

**А.М. Пługін, А.А. Пługін, Л.В. Трикоз,
О.С. Саяпін, О.С. Герасименко, О.А. Пługін**

**РОЗРАХУНКИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ І
ТЕХНОЛОГІЯ ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВ БУДІВЕЛЬ І
СПОРУД ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ**

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК

Частина І

Харків 2011



**УКРАЇНСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ**

**А.М. Пługін, А.А. Пługін, Л.В. Трикоз,
О.С. Саяпін, О.С. Герасименко, О.А. Пługін**

**РОЗРАХУНКИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ І
ТЕХНОЛОГІЯ ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВ БУДІВЕЛЬ І
СПОРУД ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ**

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК

Частина І

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
як навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямом підготовки «Будівництво»*

Харків 2011

УДК 624.15(075.8)

Розрахунки несучої здатності і технологія закріплення основ будівель і споруд залізничного транспорту: Навчальний посібник / А.М. Плугін, А.А. Плугін, Л.В. Трикоз, О.С. Саяпін, О.С. Герасименко, О.А. Плугін. – Харків: УкрДАЗТ, 2011. – 150 с.

У навчальному посібнику розглядаються теоретичні та прикладні основи механіки ґрунтів, основ та фундаментів, наведено необхідний матеріал, у т. ч. довідковий, для курсового проектування та виконання дипломного проекту з реконструкції і ремонту будівель і споруд на слабких або з високим рівнем ґрунтових вод основах з відповідними розділами по зміцненню основ і гідроізоляції підвальної або підземної частини будівель або споруд. У посібнику містяться також приклади розрахунків основ і фундаментів у вказаних умовах.

Посібник призначено для студентів, які навчаються за спеціальностями 7.092101 «Промислове та цивільне будівництво» і 7.100502 «Залізничні споруди та колійне господарство», а також за спеціалізація ми експлуатаційної спрямованості при цих спеціальностях.

Іл. 45. табл. 29, бібліогр.: 20 назв.

За редакцією А.М. Плугіна

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
як навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямом підготовки «Будівництво»
(№ 1/11-272 від 17.01.11 р.).*

Рецензенти:

професори О.Г. Вандоловський (ХДТУБА),
В.К. Жданюк (ХНАДУ)

А.М. Плугін, А.А. Плугін, Л.В. Трикоз,
О.С. Саяпін, О.С. Герасименко, О.А. Плугін

РОЗРАХУНКИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ І
ТЕХНОЛОГІЯ ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВ БУДІВЕЛЬ І
СПОРУД ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК

Частина І

Відповідальний за випуск Трикоз Л.В.

Редактор Решетилова В.В.

Підписано до друку 27.01.11 р.

Формат паперу 60x84 1/16 . Папір писальний.

Умовн.-друк.арк. 4,5. Обл.-вид.арк. 4,75.

Замовлення № Тираж 300. Ціна

Видавництво УкрДАЗТу, свідоцтво ДК № 2874 від. 12.06.2007 р.

Друкарня УкрДАЗТу.

61050, Харків - 50, майдан Фейєрбаха, 7

ISBN 978-966-2033-46-5

© Українська державна академія
залізничного транспорту, 2011.

ЗМІСТ

Вступ	5
1. Загальні відомості про основи і фундаменти	6
1.1. Основні поняття і визначення	6
1.2. Вплив умов навантаження на осідання фундаменту ...	9
Контрольні запитання для самоперевірки	12
2. Деформації основ і пошкодження будівель і споруд від них	13
2.1. Деформації основ	13
2.2. Чинники деформацій основ і погіршення властивостей ґрунтів	14
2.3. Пошкодження будівель і споруд від деформацій основи	17
Контрольні запитання для самоперевірки	25
3. Загальні відомості про проектування і методи розрахунку основ і фундаментів	26
3.1. Оцінка міцності ґрунтів основ	26
3.2. Напруги в ґрунтах від зовнішнього навантаження	28
3.3. Природний тиск ґрунтів	28
3.4. Особливості проектування закріплення або підсилення основ	33
3.5. Перевірка несучої здатності основ і фундаментів за граничними станами	35
3.6. Розрахункові коефіцієнти	38
3.7. Жорсткість споруди і її вплив на деформації споруд ..	40
3.8. Навантаження	40
3.9. Послідовність проектування основ і фундаментів	45
Контрольні запитання для самоперевірки	47
4. Дослідження змін інженерно-геологічних умов будівельного майданчика і властивостей ґрунтів основи ...	48
4.1. Необхідні матеріали інженерних вишукувань	48
4.2. Класифікація і оцінення властивостей ґрунтів і основ	49
4.2.1. Класифікація ґрунтів	49
4.2.2. Механічні характеристики ґрунтів	58

4.2.3. Оцінення природних основ за даними про грунти окремих пластів	65
4.2.4. Приклади оцінення змін інженерно-геологічних умов майданчика, на якому розташовані будівля або споруда, що реконструюється або ремонтується	67
Контрольні запитання для самоперевірки	81
5. Ознайомлення з будівлею або спорудою, що реконструюється або ремонтується, і зміненням навантажень і технологічних дій	82
Контрольні запитання для самоперевірки	84
6. Перевірка за деформацією основи	85
6.1. Розрахунковий опір основи	85
6.2. Напруги під подошвою фундаменту	87
6.3. Перевірка основи за деформаціями	90
Контрольні запитання для самоперевірки	92
7. Перевірка достатності несучої здатності фундаменту	93
7.1. Перевірка несучої здатності фундаментів за першою групою граничних станів	93
7.2. Перевірка фундаментів за другою групою граничних станів	97
Контрольні запитання для самоперевірки	99
8. Приклади розрахунків основ і фундаментів при зміні навантажень і гідрогеологічних умов	100
8.1. Визначення навантажень, що діють на основу	100
8.2. Визначення напруг у ґрунтах	105
8.3. Визначення розрахункового опору ґрунтів основи	107
8.4. Перевірка несучої здатності фундаментів	113
Контрольні запитання для самоперевірки	129
9. Розрахунок осідання фундаментів	130
Контрольні запитання для самоперевірки	145
Бібліографічний список	146
Предметний показчик	147
Додаток 1	148

ВСТУП

Основи і фундаменти займають значне місце серед найбільш відповідальних елементів будівельних об'єктів, які визначають їх надійність, довговічність і безпеку експлуатації в цілому. При цьому вони, як правило, експлуатуються в дуже складних умовах, для яких характерні дія ґрунтових і підземних вод, часто агресивних, недоступність для огляду і ремонту і т.п. Великий обсяг сучасної реконструкції будівель (надбудова, прибудова, зміна призначення з перебудовою), а також проведення робіт у вже забудованих територіях, вимагає від спеціалістів знань та умінь враховувати вплив змінення умов експлуатації будівель, пов'язаних як із зміною природних чинників, так і з діяльністю людини. Виходячи з викладеного метою посібника є надання спеціальних знань і практичних навичок з розрахунку основ і фундаментів, як нових, так і тих, що реконструюються або ремонтуються. Дане видання містить лекційний матеріал з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти», доповнює і роз'яснює його, а також використовується при виконанні індивідуальних завдань. Студенти заочної форми навчання зможуть використовувати матеріал для самостійного виконання розділів курсового або дипломного проекту.

Навчальний посібник містить основний теоретичний матеріал з розрахунку основ і фундаментів, який ґрунтується на діючих будівельних нормах і правилах, стандартах, інших офіційних документах, літературних даних останнього десятиліття, власних дослідженнях авторів і їх співробітників, рекламних виданнях про сучасні матеріали. Тому посібник може бути корисним як для студентів, так і для фахівців–будівельників і експлуатаційників. Але для практичних цілей варто використовувати оригінали нормативно-технічної документації, на яку надане посилання.

Значна частина посібника відводиться розгляду практичних прикладів розрахунку основ і фундаментів: для конкретних геологічних умов та зведених будівель показано, як вирішуються питання оцінки природних основ за даними про ґрунти окремих пластів, як здійснюються перевірки несучої здатності основ і

фундаментів за групами граничних станів, як враховуються зміни інженерно-геологічних умов майданчика, на якому розташована будівля, як розраховують основи і фундаменти при зміні навантажень і гідрогеологічних умов.

Наведений у навчальному посібнику довідковий матеріал може бути використаний під час курсового проектування з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти», а також при проектуванні підсилення основ і фундаментів в рамках дисципліни «Відновлення експлуатаційних властивостей та захист конструкцій і споруд» і під час дипломного проектування.

1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

1.1. Основні поняття і визначення

Основою називають товщу масивних (скельних або роздроблених гірських порід) ґрунтів, на яких зводять споруди. Основи сприймають від споруд навантаження і, в свою чергу, впливають на їх міцність, стійкість і нормальну експлуатацію. Ґрунтові основи поділяють на природні і штучно поліпшені. У першому випадку вони використовуються в умовах природного залягання або після нескладної попередньої підготовки, в другому випадку їх покращують різними способами.

Основу, яка складається з декількох пластів ґрунту, називають шаруватою (рис. 1, *a*), а з одного шару – однорідною (рис. 1, *б*). Шар, на якому зводять фундамент, називають несучим, а шари, розташовані нижче, – підстилаючими. Міцність основи обумовлюється міцністю несучого і підстилаючих шарів ґрунту.

Обсяг ґрунту, який сприймає навантаження від фундаменту і при цьому деформується, є робочою частиною основи. Цей обсяг непостійний. Він залежить від умов навантаження (величини, напрямку, глибини прикладення і зміни в часі діючих навантажень), розмірів і форми площі, через яку передаються навантаження, властивостей і нашарування ґрунтів, їх напруженого стану і деформованості. Обсяг ґрунту, який входить у робочу частину основи, встановлюють стосовно кожного конкретного випадку для всієї споруди, окремого фундаменту або їх групи, якщо вони впливають один на одній і їх основи зливаються.

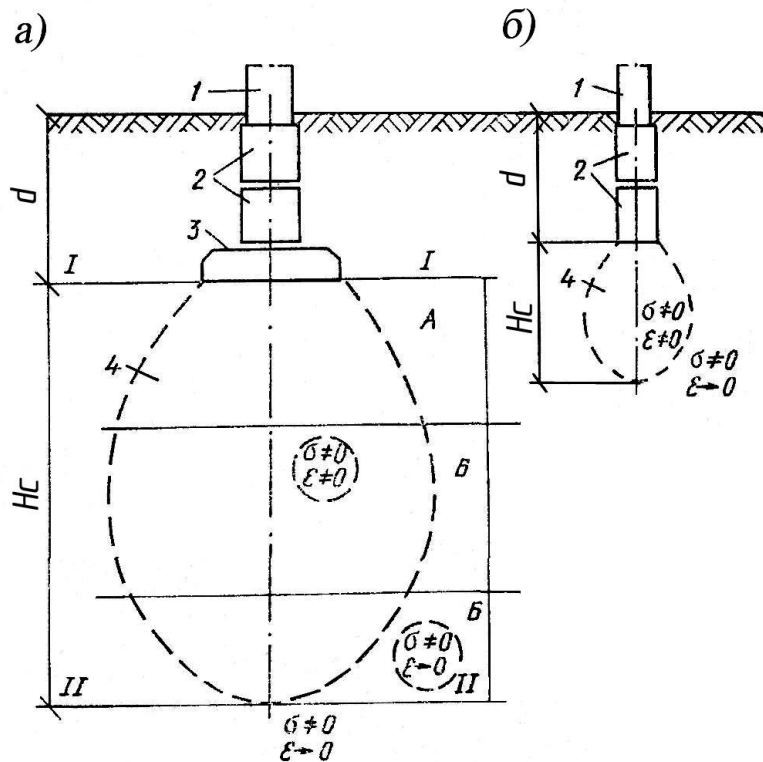


Рис. 1. Схема фундаменту і основи:

a – шарувата основа; *б* – однорідна основа;

1 – надземна частина споруди; *2* – фундамент; *3* – обрізи фундаменту;

4 – природна основа; *A* – робочий (несучий) шар основи;

B, B – підстиляючі шари; σ – напруги; ε – відносна деформація ґрунтів

При проектуванні за деформаціями (осіданням) за основу приймають ту частину ґрунту, в якій розвиваються напруги σ і деформації, що впливають на її роботу (на рис. 1 ця частина обмежена пунктиром). Напруги і деформації в ґрунтах враховуються в розрахунках тільки в межах цього обсягу. Відстань від підшови фундаменту до низу основи (площина *I–II* на рис. 1) називають потужністю товщі, що стискається, а площини *I–I* і *II–II* – її верхньою і нижньою межами. Якщо в межах товщі, що стискається, залягає скеля, то потужність цієї товщі обмежується поверхнею скелі.

При проектуванні за стійкістю за основу приймають обсяг ґрунту, який переміщається відносно нерухомого масиву – вичавлюється з-під споруди. На рис. 2 цей обсяг ґрунту заштрихований.

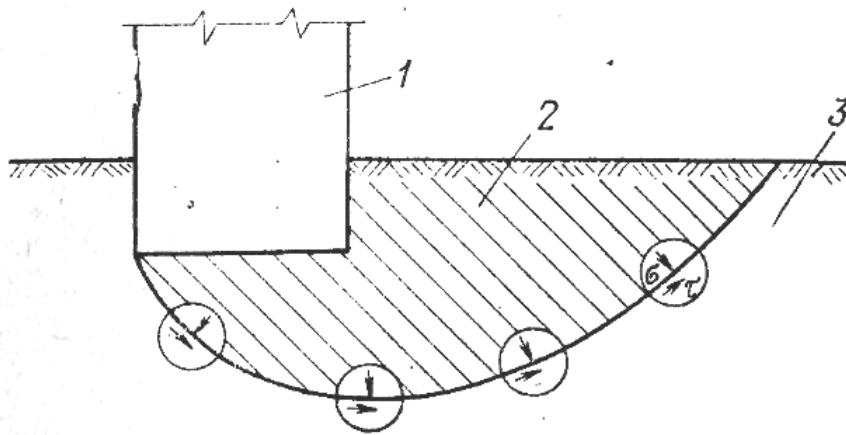


Рис. 2. Схема основи при розвитку областей зсуву:

1 – споруда; 2 – частина масиву ґрунту, що переміщається; 3 – нерухома частина масиву (у колах показані напрями нормальних σ і дотичних τ напруг)

Фундаментом називають частину будівлі чи споруди, переважно підземну, яка сприймає навантаження від споруди і передає їх на основу, складену ґрунтами (природну) чи штучну.

Фундаменти поділяють на фундаменти малозаглиблені, мілкового закладання, заглиблені та глибокого закладання (рис. 3). В основу такого поділу покладені не стільки глибина їх занурення у ґрунт, скільки особливості зведення, умови роботи і передачі навантаження на основу. Фундаменти малозаглиблені, мілкового закладання – передають навантаження на ґрунт переважно через підшову фундаменту. До мілкового закладання слід відносити фундаменти будівель із підпіллям, цокольним чи підвальним поверхами.

Фундаменти заглиблені передають навантаження на ґрунт через підшову і бічну поверхню фундаменту, при цьому враховується тиск ґрунту на бічну поверхню заглибленої (стінової) частини споруди. До заглиблених слід відносити фундаменти будівель та споруд з одним або декількома підземними поверхами.

Фундаменти глибокого закладання передають навантаження на ґрунт просторової основи за допомогою тертя чи зчеплення по всіх поверхнях контакту конструкції фундаменту з основою (вертикальні, похилі поверхні і підшова).

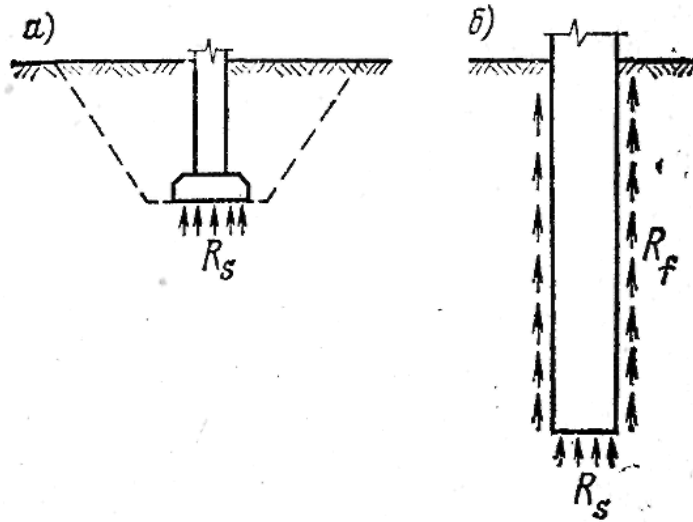


Рис. 3. Схеми фундаментів:

a – мілкового закладання у відкритому котловані; *б* – глибокого закладання;
 R_s – опір ґрунту під подошвою фундаменту; R_f – те саме, по боковій
поверхні

До глибокого закладання слід відносити фундаменти, які прорізають шари ґрунтів з особливими властивостями і передають навантаження на інженерно-геологічні елементи ґрунтової основи, які забезпечать вимоги до несучої здатності і деформативності фундаменту і об'єкта в цілому. У деяких інженерних спорудах фундамент складає одне ціле зі спорудою і не може бути виділений у самостійну конструкцію (наприклад, підпірні стіни).

Таким чином фундаменти малозаглиблені та мілкового закладання передають навантаження на основу по подошві тиском. Фундаменти заглиблені по подошві – тиском, по бічній поверхні фундаменту і заглибленій частині несучих огорожувальних конструкцій – тертям. Фундаменти глибокого закладання по подошві – тиском, по усіх поверхнях фундаменту і заглиблених частин несучих огорожувальних конструкцій, що контактують з просторовою основою, – тертям.

1.2. Вплив умов навантаження на осідання фундаменту

Розглянемо характерні графіки залежності осідання жорсткого штампу від навантаження при різних режимах навантаження. При безперервному зростанні тиску з постійною

швидкістю (рис. 4, а) на графіку немає чітко виражених значень границі пропорційності p_{prop} між тиском (напругою), осіданням (деформацією) і руйнівним навантаженням (тимчасовим опором) $P_{руйн}$.

Між осіданням фундаментів мілкового закладання і розвитком деформацій ґрунтів основи М.М. Герсевановим встановлений такий зв'язок. На початку завантаження, коли переважають деформації ущільнення ґрунту, осідання основи збільшується повільно, приблизно прямо пропорційно тиску. Із збільшенням тиску, з розвитком деформацій зсуву осідання наростає швидше, і до моменту втрати стійкості основи вертикальні деформації набувають максимального значення.

При безперервному збільшенні вертикального тиску, за М.О. Цитовичем, виникають дві фази напруженого стану ґрунтів: I фаза – ущільнення і локальних зсувів (ділянка OA, рис. 4, а), II фаза – розвитку значних зсувів (ділянка AB). Якщо в межах ділянки OA припинити навантаження, то при будь-якому тиску спостерігається затухання осідання (рис. 4, б).

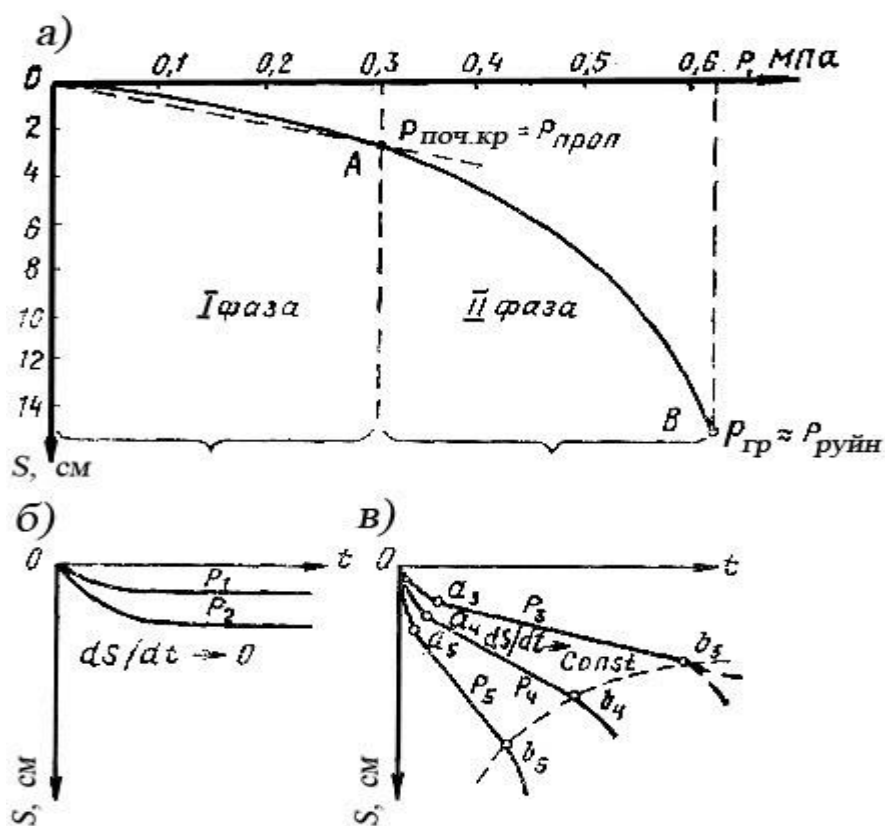


Рис. 4. Графіки зміни осідання:

а – при збільшенні тиску; б – з часом у I фазі напруженого стану ґрунтів основи; в – те саме, у II фазі

На графіку затухання осідання з часом у *II* фазі (рис. 4, *в*) можна виділити три ділянки: на першій ділянці *oa* швидкість деформації поступово зменшується; друга ділянка *ab* характеризується зміною осідання з постійною швидкістю; на третій ділянці відбувається або поступове затухання осідання або прогресуючі деформації, які призводять до повної втрати стійкості основи. Крива, що з'єднує точки *b₃*, *b₄* і *b₅* – крива тривалої (тимчасової) міцності, яка показує, при якому навантаженні і через який проміжок часу відбудеться втрата стійкості основи.

Міцність основи оцінюється початковим критичним і граничним тиском. Початковий критичний тиск $p_{поч.кр}$ відповідає границі між *I* і *II* фазами (точка *A* на рис. 4, *а*), до якої переважають безпечні для міцності ґрунтів деформації ущільнення. Перевищення цього тиску викличе місцеву втрату стійкості ґрунтів, тому середній тиск на основу будівель і споруд не повинен перевищувати $p_{поч.кр}$. Величину цього тиску приймають і за границю пропорційності між тиском і деформацією ґрунтів основи – $p_{поч.кр} \approx p_{проп}$.

Граничний тиск $p_{гр}$ відповідає відповідному тиску на основу, коли її несуча здатність вичерпується (точка *B* на рис. 4, *а*). Незначне його перевищення викличе втрату стійкості основи і споруди, тобто $p_{гр} \approx p_{руйн}$ (навантаження, при якому відбувається випирання ґрунту з-під штампів або різке збільшення осідання на величину, що перевищує 10 см). Тиск, який не викликає руйнування основи, повинен бути менше. Співвідношення $p_{поч.кр} / p_{гр}$ певною мірою характеризує запас міцності основи.

До ґрунтів, які знаходяться у першій фазі напруженого стану, може бути застосована теорія тіл, що лінійно-деформуються, а в другій фазі – теорія граничного напруженого стану.

На графіках залежності осідання від розмірів штампів можна виділити три ділянки (рис. 5): перша для малих штампів площею $A \leq 0,04 \text{ м}^2$ – деформація відбувається переважно за рахунок випирання ґрунту з-під штампів; друга – для штампів площею $A \approx 0,04 \div 0,2 \text{ м}^2$ і третя – для штампів площею $A > 0,2 \text{ м}^2$ – деформації виникають в основному від ущільнення ґрунтів. Для штампів площею до $10 \div 15 \text{ м}^2$, а іноді й більше, на третій ділянці осідання можна вважати пропорційними площі фундаменту.

У глибоких фундаментах характер осідання залежить від умов і глибини їх занурення. Із збільшенням глибини закладання осідання зменшується; криві залежності $S - f(p)$ стають пологішими, на багатьох з них немає явно виражених значень p_{gr} і $p_{руйн}$.

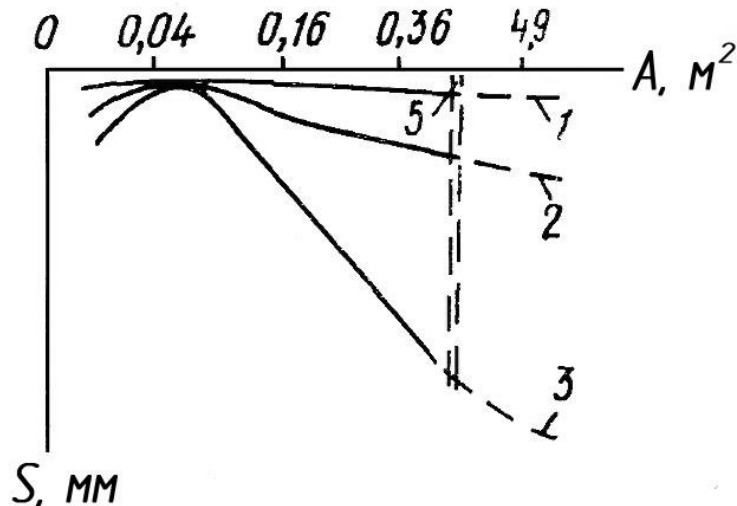


Рис. 5. Графіки залежності осідання від розмірів штампa при постійному тиску:

1, 2, 3 – відповідно при тиску p_1 , p_2 і p_3

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Дайте визначення поняттю «основа».
2. Чим відрізняються природні основи від штучно поліпшених?
3. Що таке робоча частина основи? Від чого залежить її обсяг?
4. Що називається потужністю товщі?
5. Яка основа називається однорідною, а яка – шаруватою?
6. Що називається несучим шаром?
7. Що називається підстилаючим шаром?
8. Чим зумовлюється міцність основи?
9. Що покладено в основу поділу фундаментів на фундаменти глибокого і мілкового закладання?
10. У чому різниця передачі навантаження на основу у фундаментів глибокого і мілкового закладання?
11. Наведіть графік залежності осідання основи від навантаження.
12. Що відбувається в основі при перевищенні початкового критичного тиску? При перевищенні граничного тиску?

2. ДЕФОРМАЦІЇ ОСНОВ І ПОШКОДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВІД НИХ

2.1. Деформації основ

Міцність основ цивільних будівель і споруд має винятково важливе значення. На відміну від конструкцій надземних частин будівлі, її підземна частина (основа і фундаменти) майже завжди недоступна в процесі експлуатації для спостережень за станом і можливими змінами, оцінки їх характеристик. У зв'язку з розширенням випадків надбудови будівель (при їх реконструкції), що призводить до збільшення навантажень на ґрунти, в більшості випадків виникає необхідність підсилення основ.

Небезпека порушення стійкості будівель може виникнути, якщо фундаменти споруджені при будівництві будівлі безпосередньо на ґрунті без механічного його ущільнення і відповідної підготовки. У результаті можуть виникнути осідання окремих фундаментів з подальшими небезпечними деформаціями і пошкодженнями в надземних конструкціях. Імовірність таких пошкоджень збільшується у випадку неоднорідних за щільністю ґрунтів. Такі ґрунти вимагають обов'язкового їх попереднього ущільнення, наприклад, шляхом вібрування, укочування і втрамбування щебеню.

