимі динамічні впливи від забивання паль;
- б) в умовах обмеженого простору будівельного майданчика, на якому неможливе забивання паль;
- в) при необхідності посилення фундаментів існуючих будівель.

Буронабивні палі виготовляють на будівельному майданчику.

Їх улаштування розділено на 3 технологічні етапи:

- 1 - буріння свердловини, із зачисткою забою;
- 2 - установка арматурного каркасу;
- 3 - укладання (залівка) бетонної суміші.

Глибина закладення підшви палі в несучий шар має бути не менше 2,0 м. Виготовляють палі діаметрами 400; 500; 600; 800; 1000; 1200 мм і довжиною, кратною 1,0 м без розширення і з розширенням (див. табл.5.9).

Розглядаються палі із заглибленням їх підшви в пилувато-глинисті ґрунти з $\rho_d \geq 1,55 \text{ г/см}^3$ і $I_L \leq 0,1$.

Послідовність розрахунку виконується як і для призматичної висячої палі.

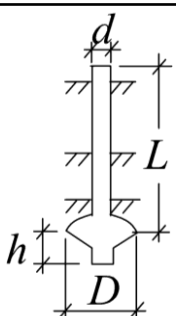
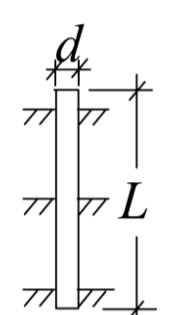
Визначають довжину палі за формулою:

$$L_{св} = \sum h_i + 2,0 \text{ м} \quad (13.1)$$

За допомогою табл. 1.6 призначають параметри палі L, d, D.

Таблиця 13.1

Технічні параметри буронабивних паль

Ескіз	Діаметр		Довжина, L, м	Площа поперечного перерізу		Висота розширення h, м	Об'єм, м³	
	палі d, мм	розширення D, мм		A _с , м²	A _у , м²		розширення	1 м.п. стовбура
	500	1200	10...30	0,196	1,13	0,67	0,44	0,169
	500	1400			1,54		0,57	
	500	1600			2,02		0,71	
	600	1600		0,283	2,02	0,82	0,90	0,283
	800	1800		0,503	2,55	1,09	1,6	0,503
	400	-	2...4	0,126	-	-	-	0,126
	500	-		0,196	-	-	-	0,196
	400	-	10...30	0,126	-	-	-	0,126
	500	-		0,196	-	-	-	0,196
	600	-		0,283	-	-	-	0,283
	800	-		0,503	-	-	-	0,503
	1000	-		0,785	-	-	-	0,785

Викреслюють розрахункову схему (рис. 13.1).

Несучу здатність визначають за формулою 13.1 (та ж, що і для призматичної палі), при цьому:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (13.2)$$

- коефіцієнти γ_{cr} , γ_{cf} підбирають за табл. 13.3;
- розрахунковий опір R — за табл. 13.2;
- периметр поперечного перерізу палі дорівнює:
-

$$u = \pi d, \text{ м}$$

- площа поперечного перерізу палі дорівнює:
-

$$A = \pi d^2 / 4$$

для палі з розширенням приймається площа розширення :

$$A = \pi D^2 / 4$$

розрахунковий опір на бічній поверхні палі f_i визначають за табл. 12.5.
Визначають розрахункове навантаження, що допускається на палю,

$$N_{cv} \leq F_d / \gamma_k$$

де: γ_k – коефіцієнт надійності, при визначенні значення F_d аналітичним шляхом значення $\gamma_k = 1,4$.

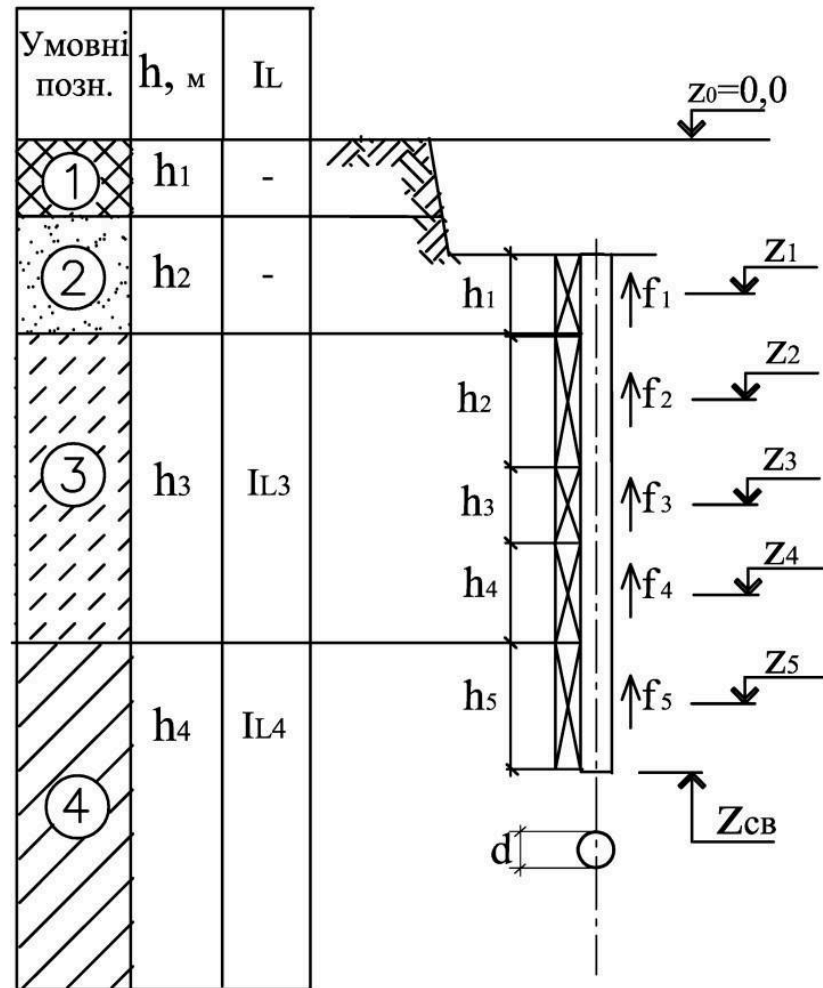
F_d - несуча здатність палі.

Таблиця 13.3.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем набивних і бурових паль з розширенням і без розширення і паль-оболонки, що занурюються з вийманням ґрунту і заповнюються бетоном, у глинистих ґрунтах, за винятком лесових, з I_L

Глибина закладення нижнього кінця палі, Z_{cv} , м	Розрахунковий опір R, кПа, під нижнім кінцем паль						
	для пілувато-глинистих ґрунтів з I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

а)



б)

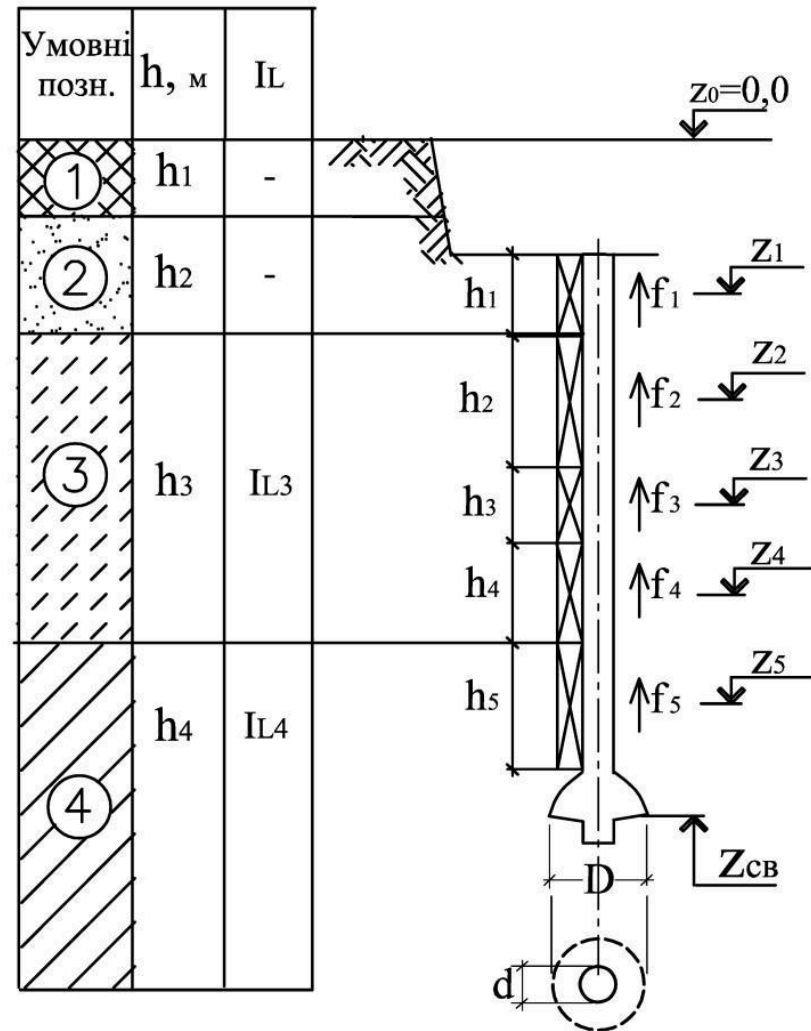


Рис.13.1. Схеми до розрахунку несучої здатності: а) буронабивної палі без розширення;

Таблиця 13.2

Значення коефіцієнту умов роботи γ_{cf}

Палі і способи їх влаштування	Коефіцієнти умов роботи паль, γ_{cf}			
	в пісках	в супісках	в суглинках	в глинах
1. Бурунабивні при забиванні інвентарної труби з наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивні віброштамповані	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Бурові, в тому числі з розширенням, які бетонуються: а) при відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб; буроін'єкційні палі малих діаметрів, які влаштовуються в стійких ґрунтах; б) під водою або глинистим розчином, а також буроін'єкційні палі великих розмірів, які влаштовуються в нестійких ґрунтах; в) жорсткими бетонними сумішами, які укладаються за допомогою глибинної вібрації (сухим способом)	0,7	0,7	0,7	0,7
	0,6	0,6	0,6	0,6
	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Бурунабивні, кругло-пустотні, які влаштовують при відсутності води у свердловині за допомогою віброосердя	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Палі - оболонки, які заглиблюються вібрацією з вийманням ґрунту	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Палі-стовпи	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Буроін'єкційні, які виготовляються під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з опресуванням тиском 200-400кПа	0,9	0,8	0,8	0,8

Практична робота №14

Тема: Проектування пальових фундаментів в сейсмічних районах.

Мета: полягає у набутті практичних навичок конструювати пальових фундаментів.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1-5, а також дані додатків А і Б;
3. Виконати компоновку пальових фундаментів з призматичних та набивних паль;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

У сейсмічних районах слід використовувати пальову основу без з'єднання паль з ростверком за рахунок улаштування проміжної подушки.

При використанні паль і розрахунку їх несучої здатності на стискаюче або висмикуюче навантаження F_{eq} значення R і f_i слід множити на знижуючі коефіцієнти умов роботи ґрунту γ_{eq1} і γ_{eq2} , наведені в таблиці 14.1.

Несуча здатність паль в сейсмічних районах визначається за формулою:

$$F_{eq} = \gamma_c (\gamma_{cR} \gamma_{eq1} \gamma_{eq3} RA + u \sum \gamma_{cf} \gamma_{eq2} f_i h_i) \quad (14.1)$$

Значення R слід також множити на коефіцієнт умов роботи $\gamma_{eq3}=0,9$.

Опір ґрунту f_i на бічній поверхні до розрахункової глибини h_d слід приймати рівним нулю.

Розрахункова глибина h_d до якої не враховується опір ґрунту по бічній поверхні палі, визначається за формулою, але не більше $3/\alpha_\varepsilon$:

$$h_d = \frac{a_1 (H + \alpha_\varepsilon a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_\varepsilon} \gamma_1 \operatorname{tg} \phi_1 + 1 \right)} \quad (14.2)$$

де: a_1, a_2, a_3 – безрозмірні коефіцієнти, рівні відповідно 1,5; 0,8; 0,6 при високому ростверку і для палі, яка стоїть окремо; 1,2; 1,2 і 0 – при жорсткому з'єднанні палі з низьким ростверком;

Таблица 14.1

Коефіцієнти умов роботи γ_{ea1} і γ_{ea2}

Розрахунок асейсмічність будівель і споруд	Коефіцієнт умов роботи, γ_{eq1} , для коригування значень, R , для ґрунтів						Коефіцієнт умов роботи γ_{eq2} , для коригування значень f_i , для ґрунтів				
	піщаних щільних		піщаних середньої щільності		глинистих при показнику текучості		піщаних щільних і середньої щільності		глинистих при показнику текучості		
	ма ло во ло ги х і во ло ги х	водонасичених	ма ло во ло ги х і во ло ги х	водонасичених	I_L < 0	$0 \leq I_L \leq 0,5$	ма ло во ло ги х і во ло ги х	водонасичених	I_L < 0	0 $\leq I_L$ $\leq 0,75$	0, 75 $\leq I_L$ $\leq 1,0$
7	$\frac{1}{0,9}$	$\frac{0,9}{-}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,8}{-}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,95}{0,90}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,9}{-}$	$\frac{0,95}{-}$	$\frac{0,85}{0,80}$	$\frac{0,75}{0,75}$
8	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{-}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,7}{-}$	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{-}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,70}{0,65}$
9	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{-}$	$\frac{0,75}{0,60}$	-	$\frac{0,90}{0,85}$	$\frac{0,85}{0,70}$	$\frac{0,75}{0,65}$	$\frac{0,70}{-}$	$\frac{0,85}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{-}$
Примітка 1. Значення γ_{eq1} і γ_{eq2}, які зазначені над рискою, відносяться до забивних паль, під рискою - до набивних. Примітка 2. Значення коефіцієнтів γ_{eq1} і γ_{eq2}, слід множити на 0,85, 1,0 або 1,15 для будівель і споруд, які зводяться в районах з повторюваністю 1, 2, 3 відповідно (крім транспортних і гідротехнічних). Примітка 3. Несучу здатність паль-стійок, які спираються на скельні і великоуламкові ґрунти, визначають без введення додаткових коефіцієнтів умов роботи γ_{eq1} і γ_{eq2}.											