У будівлях, зведених на ґрунтах, що просідають, через недостатнє врахування властивостей цих ґрунтів у процесі експлуатації в надземних конструкціях можуть виникати перекося, просідання, тріщини, провали і руйнування, що може стати причиною передчасного припинення експлуатації будівлі. Причини погіршення властивостей основ не завжди очевидні, але, як правило, до них відносяться недостатність або неповноцінність інженерно-геологічних вишукувань і досліджень ґрунтів, нераціональний тип фундаменту, порушення при експлуатації споруд і т.п.

Під впливом зовнішніх дій ґрунти зазнають деформації, які підрозділяються на два види:

- деформації від зовнішнього навантаження (осідання, просідання, горизонтальні переміщення);
- деформації від природних змін і антропогенних дій, що викликають вертикальні і горизонтальні переміщення поверхні ґрунтів (підйоми і опускання, осідання, горизонтальні зсуви).

Осідання – це деформації ущільнення ґрунту, які відбуваються у результаті невеликих, переважно вертикальних переміщень його твердих частинок, без корінного порушення структурної будови і витискування ґрунту з-під фундаменту. Ґрунт стискається за рахунок ущільнення частинок, що призводить до зміцнення і поліпшення його будівельних властивостей. Для стійкості (міцності) основ стиск ґрунтів безпечний. До осідань також відносять деформації земної поверхні, що викликаються розробкою корисних копалин, підземною прокладкою різних комунікацій (метро, каналізаційні колектори), зміною рівня ґрунтових вод і т.п.

Просідання – деформації, які відбуваються у результаті значних вертикальних, а іноді і горизонтальних переміщень частинок ґрунту з корінною зміною його структури і часто супроводжуються витискуванням ґрунту з-під фундаменту. Просідання розвиваються не тільки під впливом зовнішніх навантажень і власної ваги ґрунту, але й додаткових дій, наприклад, замочування лесових ґрунтів, відтавання мерзлих ґрунтів.

Горизонтальні деформації (зсув ґрунту) – значні необоротні похилі і горизонтальні переміщення частинок ґрунту в результаті перевищення горизонтальних складових напруг над опором ґрунтів зсуву. Зсув виникає під дією на основу горизонтальних і похилих навантажень, а іноді значних вертикальних переміщень поверхні основи, наприклад, у фундаментів на ґрунтах, що сильно стискаються.

Підйоми й опускання – деформації, пов'язані із змінами обсягу певних ґрунтів при зміні їх вологості (набухання або усадка) і при замерзанні води або відтаванні льоду в порах ґрунту (морозне здимання і відтавання).

2.2. Чинники деформацій основ і погіршення властивостей ґрунтів

Часто несуча здатність основ у процесі експлуатації будівель і споруд змінюється через зміну гідрогеологічних умов району. Нерідко ці зміни, зокрема обводнення, викликають витікання води із несправного технологічного обладнання і

водопровідних або каналізаційних мереж. У результаті витікання порушується режим підземних вод, перебудовується водний баланс території. У багатьох випадках підвищуються рівні підземних вод. Можна виділити такі причини, що викликають це явище:

- асфальтові та інші покриття, забудови будівель і споруд, які зменшують випаровування води з поверхні землі, викликаючи накопичення вологи у ґрунтах;

- дощові і талі води, поверхневий стік з довколишніх територій (паводки);

- улаштування великих водосховищ із затопленням великих територій;

- припинення відбору води із раніше існуючих у містах колодязів і свердловин після запуску великих водоводів із водосховищ, значно віддалених від міста.

Існують також випадки підвищення рівня ґрунтових вод через припинення відбору води із штучних водосховищ. Зокрема, таке водосховище було створено шляхом будівництва греблі на річці в одному крупному радгоспі для поливу його полів. Після розпаду радгоспу, через припинення відбору води на полив полів і переповнювання водосховища водою, рівень ґрунтових вод різко піднявся, затопивши підвали будинків. Очевидно, подібні випадки не поодинокі. Підйом рівня підземних вод викликає зміну міцнісних і деформаційних властивостей ґрунтів. Гідростатичне зважування, яке при цьому виникає, може ущільнити ґрунт, замочування може викликати просідання або набухання ґрунтів, розмокання зв'язних ґрунтів, збільшення їх пористості і коефіцієнта фільтрації.

У деяких районах житлової забудови спостерігається пониження рівня підземних вод, що обумовлено, наприклад, тривалими відкачуваннями для водопостачання населення або для експлуатації в осушених ґрунтах заглиблених і підземних споруд. Зниження рівня підземних вод може також негативно впливати на стан основи і розташованих на ній споруд, зокрема в них можуть виникати тріщини.

Дуже сильні пошкодження основ пов'язані з розширенням областей розповсюдження карстових явищ, що в значній мірі пов'язано із зміною рівня ґрунтових вод. Приклади цих явищ і їх негативний вплив на цивільні будівлі спостерігаються в Москві,

Одесі і низці інших міст. Карстові пустоти в ґрунтах викликають утворення провальних воронок, що стає причиною деформацій будівель і споруд, часто катастрофічних. Виникнення карстових пустот і провалів у ґрунтах обумовлено розчиненням деяких видів ґрунтів підземними водами і винесенням продуктів розчинення водним потоком. Цей процес прискорюється, коли підземні води доповнюють агресивні води.

Виходячи із викладеного можна зробити висновок, що міцність і довговічність будівель багато у чому залежать від стабільності довготривалих властивостей основи протягом тривалої експлуатації.

Нерівномірні осідання фундаментів і, як результат, деформації надземних конструкцій можуть бути викликані такими чинниками:

- низька якість і недостатня повнота інженерно-геологічних вишукувань;
- низька вихідна несуча здатність ґрунтів;
- дія карстових процесів з можливим утворенням провальних воронок у зоні розташування будівлі;
- перезволоження і розрідження ґрунту;
- спорудження фундаментів на неуцільненому ґрунті;
- порушення, викликані заморожуванням ґрунтів;
- використання як основи насипних ґрунтів без їх відповідної підготовки;
- зведення будівель і споруд на території колишніх ярів і глибоких виїмок, засипаних будівельним і побутовим сміттям;
- зміна фізико-механічних властивостей ґрунтів при підйомі або пониженні рівня ґрунтових вод;
- зміни гідрогеологічних умов при благоустрої території;
- несправності і аварії підземних комунікацій (водопроводу, каналізації, гарячого водопостачання і т. п.);
- зміни динамічних і статичних навантажень на основу, зв'язані, наприклад, із зміною призначення будівлі або з її надбудовою;
- прокладання нових і ремонт старих комунікацій водопостачання і каналізації;
- прокладання підземних транспортних магістралей, наприклад, метро або підземної автодороги;

- помилки при проектуванні і плануванні робіт з поліпшення властивостей основи.

Деформації основ багато в чому залежать і від схильності до зміни властивостей ґрунтів, що їх складають (табл. 1).

Таблиця 1

Характеристика ґрунтів основ

Ґрунти	Стисливість	Зміна властивостей при зволоженні	Схильність до набухання, морозного здимання
Скельні, крупноуламкові	Практично не стисливі	Практично не змінюються	Не піддаються
Піщані	Осідання незначні, припиняються одразу після зведення будівлі	Щільність збільшується, стисливість зменшується	Те саме
Пилуваті	Те саме	Несуча здатність знижується аж до текучого стану (пливуні)	Піддаються
Лесові, лесоподібні	Осідання значні, продовжуються після зведення будівлі	Несуча здатність знижується аж до втрати зв'язності (просадні ґрунти)	Те саме
Глинисті	Те саме	Несуча здатність знижується аж до втрати зв'язності	Те саме

2.3. Пошкодження будівель і споруд від деформацій основи

Навіть значні рівномірні по периметру осідання легко сприймаються будівлями. Небезпечними є нерівномірні осідання.

Причинами нерівномірних осідань можуть бути:

а) неоднорідне ущільнення ґрунтів основи:

1) при неоднорідності ґрунтів основи – обпиранні фундаменту на шари різного ґрунту, різної товщини і лінзоподібному заляганні шарів ґрунту; особливо небезпечними є наявність просідних і неякісно ущільнених насипних ґрунтів (рис. 6);

2) при неоднорідності напруженого стану основи за рахунок:
- неоднорідності навантаження (рис. 7);

- додаткових напружень від нових будівель, що зводяться в безпосередній близькості від існуючої (рис. 8);

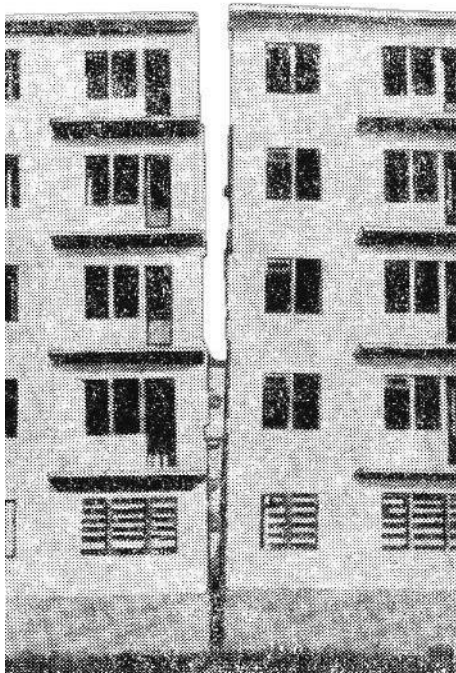


Рис. 6. Вигин експериментального будинку при замочуванні просадного лесоподібного ґрунту (розкриття деформаційного шва досягло 600 мм)

а)



б)



Рис. 7. Вигин будівлі сушарки піску локомотивного депо Основа Південної залізниці внаслідок нерівномірного завантаження основи (будівля різновисока з окремими фундаментами важкого устаткування всередині):

а – загальний вигляд будівлі; б – тріщина в середній частині будівлі

б) неоднорідне розуцільнення ґрунтів основи, наприклад у випадку, коли вага споруди менша ваги видаленого ґрунту;

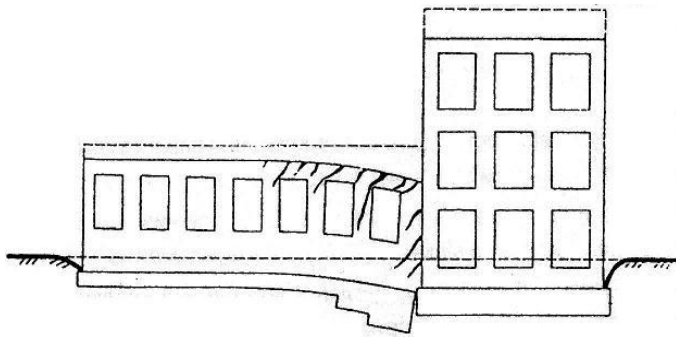


Рис. 8. Вплив зведеної будівлі на нерівномірне осідання існуючої будівлі

в) неоднорідне випирання ґрунту (рис. 9, а), особливо небезпечне при відриванні поблизу існуючого фундаменту котлованів і траншей нижче його підшови (рис. 9, б);

г) неоднорідне розструктурування ґрунту:

1) від метеорологічних дій – промерзання і відтавання, розм'якшення і набухання, висихання і усадки, при цьому промерзання і набухання можуть обумовити підняття фундаментів, у т.ч. за рахунок дотичних сил, а відтавання, розм'якшення і висихання – їх осідання;

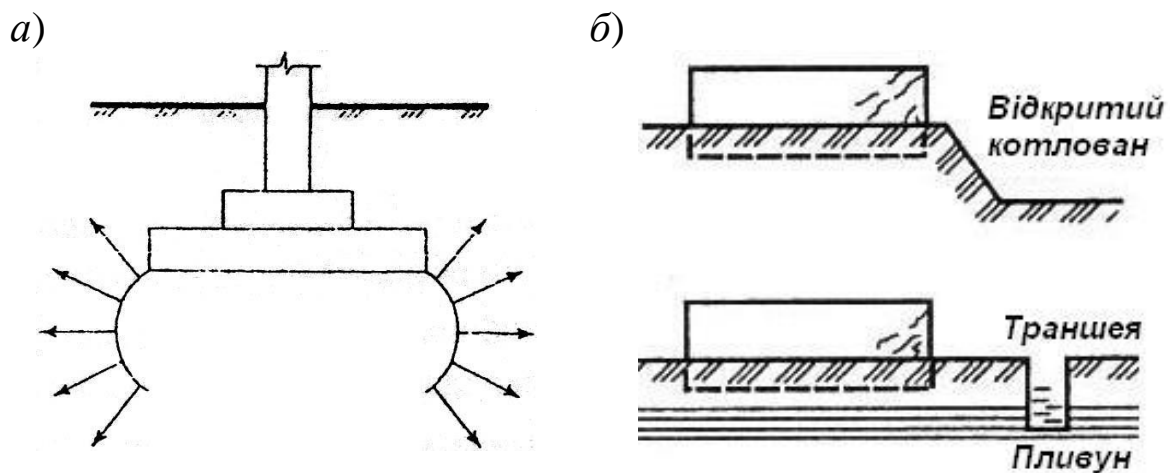


Рис. 9. Деформація ґрунту основи типу випирання:
а – схема випирання; б – схема пошкодження будівель від випирання при наявності поруч котлованних виробок

2) від дії підземних вод і газів – гідростатичного і гідродинамічного тиску, механічної і хімічної суфозії і т.д.:

- замочування ґрунтів через підвищення рівня ґрунтових вод, у т.ч. за рахунок потрапляння в ґрунт дощових вод, витікання із трубопроводів, може обумовити осідання за рахунок розм'якшення ґрунтів навіть до втрати зв'язності (рис. 6, 9);

- замочування ґрунтів може обумовити їх вимивання в каналізаційні колектори, підвищити небезпеку випирання або виносу в котловани і траншеї (рис. 9);

- замочування ґрунтів може обумовити підняття за рахунок набухання;

- пониження рівня ґрунтових вод може обумовити осідання за рахунок зняття їх дії, що зважає, загнивання дерев'яних паль і лежнів;

3) від динамічних дій:

- техногенних – машин, обладнання, транспорту,

- геодинамічних – карсту, зсуву, землетрусів;

д) ослаблення основи підземними і котлованними (рис. 9) виробками.

Малочутливими до нерівномірного осідання є жорсткі споруди, які осідають як одне ціле рівномірно або з креном, а також, навпаки, гнучкі споруди, елементи яких зв'язані між собою шарнірно. Чутливими до нерівномірного осідання є споруди кінцевої жорсткості, конструкції яких зв'язані між собою жорстко та їх взаємне переміщення може викликати в конструкціях значні деформації або місцеві пошкодження (великопанельні будівлі з несучими поперечними стінами, рами з жорсткими вузлами та ін.).

Граничні різниці осідань окремих частин основ фундаментів, колон або стін цивільних будівель не повинні перевищувати $0,002 l$, де l – відстань між точками, за якими перевіряють різницю осідань основ. Середні значення осідань будівель не повинні перевищувати: крупнопанельних та крупноблочних – 80 мм, з цегляними стінами і каркасних – 100 мм, із суцільним залізобетонним фундаментом – 300 мм.

У залежності від характеру розвитку нерівномірних осідань основ та жорсткості будівлі відрізняють п'ять форм деформацій (рис. 10): крен, прогин, вигин (перегин), перекіс, крутіння.

Крен (рис. 10, а) – поворот споруди відносно вертикальної осі – найбільш небезпечний для вузьких будівель підвищеної поверховості. Він характеризується різницею осідань крайніх точок суцільних масивних конструкцій або окремих фундаментів і його значення не повинно перевищувати $0,004$ висоти будівлі.

Прогин і вигин (рис. 10, б, в) характерні для протяжних будівель і споруд, які не мають кінцевої жорсткості. Ці деформації призводять до викривлення споруди і не повинні перевищувати: для крупнопанельних – 0,0007, цегляних та блочних – 0,00013 довжини ділянки, на якій їх перевіряють.

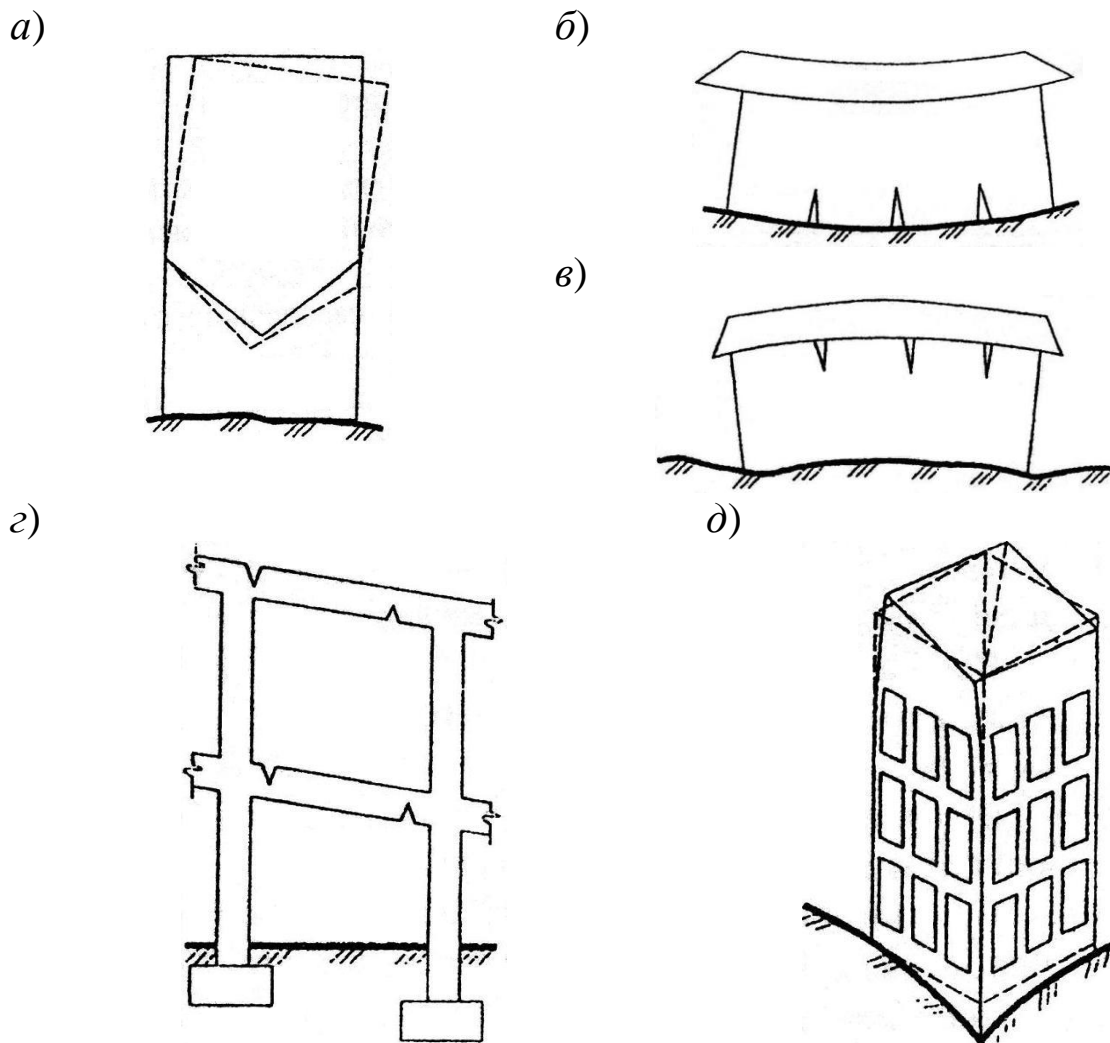


Рис. 10. Деформації будівель:
a – крен; *б* – прогин; *в* – вигин; *г* – перекус; *д* – крутіння

Перекус (рис. 10, г) виникає в конструкціях при різних нерівномірних осіданнях на малій ділянці при збереженні відносно вертикального положення будівлі. Прикладом можуть бути перекуси в каркасних будівлях.

Крутіння (рис. 10, д) спостерігається при неоднаковому крені.

Зовнішні ознаки деформацій основ проявляються у вигляді тріщин в стінах та інших конструкціях, їх відхиленні від вертикалі, вигинанні (рис. 10, 11).

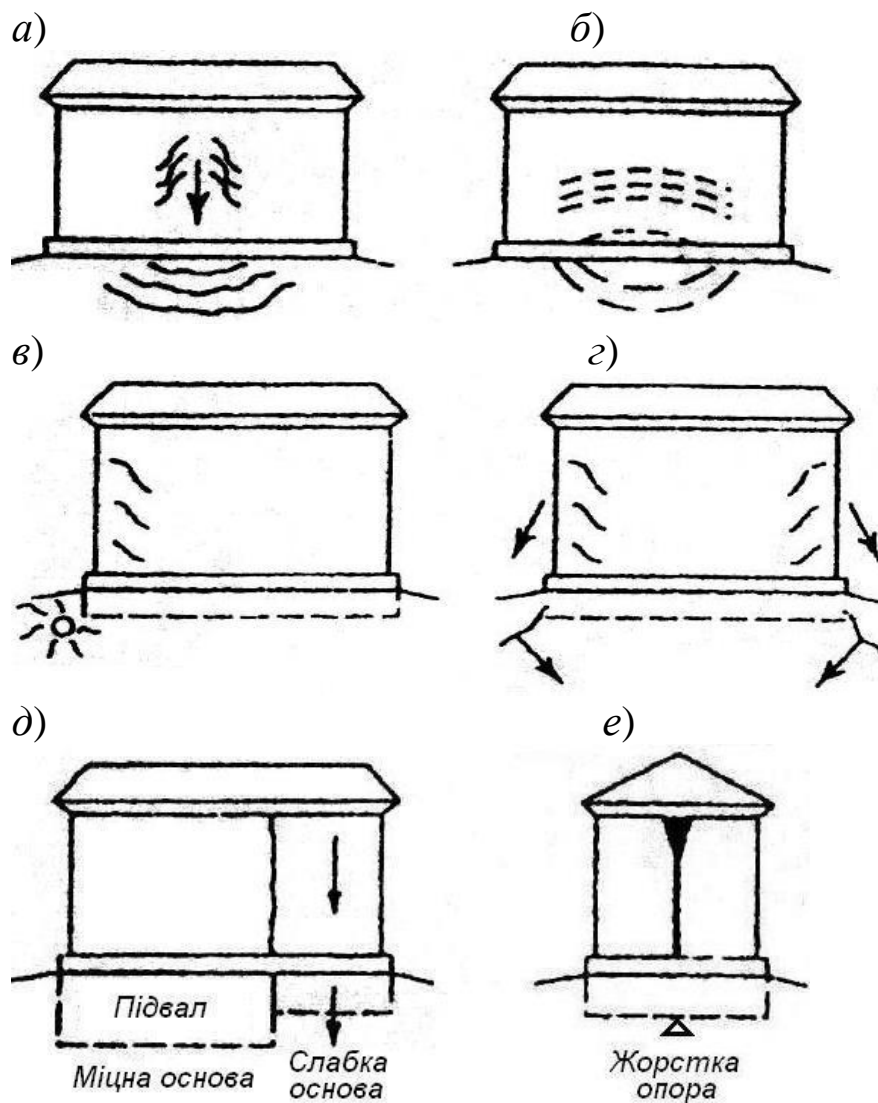


Рис. 11. Пошкодження кам'яних стін будівель від нерівномірних осідань:

- a* – слабка основа усередині; *б* – осідання основи під середньою частиною;
в – замочування ґрунту через витікання із трубопроводу; *г* – осідання основи на кінцях будівлі; *д* – вертикальне зміщення частини стіни;
е – тріщина, яка розширюється угору, над жорсткою опорою

Фундаменти піддаються руйнуванню внаслідок дії ґрунтових і атмосферних вод, коливань температури. При цьому відбувається морозне руйнування цоколів, частини фундаментів у межах глибини промерзання, вимощення (рис. 12), корозія під дією агресивних ґрунтових вод і ґрунтів. Пошкодження вимощення і цоколю прискорює руйнування фундаментів.

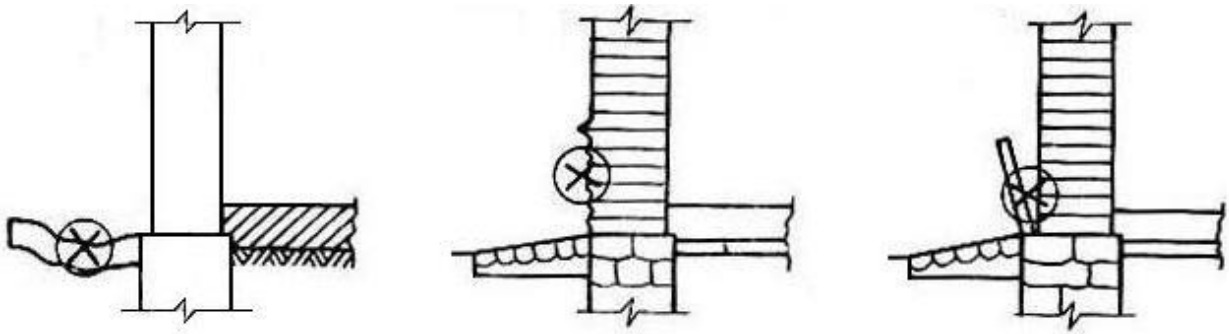


Рис. 12. Пошкодження вимощення і цоколю будівлі

Огороджуючі конструкції підвалів, заглиблених і підземних споруд з плином часу втрачають водонепроникність як внаслідок пошкодження гідроізоляції, так і втрати водонепроникності матеріалами, з яких ці конструкції виконані (рис. 13). Причому пошкодження гідроізоляції – вертикальної, місць уведення комунікацій – призводить до корозійного пошкодження матеріалів, особливо бетону, розчину, і вже внаслідок цього втрати ними водонепроникності. У результаті знижується довговічність огорожуючих конструкцій і будівлі в цілому, в приміщеннях утворюються несприятливі температурно-вологісні режими.

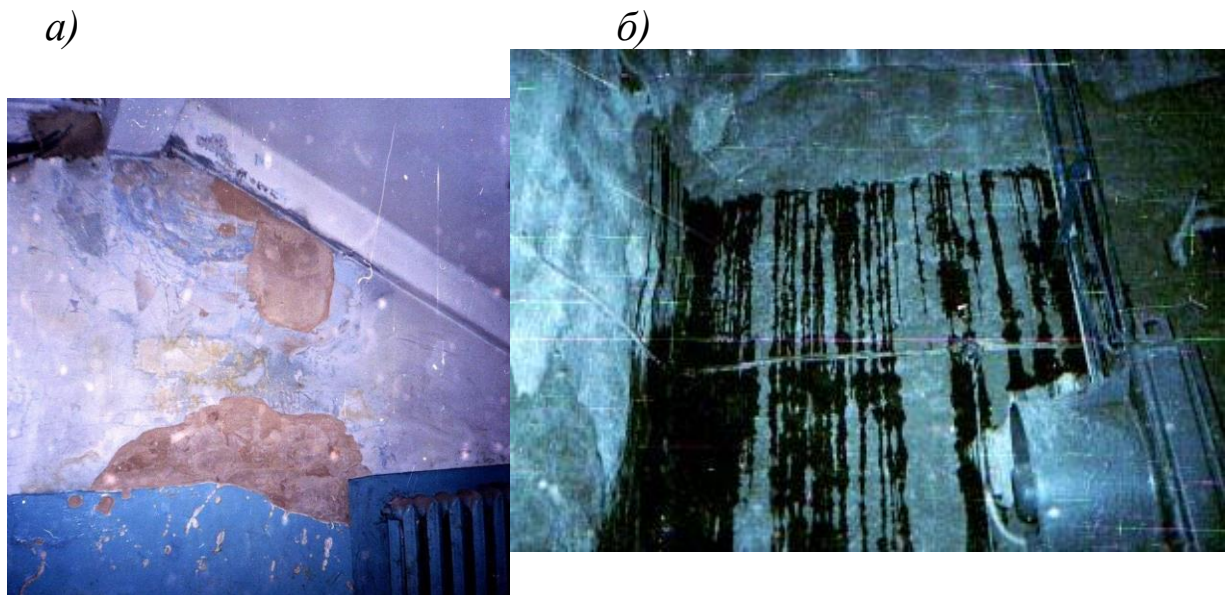


Рис. 13. Пошкодження огорожуючих конструкцій підвалів і підземних споруд з втратою водонепроникності:

а – руйнування штукатурки в напівпідвальних приміщеннях; *б* – шви бетонування (холодні) в стінах машинного залу насосної станції №2

(Ново-Баварської) харківської міської каналізації, що протікають внаслідок порушення водонепроникності

Ушкодження основ, фундаментів і заглиблених частин будинків і споруд, які найчастіше зустрічаються в практиці, наведені в табл.2.