H, M - розрахункові значення відповідно горизонтальної сили, кН, і згинального моменту, кНм, прикладених до палі в рівні поверхні ґрунту при особливому сполученні навантажень з урахуванням сейсмічного впливу;

γ_I – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³, яке визначається в водонасичених ґрунтах з урахуванням зваженої дії води;

φ, c_I – розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя ґрунту, град, і питомого зчеплення ґрунту, кН/м²;

α_e – коефіцієнт деформації, який визначається за формулою:

$$\alpha_e = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}} \quad (14.3)$$

де: K – коефіцієнт пропорційності, кН/м⁴, визначається за таблицею 5.11;

E – модуль пружності матеріалу палі, кПа;

I – момент інерції поперечного перерізу палі, м⁴;

b_p – умовна ширина фундаменту, м, яку приймають: для паль з діаметром стовбура 0,8 м і більше $b_p = d + I$, м, а для інших розмірів перетинів паль $b_p = 1,5d + 0,5$, м;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, приймається $\gamma_c = 3$ для випадку, коли основа розглядається як напружено-деформований простір;

d – зовнішній діаметр круглого, сторона квадратного або сторона прямокутного перетину паль в площині, перпендикулярній до дії навантаження, м;

a – міцностний коефіцієнт пропорційності, кН/м³, визначається за таблицею 14.2.

Визначення розрахункової глибини h_d при дії сейсмічних навантажень слід виконувати, приймаючи значення розрахункового кута внутрішнього тертя φ зменшеним для розрахункової сейсмічності 7 балів - на 2 °, 8 балів - на 4 °, 9 балів - на 7 °.

Таблиця 14.2

Міцнісний коефіцієнт пропорційності

Грунти навколо палі і їх характеристики	Коефіцієнт пропорційності K , кН/м ⁴	Міцностний коефіцієнт пропорційності a , кН/м ³
1	2	3
Піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$); глини і суглинки тверді ($I_L < 0$)	18000-30000	71-92
Піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$); піски середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$); супіски тверді ($I_L < 0$); глини і суглинки тугопластичні і напівтверді ($0 \leq I_L \leq 0,5$)	12000-18000	60-71
Піски пилюваті ($0,6 \leq e \leq 0,8$); супіски пластичні ($0 \leq I_L \leq 1,0$); глини і суглинки м'якопластичні ($0,5 \leq I_L \leq 0,75$)	7000-12000	44-60
Глини і суглинки текучопластичні ($0,75 \leq I_L \leq 1,0$)	4000-7000	22-44
Піски гравелісті ($0,55 \leq e \leq 0,7$); великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем	50000-100000	100-120
<u>Примітка 1.</u> Менші значення коефіцієнта K відповідають більшим значенням показника текучості I_L глинистих і коефіцієнтів пористості e піщаних ґрунтів, зазначених в дужках, а більші значення коефіцієнта K - відповідним значенням I_L і e. Для ґрунтів з проміжними значеннями характеристик I_L і e значення коефіцієнта K визначаються інтерполяцією. <u>Примітка 2.</u> Коефіцієнт K для щільних пісків повинен прийматися на 30% вище, ніж найбільші значення коефіцієнта K, зазначені в табл. 5.11 для даного типу ґрунту.		

Практична робота №15

Тема: Розрахунок осідання пальового фундаменту.

Мета: навчитися визначати загальне осідання пальового фундаменту, розбиваючи ґрунтовий масив на шари і підсумовуючи їхні деформації, щоб оцінити стійкість споруди, уникнути нерівномірних осідань, забезпечити довговічність, а головне – перевірити, чи не перевищує розрахункове осідання допустимих норм для даного типу будівлі та ґрунтів.

Завдання:

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1-5 і №12, а також дані додатків А і Б;
3. Виконати розрахунок величини осідання пальового фундаменту..
4. Побудувати епюру напружень ґрунтової основи, встановити величину стискуваної товщі;
5. Скласти звіт з даної роботи;
6. Висновок.

Короткі теоретичні відомості.

Для фундаментів з висячих забивних паль і паль, які занурюються без вилучення ґрунту в піщані і глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$, розрахунок за деформаціями основ допускається виконувати як для умовного фундаменту на природній основі. При цьому паловий фундамент розглядають як умовний фундамент.

Межі умовного фундаменту визначають наступним чином (рис. 15.1). Знизу він обмежений площиною AB , яка проходить через нижні кінці паль; зверху - поверхнею планування ґрунту $B\Gamma$; з боків - вертикальними площинами AB і $B\Gamma$, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів паль на відстані $a_{y.ф.}$, яке визначається за формулою:

$$a_{y.ф.} = h \times \operatorname{tg}(\phi_{\Pi, mt} / 4) \quad (15.1)$$

де: h - глибина занурення палі в ґрунт основи, м;

$\phi_{\Pi, mt}$ – осереднене значення кута внутрішнього тертя, визначається за формулою:

$$\phi_{\Pi, mt} = \sum \phi_{\Pi, i} \times h_i / \sum h_i \quad (15.2)$$

де: $\phi_{\Pi, i}$ – характеристичне значення кута внутрішнього тертя для пройдених палями ІГЕ;

h_i – потужність ІГЕ, м.

Відстань $a_{y.ф.}$ приймають не більше $2d$, якщо під нижнім кінцем залягають глинисті ґрунти з $I_L > 0,6$.

15.1. Визначають розміри умовного фундаменту в плані (рис. 15.2):

- для пальового фундаменту під колонну:

$$B_{y.ф.} = 2 \cdot a_{y.ф.} + B + d; \quad L_{y.ф.} = 2 \cdot a_{y.ф.} + L + d; \quad (15.3)$$

- для стрічкового пальового фундаменту:

$$B_{y.ф.} = 2 \cdot a_{y.ф.} + B + d; \quad L_{y.ф.} = 6 \dots 8 b_p. \quad (15.4)$$

де b_p – ширина ростверку.

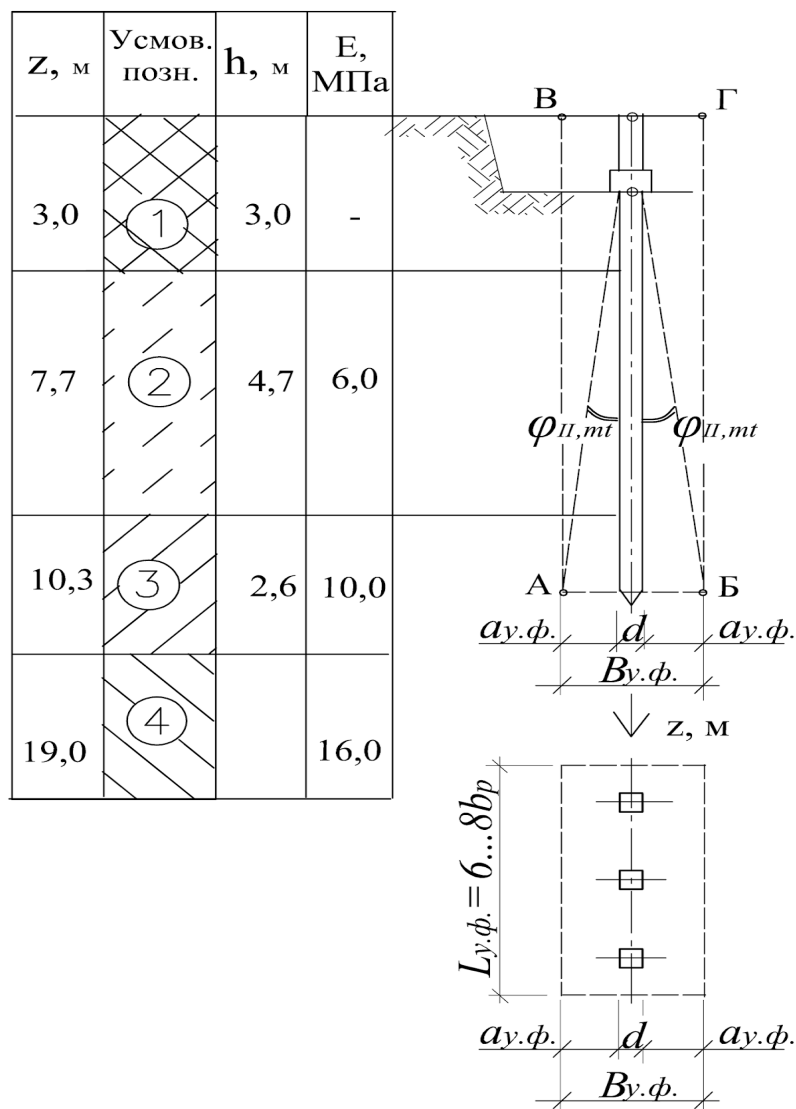
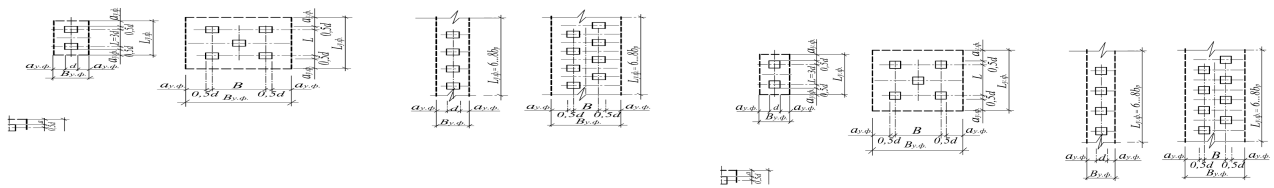


Рис. 15.1. Умовний пал'овий фундамент



Умовний пальовий фундамент

під колонну

B, L – відстань між осями

останніх паль;

$B_{у.ф.}, L_{у.ф.}$ – відповідно ширина та довжина умовного фундаменту в розташування паль; залежності від розташування паль.

Умовний пальовий стрічковий фундамент

$B_{у.ф.}, L_{у.ф.}$ – ширина умовного

b_p – ширина ростверку

Рис.15.2. Приклади визначення розмірів умовного фундаменту

Визначають площу умовного фундаменту:

$$A_{у.ф.} = L_{у.ф.} \cdot B_{у.ф.} \quad (15.5)$$

Визначають власну вагу умовного фундаменту:

$$G_{у.ф.} = \gamma \cdot H_{у.ф.} \cdot A_{у.ф.}, \quad (15.6)$$

де: $H_{у.ф.}$ – висота умовного фундаменту, м;

$\gamma = 20 \text{ кНм}^2$ - середнє значення питомої ваги бетону і ґрунту.

Визначають середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

- для стовпчастого фундаменту:

$$p = \frac{N + G_{у.ф.}}{A_{у.ф.}}, \quad (15.7)$$

- для стрічкового фундаменту:

$$p = \frac{n \cdot L_{y.\phi.} + G_{y.\phi.}}{A_{y.\phi.}} \quad (15.8)$$

Розрахунок осідання фундаменту виконують методом пошарового підсумовування за формулою 4.17. Однак, з цієї формули слід виключати алгебраїчне підсумовування від'ємних величин при обчисленні першої складової в цій формулі. Таким чином, формула для розрахунку осідань (при глибині котловану до 5,0м) набуває такого вигляду:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} \quad (15.9)$$

Визначають вертикальні напруження від власної ваги ґрунтів σ_{zg} від денної поверхні (поверхні планування), напруження від власної ваги ґрунту, витягнутого з котловану $\sigma_{z\gamma}$ і напруження від власної ваги ґрунтів $\sigma_{zu,l}$ на ділянці від підосви ростверку до п'яти паль, де проходить нижня межа умовного фундаменту. На розрахунковій схемі будуються епюри σ_{zg} , $\sigma_{z\gamma}$ і $\sigma_{zu,l}$ (масштаби: вертикальний 1: 100; напружень 1 см = 50 кПа), . рис. 15.3.

Вертикальне напруження на позначці підосви умовного фундаменту приймають рівним середньому тиску: $\sigma_{zpo} = p$

Потім визначають:

- товщину елементарного шару ґрунту:

$$h_i = 0,4 \cdot B_{y.\phi.} \quad (15.10)$$

- співвідношення сторін умовного фундаменту $\eta = L_{y.\phi.}/B_{y.\phi.}$ (для окремо розташованих пальових фундаментів).