Таблиця 2

Ушкодження основ, фундаментів і заглиблених частин будинків і споруд, а також способи відновлення їхніх експлуатаційних властивостей

Ушкодження основ, фундаментів і заглиблених частин будинків і споруд		Способи відновлення експлуатаційних властивостей	
		Традиційні капітальні	Ефективні
1		2	3
Нерівномірні осідання фундаментів, тріщини в стінах унаслідок:	збільшення напруг у ґрунті від зведення поблизу нових будинків, прибудови, надбудови	Розробка траншеї, посилення фундаментів розширенням, підведенням, улаштування виносних буронабивних паль, підведенням паль, що вдавлюються	Закріплення ґрунту, улаштування буроін'єкційних паль
	підвищення рівня ґрунтових вод і замочування ґрунтів, особливо просідаючих лесових		
	загнивання дерев'яних лежнів, паль при зниженні рівня ґрунтових вод	Розробка траншеї, посилення фундаментів підведенням, улаштування виносних буронабивних паль	Закріплення смолизацією ґрунту, що містить лежні або палі
	підробка території	Розробка траншеї, посилення фундаментів розширенням	Закріплення ґрунту
	карстових явищ		Цементация карстових порожнеч

Продовження табл. 2

1		2	3
Фільтрація ґрунтових вод унаслідок підвищення їхнього рівня:	через стіни підвалів	Розробка траншеї з відкачкою води, улаштування зовнішньої гідроізоляції	Комплекс заходів: створення протифільтраційної завіси (закріплення ґрунту), цементация кладки, ін'єктування тріщин і швів полімерними складами, торкретування безусадочним розчином
	через підлогу підвалів	Улаштування нових підлог з гідроізоляційним шаром	Комплекс заходів: створення протифільтраційної завіси (закріплення ґрунту), улаштування стяжки з безусадочного бетону
Морозне, корозійне руйнування швів кам'яного фундаменту, розчинної частини бетонного фундаменту		Розробка траншеї, оштукатурювання, торкретування, перекладка, улаштування залізобетонної сорочки	Торкретування відкритих поверхонь, цементация кладки

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Дайте визначення деформації ґрунту – осіданню.
2. Дайте визначення деформації ґрунту – просіданню.
3. Дайте визначення деформації ґрунту – зсуву.
4. Дайте визначення деформації ґрунту – підйому.
5. Дайте визначення деформації ґрунту – опусканню.
6. Перелічіть основні чинники, які викликають осідання ґрунтів.
7. Перелічіть деформації будівель від нерівномірних осідань основи.

8. Перелічіть пошкодження вимощення і цоколю будівлі.
9. Перелічіть традиційні способи відновлення властивостей ґрунтів.
10. Перелічіть ефективні способи відновлення властивостей ґрунтів.

3. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ПРОЕКТУВАННЯ І МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

3.1. Оцінка міцності ґрунтів основ

За даними спостережень деформації і втрата стійкості основ, складених щільними і середньої щільності пісками, під невеликими, неглибокими фундаментами ($h < 0,5 b$) відбуваються у вказаній нижче послідовності.

На початку навантаження ґрунти основи стискаються у результаті невеликих переміщень частинок вниз з незначним відхиленням від вертикалі (рис. 14, *a*). Зона деформації за глибиною перевищує ширину фундаменту. Чим щільніший ґрунт, тим більшу глибину охоплює ця зона.

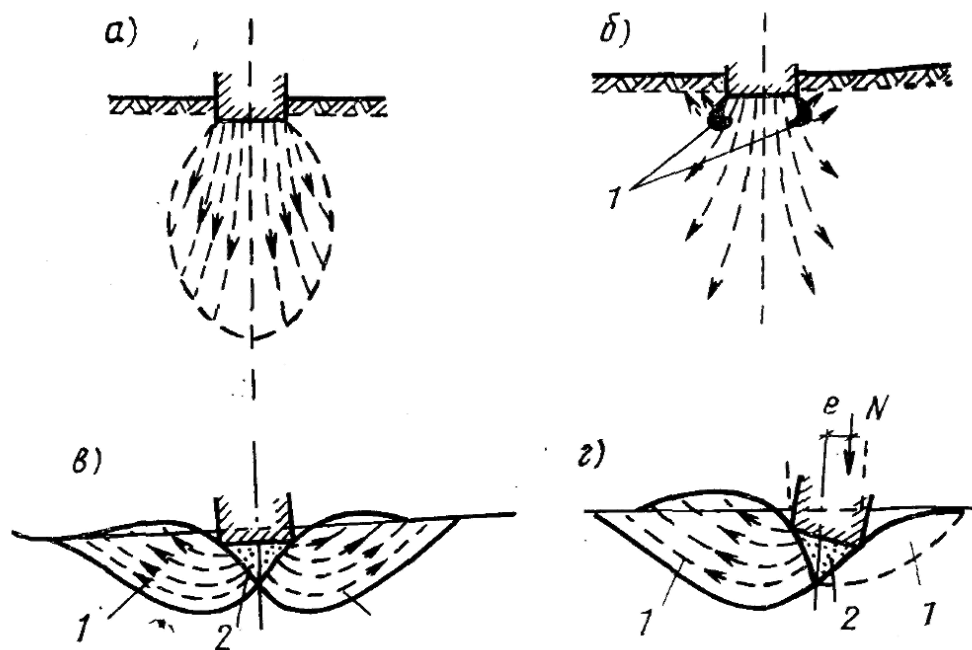


Рис. 14. Схема розвитку деформацій в ґрунтах основи:
a – при ущільненні; *б* – при розвитку місцевих областей зсуву; *в* – при втраті стійкості від центрально прикладеного навантаження; *г* – те саме, від позацифрово прикладеного навантаження;

1 – зона зсуву; 2 – ущільнене ядро

При збільшенні тиску біля країв фундаменту утворюються області місцевого зсуву ґрунту (рис. 14, б), які розвиваються і охоплюють все більше і більше ділянок. Одночасно під фундаментом формується ущільнене ґрунтове ядро, яке переміщається разом з фундаментом і відокремлюється від оточуючого ґрунту поверхнями ковзання або розриву. При опусканні ядро розклинює оточуючий ґрунт, сприяє розвитку областей зсуву і переміщенню ґрунту за напрямом найменшого опору – убік і вгору. Зрештою виникають поверхні ковзання, які виходять за межі подошви (рис. 15, крива 1); відбувається випирання ґрунту з-під фундаменту – втрата стійкості ґрунтів основи. Разом з деформацією основи відбувається різке опускання фундаменту, його зсув і поворот (рис. 14, в, г).

Під фундаментами середньої глибини закладання $h \leq 2b$ характер деформацій основи приблизно такий же, але поверхня ковзання має S-подібний контур (рис. 15, крива 2), а призма випирання – крутіший нахил. При цьому за рахунок переміщення великого обсягу ґрунту величини $p_{прон}$ і $p_{руйн}$ збільшуються.

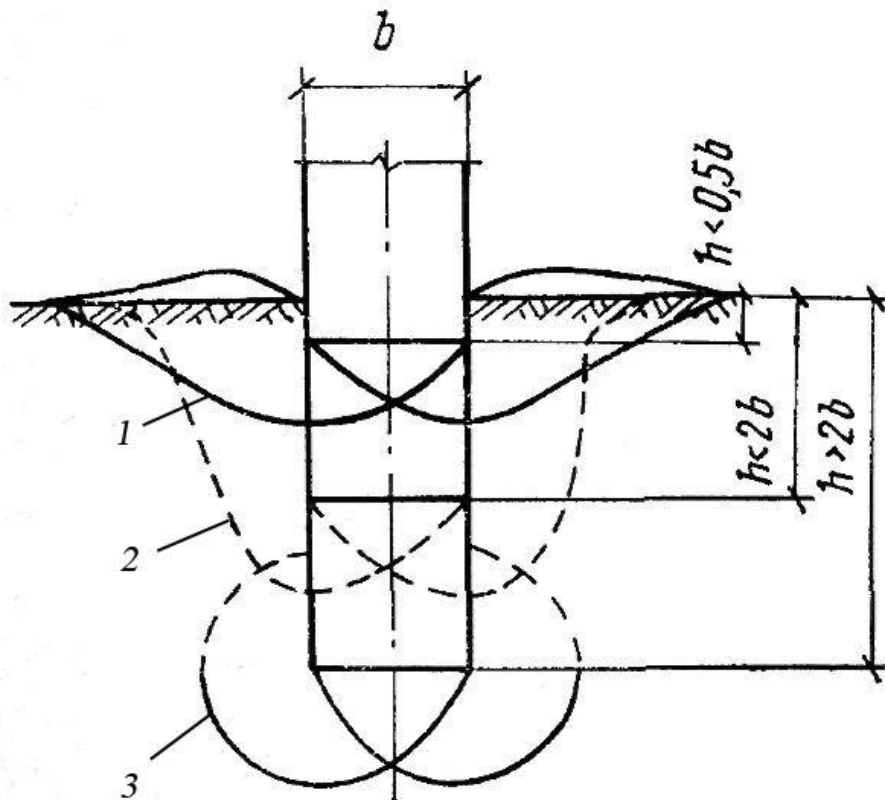


Рис. 15. Схема розвитку деформації в ґрунтах при різній глибині закладання фундаментів h шириною b :

1 – поверхня ковзання ґранту при $h < 0,5b$; 2 – те саме, при $h \leq 2b$;
3 – те саме, при $h \geq 2b$

У фундаментах глибокого закладання ($h \geq 2b$) на початку навантаження також відбувається ущільнення ґрунту в умовах обмеженого бокового розширення і утворення ущільненого ядра, проте переміщенню мінеральних частинок з-під фундаменту убік і вгору перешкоджає привантаження ґрунту, що залягає вище подошви фундаменту поза його контуром. Чим глибше закладений фундамент, тим більша сила необхідна для зсуву цього обсягу ґрунту. Випирання ґрунту на поверхню не відбувається, області граничної рівноваги розвиваються у замкнутому обсязі (рис. 15, крива 3), частинки переміщуються, ущільнюючи навколишній ґрунт, і явної втрати стійкості ґрунту не спостерігається. Граничний тиск на основу встановлюють за наростанням осідання, коли фундамент разом з пружним ядром і деяким обсягом вдавлюється в ґрунти, що лежать нижче.

3.2. Напруги в ґрунтах від зовнішнього навантаження

У ґрунтах, що перебувають у першій стадії напруженого стану, напруги від зовнішнього навантаження з деякими допущеннями визначаються за формулами теорії тіл, що лінійно деформуються. Напруги, знайдені за цими формулами, відповідають кінцевим осіданням.

Осідання ґрунтів основи у більшості випадків визначають тільки від вертикальних нормальних напруг σ_z , які в будь-якій точці основи знаходять за формулою

$$\sigma_z = \alpha \cdot p_{ос} , \quad (1)$$

де $p_{ос}$ – тиск по подошві фундаменту, що викликає осідання;

α – коефіцієнт розсіювання напруг, який залежить від характеру навантаження, форми подошви фундаменту і координат точки, в якій визначають напругу. Значення коефіцієнта α наведені в ДБН В.2.1-10-2009 [6].

3.3. Природний тиск ґрунтів

Природним тиском називають напруги від тиску маси вищерозміщених ґрунтів у природних умовах.

Питома вага ґрунту γ і його твердих частинок γ_s , необхідні для визначення природного тиску, визначаються виразами відповідно

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad \gamma_s = \rho_s \cdot g, \quad (2)$$

де ρ, ρ_s – щільність відповідно ґрунту і його твердих частинок, кг/м^3 ;
 g – прискорення вільного падіння, м/с^2 ;

а вертикальна напруга від тиску ґрунтів у будь-якій точці основи – виразом

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (3)$$

де n – число шарів ґрунту, від ваги яких визначається напруга;

γ_i – питома вага ґрунту i – го шару, кН/м^3 ;

h_i – товщина i – го шару ґрунту, м.

Епюра природного тиску у випадку однорідної основи – це пряма лінія, що проходить через початок координат (рис. 16, а), а у випадку шаруватой основи – ламана лінія з точками перегину на межах шарів (рис. 16, б).

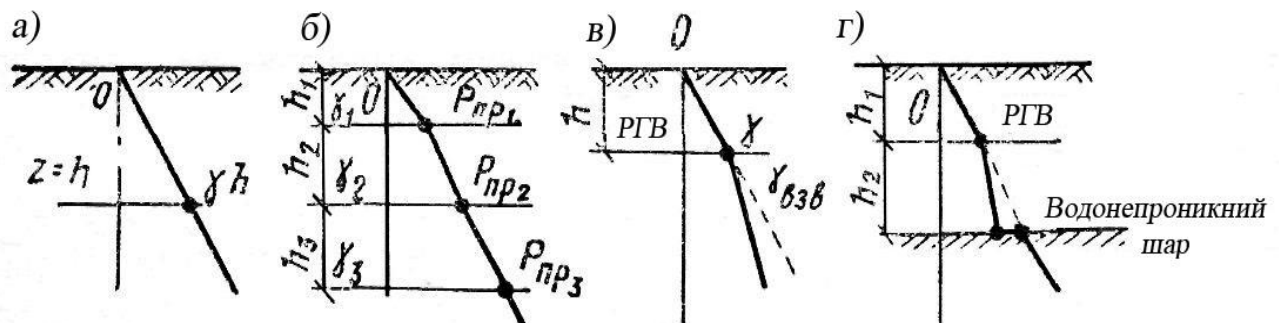


Рис. 16. Епюри природного тиску:

а – при однорідній основі; б – при шаруватій основі; в – при наявності ґрунтових вод; г – при водонепроникному шарі; $P_{ГВ}$ – рівень ґрунтових вод

вод

Якщо питома вага ґрунту γ визначена в природному стані з заповненням всіх пор водою (ступінь вологості $S_r = 1$), то у зваженому стані вона буде дорівнювати

$$\gamma_{sb} = \gamma - \gamma_w,$$

а питома вага ґрунтів, що залягають нижче рівня ґрунтових вод, визначиться з урахуванням зважування твердих частинок

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (4)$$

де γ_s і γ_w – питома вага відповідно мінеральних частинок ґрунту і води, кН/м³;
 e – коефіцієнт пористості.

Природний тиск у цьому випадку визначають за формулою (3), розглядаючи пласт з ґрунтовими водами таким, що складається з двох шарів з різними питомими вагами: γ і γ_{sb} . Епюра природного тиску на рівні ґрунтових вод має різкий перелом, нижче його лінії епюри більш прямовисні (рис. 16, в).

Якщо в товщі основи знаходиться водонепроникний шар – глина або суглинок у твердому стані, то на його покрівлю передається тиск $p_{пр}$ від ґрунту і ґрунтових вод висотою h_B (рис. 16, з) і формула 3 запишеться у вигляді

$$p_{пр\ n} = p_{пр(n-1)} + g(\gamma_{sb} + \gamma_w)h_B. \quad (5)$$

Природний тиск визначають від існуючої поверхні землі, виняток становлять майданчики із свіжовідсипаними насипами. Під цими майданчиками природні ґрунти ще не ущільнилися, і природний тиск слід визначати від природної поверхні, яка була до відсипання.

При проектуванні взаємодію основ і фундаментів уявляють у вигляді контактного тиску по підшві фундаменту. Контур епюри цього тиску залежить від жорсткості фундаментів і надфундаментних конструкцій, а також від умов навантаження і

напруженого стану ґрунтів. У межах невеликого тиску, коли ґрунт умовно вважається тілом, що лінійно деформується, теоретичне розв'язання показує, що епюра тиску у середині жорсткого штампу має мінімальне значення, а по краях – нескінченно велике (крива 1 на рис. 17). Проте в реальних умовах ґрунти основи не можуть сприймати нескінченно великі напруги, тому ординати епюри тиску під краями штампу завжди мають кінцеве значення (крива 2 на рис. 17). При збільшенні зовнішнього навантаження під краями штампу починають розвиватися зони пластичних деформацій, що призводить до перерозподілу напруг під подошвою жорсткого штампу, і епюра тиску стає сідлоподібною (крива 3 на рис. 17). При подальшому зростанні навантаження, що наближається до граничного, епюра напруг стає дзвоноподібною (крива 4 на рис. 17).

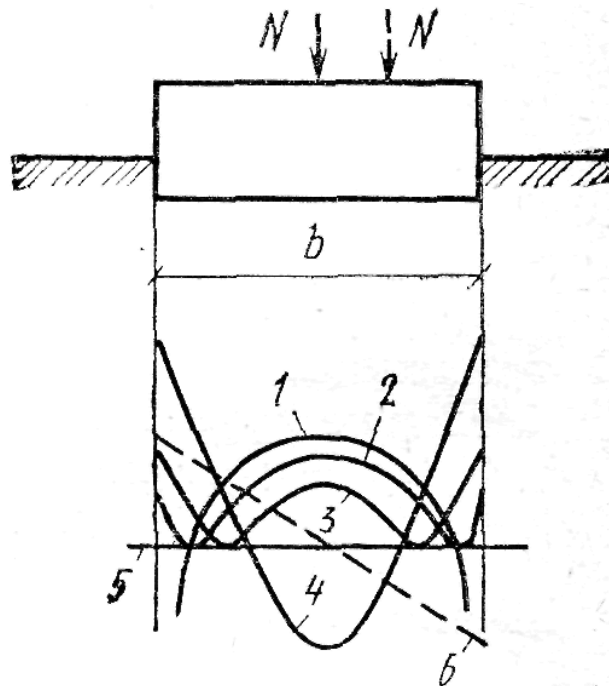


Рис. 17. Схема розподілу контактної тиску під подошвою фундаменту і контур епюри:

- 1 – за теорією пружності; 2 – за дослідними даними при помірному тиску;
- 3 – те саме, при значному тиску; 4 – при тиску, близькому до граничного;
- 5 – при середніх значеннях контактної тиску; 6 – при розрахунковому тиску при позацентровій дії навантаження

Таким чином, напруги під подошвою фундаменту визначаються зовнішнім навантаженням і розвитком зон

пластичних деформацій в ґрунті. У цілях спрощення розрахунків основ і фундаментів напруги під подошвою жорсткого фундаменту умовно усереднюють і приймають при центральному навантаженні рівномірно розподіленими (лінія 5 на рис. 17) і при позакентровому навантаженні розподіленими за законом трапеції (лінія 6 на рис. 17). Для більшості фундаментів, як показує досвід будівництва, це допущення забезпечує необхідну надійність конструктивних рішень.

У даний час у розрахунок міцності і стійкості ґрунтів основи покладена теорія граничного напруженого стану. Під граничним напруженим станом ґрунту розуміють такий стан, при якому щонайменша додаткова силова дія або щонайменше зменшення міцності ґрунту може привести до порушення сталої рівноваги, тобто до втрати стійкості ґрунту, яке, як правило, супроводжується випиранням його з-під фундаменту із значним осіданням. Тому метою проектування основ і фундаментів є призначення таких розмірів подошви фундаменту, щоб напруги в його основі не перевищували гранично можливих значень.

Однак гранично напружений стан даної основи з одного боку характеризується значними осіданнями фундаментів, що негативно позначається на нормальному функціонуванні будівель і споруд, а з іншого боку – нелінійними залежностями між осіданнями фундаментів і діючими навантаженнями, апарат розрахунку яких є дуже складним, що істотно утрудняє проектування. Тому напруги під подошвою фундаменту обмежують деяким значенням, дякуючи чому можливо, по-перше, уникнути значних осідань, а по-друге – застосовувати теорію тіл, що лінійно деформуються, а це дозволяє використовувати досить прості розрахункові залежності, що суттєво спрощують проектування. Значення цих напруг отримано з припущенням, що розвиток невеликих областей пластичної деформації під краями фундаменту на глибині $0,25 b$ (де b – ширина фундаменту) не веде до значних осідань і не порушує лінійної залежності між осіданням і навантаженням. Ці напруги визначаються за формулою

$$p_{кр} = A\gamma b + B\gamma_h d + Dc, \quad (6)$$

де A , B , D – коефіцієнти несучої здатності, які залежать від кута внутрішнього тертя φ , $A = 0,25\pi/(\text{ctg } \varphi + \varphi - \pi/2)$;
 $B = \pi / (\text{ctg } \varphi + \varphi + \pi/2) + 1$; $D = \pi \text{ ctg } \varphi / (\text{ctg } \varphi + \varphi - \pi/2)$;
 γ і γ_h – питома вага ґрунту відповідно нижче подошви фундаменту і в межах глибини закладання подошви фундаменту, кН/м³;
 b – ширина подошви фундаменту, м;
 d – глибина закладання подошви фундаменту, м;
 c – питоме зчеплення ґрунту, кПа.

3.4. Особливості проектування закріплення або підсилення основ

Розглянуті умови роботи ґрунтів дозволяють зробити ряд висновків, які необхідно враховувати при проектуванні основ.

Міцність і стійкість ґрунтів основи оцінюються двома граничними тисками – $\sigma_{\text{поч.кр}}$ і $\sigma_{\text{тр}}$. Ґрунти повинні знаходитися в I фазі напруженого стану, і середній тиск під подошвою фундаменту не повинен перевищувати початковий критичний ($\sigma_{\text{сер}} \leq \sigma_{\text{поч.кр}}$), що гарантує стійкість основи.

Границя пропорційності між тиском і осіданням умовно приймається рівною початковому критичному тиску ($\sigma_{\text{проп}} \sim \sigma_{\text{поч.кр}}$). У межах цього тиску до ґрунтів можна застосувати теорію тіл, що деформуються лінійно, а при великому тиску – теорію граничного напруженого стану.

При будівництві і після будівництва на природних основах завжди виникає осідання, величина якого залежить як від інтенсивності тиску, так і від глибини закладання, розмірів і форми подошви фундаменту, умов зведення. У піщаних ґрунтах процес осідання завершується під час будівництва. Затухання осідання з часом має місце лише для основ, складених глинистими ґрунтами.

Будівельні властивості ґрунтів основи після ущільнення поліпшуються, що повинно враховуватися при проектуванні основ, які навантажуються з великим інтервалом (реконструкція і надбудова будівель, відновлення будівництва після тривалої перерви і т. п.).

Крім того, при проектуванні закріплення (підсилення) основ необхідно враховувати і такі особливості.

1. Геологічні умови району будівництва і окремих майданчиків непостійні. Вони змінюються внаслідок природного історичного перебігу геологічних процесів, зокрема, у процесі експлуатації будівель і споруд (зміна і переміщення гірських порід унаслідок дії води і вітру, замерзання і відтавання, яроутворення, зсувні, сейсмічні та інші явища) і інженерно-господарської діяльності людини (освоєння і впорядкування території, меліоративні роботи, розробка корисних копалин, зведення і експлуатація будівель і споруд).

Ці зміни у найбільшій мірі виявляються в районах з особливими регіональними умовами. Так, у районах розповсюдження лесовидних ґрунтів можливо просідання ґрунтів при замочуванні; у районах гірських вироблень, видобутку нафти і природного газу, експлуатації артезіанських свердловин і відкачування підземних вод можливо опускання поверхні території; у районах з набрякаючими глинистими ґрунтами – їх здимання при зволоженні.

При проектуванні підсилення основи потрібно передбачати можливі зміни і призначати заходи, спрямовані на виключення шкідливого впливу цих змін на будівлі і споруди.

2. Ґрунти вихідні, а також закріплені (зміцнені), мають, як правило, невисоку міцність і велику деформативність, практично вони чинять опір тільки стискуючим і дотичним напругам. Тому при проектуванні закріплення (підсилення) основ слід враховувати цю особливість і оцінювати неминучі осідання до і після підсилення основи.

Міцнісні і деформаційні показники ґрунтів можуть змінюватися як після зведення на них будівель і споруд, так і після їх підсилення. Ці показники повинні оцінюватися для кожного шару основи, кожного фундаменту.

3. В однакових природних ґрунтових умовах для однієї і тієї ж будівлі можливо декілька правомочних рішень з підсилення основ і фундаментів, і при проектуванні слід вибирати технічно найбільш доцільний і економічний варіант.

4. Деформації ґрунтів основ, навіть дуже великі, не характеризують втрату несучої здатності основи, проте вони

спричиняють переміщення і деформації фундаментів, надземних конструкцій і частин будівлі, які можуть перевищити допустимі.

5. Проектувати основи слід з урахуванням спільної роботи основи – фундаменту – споруди. Потрібно враховувати призначення будівель і споруд, їх конструктивні схеми, матеріал несучих конструкцій, чутливість до деформацій, умови міцності і стійкості всієї споруди і окремих елементів, технологічні і експлуатаційні вимоги, умови прикладення постійних і тимчасових навантажень після реконструкції, беручи до уваги, що кожне прикладене і зняте навантаження викликає залишкову деформацію (наприклад, після часткового розбирання і подальшої надбудови поверхів).

6. Особливості ґрунтів і умови роботи їх в основі якнайповніше враховуються при проектуванні за граничними станами. Забезпечення спільної роботи основ і підземних конструкцій, обмеження неминучих осідань і гарантія необхідної стійкості і міцності ґрунту є головними вимогами розрахунку основ за граничними станами. Геологічні умови, властивості ґрунтів основи і ймовірні їх зміни можуть бути оцінені безпосередньо або за допомогою спеціальних коефіцієнтів, що вводяться в розрахункові формули і схеми.

Проектування підсилення основ є комплексним завданням, при вирішенні якого доводиться враховувати загальні інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, властивості ґрунтів, які їх складають, конструктивні і експлуатаційні особливості проєктованих будівель і споруд.

3.5. Перевірка несучої здатності основ і фундаментів за граничними станами

Основна вимога перевірки основ і фундаментів за граничними станами у зв'язку із збільшенням навантаження і погіршенням гідрогеологічних умов полягає в тому, щоб нові зусилля і напруги, які виникають в основах і фундаментах після їх закріплення або підсилення, а також їх деформації і переміщення, були близькі до встановлених граничних значень, але не перевищували їх. Якщо зусилля, напруги і деформації перевищать граничні значення, може відбутися або руйнування фундаменту, або його осідання буде настільки велике, що будівля

або споруда після реконструкції або ремонту не відповідатимуть умовам нормальної експлуатації.

Використовувані для перевірки розрахунки за граничними станами забезпечують необхідну надійність основ і фундаментів. Граничні стани підрозділяють на дві групи:

1) за втратою несучої здатності. При розрахунках за даною групою повинні бути виключені всі можливі форми руйнувань і втрати стійкості під дією силових чинників або несприятливих дій зовнішнього середовища;

2) за непридатністю до нормальної експлуатації. При розрахунках за цією групою повинні бути виключені неприпустимі деформації (осідання, прогини, вигини, крен і кути повороту) основ і фундаментів, а також надмірне розкриття тріщин в елементах конструкцій фундаментів.

Розрахунок основ ведеться перш за все за другою групою граничних станів, оскільки під дією тиску, який передається через фундамент, більшість ґрунтів зазнають значних деформацій не руйнуючись. І лише в особливих випадках при дуже слабких ґрунтах (при недостатності їх несучої здатності) необхідно додатково розраховувати основи за першою групою граничних станів.

Розрахунок самих фундаментів ведеться перш за все за першою групою граничних станів, оскільки деформації залізобетонних фундаментів у момент, безпосередньо перед моментом втрати ними несучої здатності (руйнування), часто не перевищують гранично допустимих значень.

При розрахунку за першою групою граничних станів повинна виконуватися умова

$$N = (q_n, \gamma_f, \eta) \leq \Phi (R_n, \gamma_n, \gamma_g, \gamma_c), \quad (7)$$

де N – зусилля від розрахункового навантаження, яке залежить від методу розрахунку основ або фундаментів, їх геометричних розмірів, нормативних навантажень і коефіцієнтів надійності;

Φ – найменша несуча здатність, яка залежить від міцності основи або матеріалу фундаменту, коефіцієнтів надійності і умов роботи.

Втрата міцності основ може бути викликана зсувом, просіданням, випиранням ґрунтів з-під фундаментів, що призводить до загальної втрати стійкості, до недопустимих деформацій всієї споруди або окремих її елементів.

Проектування за стійкістю обов'язкове для будівель і споруд, на основи яких передаються постійно або регулярно діючі горизонтальні навантаження (підпірні стіни, набережні, естакади і ін.), а також у випадку обмеження основ укосами, що йдуть вниз, або ослаблення їх іншими виробленнями, підземними спорудами, комунікаціями і т.п. (рис. 18).

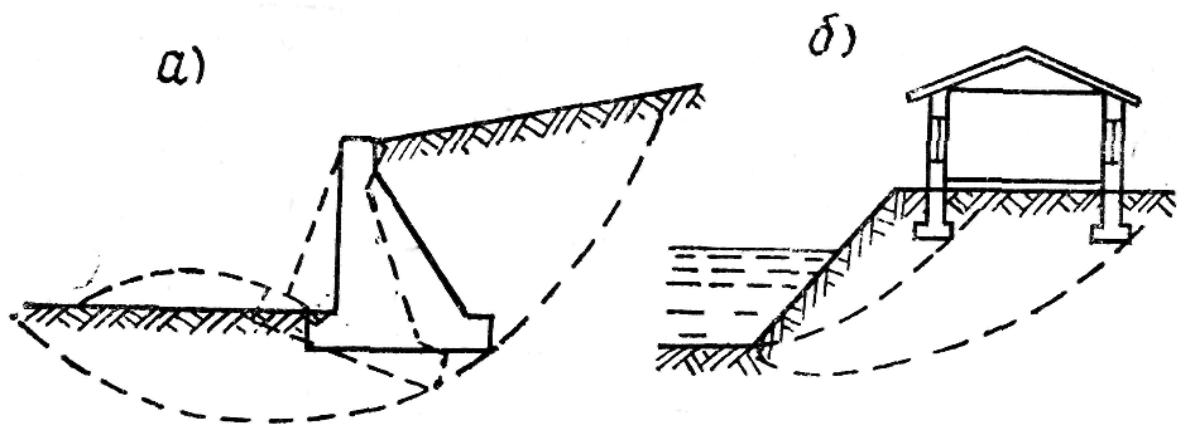


Рис. 18. Схеми основ споруд, які розраховуються на стійкість:
 а – споруда з постійно діючим горизонтальним навантаженням;
 б – основа споруди, обмежена укосом (пунктиром показані поверхні
 можливих втрат стійкості ґрунтів)

При розрахунку за другою групою граничних станів повинна виконуватися умова

$$s \leq s_u, \quad (8)$$

де s – деформація, одержана у результаті розрахунку основ методами механіки ґрунтів за певний проміжок часу;

s_u – гранично допустима деформація, що визначається умовами нормальної експлуатації даної будівлі або споруди і встановлюється будівельними нормами.

Для залізобетонних фундаментів, крім виконання умов (7) і (8), необхідне дотримання такого положення

$$a_{crc} \leq a_{crc u}, \quad (9)$$

де a_{crc} – ширина розкриття нормальних і похилих тріщин, що визначається методами розрахунку залізобетонних конструкцій;

$a_{crc u}$ – гранично допустима ширина розкриття тріщин у фундаменті, що встановлюється нормами проектування залізобетонних конструкцій.

При проектуванні за граничними станами економічність і надійність, несучу здатність і нормальну експлуатацію забезпечують введенням розрахункових коефіцієнтів, які дозволяють окремо врахувати різні особливості ґрунтів основи, специфіку діючих навантажень і особливості конструктивних схем будівель і споруд.

3.6. Розрахункові коефіцієнти

При проектуванні за граничними станами міцність (стійкість), задані величини деформації споруди і її основи гарантуються введенням розрахункових коефіцієнтів, які дозволяють окремо врахувати особливості ґрунтів основи, конструктивних схем споруди, діючих навантажень та їх поєднань.

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f враховує можливі відхилення розрахункових навантажень, прийнятих у проекті, від дійсних. Для отримання розрахункових навантажень їх нормативні величини множать на коефіцієнт перевантаження.

У розрахунках за деформаціями коефіцієнт надійності за навантаженням для всіх видів навантаження приймається рівним 1.

У розрахунках за стійкістю коефіцієнт перевантаження призначають диференційовано з урахуванням призначення будівлі і споруди та умов їх експлуатації. Для навантажень від будівельних конструкцій їх значення в розрахунках за деформаціями коливаються від 1,1 до 1,3; для тимчасових рівномірно розподілених навантажень – від 1,2 до 1,4 і для

навантажень від обладнання – від 1,1 до 1,2. Для ґрунтів у природному заляганні приймають $\gamma_f = 1,1$ і для насипних – $\gamma_f = 1,2$. Цей коефіцієнт вводиться в тих випадках, коли збільшення маси ґрунту погіршує роботу конструкцій і основ (коли ґрунт чинить активний тиск і сприяє втраті їх стійкості). Якщо ж збільшення навантаження від ґрунту покращує роботу конструкцій і основ, наприклад сприяє зберіганню стійкості в розрахунках природних основ і огорож і в розрахунках споруд на стійкість проти спливання, ковзання і т. п., то вводиться коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 0,9$.

Зміна питомої ваги ґрунту, яка пов'язана з істотною зміною його вологості, враховується додатково.

Для урахування ймовірності одночасної дії декількох навантажень – постійних, тимчасових, тривалодіючих і короткочасних – вводять коефіцієнт сполучень. Усі конструкції, зокрема основи і фундаменти, завжди розраховують на максимальні зусилля, які дають комбінації декількох навантажень, що називаються сполученнями навантажень. Сполучення навантажень підрозділяють на основні й особливі.

Якщо максимальне зусилля дають усі постійні і тимчасові тривалодіючі навантаження, а також одне короткочасне навантаження, то таке сполучення називають основним сполученням першої групи і коефіцієнт сполучень для нього приймають рівним 1.

При максимальному зусиллі, яке визначається всіма постійними, тимчасовими, тривалодіючими, а також двома або більше короткочасними навантаженнями, говорять про основне сполучення другої групи, для якого коефіцієнт сполучень приймають рівним 0,9.

Якщо максимальне зусилля дають усі постійні, тимчасові і особливі навантаження, то таке сполучення називають особливим, для якого коефіцієнт сполучень рівний 0,8.

Коефіцієнти надійності за матеріалом γ_m і ґрунтом γ_g враховують відхилення розрахункових значень фізико-механічних характеристик матеріалів, які можливі внаслідок неточності визначення і випадкових відхилень при відборі зразків. Розрахункове значення цих характеристик отримують

діленням нормативного значення на відповідне значення коефіцієнта надійності.

Коефіцієнт надійності за призначенням споруди γ_n враховує ступінь відповідальності будівель і споруд, а також недостатню відповідність розрахункових схем реальним умовам роботи основ і фундаментів і ступінь похибки, що вноситься самою теорією граничних станів. На цей коефіцієнт зазвичай ділять значення розрахункових опорів матеріалів.

Коефіцієнт умов роботи γ_c враховує особливості фізико-механічних властивостей окремих пластів ґрунту, умови і характер роботи основ і фундаментів, а також деякі чинники, не відбиті у розрахунках прямим шляхом. Цей коефіцієнт зазвичай множать на значення розрахункових опорів матеріалів.

3.7. Жорсткість споруди і її вплив на деформації споруд

Перш ніж приступати до проектування основ і фундаментів, необхідно вивчити конструктивну і розрахункову схеми споруди, оцінити її жорсткість і встановити можливий характер і граничні значення деформацій.

За жорсткістю всі споруди можна розбити на три типи: гнучкі, жорсткі і такі, що мають кінцеву жорсткість. Гнучкі споруди слідує за переміщенням основ, при цьому в разі виникнення нерівномірних осідань у конструкціях таких споруд не виникає значних додаткових зусиль.

У жорстких спорудах при нерівномірних осіданнях у конструкціях виникають додаткові зусилля, які в більшості випадків безпечні, тому що такі будівлі мають значний запас міцності.

До споруд кінцевої жорсткості відносяться більшість будівель і споруд сучасного масового будівництва. У несучих конструкціях даного класу споруд при нерівномірних осіданнях виникають додаткові зусилля, які слід враховувати при проектуванні.

Залежно від жорсткості споруди і характеру розвитку нерівномірних осідань виникають деформації споруд, які перелічені в п. 2.3 та на рис. 10.

При проектуванні основ і фундаментів необхідно прагнути до того, щоб осідання будівель і споруд, що отримуються в

результаті розрахунку, не перевищували гранично допустимих для даного типу будівель, встановлених ДБН В.2.1-10-2009 [6].

3.8. Навантаження

Навантаження бувають нормативними і розрахунковими. Основною характеристикою навантаження є її нормативне значення, яке встановлюється ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». Розрахункове навантаження визначається як добуток нормативного навантаження на коефіцієнт надійності. Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f враховує можливість відхилення зовнішніх навантажень в реальних умовах від навантажень, прийнятих в проекті.

У залежності від тривалості дії навантаження підрозділяють на постійні і тимчасові. Постійними є навантаження, які при будівництві і експлуатації споруди діють постійно; тимчасовими – навантаження, які в окремі періоди будівництва і експлуатації можуть бути відсутніми. До постійних навантажень відносять власну вагу несучих і захищаючих конструкцій і тиск ґрунтів у природному заляганні. Постійні навантаження визначають за проектними даними на основі геометричних розмірів конструкцій як добуток їх щільності на об'єм. Значення щільності, кг/м³, деяких будівельних матеріалів наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Значення щільності деяких будівельних матеріалів

Найменування матеріалу	Щільність, кг/м ³
Залізобетон:	
монолітний	2400
збірний	2500
Сталь	7850
Дерево	500
Цементно-піщаний розчин	2000 – 2200
Асфальтобетон:	
піщаний	2000
середньозернистий	2300
Утеплювачі:	
із пористих бетонів	400 – 600
мінераловатні плити	300 – 500

перлітні і вермікулітові плити на цементному в'язучому	300 – 500
піно- і газоскло	200 – 300
шлаки гранульовані, пемза, перліт	300 – 700

Для практичних розрахунків корисно знати масу деяких елементів покрівельних покриттів, кг/м²:

рулонний килим із руберойду на бітумній мастиці:

в один шар	3 – 5;
у три шари	10 – 15;
пароізоляція (два шари пергаменту на бітумній мастиці)	5 – 6.

Тимчасові навантаження підрозділяють на ті, що тривало діють, короточасні й особливі. До тривалодіючих навантажень відносяться вага тимчасових перегородок, вага стаціонарного обладнання, тиск газів і рідин, навантаження від складованих матеріалів, температурні технологічні і кліматичні дії, нерівномірні деформації основи і вага мостового устаткування.

Значення коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f для постійних і тривалодіючих тимчасових навантажень подані в табл. 4.

Таблиця 4

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для постійних і тривалодіючих тимчасових навантажень

Навантаження	γ_f
--------------	------------

Постійні навантаження	
Вага металевих конструкцій	1,05
Вага бетонних (щільністю більше 1600 кг/м ³), залізобетонних, кам'яних, армокам'яних і дерев'яних конструкцій	1,1
Вага бетонних (щільністю 1600 кг/м ³ і менше) конструкцій, а також ізоляційних, вирівнюючих і опоряджувальних шарів (плити, шкаралупи, матеріали в рулонах, засипки, стяжки і т. п.), що виконуються:	
у заводських умовах	1,2
на будівельному майданчику	1,3
Тиск ґрунтів:	
у природному заляганні	1,1
насипних	1,15
Тимчасові тривалодіючі навантаження	
Вага стаціонарного обладнання	1,05
Вага ізоляції стаціонарного обладнання	1,2
Тиск від заповнення обладнання (окрім трубопроводів):	
рідинами	1,1
суспензіями, шлаками, сипкими тілами	1,2
Тиск від заповнення трубопроводів:	
рідинами	1,0
суспензіями, шлаками, сипкими тілами	1,1
Вага навантажувачів і карів	1,2

До короткочасних навантажень відносяться вага людей, ремонтних матеріалів, навантаження, що виникають при виготовленні і зведенні будівельних конструкцій, навантаження від тимчасово складованих матеріалів і насипного ґрунту, навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування, навантаження на перекриття житлових і громадських будівель (табл. 5), снігові й вітрові навантаження.

До особливих навантажень відносяться: сейсмічні і вибухові дії, навантаження, що спричиняються різкими порушеннями технологічного процесу, і дії від нерівномірних осідань основи, що супроводжуються зміною структури ґрунту.

При розрахунку фундаментів і основ багатопверхових будівель, названих в п. 1 і 2 табл. 5, тимчасові навантаження на перекриття допускається знижувати на величину

$$\eta_1 = 0,3 + 0,6 / \sqrt{m}, \quad (10)$$

для будівель і споруд, названих в п. 4 табл. 5, –

$$\eta_2 = 0,5 + 0,6 / \sqrt{m}, \quad (11)$$

де m – число завантажених перекриттів, навантаження від яких передається на фундаменти і основи; при $m = 1$ $\eta_2=1$.

Таблиця 5

Тимчасові рівномірно розподілені навантаження на перекриття і коефіцієнти надійності за навантаженням

Будівлі і приміщення	Тимчасове нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності
1	2	3
1. Квартири житлових будівель, спальні приміщення дитячих дошкільних установ і шкіл-інтернатів, житлові помешкання будівель відпочинку і пансіонатів, палати лікарень і санаторіїв	1500	1,4
2. Службові помешкання адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій та установ, класні помешкання установ освіти, побутові приміщення промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2000	1,4

Продовження табл. 5

1	2	3
3. Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я, освіти і наукових, помешкання рахунково-обчислювальних станцій, кухні громадських будівель, технічні поверхи, підвальні помешкання та ін.	По дійсному навантаженню, але не менше 2000	1.4
4. Зали:		
- читальні;	2000	1,4
- обідні (кафе, ресторани, їдальні);	300	1,3
- зборів і нарад, очікування, глядацькі і концертні, спортивні;	4000	1,3
- торгові, виставкові та експозиційні	По дійсному навантаженню, але не менше 4000	1,3

5. Книгосховища, архіви, сцени видовищних підприємств	Те саме, але не менше 5000	1,2
6. Трибуни: - із закріпленими сидіннями;	По дійсному навантаженню, але не менше 4000	1,3
- для глядачів, що стоять	Не менше 5000	1,2
7. Горищні помешкання	750 (додатково до ваги устаткування і матеріалів)	1,4
8. Тераси і покриття: - на ділянках, які використовуються для відпочинку;	2000	1,4
- на ділянках, де можливо скупчення людей, що виходять з виробничих помешкань, залів, аудиторій і т.п.	4000	1,3
9. Балкони і лоджії: - смугове рівномірне навантаження на ділянці шириною 0,8 м уздовж огорожі балкона (лоджії)	4000	1,3
- суцільне рівномірне навантаження на площі балкона, лоджії, якщо його дія несприятливіша, ніж для попереднього підпункту	2000	1,4

Продовження табл. 5

1	2	3
10. Виробничі і складські приміщення: - ділянки встановлення стаціонарного обладнання;	Не менше 3000	1,3
- місця складування матеріалів і виробів;	Не менше 4000	1,3
- ділянки обслуговування і ремонту обладнання	Не менше 1500	1,4
11. Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з тими проходами, що відносяться до них), які примикають до приміщень, вказаних в пунктах:		
1, 2 і 3	3000	1,3
4, 5 і 10	4000	1,3
6	5000	1,4
12. Сільськогосподарські приміщення для худоби:		

дрібної	Не менше 2000	1,3
крупної	Не менше 5000	1,2

При розрахунку за першою групою граничних станів навантаження визначають за такими формулами:

постійні

$$g = \gamma_f \cdot g_n, \quad (12)$$

тимчасові

$$g = \gamma_f \cdot q_n, \quad (13)$$

тимчасові на перекриття

$$q = \gamma_f \cdot \eta \cdot q_n. \quad (14)$$

Як наголошувалося, при розрахунку за другою групою граничних станів коефіцієнт надійності за навантаженням приймається рівним 1.

3.9. Послідовність проектування основ і фундаментів

Перед проектуванням реконструкції або ремонту будівлі або споруди або при зміні гідрогеологічних умов і погіршенні властивостей ґрунтів виконується перевірка достатності несучої здатності основ і фундаментів шляхом виконання їх розрахунків за граничними станами:

- у вихідному стані (перед початком будівництва);
- після запроєктованої реконструкції або ремонту (з урахуванням погіршення гідрогеологічних умов, властивостей матеріалів, технологічних дій, збільшення навантажень).

Перевірка містить низку операцій, перевірочних і приблизних розрахунків, і її рекомендується виконувати у вказаній нижче послідовності.

1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика. Розглядається загальна будова майданчика, характер нашарування ґрунтів і їх вік, можливий перебіг геологічних процесів і їх вплив на деформованість і стійкість ґрунтів; визначаються вид, фізико-механічні властивості і стан окремих шарів; уточнюється рівень ґрунтових вод, їх сезонне і багаторічне коливання, можлива зміна рівня при експлуатації споруди,

агресивність води по відношенню до будівельних матеріалів і інші дані, що характеризують основу.

2. Ознайомлення з будівлею або спорудою, що реконструюється або ремонтується. Виявляються особливості будівлі і споруди до і після запланованих реконструкції або ремонту (старої і оновленої споруди); уточнюються розміри, матеріал основних конструкцій і елементів, конструктивні і розрахункові схеми; аналізуються жорсткість споруд і їх чутливість до нерівномірних осідань, а також можливі деформації окремих частин і елементів при осіданні ґрунтів основи; виявляються особливості і вимоги нового технологічного процесу, експлуатаційні умови, вплив їх на роботу ґрунтів основи; встановлюються характер і допустимі граничні деформації оновленої будівлі або споруди.

3. Визначення навантажень, що діють на основу від старої і оновленої будівлі або споруди, статичним розрахунком будівельних конструкцій або збором навантажень від елементів і конструкцій, які спираються на фундамент, що розраховується. При розрахунку за двома граничними станами уточнюються невідповідні умови завантаження для кожного стану і приймаються відповідні розрахункові коефіцієнти. Навантаження, залежно від розрахункової схеми, підсумовуються на рівні планувальної відмітки землі або подошви фундаменту.

4. Перевірка достатності основних розмірів фундаменту, глибини закладання, розмірів і форми подошви для оновленої будівлі або споруди з урахуванням погіршення інженерно-геологічних умов, властивостей ґрунтів і технологічних дій, а також збільшення навантажень.

5. Перевірка шляхом розрахунку основ за деформаціями. Для існуючих розмірів фундаменту і нових навантажень визначають осідання основ і зіставляють його з допустимими деформаціями конструкцій.

6. Перевіряють шляхом розрахунків основу разом з будівлею або спорудою, що змінилася, на стійкість.

7. Якщо за умовами осідання або міцності і стійкості фундаментів і основи їх несуча здатність виявляється недостатньою, намічають заходи і виконують проект підсилення фундаментів, ущільнення або зміцнення ґрунтів в основі, які задовольняють дві групи граничних станів.

При виконанні перевірки і подальшому проектуванні виконують повністю всі вимоги ДБН В.2.1-10-2009 [6].

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Наведіть схеми розвитку деформацій в ґрунтах основи.
2. Як визначають напруги в основі від будівлі або споруди?
3. Як визначають напруги в основі від тиску ґрунтів?
4. Як у розрахунках природного тиску враховують зважуючу дію води на ґрунт?
5. У чому полягає розрахунок за першою групою граничних станів? Яка умова повинна при цьому виконуватися?
6. У чому полягає розрахунок за другою групою граничних станів? Яка умова повинна при цьому виконуватися?
7. Що враховує коефіцієнт надійності за навантаженням?
8. Що враховують коефіцієнти надійності за матеріалом і ґрунтом?
9. З якою метою в розрахунках за граничними станами використовують коефіцієнт сполучень?
10. Як жорсткість споруди впливає на деформації основ і споруд?
11. Які види навантаження діють на конструкції будівель і споруд?
12. Які навантаження відносять до постійних?
13. Які навантаження відносять до тимчасових?
14. Які види тимчасових навантажень діють на конструкції будівель і споруд?
15. За якими формулами визначають навантаження при розрахунках за першою групою граничних станів?

4. ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІН ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА І ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ ОСНОВИ

4.1. Необхідні матеріали інженерних вишукувань

Ґрунти в природних умовах мають різні властивості, стани, умови залягання і нашарування. Властивості і стани ґрунтів непостійні і змінюються під впливом природних чинників і діяльності людини. Будівлі і споруди необхідно зводити з урахуванням геологічних і інших місцевих умов. Вивчення геологічних особливостей майданчика входить до складу інженерних вишукувань і є невід'ємним і відповідальним етапом проектування основ і фундаментів.

Для проектування необхідні вичерпні дані про геоморфологічні і геологічні умови всієї будівельної території і окремих майданчиків. У матеріалах інженерних вишукувань повинні бути вказані форми рельєфу, наявність ярів, заболочених ділянок, зсувних схилів, можливість затоплення ділянок під час паводку; висвітлені геологічні будови, особливості нашарування і потужність пластів ґрунту на окремих майданчиках; приведені дані про фізико-механічні властивості ґрунтів, їх основні класифікаційні показники і розрахункові значення; оцінені деформативні і міцнісні властивості окремих шарів ґрунту; вказані зустрінуті і сталі рівні ґрунтових вод, їх можливі коливання, агресивність по відношенню до бетону і розчинів і прогноз її зміни за рахунок проникнення хімічних речовин при експлуатації; глибина сезонного промерзання ґрунтів, прогноз можливих змін природних умов, імовірні прояви геологічних процесів, які необхідно враховувати при будівництві і експлуатації споруд; занесені описи і результати лабораторних і польових досліджень ґрунтів.

Якщо на будівельній території є будівлі і споруди, слід навести відомості про час їх будівництва, конструкцію і розміри надземних частин і фундаментів.

Матеріали вишукувань повинні бути ілюстровані і містити топографічний план ділянки із зображенням ситуації, рельєфу, горизонталей, існуючих і запроектованих будівель і споруд. На плані повинні бути нанесені геологічні вироблення з висотними відмітками, лінії геолого-літологічних розрізів, розрізи колонок геологічних вироблень і геолого-літологічні профілі з вказівкою нашарування, потужності і абсолютних відміток окремих шарів ґрунту, існуючого рівня і можливих коливань ґрунтових вод.

Вміст, обсяг і точність інженерних вишукувань встановлюється будівельними нормами і правилами залежно від складності геологічних умов і особливостей запроектованих будівель і споруд.

4.2. Класифікація і оцінення властивостей ґрунтів і основ

4.2.1. Класифікація ґрунтів

Класифікація і оцінення стану ґрунтів проводиться зіставленням їх фізичних характеристик з класифікаційними, наведеними в ДСТУ Б В.2.1-2-96. Таке зіставлення дозволяє якісно оцінити властивості ґрунтів і з'ясувати можливість використання їх в основах споруд.

Фізичні показники ґрунтів, що визначаються дослідом: об'ємна маса (щільність) мінеральних частинок ρ_s , кг/м³, – маса одиниці об'єму мінеральних частинок за відсутності пор; об'ємна маса ґрунту (щільність) ρ , кг/м³, – маса одиниці об'єму ґрунту разом з масою води в порах; масова вологість W , дол. од., – відношення маси води, яка міститься в порах, до маси абсолютно сухого ґрунту.

Для глинистих ґрунтів додатково визначають границю текучості W_L , дол. од. – вологість, при збільшенні якої глинистий ґрунт переходить із пластичного в текучий стан, і границю пластичності (розкочування) W_P , дол. од. – вологість, при зменшенні якої ґрунт із пластичного переходить в твердий стан.

За вказаними показниками обчислюють коефіцієнт пористості, ступінь вологості, число пластичності, показник консистенції та ін.

Коефіцієнт пористості є відношенням об'єму пор до об'єму мінеральних частинок і визначається за формулою

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1. \quad (15)$$

Коефіцієнт пористості використовується для оцінки щільності складання пісків, властивостей деяких глинистих ґрунтів, розрахункового тиску на ґрунти.

Ступінь вологості (коефіцієнт водонасичення) – відношення природної вологості W до повної вологості $W_{пов}$, тобто вологості при цілковитому заповненні пор водою:

$$S_r = \frac{W}{W_{пов}} = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (16)$$

де ρ_w – щільність води, кг/м³.

Цей показник використовують для оцінки стану великоуламкових і піщаних ґрунтів, класифікації деяких глинистих ґрунтів.

Число пластичності – інтервал вологості, в якому перем'ятий глинистий ґрунт знаходиться в пластичному стані, – визначається за формулою

$$I_P = W_L - W_P. \quad (17)$$

Використовується цей показник для класифікації глинистих ґрунтів.

Показник текучості (консистенції) визначається за формулою

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{I_P}. \quad (18)$$

За цим показником оцінюються властивості глинистих ґрунтів.

Коефіцієнт вивітрілості використовується для характеристики великоуламкових ґрунтів і визначається за формулою

$$K_{wr} = \frac{K_1 - K_0}{K_1}, \quad (19)$$

де K_1 – відношення маси частинок розміром менше 2 мм до маси частинок розміром більше 2 мм після випробування ґрунту на стирання в поличковому барабані, що обертається;

K_0 – те саме, до випробування на стирання.

За гранулометричним складом і числом пластичності розрізняють: *великоуламкові* – незцементовані ґрунти, що містять більше 50 % маси уламків кристалічних і осадкових порід з розмірами частинок більше 2 мм; *піщані* – сипкі ґрунти в сухому стані, що не мають властивості пластичності ($I_P < 0,01$) і містять менше 50 % маси частинок розміром крупніше 2 мм; *глинисті* – зв'язні ґрунти, у яких число пластичності $I_P > 0,01$.