- додаткові напруження на межах елементарних шарів σ_{zp} :

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot p \quad (15.11)$$

де α - коефіцієнт розсіювання напружень по глибині, визначається за табл. 8.1.

На розрахунковій схемі будується епюра σ_{zp} .

Підсумовування осідань елементарних шарів виконують в діапазоні від підосви умовного фундаменту до глибини, де виконується умова:

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp} \quad (15.12)$$

[illegible]

Перевіряють умову: $\sum s_i \leq s_u$

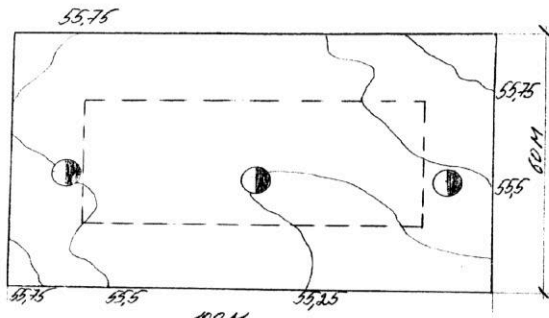
ДОДАТКИ.

Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови	Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови	Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови	Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови
01	A	26	A8	51	A	76	A
02	1	27	A9	52	6	77	4
03	A	28	A1	53	A	78	A
04	2	29	A2	54	7	79	5
05	A	30	A3	55	A	80	A
06	3	31	A4	56	8	81	6
07	A	32	A5	57	A	82	A
08	4	33	A6	58	9	83	7
09	A	34	A7	59	A	84	A
10	5	35	A8	60	1	85	8
11	A	36	A9	61	A	86	A
12	6	37	A1	62	2	87	9
13	A	38	A2	63	A	88	A
14	7	39	A3	64	3	89	1
15	A	40	A4	65	A	90	A
16	8	41	A5	66	4	91	2
17	A	42	A6	67	A	92	A
18	9	43	A7	68	5	93	3
19	A	44	A8	69	A	94	A
20	1	45	A9	70	6	95	4
21	A	46	A1	71	A	96	A
22	2	47	A2	72	7	97	5
23	A	48	A3	73	A	98	A
24	3	49	A4	74	8	99	6
25	A	50	A5	75	A	00	A
	4				9		7
	A				A		A
	5				1		8
	A				A		A
	6				2		9
	A				A		A
	7				3		1
	A				A		A
	8				4		2
	A				A		A
	9				5		3
	A				A		A
	1				6		4
	A				A		A
	2				7		5
	A				A		A
	3				8		6
	A				A		A
	4				9		7
	A				A		A
	5				1		8
	A				A		A
	6				2		9
	A				A		A
	7				3		1

Додаток А.

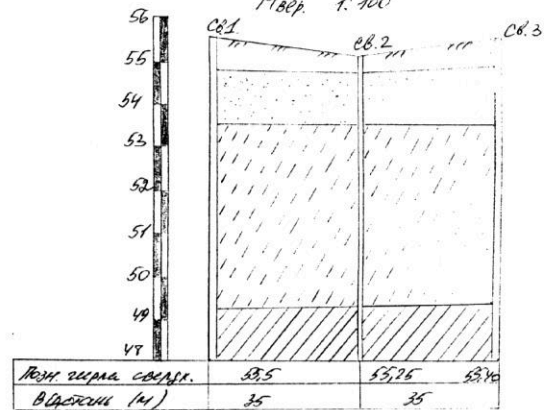
Вихідні дані до практичних робіт № 1-15.

Схема розташування технічних
верхок на ділянці
М 1:1000



Примітка: Грунтові води техн. виробками зустрінуті
на позначці 44,25 м

інженерно-геологічний розріз
Мвер. 1:1000
Мгор. 1:100

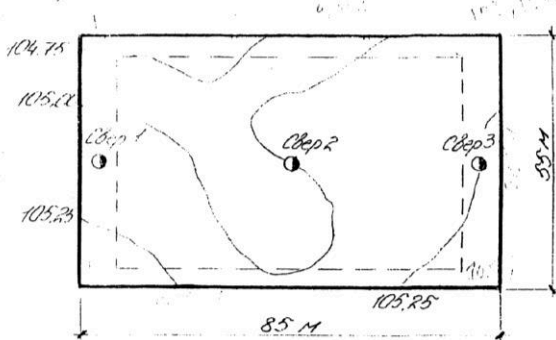


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару, м			ρ_s	ρ	w	w_L	w_p	φ°	C_{II}	E	K_f
		свер.1	свер.2	свер.3	т/м ³	т/м ³					кПа	МПа	М
1	ґрунт. рослинний шар	0,75	0,65	0,55		1,75							
2	Пісок круїлий	1,15	1,20	1,40	2,65	1,89	0,11			40	1	40,0	40
3		1,20	1,05	3,80	2,69	1,19	0,23	0,3	0,23	26	6	10,0	1,1
4	(пробити)	7,05	7,35	7,55	2,71	1,87	0,24	0,34	0,26	22	2,2	15	0,8

A1.

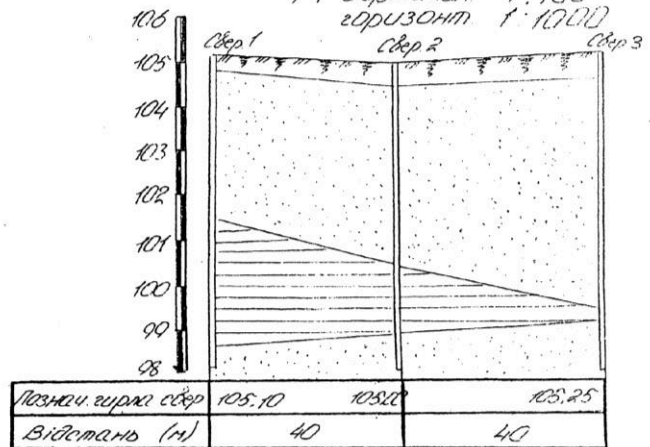
Схема розташування технічних
верхок на ділянці М 1:1000



Примітка: Грунтові води техн.
виробками зустрінуті
на позн. 91,25 м

інженерно-геологічний розріз

М вертикал 1:100
горизонт 1:1000

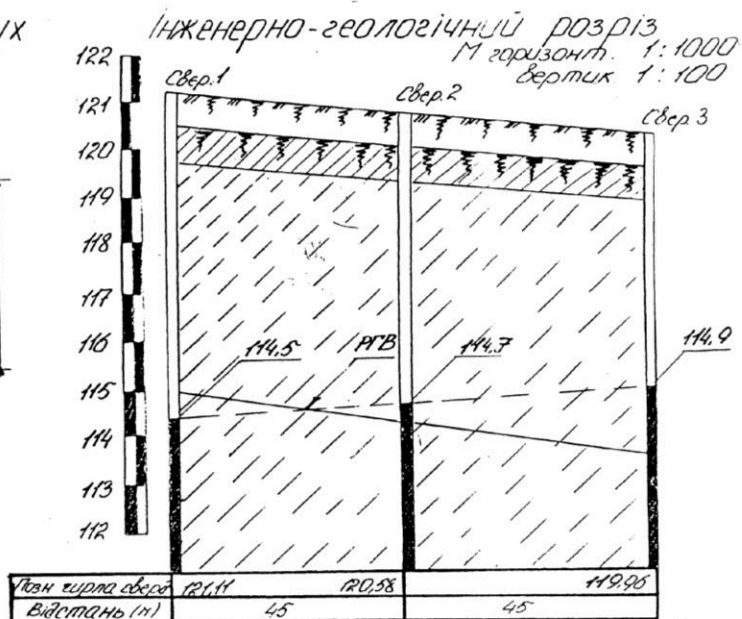
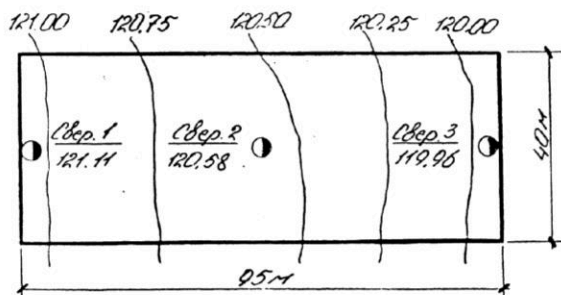


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			ρ_s	ρ	w	w_L	w_p	φ°	C_{II}	E	K_f
		свер.1	свер.2	свер.3	т/м ³	т/м ³					кПа	МПа	М/куб
1	ґрунт. рослинний шар	0,30	0,50	0,55		1,76							
2	Пісок пилуватий	3,35	4,00	5,10	2,65	1,70	0,12			26	0,2	11,0	3,7
3		2,75	1,50	0,30	2,72	1,87	0,22	0,44	0,22	18	4,7	18,0	0,05
4	Пісок дрібний (пробити)	6,70	6,95	6,80	2,64	1,85	0,19			30	—	23,0	8,5

A2.

Схема розташування технічних виробок на планці М1:1000

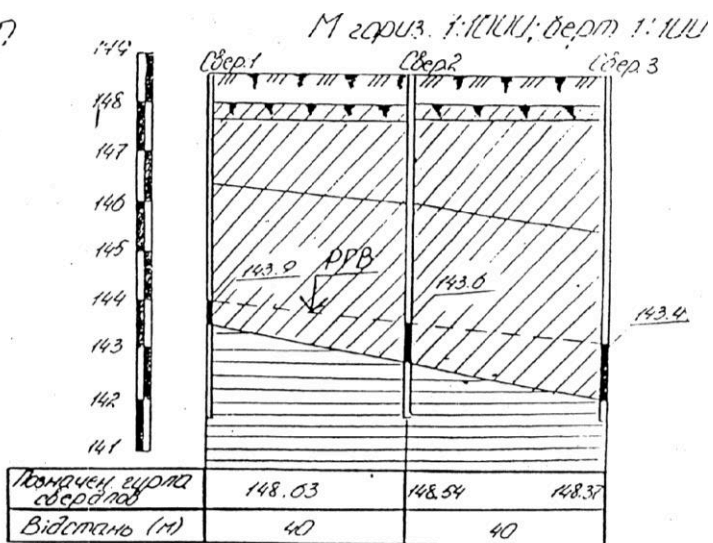
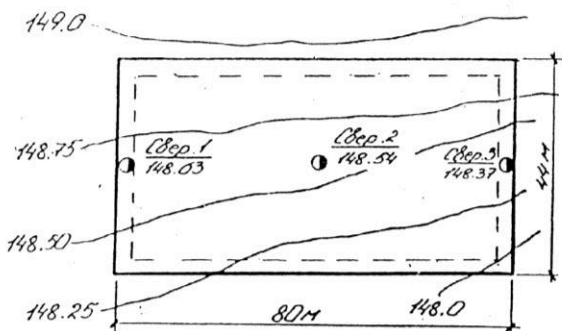


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

N	Наименование задания	Таблица шоры (м)			P T/Hz	P _с T/Hz	W	W _L	W _p	C _H кПа	φ _п град	E МПа	K _φ м/год
		шор 1	шор 2	шор 3									
1	Пытаев-роллинговый шор	0,6	0,7	0,7									
2	Пытаевый шорышек	0,7	0,6	0,7									
3	RT	4,9	5,1	5,3	173	2,89	0,13	0,21	0,15	9	21	7	$7 \cdot 10^{-3}$
4	31 (проедено)	0,1	0,0	0,3	190	2,00	0,26	0,26	0,20	26	18	5	$3 \cdot 10^{-5}$

A3.

виробок на ділянці М 1:10000

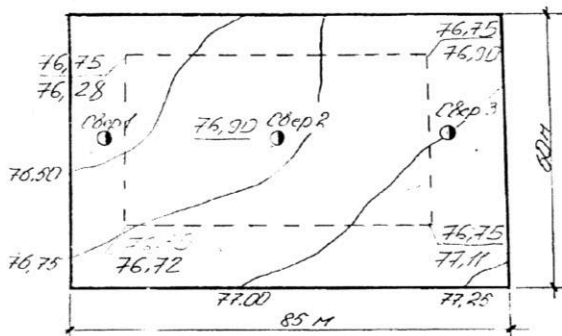


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ п/п	Наименования грунтіів	Товщина шару (м)			P Т/м ³	P _s Т/м ³	W	W _c	W _p	C _i	φ _i	E МПа	Кр м/год
		шар 1	шар 2	шар 3									
1	Глинясто-суглинковий шар	0,5	0,5	0,6	10,8								
2	Піщовий шар	0,4	0,45	0,5	16,1								
3	ЗП	3,2	3,5	4,0	1,2	2,09	0,13	0,35	0,10	34	19	18	7·10 ⁻⁵
4	ЗЗ	4,1	4,5	4,4	1,03	2,08	0,10	0,28	0,18	50	22	27	0·10 ⁻⁵
5	до (продовження)	5,1	5,1	4,0	1,01	2,75	0,33	0,41	0,20	35	18	17	9·10 ⁻⁶

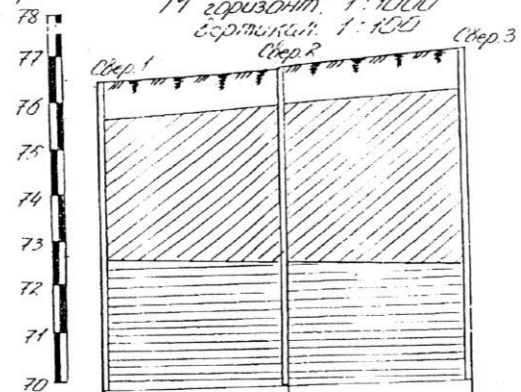
A4.