Найменування ґрунтів бажано доповнити вказівкою їх віку і походження.

Великоуламкові ґрунти в залежності від вмісту частинок різної крупності підрозділяються на валунні (при переважанні неокатаних частинок – глибисті), галечникові (щебенисті), гравійні (дресв'яні), табл.6.

Таблиця 6

Класифікація великоуламкових і піщаних ґрунтів за їх крупністю

Найменування ґрунтів	Крупність частинок	Вміст
Великоуламкові		
Валунні (глибисті)	>200 мм	більше 50 %
Галечникові (щебенисті)	>10 мм	більше 50 %
Гравійні (дресв'яні)	>2 мм	більше 50 %
Піщані		
Гравіюваті	>2 мм	більше 25 %;
Крупні	>0,5 мм	більше 50 %
Середньої крупності	>0,25 мм	більше 50 %
Дрібні	>0,1 мм	більше 75 %
Пилуваті	>0,1 мм	менше 75 %

Торф, перегній та інші рослинні залишки враховують у піщаних ґрунтах при їх відносному вмісті q більше 0,03, а в глинистих – більше 0,05. При вмісті їх від 0,05 до 0,1 у найменуванні ґрунтів указують: «ґрунти з домішкою органічних речовин». При більшому відносному вмісті цих залишків указують: при $0,1 < q \leq 0,25$ – «слабозаторфовані»; при $0,25 < q \leq 0,4$ – «середньозаторфовані»; при $0,4 < q \leq 0,5$ – «сильнозаторфовані» і при $q > 0,5$ – «торфи». Відносний вміст рослинних залишків визначається як втрати при розжарюванні ґрунтів, віднесені до маси мінеральної частини ґрунту.

За наявності в крупноуламкових ґрунтах піщаного заповнювача більше 40 % або глинистого більше 30 % загальної маси повітряно-сухого ґрунту в найменуванні ґрунтів указують вид, стан і характеристики ґрунту-заповнювача. Вид і стан ґрунтів-заповнювачів встановлюють за прийнятими для них показниками після видалення частинок крупніше 2 мм.

Для встановлення найменування ґрунту послідовно підсумовують відсотковий вміст частинок з розмірами: спочатку

більше 200 мм, потім більше 10 мм, далі – більше 2 мм і т.д. Найменування ґрунту надають за першим показником, що задовольняє поданим у табл. 6.

Властивості великоуламкових ґрунтів оцінюють за значеннями коефіцієнта вивітрілості K_{wr} і ступеня вологості S_r , а піщаних – за значеннями ступеня вологості S_r , коефіцієнта пористості e і щільністю складання.

Великоуламкові ґрунти, що містять більше 10 % частинок розміром менше 2 мм, за ступенем вивітрілості поділяються на: невивітрілі $0 \leq K_{wr} \leq 0,5$; слабовивітрілі при $0,5 \leq K_{wr} \leq 0,75$ і сильновивітрілі при $0,75 \leq K_{wr} \leq 1$.

Великоуламкові і піщані ґрунти із ступенем вологості в межах $0 \leq S_r \leq 0,5$ відносять до малого ступеню водонасичення, в межах $0,5 < S_r \leq 0,8$ – до середнього ступеню водонасичення і $0,8 < S_r \leq 1$ – до насичених водою.

Будівельні властивості і стійкість крупноуламкових ґрунтів залежать від умов утворення, характеру залягання пласта, мінералогічного складу, ступеня вивітрілості і окатаності, щільності складання і матеріалу заповнення пор.

У більшості випадків для промислових і цивільних будівель і споруд великоуламкові ґрунти є надійними основами, вони мало стискаються під навантаженням, чинять значний опір зсуву, слабо розмиваються водою. За відсутності або невеликому вмісті в заповнювачі глинистих частинок фізичні і механічні властивості цих ґрунтів при зволоженні практично не змінюються.

Чим вище коефіцієнт вивітрілості, тим менше міцність великоуламкових ґрунтів; у них виникатимуть деформації не тільки від переміщення, але й від руйнування частинок. Ґрунти, що утворилися із твердих кристалічних порід, мають кращі властивості, ніж ґрунти із осадкових порід. Із збільшенням окатаності частинок знижується їх міцність і стійкість.

Кращі властивості мають ґрунти з піщаними заповнювачами; домішки пилюватих і глинистих частинок погіршують їх властивості. Великий вміст глинистих частинок додає великоуламковим ґрунтам деякі властивості глинистих ґрунтів.

При загальній оцінці великоуламкових ґрунтів слід враховувати умови їх залягання. Похиле залягання пластів і піщані й особливо глинисті прошарки, що зустрічаються в їх товщі, знижують загальну міцність і стійкість основи. При похилому заляганні по прошарках можуть утворюватися поверхні ковзання.

Дуже важливим показником оцінки властивості піщаних ґрунтів є щільність їх складання. Піски за щільністю їх складання підрозділяються залежно від величини коефіцієнта пористості в природному стані на щільні, середньої щільності і пухкі (табл. 7).

Таблиця 7

Щільність складання пісків залежно від коефіцієнта пористості

Вид пісків	Коефіцієнт пористості піску		
	щільного	середньої щільності	пухкого
Гравіюваті, крупні, середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Дрібні	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

У діючих нормах наведені додаткові показники, що дозволяють встановити щільність складання пісків за результатами випробування в польових умовах зануренням конуса – статичним і динамічним зондуванням.

Піщані ґрунти в більшості випадків є надійними основами. Будівельні властивості піщаних ґрунтів залежать від щільності складання, водонасичення, форми, однорідності, розмірів і мінералогічного складу частинок. Із збільшенням вмісту крупних частинок і щільності складання будівельні властивості піщаних ґрунтів поліпшуються. Деформації в пісках після закінчення навантаження затухають тим швидше, чим крупніше пісок.

Гравіюваті, крупні і середньої крупності піски щільного і середньої щільності складання малостисливі, добре опираються зсуву, фундаменти на них зазнають незначних деформацій. При цьому чим однорідніше піски, тим менше вони стискаються і тим вище їх опір зсуву.

Опір зсуву гірських пісків із кутастими частинками за рахунок більшого зачеплення вище, ніж у пісків з окатаними

частинками. Кварцеві піски міцніші і менше стискаються, ніж інші піски. Домішка до пісків частинок слюди збільшує їх стисливість і зменшує водопроникність. Із збільшенням вмісту слюди стисливість піску наближається до стисливості глин.

Пухкі піски при навантаженні дають велике осідання і недостатньо стійкі, застосування їх як основи повинно бути спеціально обґрунтовано.

Насичення водою гравіюватих і крупних пісків практично не впливає на їх міцність; міцність же дрібних і пилюватих пісків помітно знижується у міру заповнення пор водою, особливо при вмісті в пісках деякої кількості глинистих і органічних колоїдних частинок, рівномірно розподілених в їх товщі. Глинисті і колоїдні частинки відіграють роль мастила, надаючи піску великої рухливості. Такі піски під невеликим тиском навіть у відсутності води здатні розтікатися, і їх часто називають пливунами.

Ці піски слід відрізнити від дуже рухомих пісків, які називають дійсними пливунами. Причиною рухливості і нестійкості таких пісків є мікроорганізми, що знаходяться в ґрунті. Мікроорганізми в результаті своєї життєдіяльності виробляють газ, бульбашки якого створюють додатковий тиск у поровій воді, надаючи ґрунту додаткової рухливості. Піски-пливуни і дійсні пливуні можна використовувати в основі тільки при дотриманні спеціальних вимог і лише тоді, коли вжито заходи, що виключають можливість їх переміщення.

Глинисті ґрунти залежно від вмісту глинистих частинок ($d \leq 0,005$ мм) підрозділяються на супіски, суглинки і глини. Вміст глинистих частинок оцінюється непрямим показником – числом пластичності. При числі пластичності $0,1 \leq I_p \leq 0,07$ ґрунти відносять до супісків, при $0,07 \leq I_p \leq 0,17$ – до суглинків і при $I_p > 0,17$ – до глин (табл. 8).

Таблиця 8

Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності

Найменування глинистих ґрунтів	Вміст глинистих частинок за масою, %	Межі числа пластичності I_p
Пісок	< 3	0
Супісок	3-10	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	10-30	$0,07 < I_p \leq 0,17$

Глина	>30	$I_p > 0,17$
-------	-----	--------------

Стан глинистих ґрунтів оцінюється консистенцією (густиною) і додатково щільністю складання. Консистенцію глинистих ґрунтів визначають, зіставляючи їх природну вологість W з вологістю, що відповідає границі розкочування W_p і текучості W_L , або за показником консистенції I_L . Вони вважаються в твердому стані, коли $W < W_p$ або показник консистенції $I_L < 0$; у пластичному, коли $W_p \leq W \leq W_L$ або $0 \leq I_L \leq 1$; у текучому, коли $W > W_L$ або $I_L > 1$. Пластичний стан суглинків і глин відповідає великому діапазону вологості. У межах границь пластичності їх властивості істотно змінюються, тому за показником консистенції (станом) їм додатково присвоюють найменування – напівтвердий, тугопластичний, м'якопластичний, текучопластичний, табл. 9.

Таблиця 9

Стан глинистих ґрунтів за консистенцією

Найменування стану	Границі природної вологості	Границі числа пластичності I_p
Твердий	$W < W_p$	$I_L < 0$
Пластичний:	$W_p \leq W \leq W_L$	$0 \leq I_L \leq 1$
- напівтвердий	$0 \leq I_L \leq 0,25$	
- тугопластичний	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	
- м'якопластичний	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	
- текучопластичний	$0,75 \leq I_L \leq 1$	
Текучий	$W > W_L$	$I_L > 1$

У твердому стані глинисті ґрунти малостисливі і є надійною основою. У пластичному стані вони відносяться до середньостисливих ґрунтів і можуть бути використані як основи, якщо осідання зведених на них споруд не перевищить допустиме. Глинисті ґрунти в текучому, а при тиску більше 0,15 МПа і в текучопластичному стані відносяться до тих, що сильно стискаються. Вони можуть видавлюватися з-під фундаменту, і використання їх в основі споруд повинно бути технічно обґрунтовано.

Властивості глинистих ґрунтів значною мірою залежать від вологості (консистенції). Із збільшенням вологості збільшується їх стисливість, зменшується опір зсуву, погіршуються будівельні властивості. При проектуванні слід приймати показники з урахуванням можливої зміни вологості ґрунтів основи.

Щільність глинистих ґрунтів побічно визначають за величиною коефіцієнта пористості e . Чим менший коефіцієнт пористості, тим менше в ґрунті пор, ґрунт менше стискається під навантаженням, його будівельні властивості краще.

Будівельні властивості глинистих ґрунтів залежать і від умов їх походження і існування. Чим давніший ґрунт і чим більшим тиском він ущільнений, тим більші його структурні зв'язки, більше щільність складання і міцність. Наприклад, моренні глинисті ґрунти, обтиснені товщею льодовиків, міцніше сучасних відкладень, формування яких відбувалося лише під тиском товщі ґрунту, що лежить вище. Іноді за рахунок швидкого утворення структурних зв'язків зустрічаються стародавні глинисті ґрунти менше ущільнені, але міцніші, ніж ті, що лежать вище; їх відносять до структурних ґрунтів.

Деформації глинистих ґрунтів відстають у часі від прикладення навантаження, протікають вони роками і навіть десятиліттями.

У глинистих ґрунтах виділяють структурні ґрунти: набухаючі, давні і сучасні мули, озерно-льодовикові стрічкові глини, леси і лесоподібні ґрунти, а також усі види заторфованих ґрунтів. Особливості проектування в таких ґрунтах викладені в ДБН В.2.1-10-2009 [6]. Особливістю структурних ґрунтів є різке зменшення або повна втрата міцності при руйнуванні структурних зв'язків. Можливість використання структурних ґрунтів як основи встановлюється спеціально поставленими дослідженнями.

До набухаючих відносяться тільки ті глинисті ґрунти, які набухають під тиском. Набухаючі ґрунти є надійною основою тільки в природному стані. При замочуванні вони збільшуються в об'ємі, і сили здимання, що розвиваються, спричиняють пошкодження будівлям і спорудам. Характерною особливістю набухаючих ґрунтів є переважання в них ілітових і

монтморилонітових частинок, велике число пластичності і природна вологість, яка близька до границі розкочування.

Мулами називаються глинисті ґрунти в початковій стадії свого формування, що утворилися у вигляді структурного осаду в спокійній або дуже повільно протікаючій воді під одночасною дією мікробіологічних процесів. У природному складанні вони мають вологість, що перевищує вологість на границі текучості, і коефіцієнт пористості для супісків $e > 0,9$, суглинків $e > 1$, глин $e > 1,5$. Міцнісні властивості мулів залежать головним чином від структурних зв'язків, які зумовлюються віком і ступенем ущільнення мулу.

Озерно-льодовикові стрічкові глини відрізняються тонкою шаруватістю, вони складаються із якнайтонших (що вимірюються частками міліметра і рідко перевищують 1 см) шарів глини і пилюватих пісків, які чергуються. Стрічкові глини можуть використовуватися як природна основа при обов'язковому збереженні їх структури і природної шаруватості.

Лесоподібними (макропористими) називають глинисті ґрунти, що мають у природному складанні видимі незброєним оком пори (макропори), які значно перевищують розміри мінеральних частинок, з яких складається ґрунт. Вони відрізняються великою пористістю ($e > 1$) і малою об'ємною масою ($\rho = 1,2 \div 1,3 \text{ т/м}^3$). У природному стані ці ґрунти мають високу міцність. При замочуванні порушуються зв'язки, і від власної маси або зовнішнього навантаження ґрунти просідають із зміною структури.

Властивості заторфованих ґрунтів і торфів залежать від вмісту рослинних залишків, ступеня їх мінералізації – розкладання, структурної міцності, умов залягання – відкриті або приховані шари. Вони мають велику стисливість, осідання їх під водою відбувається тривалий час. З пониженням рівня ґрунтових вод відбувається їх інтенсивна мінералізація, що викликає збільшення і прискорення стисливості заторфованих ґрунтів і торфів.

Насипні ґрунти за умовами і часом формування, щільністю складання, складом і іншими ознаками істотно відрізняються від природних ґрунтів. Насипи, що планомірно відсипаються або намиваються окремими шарами із передбаченого проектом

грунту з ущільненням кожного шару до необхідної щільності, з необхідним контролем при укладанні, по суті є штучно поліпшеними ґрунтами із заданими фізичними і механічними показниками, які можна використовувати в основі.

Насипні ґрунти, що утворилися із відвалів виробництва, хвостосховищ, териконів, складаються з мінеральних ґрунтів, шлаку, золи, формувальної землі і т.п. Окремі частинки таких ґрунтів з часом можуть злипатися, цементуватися, в них можуть виникати первинні і вторинні структурні зв'язки. Щільність складання насипних ґрунтів дуже різна, що необхідно врахувати при використанні ґрунтів в основі і передбачити відповідні заходи.

Насипні ґрунти, що утворилися в результаті звалища ґрунтів, сміття, побутових відходів, використовувати в основі ризиковано. Через неоднорідність, різну щільність і нерівномірне залягання вони при навантаженні дають різні осідання, а розкладання органічних вкраплень, що часто зустрічаються в них, сприяє збільшенню осідання і викликає деформації побудованих будівель і споруд.

4.2.2. Механічні характеристики ґрунтів

Для розрахунку природних основ необхідно знати показники опору зсуву, стисливості і водопроникності ґрунтів. Як правило, механічні характеристики визначають дослідним шляхом. Як виняток для будівель III і IV класу ДБН В.2.1-10-2009 [6] дозволяє приймати їх за таблицями, складеними на основі статистичної обробки великого числа випробувань.

Опір зсуву τ в загальному випадку залежить від сил тертя і зчеплення ґрунтів і оцінюється кутом внутрішнього тертя φ і питомою силою зчеплення в глинистих або параметром лінійності в великоуламкових і піщаних ґрунтах c :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c, \quad (20)$$

де σ – діючий нормальний тиск, МПа.

За опором зсуву оцінюється стійкість, призначається граничний, нормативний і розрахунковий тиск на ґрунти. Визначається опір зсуву за даними польових і лабораторних випробувань. Величина цього показника в значній мірі залежить від фізичного і напруженого стану ґрунтів, особливо глинистих, тому при визначенні φ і c режим випробувань повинен відповідати умовам роботи ґрунтів в основі споруд. За інших рівних умов чим вищі міцнісні показники, тим більший тиск можна передавати на основу.

Стисливість (ущільнюваність) ґрунтів оцінюється коефіцієнтом відносної стисливості a_0 або модулем загальної деформації E_0 . Ці характеристики визначаються в лабораторії або польових умовах (випробуванням жорсткими штампами). За матеріалами лабораторних випробувань в одометрі будують графік залежності коефіцієнта пористості від тиску – компресійну криву (рис. 19).

Коефіцієнт стисливості визначають в інтервалі тиску $\Delta p = p_2 - p_1$, одержану криву замінюють прямою. Кут нахилу цієї прямої характеризує стисливість ґрунту, тангенс кута α приймають за коефіцієнт стисливості

$$\operatorname{tg} \alpha = a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} . \quad (21)$$

Величина коефіцієнта стисливості залежить від прийнятих значень p_1 і p_2 . Тиск p_1 приймають рівним природному тиску у середині даного шару ґрунту, а p_2 – повному тиску (природному і додатковому) на тій же глибині.

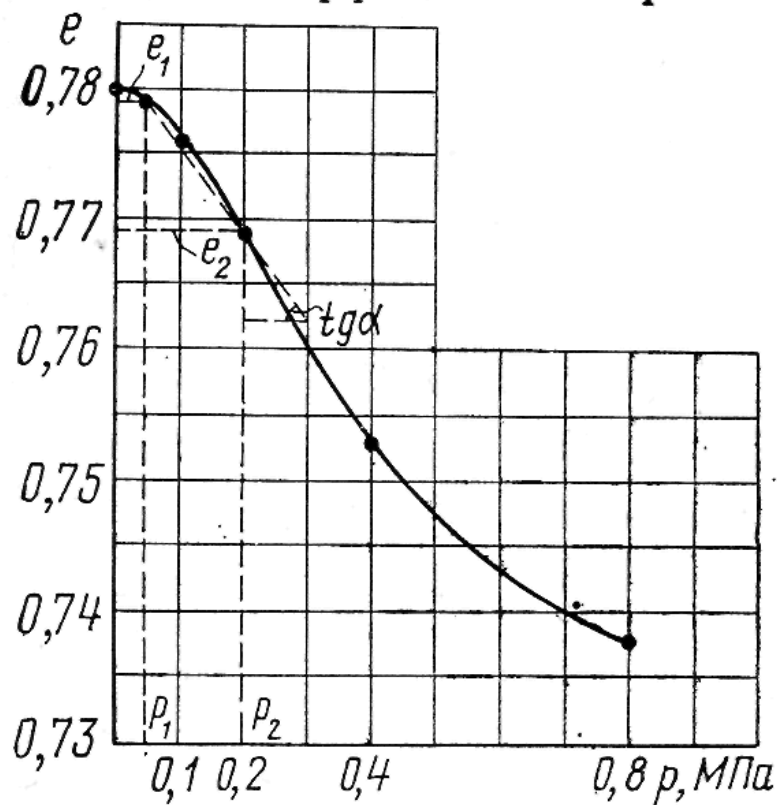


Рис. 19. Графік залежності коефіцієнта пористості від тиску:
 p_1 і p_2 – тиск для інтервалу, в якому визначається коефіцієнт стисливості;
 e_1 і e_2 – коефіцієнти пористості, відповідні цьому тиску

У розрахункових формулах користуються коефіцієнтом відносної стисливості – відносної деформації ε_z , що припадає на одиницю тиску Δp :

$$a_0 = a / (1 + e_n) = \varepsilon_z / \Delta p, \quad (22)$$

де e_n – коефіцієнт пористості ґрунту, відповідний початковому тиску ($e_n = e_1$).

Числові значення коефіцієнта відносної стисливості (22) в інтервалі тиску $0,05 \div 0,2$ МПа дозволяють судити про стисливість ґрунтів основи. При значеннях a_0 близько 1 МПа^{-1} ґрунт сильностисливий, при a_0 близько $0,1 \text{ МПа}^{-1}$ – середностисливий і при a_0 близько $0,01 \text{ МПа}^{-1}$ – малостисливий. Як природну основу можна використовувати ґрунти середньої і малої стисливості.

Модуль загальної деформації E_0 – характеристика, яка аналогічна модулю пружності пружних тіл, – є коефіцієнтом пропорційності між напругами і загальними (що відновлюються та залишковими) деформаціями ґрунтів

$$E_0 = \beta \frac{1 + e_n}{a} = \frac{\beta}{a_0}, \quad (23)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, який визначається виразом

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}, \quad (24)$$

де ν – коефіцієнт Пуассона (відносної поперечної деформації ґрунту).

Значення ν і β для різних видів ґрунтів подано в табл. 10.

Таблиця 10

Значення коефіцієнтів ν і β для різних ґрунтів

Ґрунти	ν	β
Великоуламкові	0,27	0,8
Піски і супіски	0,3	0,74
Суглинки	0,35	0,62
Ґлини	0,41	0,43

Модулі деформації, які отримані за результатами компресійних випробувань, через невідповідність умов випробувань ґрунту в компресійному приладі умовам деформацій ґрунту в природі за своєю величиною виявляються меншими, ніж модулі деформацій тих самих ґрунтів, отриманих при штампових випробуваннях. Величину модуля деформації ґрунту E , відповідного результатам штампових випробувань, можна визначити за величиною модуля деформації ґрунту E_k , отриманого за результатами компресійних випробувань за формулою

$$E = m_k E_k, \quad (25)$$

де m_k – корегуючий коефіцієнт, величину якого для алювіальних, делювіальних та озерно-льодовикових глинистих ґрунтів від текучопластичної до тугопластичної консистенції можна приймати за таблицею 11.

Таблиця 11

Значення коефіцієнта m_k для різних ґрунтів

Вид ґрунту	Коефіцієнт m_k при коефіцієнті пористості ґрунту e , рівному										
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4
Супіски	4	4	3,5	3	2	–	–	–	–	–	–
Суглинки	5	5	4,5	4	3	2,5	–	–	–	–	–
Глини	–	–	6	6	5,5	5	4,5	4	3,5	2,5	2

Модуль загальної деформації часто визначають за даними польових випробувань ґрунтів статичним навантаженням за допомогою жорстких штампів у підготовленому шурфі (ДСТУ Б В.2.1-6-2000 [12]), рис. 20, а. До штампу 1 через спеціальну платформу 2 прикладають ступенево зростаюче навантаження 3. У результаті випробувань одержують залежність осідання s штампу від діючого тиску p (рис. 20, б). На ділянці графіка при невеликому тиску, де осідання штампу лінійно залежить від діючого навантаження, визначають модуль загальної деформації

$$E_0 = \omega \cdot d(1 - \nu_0^2) \Delta p / \Delta s, \quad (26)$$

де ω – коефіцієнт, що приймається для круглих жорстких штампів рівним 0,8;

d – діаметр штампу;

ν_0 – коефіцієнт Пуассона;

Δp – приріст тиску на штамп;

Δs – приріст осідання штампу.

Сучасні методи розрахунку основ і фундаментів ґрунтуються на експериментальних даних, одержаних у результаті прикладення зовнішнього навантаження до жорстких штампів, що встановлюються на поверхні ґрунтової основи (рис. 21, а). При збільшенні зовнішнього навантаження N , прикладеного до штампу, ґрунт основи деформуватиметься, набуваючи осідання s .

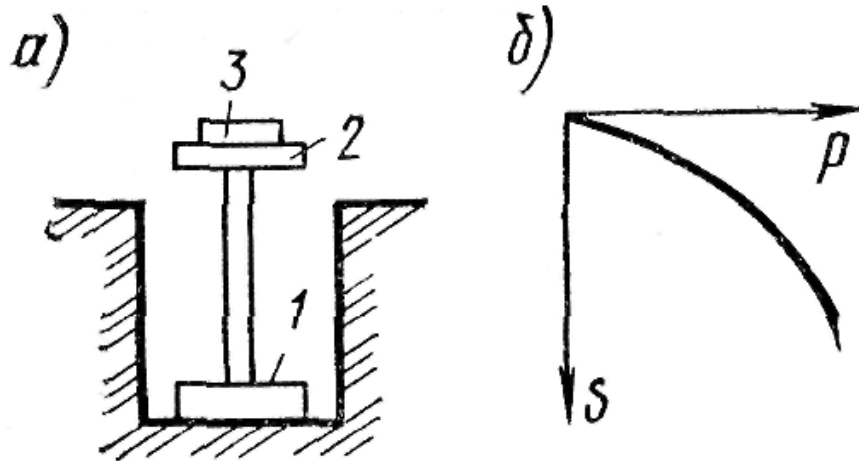


Рис. 20. Схема установки для випробування ґрунту статичним навантаженням у шурфі (а) і залежність осідання від навантаження (б)

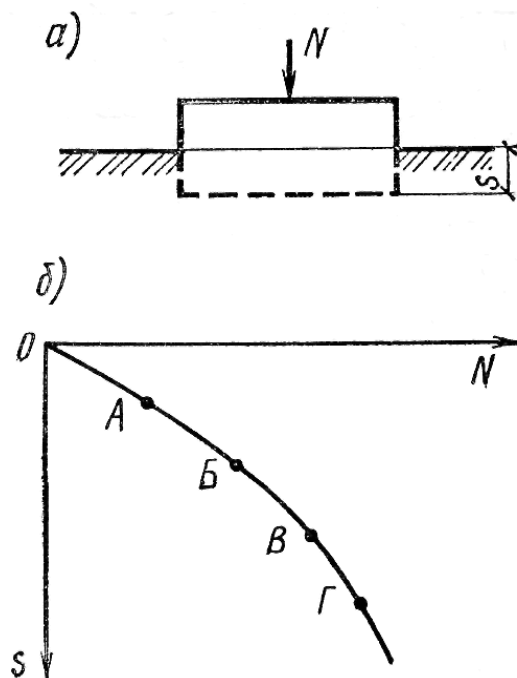


Рис. 21. Схема взаємодії штампу з основою (а) і графік зміни осідання (б)

Характерна для більшості ґрунтів залежність осідання від діючого навантаження наведена на рис. 21, б. На ділянці OA при невеликих значеннях зовнішнього навантаження, що не перевищують деякої границі, відбувається ущільнення ґрунту і його частинки переміщуються в основному вниз (рис. 22, а). На

цій ділянці, яку називають фазою ущільнення, залежність між навантаженням і осіданням умовно приймається лінійною, тобто осідання прямо пропорційне діючому навантаженню.

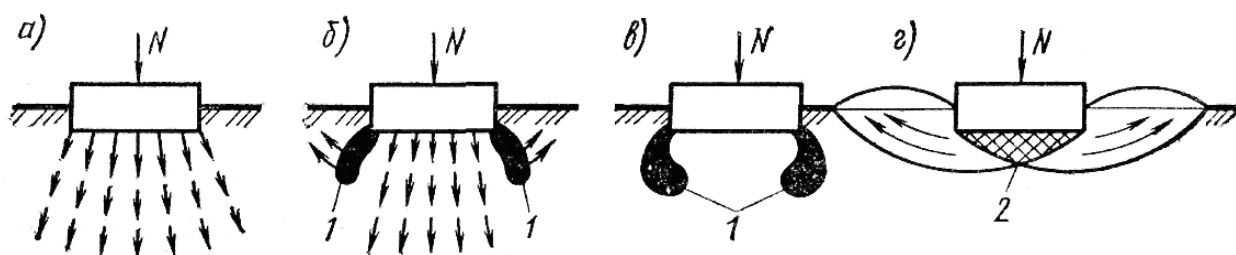


Рис. 22. Схема розвитку деформацій в ґрунтах основи:
a – при ущільненні; *б* – при розвитку місцевих областей зсуву;
в – при настанні граничного стану; *г* – при втраті стійкості основи

При подальшому зростанні навантаження на ділянці *AB* (див. рис. 21, *б*) під краями штампів з'являються зони пластичних деформацій; при цьому лінія *AB* буде кривою, проте її кривизною внаслідок незначності нехтують і вважають, що ґрунт деформується лінійно, тобто крива *AB* замінюється прямою лінією. Ця зона називається фазою ущільнення і локальних зсувів. При збільшенні навантаження на ділянці *BB* зони пластичних деформацій розвиваються у боки, залучаючи до пластичної деформації всі великі обсяги ґрунту під краями штампів *1*, рис. 22, *в*. Ця фаза називається фазою розвитку значних зсувів і ущільнення ґрунту в боки від зон пластичних деформацій; при цьому кривизна лінії *BB* зростає.

Подальше збільшення навантаження призводить до формування під подошвою штампів пружного жорсткого ядра *2*, яке, переміщаючись разом з штампом, розклинає ґрунт, сприяючи ще більшому розвитку ділянок зсуву. Це викликає різке осідання штампів з випиранням ґрунту у боки і вгору (рис. 22, *г*). На рис. 21, *б* ця фаза відповідає ділянці *BГ*, що наближається до вертикальної лінії, і називається фазою випирання.

Польові випробування більше відповідають умовам роботи ґрунтів в основі, тому показники, одержані в результаті цих випробувань, надійніші.

Водопроникність ґрунтів оцінюється коефіцієнтом фільтрації k_f . Цей коефіцієнт використовується в розрахунках при визначенні затухання осідання основ з часом. У зв'язку з тим, що рух води викликається тиском від споруди, коефіцієнт фільтрації слід визначати при відповідному напорі. Він може відрізнятися від коефіцієнтів фільтрації, одержаних у польових умовах.

4.2.3. Оцінення природних основ за даними про ґрунти окремих пластів

Дані про ґрунти окремих пластів дозволяють дати оцінку всієї основи.

За умовами нашарування, потужністю і стисливістю пластів, що входять в основи, їх можна розділити на однорідні, товща яких, що стискається, містить тільки один ґрунт (рис. 23, *а*), і шаруваті з різними за складом, властивостями і стисливістю ґрунтами, із згідним (рис. 23, *б*) і незгідним (рис. 23, *в*) їх заляганням. До шаруватих із згідним заляганням відносять основи, в яких простягання окремих шарів близько до горизонтального (ухил менше 1 – 2%), а до шаруватих із незгідним заляганням – основи, пласти яких залягають невитримано, мають великий нахил, виклинюються і ін.

Попередню оцінку загальної стисливості основи в межах площі будівлі і споруди можна провести в результаті аналізу і співставлення модулів деформації E (формула 25) або коефіцієнтів відносної стисливості a_0 всіх шарів за глибиною закладання і простягання. Указана оцінка повинна проводитися стосовно запроектованої будівлі або споруди з урахуванням того, що осідання протікає у часі і залежить не тільки від ґрунтів основи, але й від розмірів і форми подошви фундаменту, величини тиску і умов завантаження, а допустиме осідання – від особливостей будівель і споруд, що зводяться. Під різними фундаментами на одному і тому ж будівельному майданчику в робочу частину основи можуть входити різні нашарування ґрунтів.

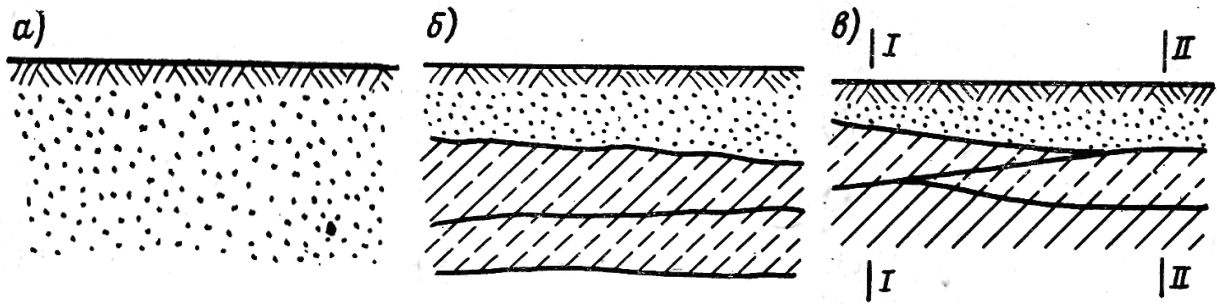


Рис. 23. Схеми природних основ:
a – однорідна основа; *б* – шарувата із згідним заляганням шарів;
в – шарувата із незгідним заляганням шарів

Слід враховувати, що характеристики стисливості визначаються для повністю ущільнених ґрунтів і не дозволяють оцінити затухання осідання у часі. Затухання осідання можна оцінити шляхом логічних передумов. Наприклад, якщо в перерізі *I–I* основи, наведеної на рис. 23, *в*, виклинювальним шаром є глина, а в перерізі *II–II* – пісок, і їх коефіцієнти стисливості однакові, таку основу не можна вважати такою, що рівномірно стискається. Осідання ґрунтів у перерізі *II–II* закінчаться під час будівництва, а в перерізі *I–I* вони триватимуть і після здачі споруди в експлуатацію і, в кінцевому результаті, різниця осідань може стати неприпустимою.

Найбільш надійними є однорідні основи і шаруваті із згідно залягаючими ґрунтами, що малостисливі. Із шаруватих основ переважними є ті, у яких стисливість ґрунтів із глибиною збільшується. Основи, в яких стисливість із глибиною зменшується, менше сприятливі для зведення будівель і в першу чергу будівель і споруд на суцільних плитах і з різними за площею і глибиною закладання фундаментами. Особливо несприятливі основи за наявності в них слабких прошарків, через які, якщо не вжити відповідних заходів, можуть виникнути значні рівномірні і нерівномірні осідання. Чим більша стисливість ґрунтів, тим більше їх абсолютні і, як правило, відносні осідання.

Згідно зі ДБН В.2.1-10-2009 [6], ступінь мінливості ґрунтів основ слід визначати за відношенням найбільшого до найменшого приведених модулів деформації в різних перерізах контура запроектованої будівлі. Чим менше це відношення, тим однорідніше

за стисливістю основа. Оцінення за вказаним відношенням досить достовірне, але трудомістке. Воно вимагає побудови епюр тиску, визначення товщ проєктованих фундаментів, які стискаються, і не оцінює стисливість ґрунтів у часі. Мули, торфи, заторфовані ґрунти, пухкі піски, глинисті ґрунти в текучому стані і з коефіцієнтами пористості у супісків $e > 0,7$, суглинків $e > 1$ і глин $e > 1,1$ після навантаження дають великі осідання, і використання їх в основі вирішується індивідуально.

4.2.4. Приклади оцінення змін інженерно-геологічних умов майданчика, на якому розташовані будівля або споруда, що реконструюється або ремонтується

Приклад 1. Оцінити інженерно-геологічні умови будівельного майданчика № 1. Геологічний профіль майданчика наведений на рис. 24; дані про ґрунти наведені у табл. 12*.

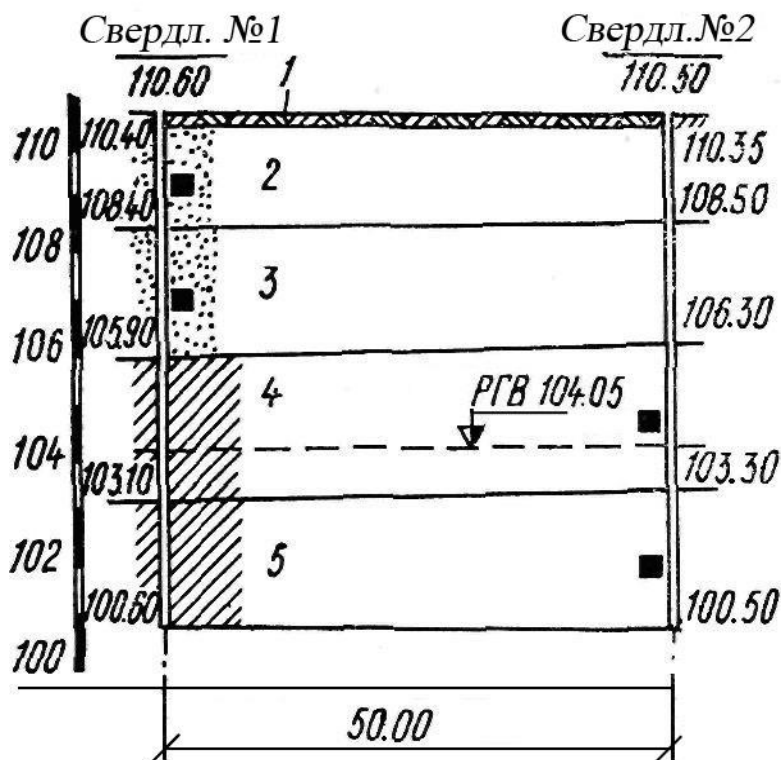


Рис. 24. Геологічний профіль будівельного майданчика № 1: 1 – рослинний шар; 2 – пісок середньої крупності; 3 – пісок пилуватий; 4 – супісок; 5 – глина; ■ – місця відбору зразків; РГВ – рівень ґрунтових вод

*Для оцінення ґрунтових умов необхідно значно більше число лабораторних досліджень зразків, відібраних із кожного шару. У даному прикладі умовно вважаємо, що один зразок повністю характеризує весь пласт як за висотою, так і за простяганням.

Розв'язання. Перш за все визначимо найменування, з'ясуємо стан і оцінимо властивості окремих шарів ґрунту, а потім усього майданчика.

Зразок 1. Ґрунт відібраний із свердловини № 1 з глибини 1,3 м (другий шар). Число пластичності даного ґрунту, визначене за виразом (17), $I_p < 0,01$, оскільки дані про границю текучості W_L і границю пластичності W_P за лабораторними випробуваннями, табл. 12, відсутні через їх малість; отже, ґрунт великоуламковий або піщаний. Для визначення найменування ґрунту послідовно підсумовуємо відсотковий вміст частинок різної крупності і зіставляємо їх з показниками, наведеними у табл. 6.

За табл. 12 частинок крупніше 10 мм міститься 4,38 % (менше 50 %), крупніше 2 мм – $4,38 + 9,18 = 13,56$ % (менше 25 %). Отже, ґрунт – пісок. Вміст дрібніших частинок – крупніше 0,5 мм – $13,56 + 25,96 = 39,52$ % (менше 50 %), крупніше 0,25 мм – $39,52 + 18,69 = 58,21$ % (більше 50 %); отже, пісок середньої крупності.

Щільність складання піску оцінюємо за коефіцієнтом пористості, який визначаємо за виразом (15) і зіставляємо його з показниками табл. 7. Водонасичення – за ступенем вологості згідно з виразом (16) і порівнюємо її з показниками, наведеними на с.45.

$$e = 2,66 \cdot (1+0,2) / 1,91 - 1 = 0,67 \quad (0,55 \leq e \leq 0,7);$$

$$S_r = 0,2 \cdot 2,66 / 0,67 = 0,78 \quad (0,5 \leq S_r \leq 0,8).$$

За цими показниками встановлюємо, що пісок середньої щільності, насичений водою. Повне його найменування – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою. Такий пісок можна використовувати як природну основу.

Зразок 2. Ґрунт відібраний із свердловини № 1 з глибини 3,5 м (третій шар), табл. 12. Як і для зразка №1, число пластичності ґрунту $I_p < 0,01$, частинки крупніше 10 і 2 мм відсутні, отже, ґрунт є піском. Найменування і стан піску визначаємо аналогічно зразку 1.

Частинок крупніше 0,5 мм міститься 1,8 %; крупніше 0,25 мм – 16,07 %; крупніше 0,1 мм – 50,36 %. Таким чином, частинок розміром крупніше 0,1 мм міститься менше 75 % –

пісок пилюватий, табл. 6. Вміст рослинних залишків 1,8 %, тобто він менше 3 % і в найменуванні піску не враховується.

Визначаємо для цього піску щільність складання за коефіцієнтом пористості (15) і водонасичення за ступенем вологості (16)

$$e = 2,65 \cdot (1+0,22) / 1,91 - 1 = 0,62 \quad (0,6 \leq e \leq 0,8);$$

$$S_r = 0,22 \cdot 2,65 / 0,62 = 0,84 \quad (S_r > 0,8).$$

Згідно з табл. 7, даний ґрунт – пісок пилюватий, середньої щільності, насичений водою. Такий пісок може служити природною основою.

Зразок 3. Ґрунт відібраний із свердловини № 2 з глибини 6 м (четвертий шар), табл. 12. Число пластичності цього ґрунту за виразом (17), $I_p = 0,19 - 0,15 = 0,04$. При $0,01 \leq I_p \leq 0,07$ він повинен класифікуватися як супісок.

Коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = 2,72 \cdot (1+0,17) / 1,96 - 1 = 0,63 \quad (0,55 \leq e < 0,7);$$

показник консистенції

$$I_L = (0,17 - 0,15) / 0,44 = 0,57 \quad (0 < I_L < 1).$$

За показником консистенції ґрунт перебуває в пластичному стані. Отже, ґрунт – супісок у пластичному стані з $e = 0,63$ може служити природною основою.

Зразок 4. Ґрунт відібраний із свердловини № 2 з глибини 8,7 м (п'ятий шар). Число пластичності ґрунту $I_p = 0,54 - 0,22 = 0,32 (> 0,17)$. Коефіцієнт пористості

$$e = 2,71 \cdot (1+0,28) / 1,96 - 1 = 0,78 \quad (0,6 \leq e \leq 0,8);$$

показник консистенції

$$I_L = (0,28 - 0,22) / 0,32 = 0,21 \quad (0 < I_L < 0,25).$$

Отже, ґрунт – глина в напівтвердому стані. Такий ґрунт може бути природною основою.

Загальна оцінка будівельного майданчика № 1. Судячи з геологічного профілю, рис. 24, майданчик має спокійний рельєф з абсолютними відмітками 110,50–110,60. Ґрунти мають шарувате напластування з витриманим заляганням пластів. Усі вони можуть служити природними основами. Наявність на глибині 2–2,2 м пілуватих пісків погіршує несучу здатність основи під фундаментами при нових навантаженнях, тому достатність розмірів фундаментів слід перевірити з урахуванням цього слабкого шару.

Слід також враховувати, що фундаменти будівель з невеликими навантаженнями можна було б розташовувати в межах першого шару, але з перевіркою міцності підстиляючого пілуватого піску. При великих навантаженнях на фундамент як робочий шар краще використовувати супісок (четвертий шар). Використовувати пісок середньої крупності (другий шар) можна було б за умови, що пілуваті піски будуть зміцнені. Якщо ж їх не зміцнювати (зберегти в природному стані), можна чекати нерівномірних осідань фундаментів з різними розмірами і формами підосів і однотипних фундаментів з різним тиском на ґрунт. Ґрунтові води залягають на глибині 5,9 м у четвертому шарі, який є супіском у пластичному стані (абсолютна відмітка 104,05) і не повинні впливати на експлуатацію будівель з неглибокими фундаментами. Однак необхідно порівняти його з рівнем ґрунтових вод, що існував до будівництва існуючої будівлі, з'ясувати, чи не змінювався суттєво цей рівень за роки її експлуатації і визначити загальну гідрогеологічну ситуацію в районі, в якому знаходиться будівля або споруда.

Приклад 2. Оцінити інженерно-геологічні умови будівельного майданчика № 2. Геологічний профіль наведений на рис. 25, дані про ґрунти – в табл. 12.

Розв'язання. Виконуємо оцінку окремих шарів ґрунту.

Зразок № 5. Ґрунт відібраний із свердловини № 3 з глибини 2 м (перший шар). Число пластичності ґрунту $I_p = 0,32 - 0,18 = 0,14$ ($0,07 < I_p < 0,17$), ґрунт – суглинок, табл. 8. Він містить 8,12 % рослинних залишків, тобто більше 5 % і менше 10 %, отже, до його найменування додаємо «з домішкою органічних речовин».

Коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = 2,57 \cdot (1 + 0,42) / 1,61 - 1 = 1,26 (>1);$$

показник консистенції

$$I_L = (0,42 - 0,18) / 0,14 = 1,67 (>1).$$

За одержаними показниками ґрунт класифікуємо як суглинок у текучому стані з домішкою органічних речовин .

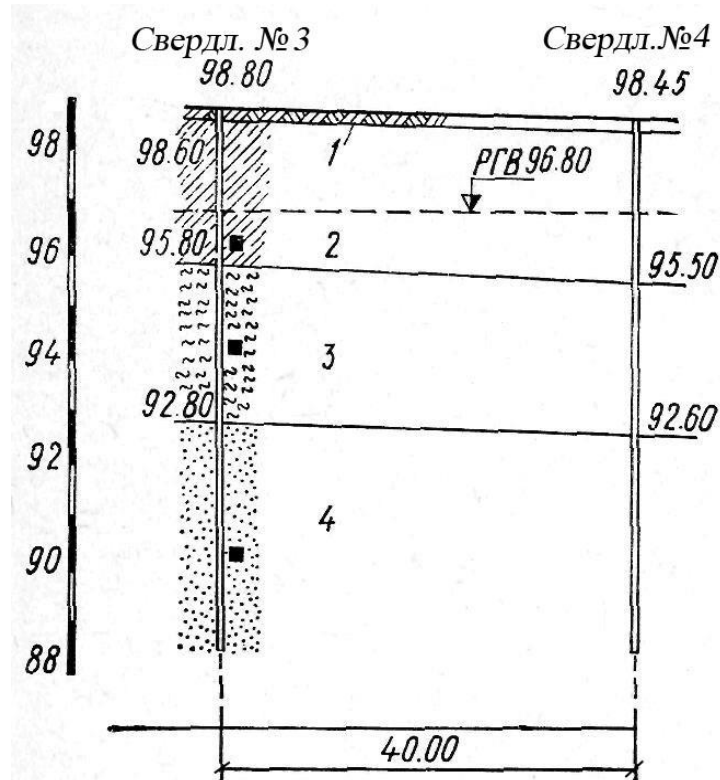


Рис. 25. Геологічний профіль будівельного майданчика № 2:
1 – рослинний шар; 2 – суглинок; 3 – мул; 4 – пісок дрібний; ■ – місця відбору зразків

Зразок № 6. Ґрунт відібраний із свердловини № 3 з глибини 4,5 м (третьої шар – мул, рис. 25). Число пластичності ґрунту $I_p = 0,34 - 0,17 = 0,17$, ґрунт – суглинок.

Коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = 2,69 \cdot (1 + 0,82) / 1,58 - 1 = 1,52 (>1,5);$$

показник консистенції

$$I_L = (0,48 - 0,17) / 0,74 = 1,76 (>1).$$

Як бачимо, ґрунт є мулом і знаходиться в текучому стані.

Зразок №7. Ґрунт відібраний із свердловини № 3 з глибини 8,5 м. Число пластичності ґрунту $I_P = 0$ через малозначущі величини W_L і W_P (табл. 12). Частинки крупніше 2 мм відсутні, отже, ґрунт – пісок. Частинок крупніше 0,5 мм – 2,85 %, крупніше 0,25 мм – 29,05 %, крупніше 0,1 мм – 77,2 %. Таким чином, частинок розміром крупніше 0,1 мм більше 75 %; отже, пісок дрібний.

Коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = 2,19 \cdot (1 + 0,28) / 1,93 - 1 = 0,73 (0,6 < e < 0,8);$$

ступінь вологості

$$S_r = 0,28 \cdot 2,61 / (0,73 \cdot 1) = 1.$$

Отже, ґрунт – пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою. Такий ґрунт придатний бути природною основою.

Загальна оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика № 2. Два перших шари ґрунтів є супіском і мулом у текучому стані і непридатні як природна основа. Третій шар – пісок дрібний, підходить для природної основи. Необхідно перевірити розрахунком, чи відповідає несуча здатність фундаментів на такій основі і самої основи новим навантаженням. Особливу увагу слід звернути на умови експлуатації підвальних приміщень оновленої будівлі або споруди у зв'язку з високим рівнем ґрунтових вод (2 м від поверхні). При необхідності слід виконати гідроізоляцію цих приміщень, перевірити і, при необхідності, відремонтувати гідроізоляцію між фундаментами і стінами першого поверху.

Приклад 3. За даними лабораторних випробувань в одометрі визначити коефіцієнт стисливості глини (зразок № 4, приклад 1) в інтервалі тиску 0,05 ÷ 0,2 МПа:

p , МПа . .	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0,8
e . . .	0,78	0,779	0,776	0,760	0,753	0,738

Розв'язання. За наведеними даними будемо компресійну криву, наносимо на графік відповідні точки і з'єднуємо їх плавною кривою лінією (рис. 19). Крива може пройти не через всі експериментальні точки; при побудові проводиться графічне урівноваження результатів випробувань. При $p_1 = 0,05$ МПа $e_1 = 0,779$, при $p_2 = 0,2$ МПа $e_2 = 0,769$. За виразами (21) і (22) визначаємо коефіцієнти стисливості і відносної стисливості

$$a = (0,779 - 0,769)/(0,2 - 0,05) = 0,066 \text{ МПа}^{-1};$$

$$a_o = 0,066/(1+0,78) = 0,037 \text{ МПа}^{-1}.$$

Згідно з умовною класифікацією, за стисливістю ґрунт – середньої стисливості.

Модуль загальної деформації ґрунту (глини) при коефіцієнті $\beta = 0,43$ за формулою (23) буде

$$E_o = 0,43/0,037 = 11,6 \text{ МПа}.$$

Приклад 4. За даними польових випробувань пробними статичними навантаженнями в шурфі жорстким плоским штампом діаметром $d = 80$ см визначити модуль загальної деформації піску в інтервалі тиску $0,05 \div 0,2$ МПа:

Тиск p , МПа 0 0,05 0,1 0,15 0,2 0,25 0,3 0,35

Осідання штамп S , мм 0 0,85 2 3,45 5,1 6,95 9,45 12,55.

Розв'язання. Будемо графік залежності осідання штамп S від тиску. За ДСТУ Б В.2.1-4-96 [11] приймаємо масштаб: для $p = 0,1$ МПа дорівнює 40 мм, а для $S = 1$ мм дорівнює 10 мм (рис. 26). Через чотири дослідні точки, починаючи з тиску $p = 0,05$ МПа, проводимо усереднюючу пряму, що допустимо через малий розкид точок (в інших випадках користуються методом найменших квадратів). У заданому інтервалі тиску, приймаючи для піску $\nu_o = 0,3$ і $\beta = 0,74$, табл. 10, визначаємо модуль загальної деформації за формулою (26)

$$E_o = 0,8 \cdot 80 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 0,15/0,4 = 22 \text{ МПа}$$

і відносний коефіцієнт стисливості із формули (23)

$$a_o = 0,74/22 = 0,034 \text{ МПа}^{-1}.$$

За значенням a_0 ґрунт є малостисливим.

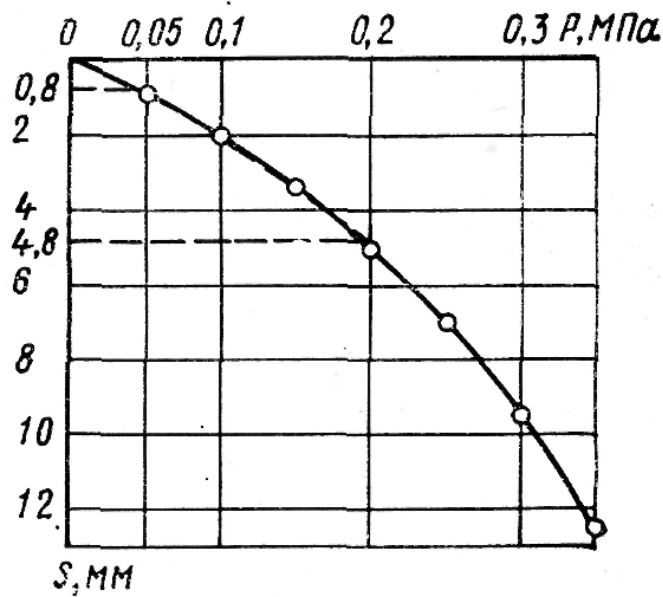


Рис. 26. Графік залежності осідання від тиску, побудований за результатами випробування ґрунтів пробним статичним навантаженням

Приклад 5. Оцінити інженерно-геологічні умови будівельного майданчика № 1 (рис. 27), дані про ґрунти якого наведені в табл. 13.

Розв'язання. Спочатку визначимо вид ґрунту, оцінимо стан і з'ясуємо властивості окремих його шарів, потім дамо загальну оцінку ґрунтових умов будівельного майданчика № 1.

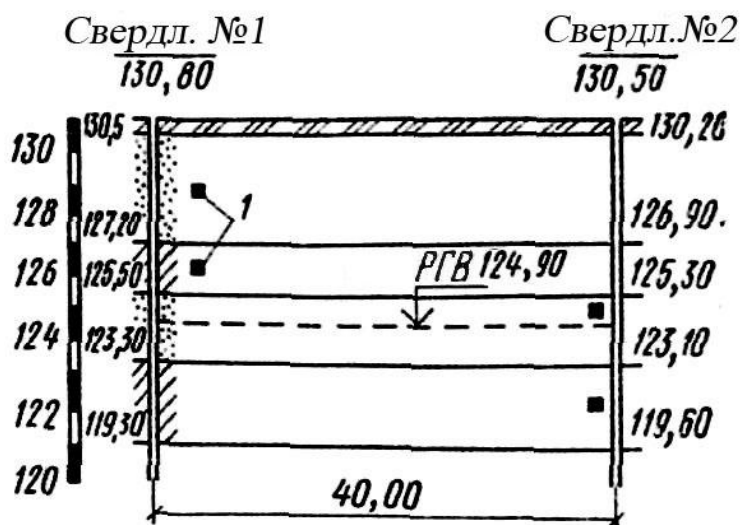


Рис. 27. До прикладу 5:
1 – місця відбору зразків

1. Перший шар ґрунту (зразок № 1), свердловина № 1, глибина відбору зразка 1,5 м. Визначаємо число пластичності за формулою (17): $I_p = 0$; отже, ґрунт піщаний. Вид піщаного ґрунту встановлюємо за гранулометричним складом: частинок крупніше 0,5 мм міститься 22 %, крупніше 0,25 мм – 47 %, крупніше 0,1 мм – 67 %. Таким чином, частинок крупніше 0,1 мм міститься менше 75 %, що за табл. 6 відповідає пилювату піску.