Схема розміщення технічних виробок на ділянці М 1:1000



Примітка: підземні води технічними виробками не виявлені

Інженерно-геологічний розріз

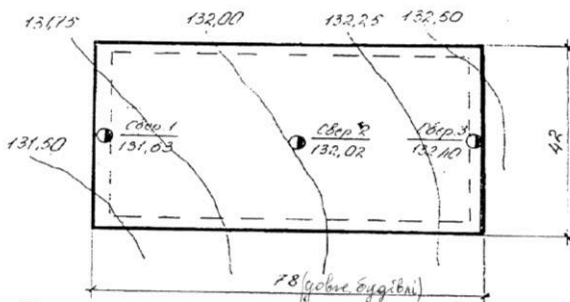


Позиційна широта свердловин	76.45	76.70	77.00
Відстань (м)	34	34	

Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

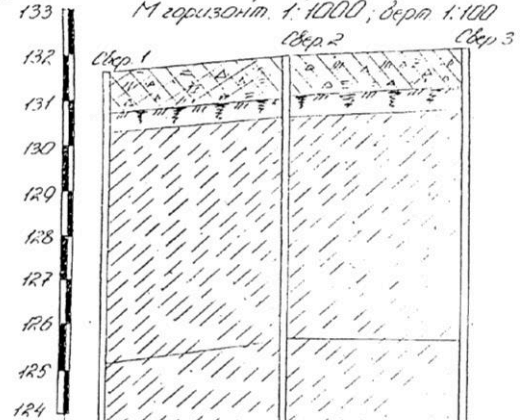
№	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			ρ_s т/м³	ρ т/м³	w	w_L	w_p	φ	c кПа	E МПа	K_f м/год
		Свер. 1	Свер. 2	Свер. 3									
1	Грунт рослинний шар	0.80	0.75	0.80		1.12							
2		3.10	3.45	3.90	2.71	1.86	0.16	0.36	0.24	23	22	20.0	0.5
3	(примічено)	8.46	8.70	8.50	2.72	1.94	0.30	0.40	0.20	19	56	10.0	0.08

Схема розташування технічних виробок на ділянці М 1:1000



Примітка: ґрунтові води технічними виробками не зустрінуті.

Інженерно-геологічний розріз



Позиційна широта свердловин	131.03	132.02	132.10
Відстань (м)	36	36	

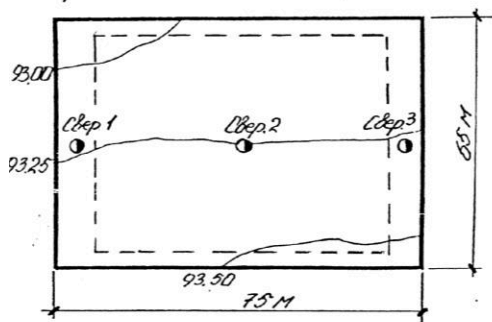
Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			ρ т/м³	ρ_s т/м³	w	w_L	w_p	φ	c кПа	E МПа	K_f м/год
		Свер. 1	Свер. 2	Свер. 3									
1	Насипний шар	0.8	0.9	0.8									
2	Грунтово-рослинний шар	0.4	0.4	0.5									
3	24	5.2	5.0	5.1	1.79	2.71	0.12	0.17	0.11	21	26	12	7.10 ⁻²
4	29 (примічено)	4.0	4.1	4.5	2.00	2.71	0.17	0.19	0.14	20	22	11	2.10 ⁻⁴

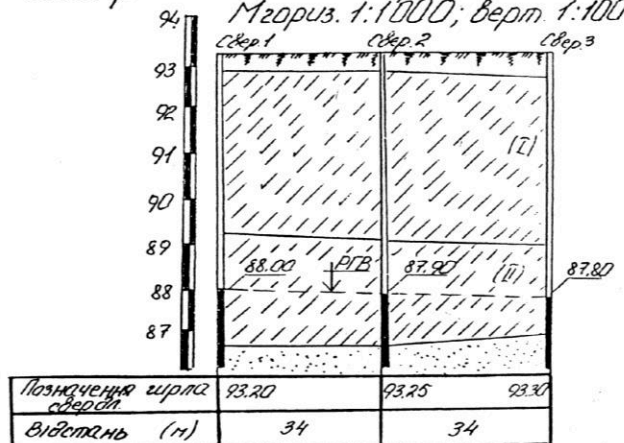
A5.

A6.

Схема розташування технічних виробок на ділянці М 1:1000



Інженерно-геологічний розріз
Мгориз. 1:1000; верт. 1:100

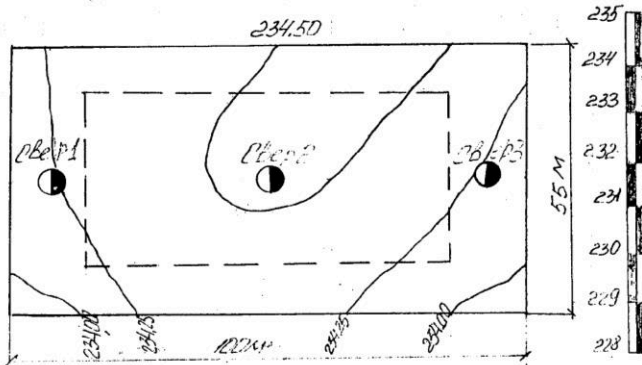


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

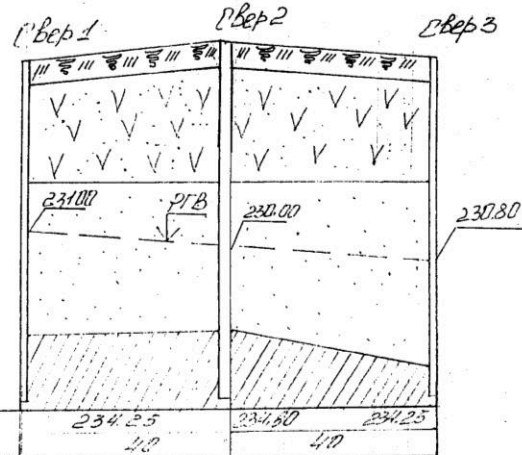
N п/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			ρ_s т/м ³	ρ т/м ³	W	W _L	W _P	φ°	C _n кПа	E МПа	K _ф м/кум
		Свер1	Свер2	Свер3									
1	ґрунт. росл. шар	0,40	0,45	0,55		1,81							
2	(I)	3,50	3,05	3,75	2,70	1,92	0,20	0,22	0,20	26	7,0	13,0	1,8
3	(II)	2,55	2,40	2,00	2,08	1,84	0,26	0,28	0,22	21	2,5	7,0	1,4
4	Пісок сер. крупн. (чист.)	6,50	6,55	6,75	2,64	1,93	0,24			34	1,0	30,0	18,7

A7.

Схема розташування технічних виробок А8
Відстань М 1:1000



Інженерно-геологічний розріз
Мгоризонт 1:1000

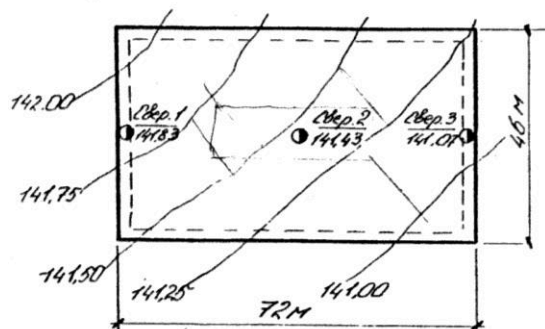


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

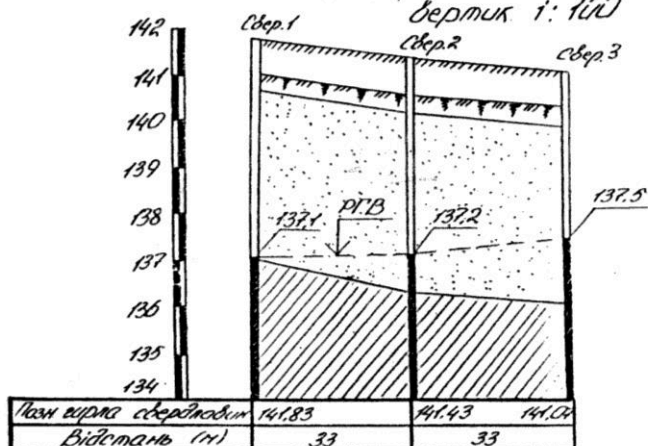
N п/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару, м			ρ_s т/м ³	ρ т/м ³	W	W _L	W _P	φ°	C _n кПа	E МПа	K _ф м/кум
		Свер1	Свер2	Свер3									
1	ґрунт. рослинний шар	0,25	0,40	0,45		1,68							
2	Пісок з чистими об'єднаннями	2,05	2,40	2,00	2,66	1,60	0,20			24		15	0,6
3	Пісок пилуватий	3,30	2,80	3,15	2,65	1,84	0,24			26	2,5	20,0	4,1
4	Пісок	4,45	4,80	6,45	2,41	1,88	0,28	0,30	0,24	18	1,0	11,0	3,4

A8.

Схема розташування технічних виробок на ділянці М 1:1000



Інженерно-геологічний розріз
М горизонт. 1:1000
вертик 1:100



Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

N г/м	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			ρ т/м ³	ρ_s т/м ³	W	W _L	W _p	C _n кПа	φ_n	E МПа	K _p м/с ²
		Свер.1	Свер.2	Свер.3									
1	Культурний шар	0,7	0,8	0,7									
2	Ґрунтово-рослинний шар	0,3	0,3	0,4									
3	2	3,7	3,9	3,8	1,75	2,07	0,11	-	-	3	29	15	0,1
4	4б (природно)	5,1	5,2	6,0	1,97	2,73	0,29	0,35	0,20	30	19	10	1,10 ⁻⁵

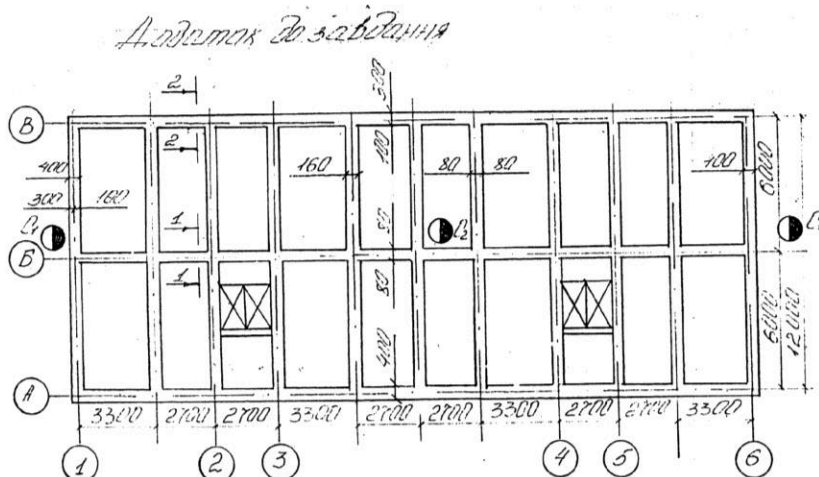
A9.

Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конструктивна схема будівлі	Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конструктивна схема будівлі	Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конст- руктивна схема будівлі	Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конструктивна схема будівлі
01	Київ; Б1	26	Ужгород; Б11	51	Умань; Б6	76	Бердянськ; Б1
02	Харків; Б2	27	Житомир; Б12	52	Хмільник; Б7	77	Приморськ; Б2
03	Донецьк; Б3	28	Суми; Б13	53	Токмак; Б8	78	Алушта; Б3
04	Луганськ; Б4	29	Херсон; Б14	54	Первомайськ; Б9	79	Докучаєвськ; Б4
05	Полтава; Б5	30	Немирів; Б15	55	Дніпрорудне; Б10	80	Дебальцеве; Б5
06	Запоріжжя; Б6	31	Червоноград; Б1	56	Керч; Б11	81	Рубіжне; Б6
07	Кривий Ріг; Б7	32	Нововолинськ;	57	Ілчівськ; Б12	82	Глухів; Б7
08	Дніпро; Б8	33	Б2 Дубно; Б3	58	Припять; Б13	83	Ковель; Б8
09	Миколаїв; Б9	34	Знам'янка; Б4	59	Чорнобиль; Б14	84	Кременець; Б9
10	Одеса; Б10	35	Котовськ; Б5	60	Шростка; Б15	85	Шепетівка; Б10
11	Кропивницький; Б11	36	Яремча; Б6	61	Глухів; Б1	86	Нетішин; Б11
12	Вінниця; Б12	37	Мукачеве; Б7	62	Конотоп; Б2	87	Немирів; Б12
13	Кременчук; Б13	38	Чоп; Б8	63	Ніжин; Б3	88	Славута; Б13
14	Черкаси; Б14	39	Каховка; Б9	64	ІваноФранківськ; Б4	89	Ладижин; Б14
15	Чернігів; Б15	40	Очаків; Б10	65	Гайсин; Б5	90	Теплодар; Б15
16	Хмельницький; Б1	41	Жовті води; Б11	66	Трускавець; Б6	91	Южне; Б1
17	Вінниця; Б2	42	Миргород; Б12	67	Берегове; Б7	92	Цюрюпінськ; Б2
18	Львів; Б3	43	Васильків; Б13	68	Герца; Б8	93	Ізмаїл; Б3
19	Славутич; Б4	44	Бориспіль; Б14	69	Коломия; Б9	94	Сніжне; Б4
20	Сімферополь; Б5	45	Бердичів; Б15	70	Чортків; Б10	95	Алчевськ; Б5
21	Ялта; Б6	46	Судак; Б1	71	Ржищів; Б11	96	Старобільськ; Б6
22	Севастополь; Б7	47	Генічеськ; Б2	72	Олександрія; Б12	97	Люботин; Б7
23	Луцьк; Б8	48	Сміла; Б3	73	Макіївка; Б13	98	Богодухів; Б8
24	Рівне; Б9	49	Зміїв; Б4	74	Маріуполь; Б14	99	Городок; Б9
25	Тернопіль; Б10	50	Чугуїв; Б5	75	Новоазовськ; Б15	00	Калуш; Б10

Додаток Б.

Вихідні дані до практичних робіт № 1-15.

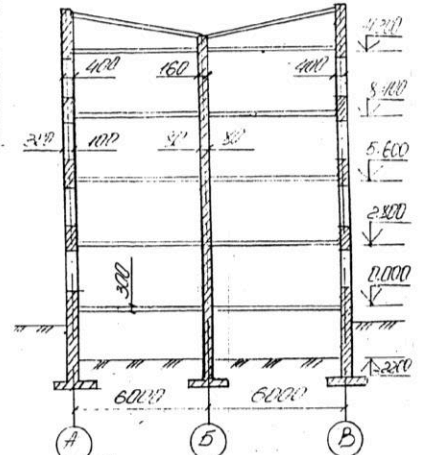
Б1.



- а) Дані про вагу конструкцій будівлі:
1. Покриття - 2.10 кН/м^2
 2. Чердачне перекриття - 2.35 кН/м^2
 3. Між поверхове перекриття - 2.20 кН/м^2
 4. Панель стінова зовнішня (40 см) - 5.60 кН/м^2
 5. Панель стінова внутрішня (15 см) - 4.00 кН/м^2
 6. Віконні блоки - 0.30 кН/м^2
 7. Перегородки - 0.45 кН/м^2 (на 1 м^2 перекриття)
- б) Типові навантаження:
1. На між поверхове перекриття - 1.50 кН/м^2
 2. Снігове навантаження - (за даними СНиП II-6-79)

5-ти поверховий житловий будинок

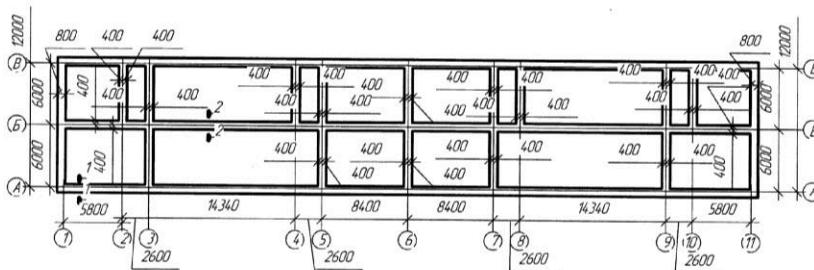
Розріз I-I



Примітки: прорізність зовнішніх стін 20%
внутрішніх 8%

Б2.

Додаток до завдання №



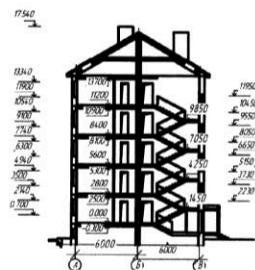
а) Відомості про вагу конструкцій будівлі

1. Покрівля (1м² горизонтальна проекція) - 0.5 кН/м^2
2. Горішнє перекриття - 3.3 кН/м^2
3. Міжповерхове перекриття - 2.8 кН/м^2
4. Цегляна стіна (51 см) - 9.6 кН/м^2
5. Цегляна стіна (38 см) - 6.5 кН/м^2
6. Віконні блоки - 0.25 кН/м^2
7. Перегородки - 0.65 кН/м^2 (перекриття)

а) Відомості про вагу конструкцій будівлі

1. На горішнє перекриття - 0.85 кН/м^2
 2. На поверх. перекриття - 1.95 кН/м^2
- (з коефіцієнтом η по п.3.9. СНиП 2.0107-85)
3. Снігове - (по даним СНиП 2.0107-85)

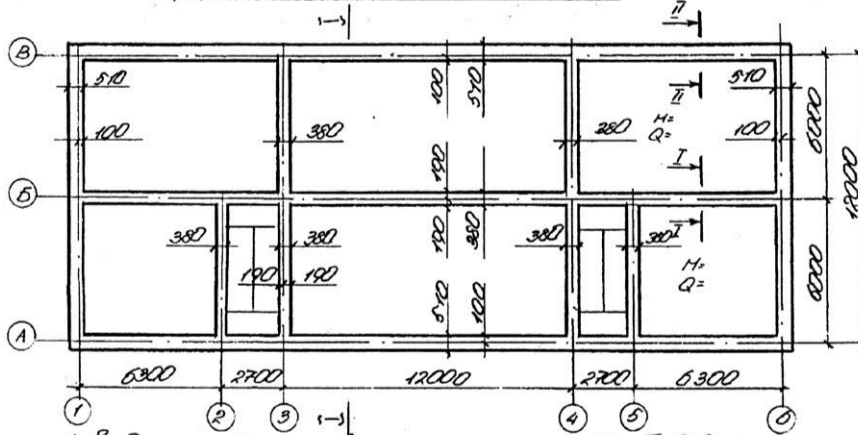
П'ятиповерховий житловий будинок
Розріз 1-1



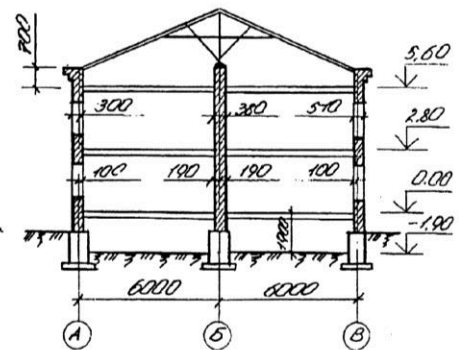
Примітки

Прорізність:
зовнішніх стін - 29%
внутрішніх стін - 10%

Додаток до завдання №



2-х поверховий житловий будинок
Розріз I-I



а) Відомості про ваги конструкцій будівлі

1. Покрівля (гн горизонт. проекція) - $0,70 \text{ кН/м}^2$
2. Горизонт. перекриття - $3,2 \text{ кН/м}^2$
3. Міжповерхові перекриття - $3,0 \text{ кН/м}^2$
4. Цегляна стіна (51 см) - $9,6 \text{ кН/м}^2$
5. Цегляна стіна (38 см) - $6,3 \text{ кН/м}^2$
6. Віконні блоки - $0,25 \text{ кН/м}^2$
7. Перегородки - $0,7 \text{ кН/м}^2$ (на 1 м^2 перекриття)

б) Тимчасові навантаження

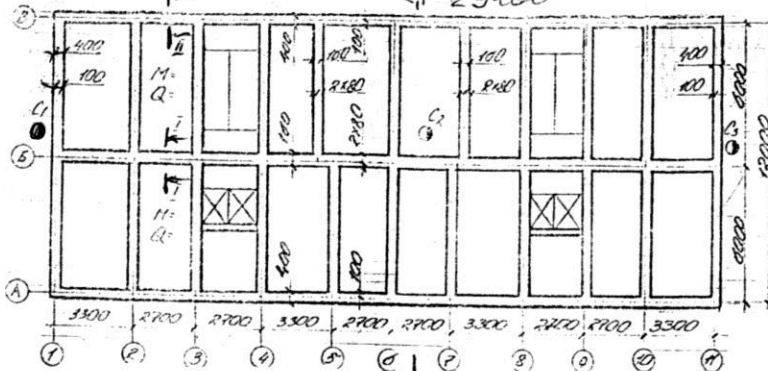
1. На горіщі перекриття - $0,8 \text{ кН/м}^2$
2. На поверх. перекриття - $1,8 \text{ кН/м}^2$
(з коэф. η по п. 3.9 СНиП 2.01.07-85)
3. Снігове - (по даним СНиП 2.01.07-85)

Примітки

- Прорізність
зовнішніх стін - 24%
внутрішніх стін - 10%

Б3.

Додаток до завдання №

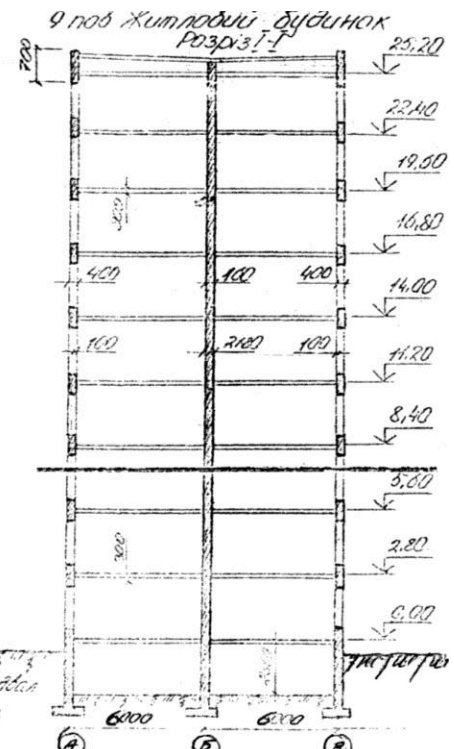


а) Дані про ваги конструкцій будівлі

1. Покрівля - $2,40 \text{ кН/м}^2$
2. Горизонт. перекриття - $2,50 \text{ кН/м}^2$
3. Між поверхові перекриття - $2,20 \text{ кН/м}^2$
4. Панель стінової зовнішньої (40 см) - $5,40 \text{ кН/м}^2$
5. Панель стінової внутрішньої (10 см) - $4,20 \text{ кН/м}^2$
6. Віконні блоки - $0,25 \text{ кН/м}^2$
7. Перегородки - $0,80 \text{ кН/м}^2$ (на 1 м^2 перекриття)

б) Тимчасові навантаження

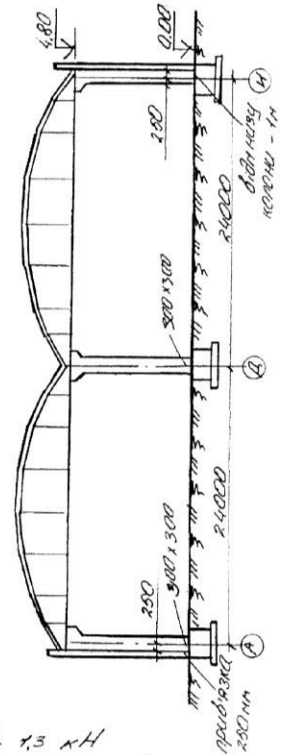
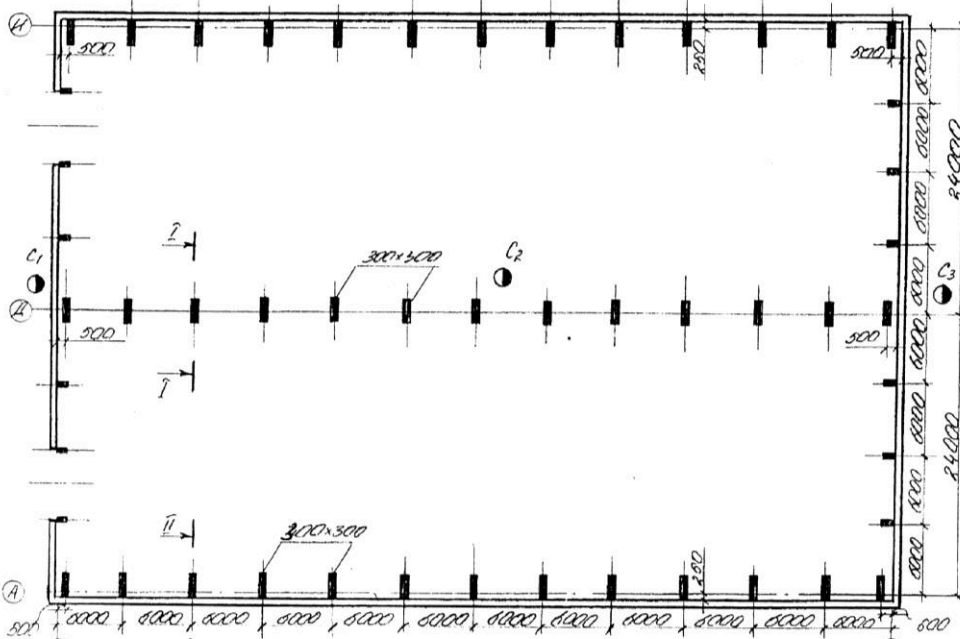
1. На між поверхові перекриття - $1,50 \text{ кН/м}^2$ (з коэф. η по п. 3.9 СНиП 2.01.07-85)
2. Снігове (по даним т. 4 СНиП 2.01.07-85)



- Примітки: Прорізність зовнішніх стін - 41%
внутрішніх - 16%

Б4.