Коефіцієнт пористості за формулою (15)

$$e = \frac{2680}{1850}(1 + 0,15) - 1 = 0,666,$$

що за табл. 7 відповідає піщаному ґрунту середньої щільності. Визначаємо ступінь вологості за формулою (16)

$$S_r = 0,15 \cdot 2680 / 0,666 \cdot 1000 = 0,604,$$

що відповідає середньому ступеню водонасичення.

Остаточно встановлюємо, ґрунт – пісок пилюватий, середньої щільності, середнього ступеню водонасичення і може служити природною основою.

2. Другий шар ґрунту (зразок № 2), свердловина № 1, глибина відбору зразка 4 м. Визначаємо число пластичності: $I_p = 0,18 - 0,13 = 0,05$; за табл. 8 класифікуємо ґрунт як супісок.

Знаходимо коефіцієнт пористості за формулою (15)

$$e = \frac{2720}{1950}(1 + 0,16) - 1 = 0,618.$$

Визначаємо показник текучості за формулою (18)

$$J_p = \frac{0,16 - 0,13}{0,18 - 0,13} = 0,6,$$

що за табл. 9 характеризує ґрунт, який знаходиться в м'якопластичному стані.

Остаточно встановлюємо: ґрунт – супісок у м'якопластичному стані і може служити природною основою.

3. Третій шар ґрунту, (зразок № 3), свердловина № 1, глибина відбору зразка 6,0 м. Визначаємо число пластичності: $I_p = 0$; отже, ґрунт піщаний. Вид піщаного ґрунту встановлюємо за гранулометричним складом: частинок крупніше 0,5 мм міститься 3 %, крупніше 0,25 мм – 12 %, крупніше 0,1 мм – 87 %. Таким чином частинок крупніше 0,1 мм міститься більше 75 %, що за табл. 6 відповідає дрібному піску.

Коефіцієнт пористості за формулою (15)

$$e = \frac{2620}{2000}(1 + 0,22) - 1 = 0,598,$$

що відповідає щільному піску.

Ступінь вологості за формулою (16)

$$S_r = \frac{0,22 \cdot 2620}{0,598 \cdot 1000} = 0,963,$$

що відповідає насиченому водою піску. Остаточного встановлюємо: ґрунт – пісок дрібний, щільний, насичений водою і може служити природною основою.

4. Четвертий шар ґрунту (зразок № 4), свердловина № 4, глибина відбору зразка 10 м. Визначаємо число пластичності: $I_p = 0,36 - 0,22 = 0,14$; за табл. 8 класифікуємо ґрунт як суглинок.

Знаходимо коефіцієнт пористості за формулою (15)

$$e = \frac{2780}{2000}(1 + 0,28) - 1 = 0,779.$$

Показник текучості за формулою (18)

$$J_p = \frac{0,28 - 0,22}{0,36 - 0,22} = 0,429,$$

що за табл. 9 відповідає суглинку тугопластичному.

Остаточного встановлюємо: ґрунт – суглинок тугопластичний і може служити природною основою.

Загальна оцінка будівельного майданчика № 1: згідно з геологічним розрізом майданчик (рис. 27) характеризується

спокійним рельєфом з абсолютними відмітками 130,5–130,8. Ґрунти мають шарувате напластування з витриманим заляганням ґрунтів. Кожний із шарів може служити природною основою.

Приклад 6. Оцінити інженерно-геологічні умови будівельного майданчика № 2 (рис. 28), дані про ґрунти якого наведені в табл. 13.

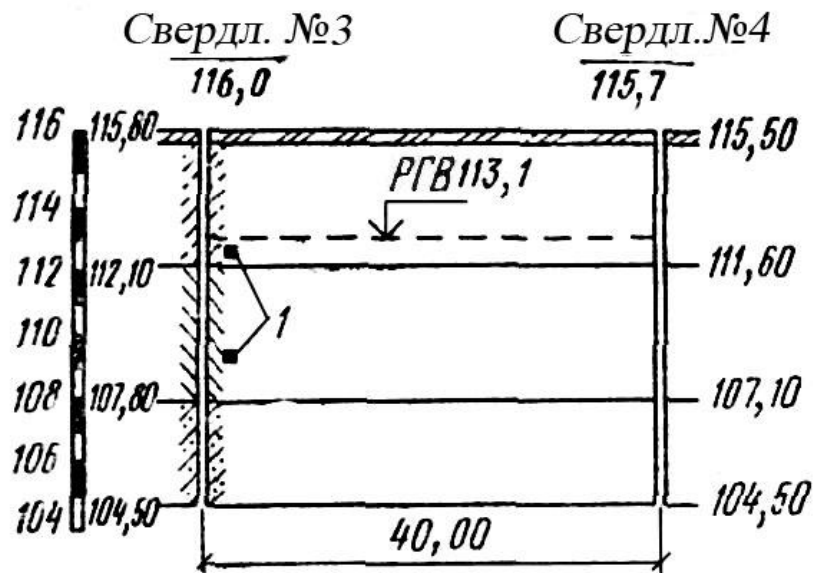


Рис. 28. До прикладу 6:
1 – місця відбору зразків

Розв'язання. Визначимо вид ґрунту, оцінимо стан і з'ясуємо властивості окремих шарів ґрунту.

1. Перший шар ґрунту (зразок № 5, табл.13), свердловина № 3, глибина відбору зразка 1,5 м. Визначаємо число пластичності: $I_p = 0$; отже, ґрунт піщаний. Вид піщаного ґрунту встановлюємо за гранулометричним складом: частинок крупніше 0,5 мм міститься 28,2 %; крупніше 0,25 мм – 57,2 %. Таким чином, частинок крупніше 0,25 мм міститься більше 50 %, що за табл. 6 відповідає піску середньої крупності.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{2660}{2000}(1 + 0,22) - 1 = 0,663,$$

що за табл. 7 відповідає піску середньої щільності.

Ступінь вологості

$$S_r = 0,22 \cdot 2660 / 0,663 \cdot 1000 = 0,882,$$

що характерний для піску, насиченого водою. Остаточо встановлюємо: ґрунт – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою і може служити природною основою.

2. Другий шар ґрунту (зразок № 6, табл.13), свердловина № 3, глибина відбору зразка 6,5 м. Визначаємо число пластичності: $I_p = 0,32 - 0,19 = 0,13$. За табл. 8 класифікуємо ґрунт як суглинок.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{2700}{1870} (1 + 0,25) - 1 = 0,805 .$$

Показник текучості

$$J_p = \frac{0,25 - 0,19}{0,32 - 0,19} = 0,462 ,$$

що за табл. 9 відповідає суглинку тугопластичному.

Остаточо встановлюємо: ґрунт – суглинок тугопластичний і може служити природною основою.

3. Третій шар ґрунту (зразок № 7, табл.13), свердловина № 4, глибина відбору зразка 10 м. Визначаємо число пластичності: $I_p = 0,43 - 0,23 = 0,2$. За табл. 8 класифікуємо ґрунт як глину.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{2750}{2000} (1 + 0,27) - 1 = 0,746 .$$

Показник текучості

$$J_p = \frac{0,27 - 0,23}{0,43 - 0,23} = 0,2 ,$$

що за табл. 9 відповідає напівтвердій глині. Остаточо встановлюємо: ґрунт – глина напівтверда і може служити природною основою.

Загальна оцінка будівельного майданчика № 2: згідно з геологічним розрізом майданчик (рис. 28) характеризується

спокійним рельєфом з абсолютними відмітками 115,7 – 116,0. Ґрунти мають шарувате напластування з витриманим заляганням ґрунтів. Кожний із шарів може служити природною основою.

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Яким чином проводиться класифікація ґрунтів основи?
2. Які фізичні характеристики ґрунтів повинні бути визначені для їх класифікації?
3. Що називається коефіцієнтом пористості?
4. Як класифікують ґрунти в залежності від значення коефіцієнта пористості?
5. Що називається ступенем вологості?
6. Як класифікують ґрунти в залежності від значення ступеня вологості?
7. Що називається числом пластичності?
8. Як класифікують ґрунти в залежності від значення числа пластичності?
9. Що називається показником консистенції?
10. Як класифікують ґрунти в залежності від значення показника консистенції?
11. Як класифікують великоуламкові і піщані ґрунти в залежності від крупності частинок?
12. Як класифікують ґрунти в залежності від вмісту органічних речовин?
13. Що називається коефіцієнтом вивітрілості?
14. Як класифікують ґрунти в залежності від значення коефіцієнта вивітрілості?
15. Які ґрунти відносяться до набухаючих?
16. Які ґрунти називаються мулами?
17. Які ґрунти відносяться до лесоподібних?
18. Які насипні ґрунти можна використовувати як основу?
19. Які механічні характеристики ґрунтів дозволяють робити висновок про їх надійність як основи?
20. Що називається коефіцієнтом стисливості?
21. Що називається коефіцієнтом відносної стисливості?
22. Як класифікують ґрунти в залежності від значення коефіцієнта відносної стисливості?
23. Як відбувається розвиток деформацій в ґрунтах основи при постійному збільшенні навантаження?

5. ОЗНАЙОМЛЕННЯ З БУДІВЛЕЮ АБО СПОРУДОЮ, ЩО РЕКОНСТРУЮЄТЬСЯ АБО РЕМОНТУЄТЬСЯ, І ЗМІНЕННЯМ НАВАНТАЖЕНЬ І ТЕХНОЛОГІЧНИХ ДІЙ

Після вивчення інженерно-геологічних умов будівельного майданчика необхідно ознайомитися з будівлею або спорудою, що реконструюється або ремонтується. Виявляються особливості будівлі і споруди до і після запланованих реконструкції або ремонту (старої і оновленої споруди); уточнюються розміри будівлі або споруди, конструктивні і розрахункові схеми; старий, який зберігається, і новий матеріал основних конструкцій і елементів; аналізуються жорсткість споруди, її чутливість до нерівномірних осідань, а також можливі деформації окремих частин і елементів при осіданні ґрунтів основи; виявляються особливості і вимоги нового технологічного процесу, експлуатаційні умови, можливий негативний вплив їх на роботу ґрунтів основи; встановлюються характер і допустимі граничні деформації оновленої будівлі або споруди.

За наявності високого рівня ґрунтових вод особлива увага приділяється встановленню типу, розмірів, виду і якості матеріалів існуючих фундаментів і конструкцій підвальних приміщень, їх стану, надійності виконання ними несучих і захисних функцій. За відсутності креслень виконуються обмірні креслення, відриваються шурфи, просвердлюються свердловини та ін., відбираються проби матеріалів несучих елементів, визначаються їх дійсні властивості, досліджується стан робочої арматури в залізобетонних елементах і стан металоконструкцій. При встановленні даних про існуючі фундаменти слід використовувати дані про використані в будівлях і спорудах типи фундаментів і матеріали, з яких вони можуть бути виготовлені.

За формою фундаменти розділяють на окремі під колони і стовпи (рис. 29, *а*), стрічкові під стіни і колони (рис. 29, *б*) і суцільні під всією будівлею або спорудою (рис. 29, *в*).

За видом матеріалу, з якого виготовляють фундаменти, вони можуть бути кам'яними (цегляними), бетонними, бутобетонними і залізобетонними.

За умовами експлуатації можуть зустрітися такі типи фундаментів: жорсткі – що працюють в основному на стиск, переважно із кам'яної (цегляної) кладки, бетону і бутобетону; гнучкі – що сприймають стискальні і згинальні зусилля, зазвичай із залізобетону.

Жорсткий фундамент, який виконується звичайно в монолітному варіанті, відрізняється від гнучкого фундаменту в основному масою і розмірами, при цьому останні визначаються кутом жорсткості α . Цей кут залежить від марки бетону фундаменту, тиску на ґрунт основи, типу фундаменту і знаходиться в межах $26^{\circ}30' \leq \alpha \leq 36^{\circ}30'$ (рис. 29, з).

Необхідно перевірити достатність глибини закладання підшви фундаменту в інженерно-геологічних умовах майданчика, який займає будівля, нових навантажень, конструктивних і експлуатаційних особливостей оновлених будівель і споруд, що змінилися.

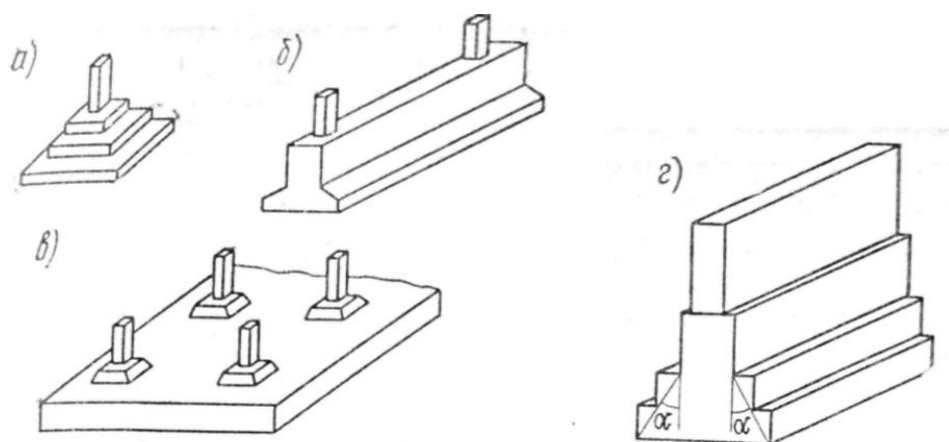


Рис. 29. Основні типи фундаментів:
 а – окремий; б – стрічковий; в – суцільний; г – жорсткий

У випадках значної зміни рівня ґрантових вод у результаті промерзання в небезпечних з точки зору здимання ґрунтах (глинисті ґрунти, а також дрібні і пилюваті піски) можуть почати виявлятися сили здимання, які досягають значної величини, що може викликати деформації будівель і споруд. При цьому слід враховувати, що такі ґрунти не проявляють здимання за таких умов: а) якщо рівень ґрунтових вод знаходиться нижче глибини промерзання не менше ніж на 2 м; б) якщо глини і суглинки знаходяться в твердому і напівтвердому стані, а супіски – в твердому. При невиконанні хоча б однієї з названих умов глибина закладання фундаменту в здимально-небезпечних ґрунтах повинна бути не менше

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (27)$$

де k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди на промерзання ґрунтів біля зовнішніх стін; для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалювальних споруд $k_h = 1,1$, крім районів з негативною середньорічною температурою;
 d_{fn} – нормативна глибина промерзання в районі будівництва, м.

Величину d_{fn} обчислюють за ДБН В.2.1-10-2009 [6] за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (28)$$

де d_0 – величина, м, що приймається рівною: 0,23 – для глин і суглинків; 0,28 – для супісків і пісків пилюватих і дрібних; 0,30 – для пісків середньої крупності, крупних і гравіюватих; 0,34 – для великоуламкових ґрунтів;

M_t – безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі, що приймаються за СНиП 23-01-99 [18].

До конструктивних і експлуатаційних особливостей будівель і споруд, що впливають на призначення глибини закладання фундаментів, відносяться: наявність підвальних приміщень, фундаментів сусідніх, раніше побудованих, будівель, а також глибина введення комунікацій, зокрема знов побудованих будівель і прокладених комунікацій.

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Які дані необхідні для оцінення будівлі і споруди, які підлягають ремонту або реконструкції?
2. Які дані необхідні для оцінення фундаментів і підвальних приміщень?
3. Як поділяються фундаменти за конструктивною формою?
4. Як поділяються фундаменти за матеріалом, із якого вони виготовлені?
5. Як поділяються фундаменти за умовами експлуатації?
6. Від чого залежить глибина закладання підшви фундаменту?
7. Як визначається глибина закладання підшви фундаменту?

6. ПЕРЕВІРКА ЗА ДЕФОРМАЦІЄЮ ОСНОВИ

6.1. Розрахунковий опір основи

Після перевірки правильності глибини закладання підосви фундаменту приступають до перевірки відповідності напруг під підосвою фундаменту розрахунковому опору ґрунту. При цьому розрахунковий опір ґрунту основи визначають за рівнянням

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (29)$$

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи відповідно ґрунтової основи і будівлі або споруди у взаємодії з основою;

k – коефіцієнт ($k=1$, якщо розрахункові характеристики φ_{II} і c_{II} одержані в результаті безпосереднього випробування зразків ґрунту будівельного майданчика; $k=1,1$, якщо вони одержані за непрямыми даними);

M_{γ} , M_q , M_c – безрозмірні коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя;

k_z – коефіцієнт, що приймається рівним: при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м);

b – менша ширина (сторона) підосви фундаменту (рис. 30);

γ_{II} – усереднена розрахункова питома вага ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту (за наявності ґрунтових вод визначається з урахуванням зважуючої дії води);

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу;

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу; для споруд з підвалом шириною $b < 20$ м і завглибшки більше 2 м приймається $d_b = 2$ м; при ширині підвалу $b > 20$ м приймається $d_b = 0^*$;

c_{II} – розрахункове питоме зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підосвою фундаменту;

γ'_{II} – осереднена (за шарами) питома вага ґрунту, що залягає вище відмітки закладання фундаменту (рис. 30)**, яка визначається за формулою

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{III}h_1 + \gamma_{III2}h_2 + \dots + \gamma_{III_n}h_n}{h_1 + h_2 + \dots h_n}. \quad (30)$$

Величину d_1 визначають за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (31)$$

де h_s – товщина шару ґрунту, що залягає вище підосви фундаменту з боку підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} – розрахункова питома вага конструкції підлоги підвалу, кН/м³***.

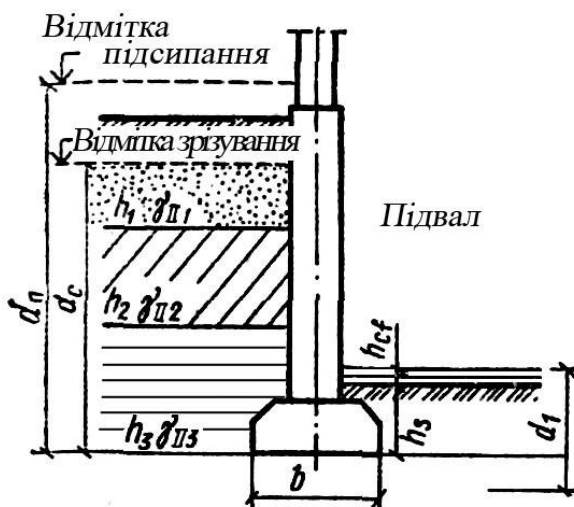


Рис. 30. Приклад схеми визначення розрахункового тиску

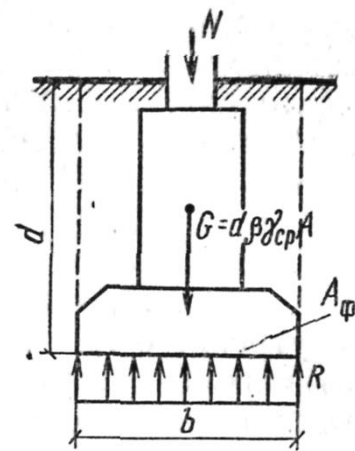


Рис. 31. Приклад розрахункової схеми центрально навантаженого фундаменту

* За відсутності підвалу $d_b = 0$.

** У разі однорідної основи приймається $\gamma'_{II} = \gamma_{II}$.

*** Розрахункові значення питомої ваги ґрунтів і матеріалу підлоги підвалу, що входять у формулу (29), допускається приймати рівними їх нормативним значенням.

Індекс II у формулі (29) означає, що вона використовується в розрахунках за другою групою граничних станів. Крім того, у разі відсутності розрахункових значень φ_{II} і c_{II} при проектуванні фундаментів будівель і споруд II – IV класів надійності будівельними нормами допускається призначати їх за непрямыми даними за допомогою спеціальних таблиць, тобто приймати розрахункові значення кута внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту рівними їх нормативним значенням ($\varphi_{II} = \varphi_n$, $c_{II} = c_n$).

Форма подошви фундаментів зазвичай залежить від контура в плані конструкції, що зводиться. Подошва може бути круглою, кільцевою, багатокутною, квадратною, прямокутною, стрічковою і т.п. Її розміри призначають, виходячи з розрахункового опору ґрунтів основи, тоді як він є змінною величиною і, в свою чергу, залежить від розмірів подошви фундаментів (перший доданок, що стоїть у дужках формули (29), залежить від b – ширини подошви фундаменту).

6.2. Напруги під подошвою фундаменту

Напруги під подошвою фундаменту визначають за формулами опору матеріалів. При центральній дії навантаження площу фундаменту A_ϕ знаходять із умови рівноваги всіх сил, прикладених до нього (див. приклад на рис. 31)

$$A_\phi = N / (R - \beta \cdot \gamma_\phi \cdot d), \quad (32)$$

де N – зовнішнє навантаження, кН, при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

β – коефіцієнт, який враховує меншу питому вагу ґрунту, що лежить на обрізах фундаменту, в порівнянні з питомою вагою матеріалу фундаменту γ_ϕ (у практичних розрахунках приймають $\beta \cdot \gamma_\phi = 20$ кН/м³);

d – глибина закладання фундаменту, м.

Як вже відзначалося вище, розрахунковий опір ґрунту основи R , що входить у формулу (32), є невідомою величиною, тому розрахунок ведеться за допомогою послідовних наближень.

При цьому в першому наближенні приймають $R = R_0$, де R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунтів основи, що призначається на основі даних інженерно-геологічних вишукувань на будівельному майданчику. У наступних наближеннях величину R визначають за формулою (29) і порівнюють з напругами під подошвою фундаменту, одержаними за розрахунком у даному наближенні.

Для стрічкових фундаментів розрахунок ведеться на 1 м довжини, отже, його ширина $b = A_\phi/1$; для фундаментів з прямокутною подошвою заздалегідь задаються співвідношенням сторін $l = nb$, тоді ширина подошви для круглих фундаментів $b = \sqrt{A_\phi/n}$, а для квадратних $b = \sqrt{A_\phi}$.

Тиск під подошвою позациентрово навантажених фундаментів визначають виходячи з формул опору матеріалів при позациентровій дії навантаження (рис. 32)

$$\sigma_{\max} = N/A_\phi \pm M/W, \quad (33)$$

де N – вертикальна сила, Н;

M – момент на рівні подошви фундаменту, Н·м;

A_ϕ – площа подошви фундаменту, м²;

W – момент опору подошви фундаменту, м³.

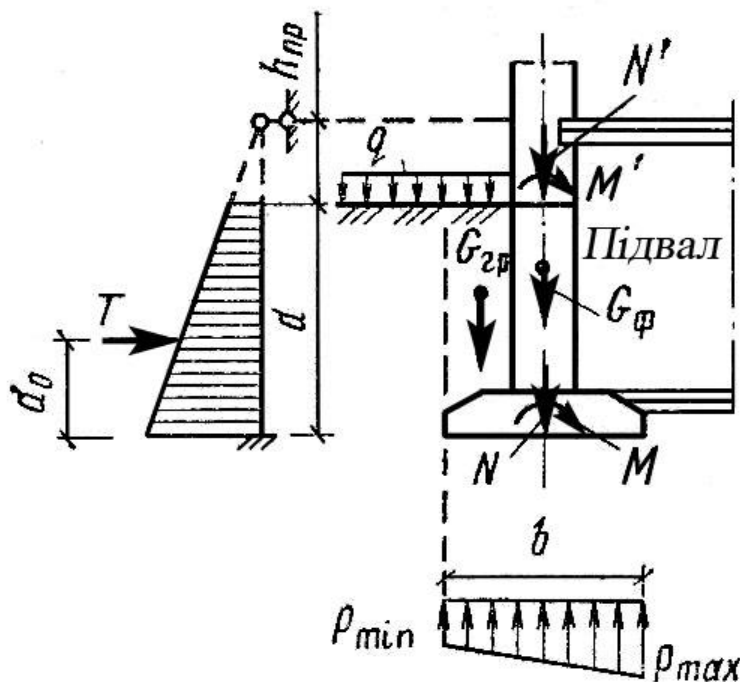


Рис. 32. Розрахункова схема позациентрово навантаженого фундаменту

Величини N і M знаходять за формулами

$$N = N' + G_{\text{гр}} + G_{\text{ф}}; \quad M = M' - M_G + M_T,$$

де $G_{\text{ф}}$ і $G_{\text{гр}}$ – вага відповідно фундаменту і ґрунту на його обрізах, Н;
 M_G – момент відносно центру підошви фундаменту від ваги зворотної засипки, Н·м;
 M_T – момент від горизонтального тиску ґрунту, Н·м,

$$M_T = T \cdot a_0 ,$$

$$\text{де } T = (qd + \gamma'_{\text{II}} d^2 / 2) \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (34)$$

$$a_0 = \frac{d}{3} \cdot \frac{d + 3h_{\text{ПР}}}{d + 2h_{\text{ПР}}}; \quad (35)$$

$$h_{\text{ПР}} = q/\gamma'_{\text{II}}.$$

Якщо перекриття розміщуються вище поверхні землі, то приймають $q = 10 \text{ кН/м}^2$.

Для прямокутних у плані фундаментів після підстановки в формулу (33) значень $A_{\text{ф}} = bl$, $M = N' \cdot e$ (e – ексцентриситет прикладення сили N') і $W = bl^2/6$ отримаємо

$$p_{\text{min}}^{\text{max}} = \frac{N'}{bl} (1 \pm 6e/b). \quad (36)$$

У формулі (36) не враховують зусилля від ваги фундаменту і зворотної засипки ґрунту.

Перевірка для позацентрово навантажених фундаментів здійснюється при таких обмеженнях

$$p_{\text{max}} \leq 1,2 R; \quad \sigma_{\text{min}} > 0; \quad (37)$$

$$p_{\text{СЕР}} = N/A_{\text{ф}} \leq R.$$

Якщо в ході розрахунків з'ясується, що ексцентриситет прикладення поздовжньої сили $e \leq 0,03 b$, то такий фундамент можна розраховувати як центрально стиснутий.

Як відзначалося, обмеження напруг під подошвою фундаменту розрахунковим опором ґрунту основи дає можливість вести розрахунок основ за другою групою граничних станів (за деформаціями). Розрахунок за деформаціями полягає у визначенні ймовірних осідань фундаментів.

Несуча здатність фундаменту буде достатньою, якщо фактичний середній тиск на ґрунт основи під фундаментом будівлі в нових умовах не перевищить розрахункового опору, тобто $p_{\text{СЕР}} \leq R$. Якщо цю умову не буде виконано, необхідно виконати розрахунок деформацій.

6.3. Перевірка основи за деформаціями

Розрахунок за деформаціями полягає у визначенні ймовірних осідань фундаментів. Існує три методи розрахунку осідань: 1) пошарового підсумовування; 2) еквівалентного шару; 3) шару скінченної товщини, що лінійно деформується. Для перевірки фундаментів при нових навантаженнях і властивостях ґрунтів, що змінилися, використовуємо перший метод.

Осідання методом пошарового підсумовування визначають як суму осідань елементарних шарів ґрунту в межах товщі, що стискається, за такою формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{0i}}, \quad (38)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, рівний 0,8;

h_i – товщина елементарного шару, м, $h_i < 0,4 b$;

σ_{zpi} – середнє арифметичне напруг в елементарному шарі, Па,

$$\sigma_{zpi} = (\sigma_{zi} + \sigma_{zi+1})/2;$$

E_{0i} – модуль загальної деформації елементарного шару, Па.