Додаток до завдання №

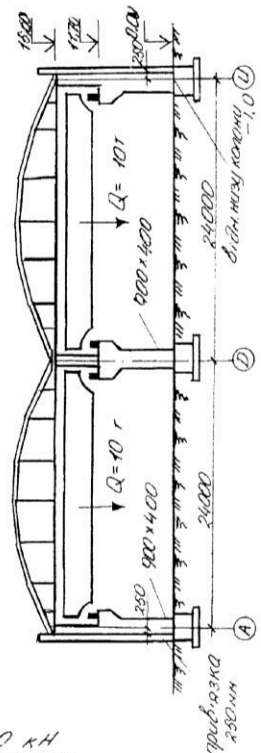
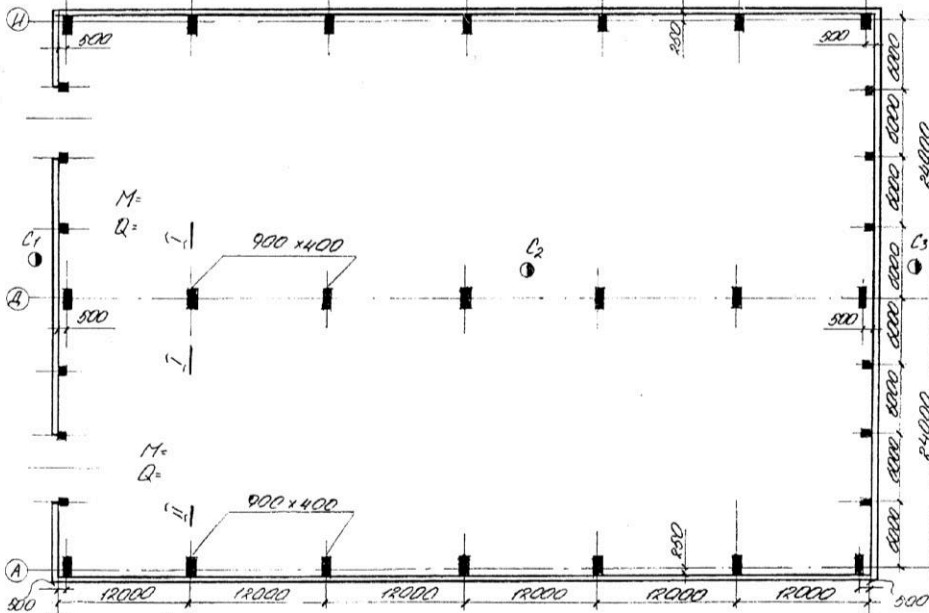


Відомості про вагу конструкцій будівлі

1. Покриття (плити 3×6 м) - $3,00 \div 3,40$ кН/м²
2. Ферма ж.б. - 14,2 кН
3. Крайня колона - 13 кН
4. Середня колона - 1,3 кН
5. Стінові панелі - $220 \div 250$ кН/м²
6. Остіблення віконного блоку - $0,55$ кН/м²

Б5.

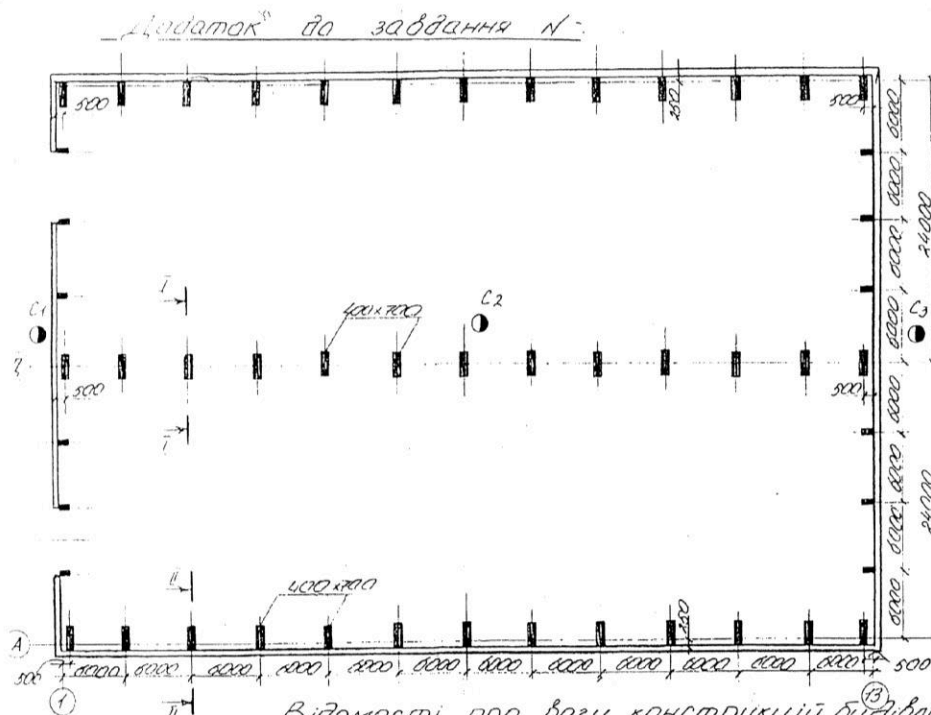
Додаток до завдання №



Відомості про вагу конструкцій будівлі

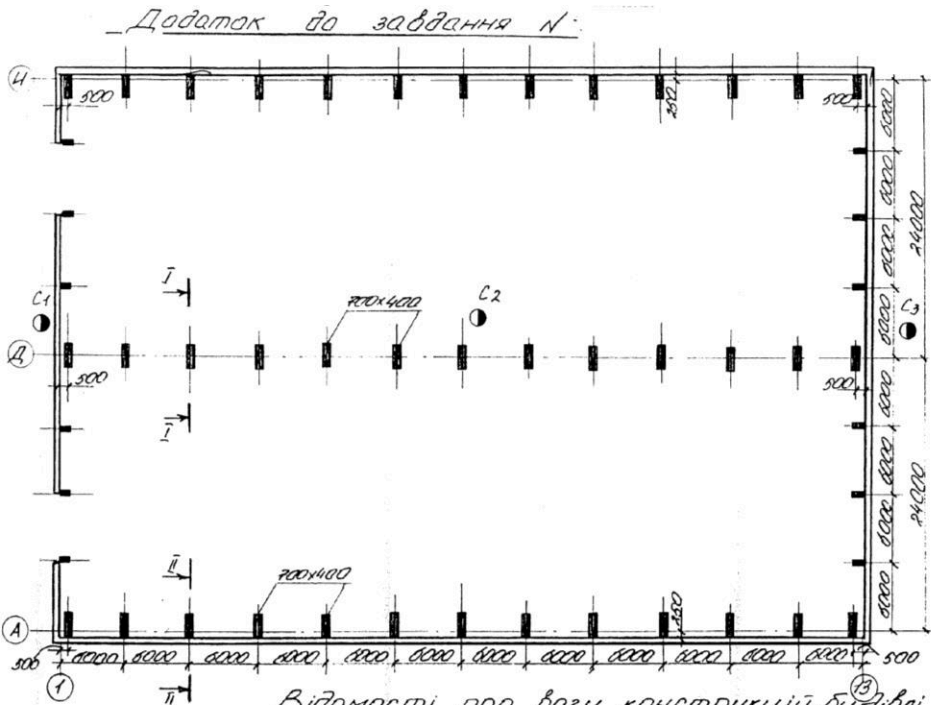
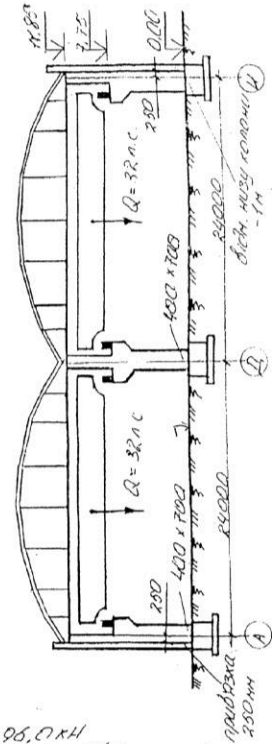
1. Покриття (плити 3×12 м) - $3,00 \div 3,40$ кН/м²
2. Ферма ж.б. - 14,2 кН
3. Крайня колона - 132 кН
4. Середня колона - 140 кН
5. Покривна балка (12 м) - 96,0 кН
6. Стінові панелі - $220 \div 250$ кН/м²
7. Остіблення віконного блоку - $0,55$ кН/м²
8. Турк коліс крану (8-440 см) - 220 кН

Б6.



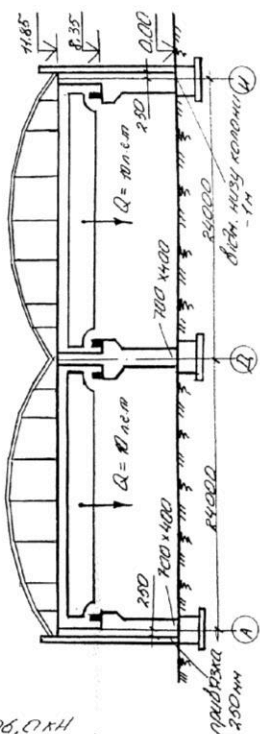
- Відомості про вагу конструкцій будівлі
- | | |
|--|--|
| 1. Покриття (палити 3х6 м) - 3,00 - 3,40 кН/м ² | 5. Підкріплююча балка (бм) - 96,0 кН |
| 2. Ферма 3.б. - 142 кН | 6. Стінові панелі - 220 ÷ 230 кН/м ² |
| 3. Крайня колона - 84,0 кН | 7. Остеклення віконного блоку - 0,55 кН/м ² |
| 4. Середня колона - 92,0 кН | 8. Тиск коліс крану (б = 440 см) - 220 кН |

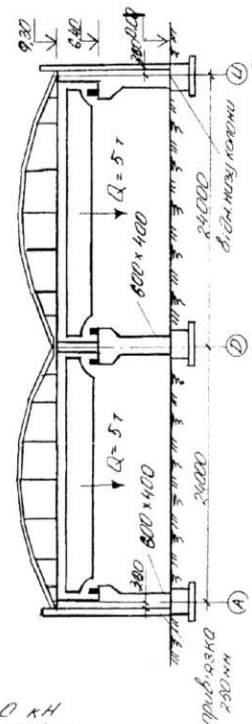
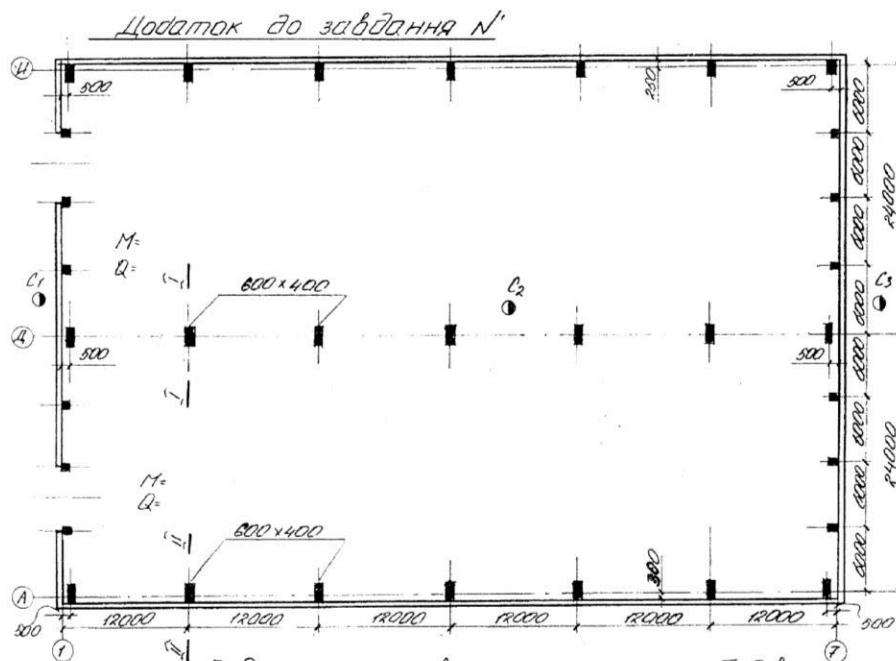
Б7.



- Відомості про вагу конструкцій будівлі
- | | |
|--|--|
| 1. Покриття (палити 3х6 м) - 3,00 - 3,40 кН/м ² | 5. Підкріплююча балка (бм) - 96,0 кН |
| 2. Ферма 3.б. - 142 кН | 6. Стінові панелі - 220 ÷ 230 кН/м ² |
| 3. Крайня колона - 74,0 кН | 7. Остеклення віконного блоку - 0,55 кН/м ² |
| 4. Середня колона - 93,0 кН | 8. Тиск коліс крану (б = 440 см) - 220 кН |

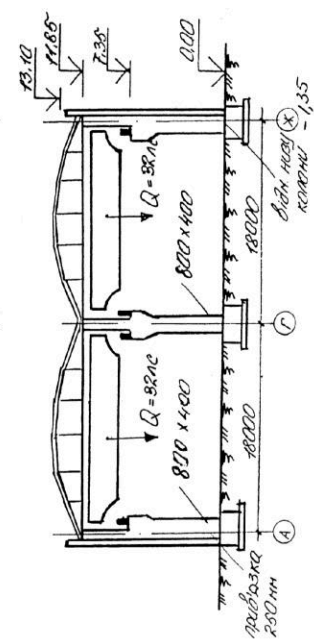
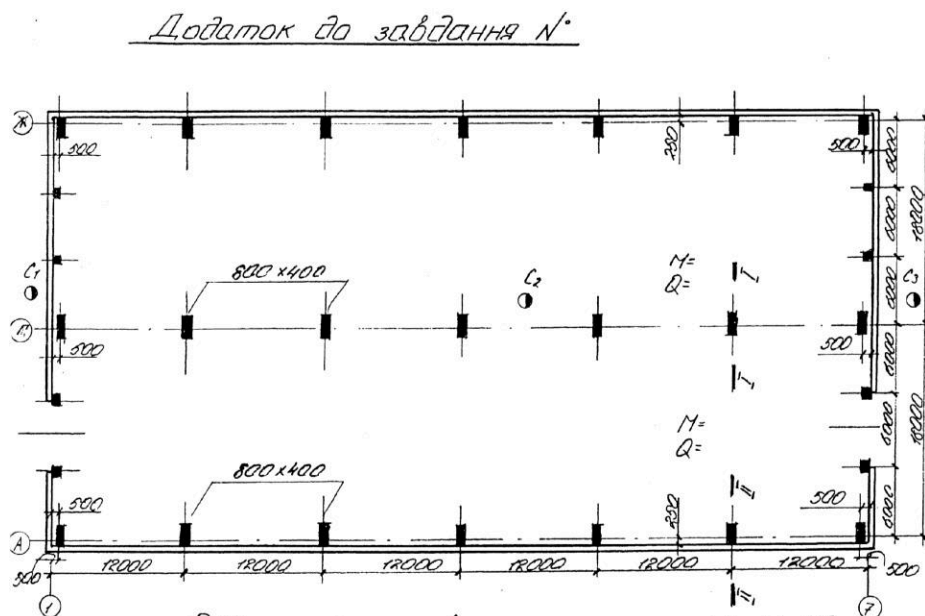
Б8.





- Відомості про вагу конструкцій будівлі
- | | |
|--|--|
| 1. Покриття (плити 3x12 м) - 3,00 ÷ 3,40 кН/м² | 5. Підкріпова балка (12 м) - 40,0 кН |
| 2. Ферма ж.б. - 142 кН | 6. Стінові панелі - 2,20 ÷ 2,50 кН/м² |
| 3. Крайня колона - 52 кН | 7. Вістклення віконного блоку - 0,55 кН/м² |
| 4. Середня колона - 70 кН | 8. Тиск коліс крану (8-440 см) - 220 кН |

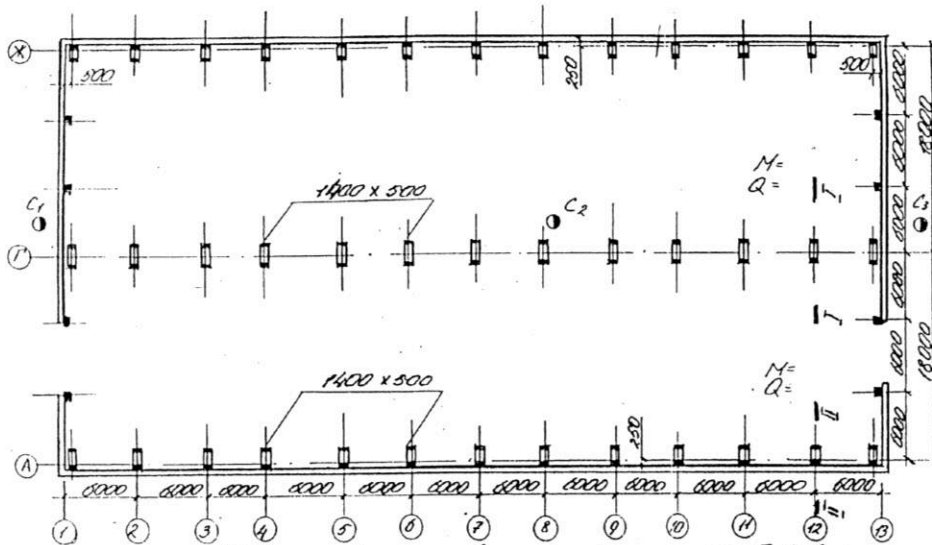
Б9.



- Відомості про вагу конструкцій будівлі
- | | |
|--|--|
| 1. Покриття (плити 3x12 м) - 3,00 ÷ 3,40 кН/м² | 5. Підкріпова балка (12 м) - 145 кН |
| 2. Ферма ж.б. (18 м) - 92 кН | 6. Стінова панель - 2,20 ÷ 2,50 кН/м² |
| 3. Крайня колона - 900 кН | 7. Вістклення віконного блоку - 0,55 кН/м² |
| 4. Середня колона - 98,0 кН | 8. Тиск коліс крану (8-510 см) - 280 кН |

Б10.

Додаток до завдання IV

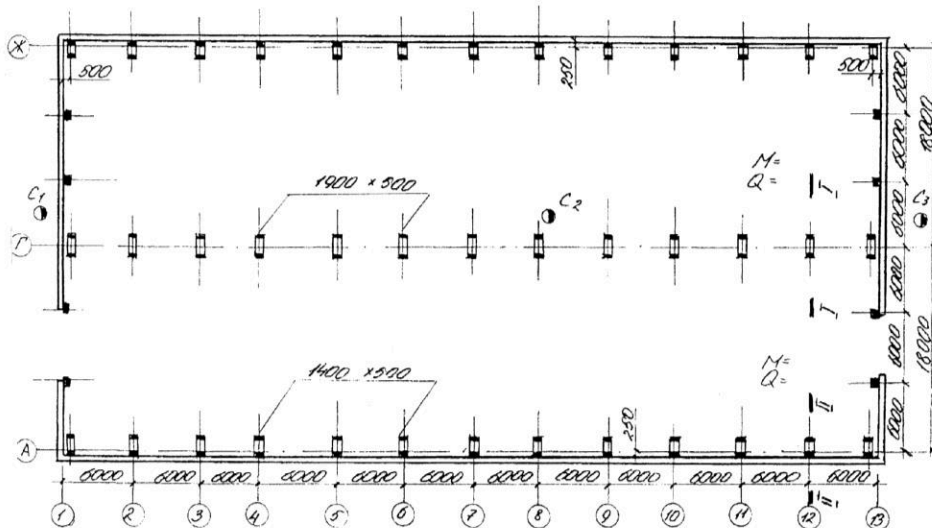


Відомості про вагу конструкцій будівлі

- | | |
|---|---|
| 1. Покриття (плити 3x6 м) - 2,8 ÷ 3,2 кН/м² | 5. Підкранова балка (8 м) - 45 кН |
| 2. Ферма 3/5 (18 м) - 80 кН | 6. Стінові панелі - 2,00 ÷ 2,30 кН/м² |
| 3. Крайня колона - 153 кН | 7. Остклення віконного блоку - 0,45 кН/м² |
| 4. Середня колона - 103 кН | 8. Тиск коліс крану (d=510 см) - 260 кН |

Б11.

Додаток до завдання №.

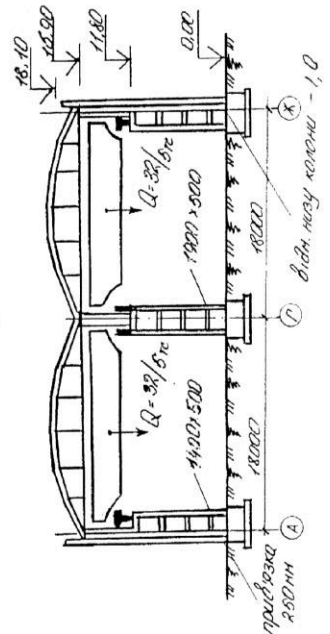
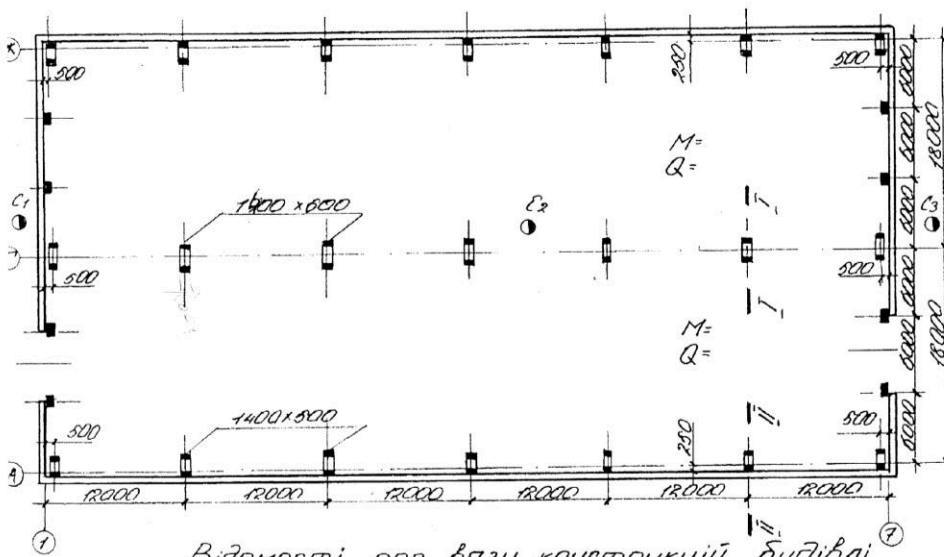


Відомості про вагу конструкцій будівлі

- | | |
|---|---|
| 1. Покриття (плити 3x6 м) - 2,8 ÷ 3,2 кН/м² | 5. Підкранова балка (8 м) - 45 кН |
| 2. Ферма 3/5 (18 м) - 80 кН | 6. Стінові панелі - 2,00 ÷ 2,30 кН/м² |
| 3. Крайня колона - 153 кН | 7. Остклення віконного блоку - 0,45 кН/м² |
| 4. Середня колона - 103 кН | 8. Тиск коліс крану (d=510 см) - 260 кН |

Б12.

Додаток до завдання №.

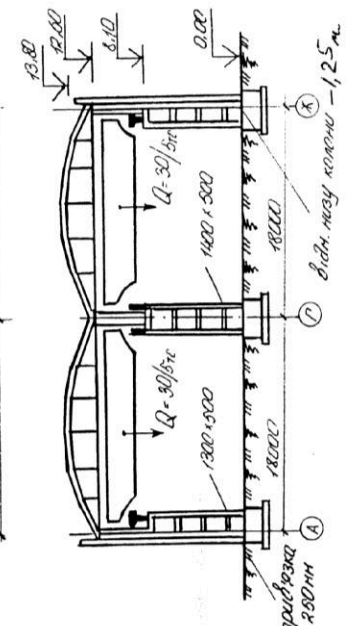
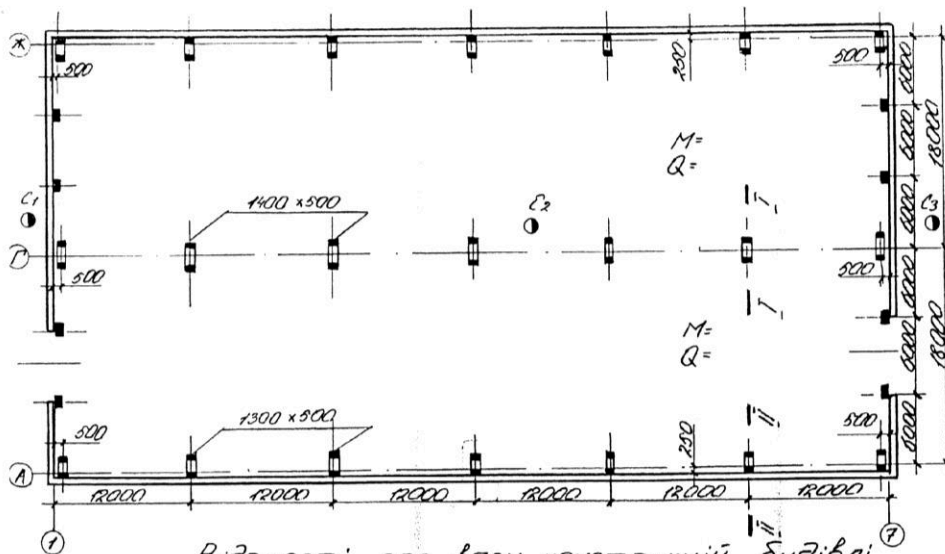


Відомості про вагу конструкцій будівлі

- | | |
|--|--|
| 1. Покриття (плити 3x12 м) - 3,00 ÷ 3,40 кН/м² | 5. Підкранова балка (12 м) - 115 кН |
| 2. Ферма ж.б. (18 м) - 92 кН | 6. Стінові панелі - 2,20 ÷ 2,50 кН/м² |
| 3. Крайня колона - 149 кН | 7. Сетіклення віконного блоку - 0,55 кН/м² |
| 4. Середня колона - 195 кН | 8. Тиск коліс крану (d=510 см) - 280 кН |

Б13.

Додаток до завдання №.

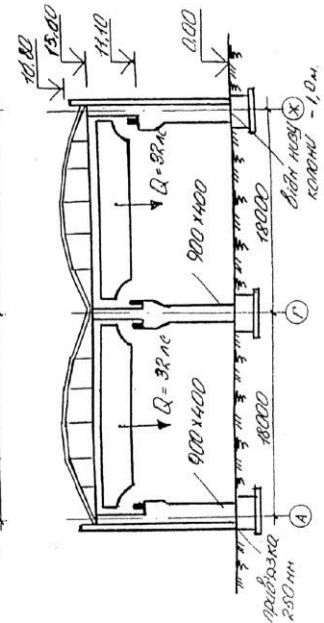
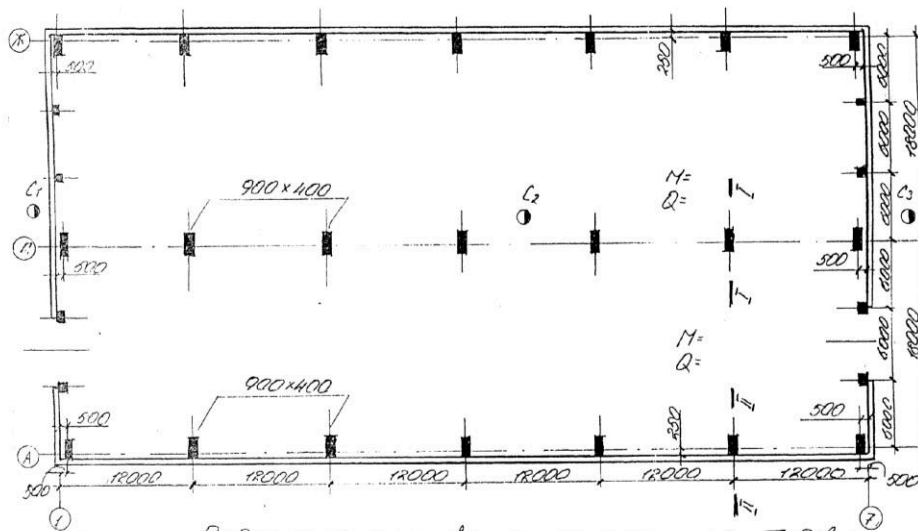


Відомості про вагу конструкцій будівлі

- | | |
|--|--|
| 1. Покриття (плити 3x12 м) - 3,00 ÷ 3,40 кН/м² | 5. Підкранова балка (12 м) - 115 кН |
| 2. Ферма ж.б. (18 м) - 92 кН | 6. Стінові панелі - 2,20 ÷ 2,50 кН/м² |
| 3. Крайня колона - 117 кН | 7. Сетіклення віконного блоку - 0,55 кН/м² |
| 4. Середня колона - 137,7 кН | 8. Тиск коліс крану (d=510 см) - 280 кН |

Б14.

Додаток до завдання №...



Відомості про вагу конструкцій будівлі

- | | |
|---|---|
| 1. Покриття (плити 3х12 м) - $3,00 \div 3,40$ кН/м ² | 5. Підкранова балка (12 м) - 115 кН |
| 2. Ферма жб (18 м) - 92 кН | 6. Стіндова панель - $2,20 \div 2,50$ кН/м ² |
| 3. Крайня колона - 130 кН | 7. Встіблення вмонного блоку - $0,55$ кН/м ² |
| 4. Середня колона - 138 кН | 8. Тиск коліс крану ($\delta = 510$ см) - 280 кН |

Б15.

Додаток В – Довідникові дані по мостовим кранам. Таблиця В1 –
Довідникові дані по мостовим кранам.

Q , т	Навантаження на головний гак, кН	Проліт будівлі, l , м	Розміри, мм				Максимальний тиск коліс, кН		Вага візка, G_1 , кН	Вага крану, з візком G , кН	Тип кранового рельсу	Висота рельсу h_0 , мм	Висота підкранової балки, h_0 , мм, при кроці колон, м	
			H_k	B_1	B_2	K	F_{k1}^n	F_{k2}^n						
32/5	314	24 30 36	2750 2750 2750	300	6300 6300 6300	5100 5100 5600	260(315) 280(345) 320(380)		85	343(510) 402(608) 554(715)	КР-70	120	1000	1500
50/12,5	490	24 30 36	3150	300	6860	5600	380(470) 415(505) 455(525)		132	475(676) 583(774) 716(843)	КР-80	130	1000	1500
80/20	785	24 30 36	3700 4000 4000	400	9100	4350	353(387) 373(418) 392(436)	373(397) 402(427) 422(446)	323 (382)	1029(1137) 1176(1284) 1274(1431)	КР-100	150	1000	1600
100/20	980	24 30 36	3700 4000 4000	400	9350	4600	410(446) 449(476) 469(495)	439(456) 469(485) 489(505)	363 (412)	1107(1186) 1303(1382) 1401(1431)	КР-120	170	1000	1600
125/20	1225	24 30 36	4000	400	9350	4600	436(479) 466(508) 485(528)	446(508) 476(538) 495(567)	382 (441)	1156(1235) 1303(1431) 1500(1578)	КР-120	170	1000	1800
160/32	1570	24 30 36	4800	500	10500	1500	295(310) 311(330) 331(366)	304(320) 321(340) 350(370)	461 (549)	1284(1617) 1676(1813) 1823(2009)	КР-120	170	1000	1800
200/32	1960	24 30 36	4800 4800 5200	500	10800	1500	358 378 397	368 387 407	549	1637 1833 2029	КР-120	170	1000	1800

Примітка: цифри в дужках відносяться до кранів особливого режиму

роботи (7K, 8K).

ДОДАТОК Г

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчику

Варіант № 1

№	Найменування ІГЕ	h , м	ρ_s , кН/м ³	ρ , кН/м ³	w	w_p	w_L	φ	c , кПа	E , МПа
1	Пісок пилюватий	3,0	2,62	1,69	0,16	-	-	32	1,1	6,2
2	Суглинок сірий	6,8	2,69	1,79	0,21	0,20	0,32	22	24,0	7,0
3	Глина бура	5,3	2,71	1,86	0,22	0,22	0,45	15	45,0	15,0

Варіант № 2

№	Найменування ІГЕ	h , м	ρ_s , кН/м ³	ρ , кН/м ³	w	w_p	w_L	φ	c , кПа	E , МПа
1	Супісок палевий	4,2	2,67	1,75	0,18	0,20	0,25	24	16,0	6,8
2	Суглинок жовтий	7,5	2,68	1,82	0,24	0,19	0,29	18	28,0	7,5
3	Пісок крупний	4,9	2,64	1,84	0,15	-	-	38	-	21,2

Варіант № 3

№	Найменування ІГЕ	h , м	ρ_s , кН/м ³	ρ , кН/м ³	w	w_p	w_L	φ	c , кПа	E , МПа
1	Суглинок	4,5	2,68	1,79	0,19	0,21	0,27	19	30,0	8,3
2	Пісок дрібний	6,0	2,63	1,78	0,22	-	-	33	-	5,6
3	Суглинок бурий	4,2	2,70	1,87	0,23	0,20	0,33	20	37,0	11,4

Варіант № 4

№	Найменування ІГЕ	h , м	ρ_s , кН/м ³	ρ , кН/м ³	w	w_p	w_L	φ	c , кПа	E , МПа
1	Суглинок	3,3	2,69	1,76	0,21	0,19	0,32	21	28,0	9,1
2	Пісок пилюватий	7,6	2,62	1,71	0,18	-	-	31	0,5	5,3
3	Глина червона	4,4	2,74	1,92	0,22	0,23	0,46	16	47,0	24,0

Варіант № 5

№	Найменування ІГЕ	h , м	ρ_s , кН/м ³	ρ , кН/м ³	w	w_p	w_L	φ	c , кПа	E , МПа
1	Пісок дрібний	5,3	2,63	1,71	0,16	-	-	34	-	8,4
2	Супісок	5,9	2,67	1,77	0,24	0,70	0,32	20	20,0	6,3
3	Пісок середній	3,7	2,65	1,88	0,17	-	-	36	-	18,5

Навантаження на фундаменти

№ варіанту	Стовпчастий фундамент				Стрічковий фундамент	
	Висота підвалу, м	N , кН	M , кНм	Q , кН	Висота підвалу, м	n , кН /м.п.
1	-	620	120	18	2,8	180
2	-	580	100	15	3,0	150
3	-	750	180	20	2,4	220
4	-	800	200	24	3,0	260
5	-	670	150	20	2,8	210

Примітки: 1. Географічний пункт розташування будівельного майданчика задається викладачем або обирається студентом самостійно.

2. За відносну відмітку 0,00 приймають рівень підлоги 1-го поверху. Відмітка поверхні землі за відсутності підвалу - 0,15; при наявності підвалу - 1,00.

Література

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков, В. Б. Швець, О. В. Школа, С. В. Біда, Ю. Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2003. – 446 с.
2. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95): Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. – К.: Держкоммістобудування, 1997. – 43 с.
3. ДБН А.2.1-1-2014: Інженерні вишукування для будівництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 128 с.
4. ДСТУ Б В.2.1-11:2009: Методи лабораторного визначення властивостей набухання та усадки. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 23 с.
5. Ґрунтознавство з основами геології. Навч. посібник / О.Ф. Гнатенко, М.В. Капштик, Л.Р. Петренко, С.В. Вітвіцький. – К.: Оранта, 2005. – 648 с.
6. Ґрунтознавство з основами геології: підручник для вузів / І.І. Назаренко, С.М. Польчина, Ю.М. Дмитрук, І.С. Смага, В.А. Нікорич. – Чернівці: Книги-XXI, 2006. – 503 с.
7. Геологія з основами мінералогії: Навч. посібник / За ред. Д.Г.Тихоненка. – К.: Вища освіта, 2003. – 287с.
8. Класифікація ґрунтів України / М. І. Полупан, В. Б. Соловей, В. А. Величко; Нац. наук. центр "Ін-т ґрунтознавство та агрохімії ім. О.Н.Соколовського" УААН. - К.: Аграр. наука, 2005. - 300 с.
9. Ґрунтознавство з основами геології та географія ґрунтів: Навч. посібник / Ф.П. Топольний ... [та ін.]. – Кіровоград : В.Ф. Лисенко, 2014. – 383 с.
10. Корнієнко М.В. Основи та фундаменти. Навчальний посібник. К.: КНУБА. 2009. –150с
11. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія / І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук & Луцьк: ЛНТУ, 2017. & 296с.
12. О.М. Шашенко, В.П. Пустовойтенко, Н.В. Хозяйкіна. Механіка ґрунтів: навчальний посібник. К.: Новий друк, 2009, – 200 с
13. Технологія спорудження сільських виробничих будівель/ Л.Г.Єрисова, Б.І.Завалій, М.Л.Зоценко та інші. – К.: Урожай, 1994. – 320 с.
14. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – Рівне: Видавництво Рівненського ДТУ, 2001. – 367 с.
15. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л.Винников, В.А.Муха, А.В.Яковлев, О.В.Андрієвська, С.В.Біда. – К.: Урожай, 2002. –423 с.
16. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування – К.: Мінрегіонбуд України, 2009 – 90 с
17. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд –К.: Мінрегіонбуд України, 2012 – 20с
18. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань –К.: Мінрегіонбуд України, 2011 – 14с
19. ДБН В.1.1-12:20014 Будівництво у сейсмічних районах України – К.Мінбуд України, 2014-118с.

20. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи – К.Мінбуд України, 2006–60с.
21. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення – К.Мінбуд України, 2011–75с.
22. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Будівельна кліматологія" / Мінрегіонбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 123 с.
23. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд . Ґрунти. Класифікація (ГОСТ 25100-95).
24. ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови
25. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій
26. ДСТУ Б В.2.6-173:2011. Сітки арматурні зварні для залізобетонних конструкцій та виробів. Загальні технічні умови
27. ДСТУ Б В.2.6-108:2010 Блоки бетонні для стін підвалів.
28. ДСТУ Б В.2.6-109:2010 „Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови".
29. Основи і фундаменти. Методичні вказівки до виконання практичних ро-біт для студентів спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія», усіх форм навчання. /Укл.: С.О. Карпушин, І.О. Скриннік – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 121 с.