Для розрахунку осідання методом пошарового підсумовування будують епюри вертикальних напруг (рис. 33) від власної ваги ґрунту σ_{zg} і додаткових напруг від зовнішнього навантаження $p_{\text{доп}}$ за формулою

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_{\text{доп}}, \quad (39)$$

де $p_{\text{доп}}$ – додаткова напруга під подошвою фундаменту, Па,

$$p_{\text{доп}} = p - \sigma_{zg};$$

p – середній фактичний тиск під подошвою фундаменту, Па;

σ_{zg0} – вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту, Па.

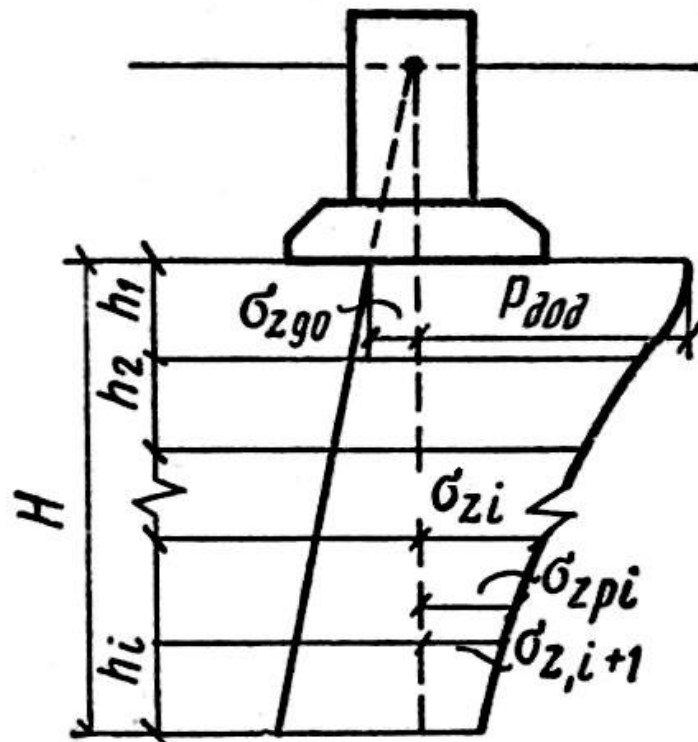


Рис. 33. Схема до розрахунку осідання методом пошарового підсумовування

Товщу, що стискається, при розрахунку методом пошарового підсумовування обмежують глибиною, на якій додаткова напруга складає не більше 20 % природної (див. рис. 33)

$$\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg} . \quad (40)$$

Якщо знайдена нижня межа товщі, що стискається, закінчується в шарі ґрунту, для якого $E_0 \leq 5$ МПа, або якщо такий шар залягає нижче за цю межу, то він повинен бути включений до складу товщі, що стискається. У цьому випадку межа товщі, що стискається, приймається за співвідношенням

$$\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg} . \quad (41)$$

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Як визначається розрахунковий опір основи?
2. Від яких параметрів залежить величина розрахункового опору основи?
3. Як визначається площа підшви фундаменту при центральній дії навантаження?
4. Як визначається тиск під підшвою позацентрово навантажених фундаментів?
5. Як визначається вертикальна сила в розрахунках фундаментів?
6. Які перевірки повинні виконуватися при розрахунках фундаментів за першою групою граничних станів?
7. У чому полягає метод пошарового підсумовування розрахунку осідань?
8. Від чого залежить величина осідання шару ґрунту?
9. Як визначаються напруги від зовнішнього навантаження?
10. Як визначають глибину товщі, що стискається?

7. ПЕРЕВІРКА ДОСТАТНОСТІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ФУНДАМЕНТУ

Після перевірки основи за деформаціями (другою групою граничних станів) виконують перевірку самих фундаментів шляхом їх розрахунків за першою і другою групами граничних станів під нові зрослі навантаження.

Розрахунок конструкцій центрально навантажених фундаментів ведуть у такій послідовності: а) проводять перевірку несучої здатності фундаменту на розрахункові навантаження за першою групою граничних станів; б) здійснюють перевірку фундаменту на утворення в ньому тріщин при нормативних навантаженнях відповідно до другої групи граничних станів. Обидва названі способи розрахунку виконують відповідно до норм проектування залізобетонних конструкцій СНиП 2.03.01-84.

7.1. Перевірка несучої здатності фундаментів за першою групою граничних станів

Розрахунок починають з визначення середніх напруг під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень

$$p_{\text{СЕР}}^P = (N^P + G_{\text{ГР}}^P + G_{\text{Ф}}^P) / A_{\text{Ф}}, \quad (42)$$

де N^P – розрахункове навантаження на рівні планувальної відмітки землі, Н;

$G_{\text{ГР}}^P$ і $G_{\text{Ф}}^P$ – розрахункові навантаження від ваги відповідно ґрунту на обрізах фундаменту і самого фундаменту, Н.

В основу розрахунку фундаменту покладена передумова, що зовнішні частини фундаменту під дією реактивного тиску ґрунту працюють подібно до консолей, закладених у масиві фундаменту, і їх розраховують за цією схемою в перетинах: *I–I* – по грані колони (у разі стрічкового фундаменту по грані стіни); *II–II* – по грані верхнього східця (рис. 34, *a*).

Поперечна сила в перетинах I-I і II-II дорівнює (рис. 34, б)

$$Q_I = P_{\text{СЕР}}^P b \frac{l - l_K}{2}; \quad Q_{II} = P_{\text{СЕР}}^P b \frac{l - l_I}{2}. \quad (43)$$

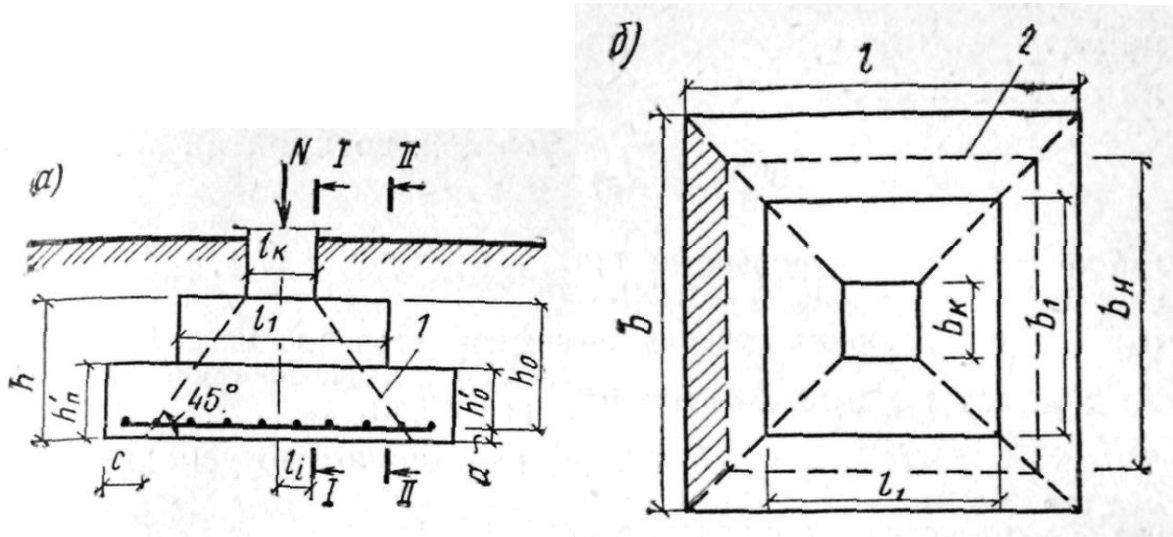


Рис. 34. Схема до розрахунку конструкції центрально навантаженого фундаменту:

a – вигляд збоку; *б* – план;

1 – піраміда продавлювання; 2 – основа піраміди продавлювання

Розрахунок на дію поперечної сили не проводять, якщо виконуються умови

$$Q_I \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0; \quad Q_{II} \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h'_0, \quad (44)$$

де φ_{b3} – коефіцієнт, який приймається для важкого і коміркового бетонів рівним 0,6;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягуванню, Па;

h_0 – робоча висота фундаменту, м, $h_0 = h - a$;

a – висота захисного шару бетону, м.

Якщо умови (44) не виконуються, то необхідно виконувати посилення фундаменту одним із способів, наприклад, встановити поперечну арматуру або збільшити висоту уступів фундаменту.

Окрім умов (44), повинна виконуватися умова, що забезпечує міцність похилого перерізу нижнього східця фундаменту, з умови сприйняття поперечної сили Q бетоном

$$Q = P_{CEP}^P [0,5(l - l_K) - c]b \leq 1,5R_{bt}bh_0^2/c, \quad (45)$$

де праву частину нерівності приймають рівною не менше $0,6R_{bt}bh_0$ і не більше $2,5R_{bt}bh_0$; $c = 0,5(l - l_K - 2 \cdot h_0)$ – довжина проєкції даного похилого перерізу (рис. 34, а).

Розрахунок на продавлювання виконують за умовою

$$F \leq \varphi_b R_{bt} u_m h_0, \quad (46)$$

де F – розрахункова продавлювальна сила, Н;

φ_b – коефіцієнт, що приймається рівним 1 для важких бетонів;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягуванню, Па;

u_m – середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди продавлювання в межах корисної висоти фундаменту h_0 , м.

Для фундаментів з квадратною підшоною

$$u_m = 2(b_K + l_K + 2h_0); \quad F = N - p_{CEP}^P A, \quad (47)$$

де A – площа основи піраміди продавлювання, м²,

$$A = (l_K + 2h_0)(b_K + 2h_0).$$

Для фундаментів з прямокутною підшоною

$$u_m = 0,5(b_K + b_n); \quad F = p_{CEP}^P A, \quad (48)$$

де A – площа заштрихованої частини підшоши, рис. 34, б,

$$A = 0,5 b(l - l_K - 2h_0).$$

Армування фундаменту перевіряють розрахунком нормальних перерізів на дію згинальних моментів у перерізах I–I і II–II, які визначаються за такими формулами:

$$M_I = 0,125P_{CEP}^p (l - l_K)^2 b;$$

$$M_{II} = 0,125P_{CEP}^p (l - l_K)^2 b. \quad (49)$$

Переріз робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють за формулами

$$A_{SI} = M_I / 0,9h_0R_S;$$

$$A_{SII} = M_{II} / 0,9h_0R_S, \quad (50)$$

де R_S – розрахунковий опір арматури розтягуванню, Па.

При розрахунку стрічкового фундаменту необхідно у формулах (42) – (46) і (48) прийняти $b = b_I = b_{II} = 1$ м.

При розрахунку позацентрово навантажених фундаментів специфіка визначення поперечних сил і згинальних моментів у розрахункових перерізах обумовлена формою епюри тиску ґрунту під подошвою фундаменту.

Напруги в будь-якому розрахунковому перерізі подошви фундаменту визначають за такою формулою:

$$p_i = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \cdot \frac{l_i}{0,5l}, \quad (51)$$

де N і M – сумарна вертикальна сила і момент від розрахункових навантажень на рівні подошви фундаменту, відповідно Н і Н·м;

W – момент опору подошви фундаменту, м³;

l_i – відстань від осі фундаменту до даного перерізу, м;

l – довжина фундаменту, м.

Поперечну силу в перерізі позацентрово навантаженого фундаменту знаходять за такою формулою:

$$Q_i = b(0,5l - l_i) \frac{p_{\max} + p_i}{2}, \quad (52)$$

де p_{\max} – максимальна напруга в основі під подошвою фундамента від розрахункових навантажень, Па;
 l і l_i – те саме, що і у формулі (51).

Далі перевіряють виконання умов (44) і (45). Згинальні моменти в розрахункових перерізах обчислюють за такою формулою

$$M_i = b(0,5l - l_i)^2 \frac{2p_{\max} + p_i}{6}, \quad (53)$$

де l і l_i – те ж, що і у формулі (51).

Потім перевіряють достатність площі існуючої робочої арматури в порівнянні з потрібною за формулами (50).

Якщо центрально або позацентрово навантажені фундаменти не витримують навантаження на продавлювання або в перерізі арматури, виконують їх посилення.

7.2. Перевірка фундаментів за другою групою граничних станів

Потім переходять до перевірки фундамента за другою групою граничних станів.

Перевірку починають з тріщиностійкості залізобетонного фундамента. Для цього спочатку знаходять пружнопластичний момент його опору в розтягнутій зоні (за відсутності стислої арматури)

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75 (\gamma_1 + 2\mu_1 n)] bh^2, \quad (54)$$

де γ_1 – коефіцієнт, що враховується у випадку таврового перерізу з полицею в розтягнутій зоні (для прямокутного перетину $\gamma_1=0$),

$$\gamma_1 = \frac{(b - b_1)h'_II}{bh'};$$

μ_1 – коефіцієнт армування, %, $\mu_1 = A_S / bh$;

n – відношення між модулями пружності арматури і бетону,

$$n = E_S / E_b.$$

Потім знаходять момент тріщино утворення

$$M_{crc} = R_{bt\ ser} W_{pl}, \quad (55)$$

де $R_{bt\ ser}$ – розрахунковий опір бетону розтягуванню за другою групою граничних станів, Па.

Після цього перевіряють виконання умови

$$M \leq M_{crc}, \quad (56)$$

де M – момент у поперечному перерізі фундаменту від нормативних навантажень, який визначається за формулами (49) або (53).

Якщо умова (56) не виконується, то перевіряють ширину розкриття тріщин за такою формулою:

$$a_{crc} = \delta \varphi_i \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\sqrt[3]{d}}, \quad (57)$$

де δ – коефіцієнт, що приймається рівним 1;

φ_i – коефіцієнт, що при тривалій дії постійних і тимчасових навантажень приймається рівним 1,5;

η – коефіцієнт, що при використанні стержневої арматури періодичного профілю приймається рівним 1;

μ – коефіцієнт армування, $\mu = A_s / bh_0$;

σ_s – напруга в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною,

$$\sigma_s = M / A_s z,$$

де z – плече внутрішньої пари сил,

$$z = h_0(l - \xi/2),$$

де ξ – відносна висота стислої зони в перерізі з тріщиною, яка визначається за формулою

$$\xi = \frac{1}{1,8 + (1 + 5L)/10\mu m}, \quad (58)$$

де $L = M / R_{bn}bh_0^2$;

d – діаметр стержневої арматури, мм.

За відсутності креслень робочу арматуру слід визначати неруйнуючими способами.

Ширина розкриття тріщин, визначена за формулою (57), порівнюється з максимально допустимою за умовою (9), в якій величина a_{crsu} приймається рівною 0,2 мм – для фундаментів, що знаходяться нижче рівня ґрунтових вод; 0,3 мм – для фундаментів, що знаходяться вище рівня ґрунтових вод. При невиконанні умови по розкриттю тріщин необхідно виконати посилення фундаменту.

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Як визначаються середні напруги під подошвою фундаменту?
2. Яка умова повинна виконуватися при розрахунку фундаменту на дію поперечної сили?
3. Яка умова повинна виконуватися при розрахунку фундаменту на продавлювання?
4. Як перевіряють достатність армування перерізу фундаменту?
5. У чому полягає перевірка фундаменту за другою групою граничних станів?

8. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ЗМІНІ НАВАНТАЖЕНЬ І ГІДРОГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ

8.1. Визначення навантажень, що діють на основу

Приклад 7. Визначити навантаження на фундаменти 6-поверхового житлового будинку (після реконструкції) коридорного типу з неповним поперечним каркасом (рис. 35).

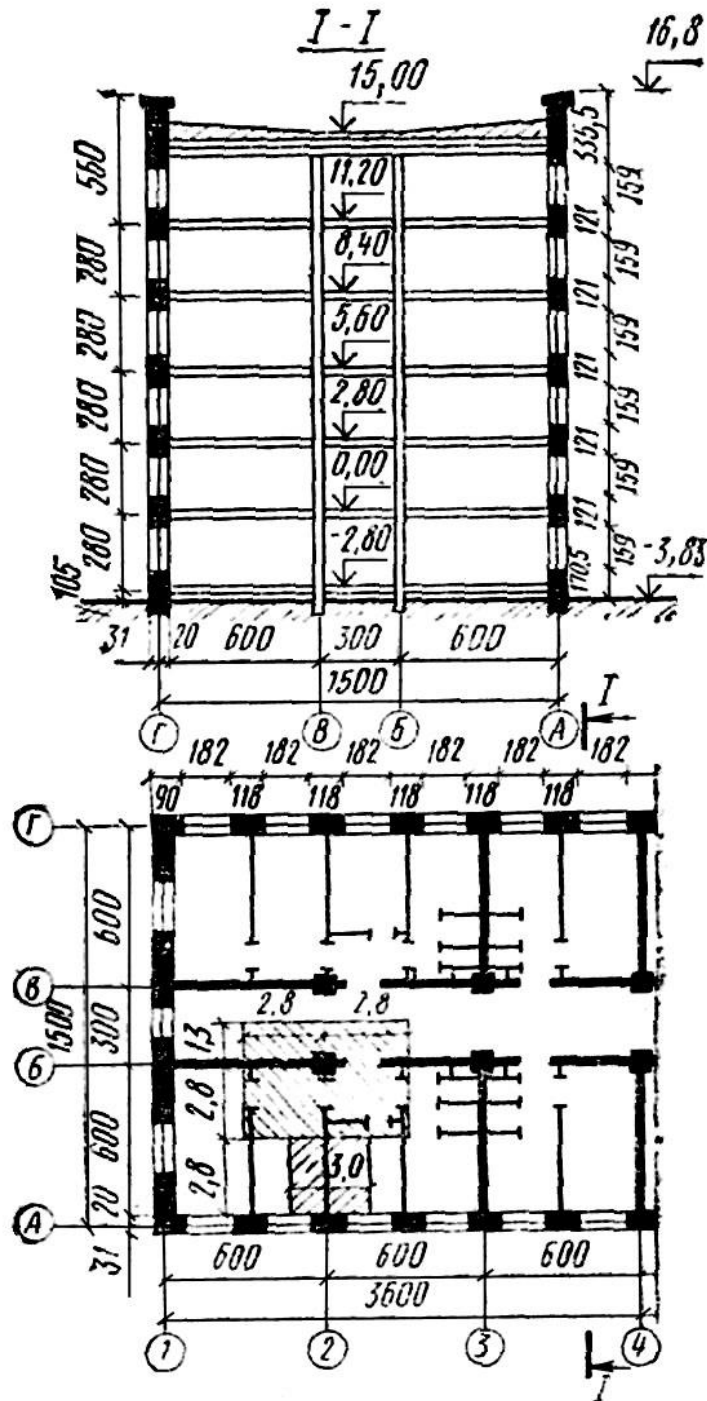


Рис. 35. До прикладу 7

Стіни виконані із цегляної кладки питомої ваги $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, товщина зовнішніх стін 51 см. Внутрішній поперечний каркас із збірних залізобетонних колон перерізом 40x40 см, 11-ти ригелів перерізом 54x30 см. Міжповерхові перекриття з крупнорозмірного залізобетонного настилу. Вага 1 м^2 настилу 2,8 кН. Підлога із лінолеуму. Міжкімнатні перегородки виконані із гіпсобетонних панелей завтовшки 8 см, міжквартирні – із двох панелей товщиною 8 см кожна з повітряним прошарком 4 см. Покрівля плоска, вентилярована і суміщена. Карниз збірний залізобетонний, вага $1 \text{ м}^2 - 2,8 \text{ кН}$. Утеплювач – керамзит з питомою вагою $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$. Між осями 1–3 розташований підвал, рис. 36, з відміткою підлоги в підвалі – 5,6 м, під рештою частини будівлі підвал відсутній, рис. 37. Підлоги в безпідвальній частині будівлі влаштовуються по утепленому цокольному перекриттю. Район будівництва – м. Новгород-Волинський.

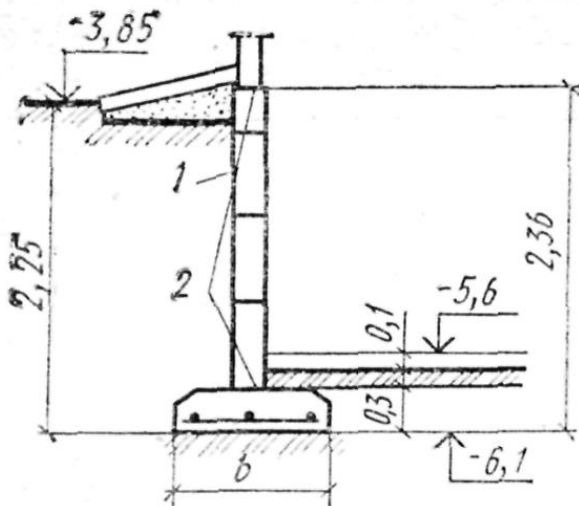


Рис. 36. Фундамент зовнішньої стіни в підвальній частині будівлі: 1 – обмазування бітумом; 2 – рулонна гідроізоляція

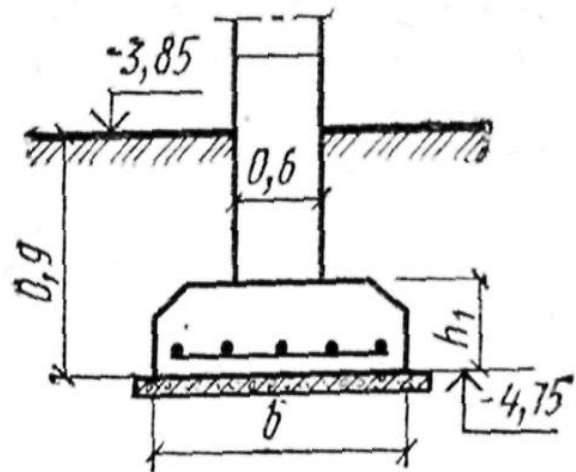


Рис. 37. Фундамент зовнішньої стіни в безпідвальній частині будівлі

Розв'язання. Визначаємо навантаження на зовнішню стіну в осях А–2. Вантажна площа $A = 3,0 \times 2,8 = 8,4 \text{ м}^2$, тут 3 м – відстань між осями віконних отворів, а 2,8 м – половина відстані в чистоті між стіною і колоною. Можливість неодночасного завантаження всіх шести поверхів тимчасовим навантаженням враховуємо, вводячи знижуючий коефіцієнт, обчислений за формулою (10)

$$\eta = 0,3 + 0,6 / \sqrt{6} = 0,545.$$

Знайдемо нормативне і розрахункове навантаження на рівні планувальної відмітки землі на 3 м довжини фундаменту під зовнішню стіну будівлі в табличній формі (табл. 14).

Таблиця 14

Нормативне і розрахункове навантаження на фундамент під зовнішню стіну

Навантаження	Нормативне навантаження		Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН
	на одиницю площі, Н/м ²	від вантажної площі, кН		
Постійні навантаження				
Від захисного шару гравію, утопленого в бітумну мастику	0,3	2,5	1,3	3,2
Від тришарового гідроізоляційного килима	0,15	1,3	1,3	1,6
Від утеплювача (керамзиту)	2	16,8	1,3	21,8
Від пароізоляції	0,06	0,5	1,3	0,7
Від залізобетонного карниза (2,8·3)	–	8,4	1,1	9,2
Від плит міжповерхових перекриттів	2,8	164,6	1,1	181,1
Від збірного ригеля перекриттів (0,54·0,3·2,8·25·7)	–	79,4	1,1	87,3
Від перегородок із гіпсобетонних панелей на шести поверхах	1,5	75,6	1,1	83,2
Від підлоги із лінолеуму на шести поверхах	0,2	10,1	1,3	13,1
Від стін шести поверхів за вирахуванням віконних отворів [0,51·(3,0·2,8 - 1,82·1,59)× 18·6]	303,3	303,3	1,1	333,6
Від цегляної кладки до карниза (0,51· 0,5·3·18)	–	13,8	1,1	15,2
Вага цокольної частини стіни (0,51·3·1,0·18)	–	27,5	1,1	30,3
Разом	–	703,8	–	780,3
Тимчасові навантаження				
Від снігу	1,5	12,6	1,4	17,6
Від шести міжповерхових перекриттів з урахуванням знижуючого коефіцієнта	1,5	41,2	1,4	57,7
Разом	–	53,8	–	75,3

Згідно норм проектування для визначення навантажень на фундаменти необхідно розглядати сумісну роботу основи, фундаменту і надземної частини будівлі.

Нормативні навантаження на 1 м стіни:

постійні $N_{II} = 703,8:3 = 234,6$ кН;

тимчасові $N_T = 53,8:3 = 17,9$ кН;

сумарні

$$N = 234,6 + 17,9 = 252,5 \text{ кН} = 0,253 \text{ МН.}$$

Розрахункові навантаження на 1 м стіни:

постійні

$$N_{II}^P = 780,3:3 = 280,1 \text{ кН};$$

тимчасові

$$N_T^P = 75,3:3 = 25,1 \text{ кН};$$

сумарні

$$N^P = 280,1 + 25,1 = 305,2 \text{ кН} = 0,305 \text{ МН.}$$

Визначаємо навантаження на фундамент колони поперечного каркаса в осях $B-2$ на рівні планувальної поверхні землі в табличній формі (табл. 15). Вантажна площа $A = (2,8 + 2,8) \cdot (2,8 + 1,3) = 22,96 \text{ м}^2$ (за довжиною будівлі – половина відстані в чистоті між зовнішньою поперечною несучою стіною і колоною; те ж, і двома несучими колонами; по ширині – половина відстані в чистоті між подовжньою несучою стіною і колоною в другому прольоті).

Нормативні навантаження:

постійні

$$N_{II} = 925,2 \text{ кН};$$

тимчасові

$$N_B = 147 \text{ кН};$$

сумарні

$$N = 925,2 + 147 = 1072,2 \text{ кН} = 1,072 \text{ МН.}$$

Нормативне і розрахункове навантаження на фундамент колони

Навантаження	Нормативне навантаження		Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН
	на одиницю площі, кН/м ²	від вантажної площі, кН		
Постійні навантаження				
Від захисного шару гравію, утопленого в бітумну мастику	0,3	6,9	1,3	9,0
Від тришарового гідроізоляційного килима	0,15	3,4	1,3	4,5
Від утеплювача (керамзиту)	2	45,9	1,3	59,7
Від пароізоляції	0,06	1,4	1,3	1,8
Від плит міжповерхових перекриттів	2,8	450	1,1	495
Від збірного ригеля перекриттів [(0,54·0,3·2,8·25+0,54·0,3·1,3·25)·7]	–	116,2	1,1	127,9
Від перегородок із гіпсобетонних панелей на шести поверхах	1,5	206,6	1,1	227,3
Від підлоги із лінолеуму на шести поверхах	0,2	27,6	1,3	35,8
Від залізобетонних колон на шести поверхах (0,4·0,4·2,8·25·6)	–	67,2	1,1	73,9
Разом	–	925,2	–	1034,9
Тимчасові навантаження				
Від снігу	1,5	34,4	1,4	48,2
Від шести міжповерхових перекриттів з урахуванням знижуючого коефіцієнта	1,5	112,6	1,4	157,6
Разом	–	147	–	205,8

Розрахункові навантаження:

постійні

$$N_{II}^P = 1034,9 \text{ кН};$$

тимчасові

$$N_T^P = 205,8 \text{ кН};$$

сумарні

$$N^P = 1034,9 + 205,8 = 1240,7 \text{ кН} = 1,241 \text{ МН}.$$

8.2. Визначення напруг у ґрунтах

Приклад 8. Побудувати епюру вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунту в основі, показаній на рис. 38.

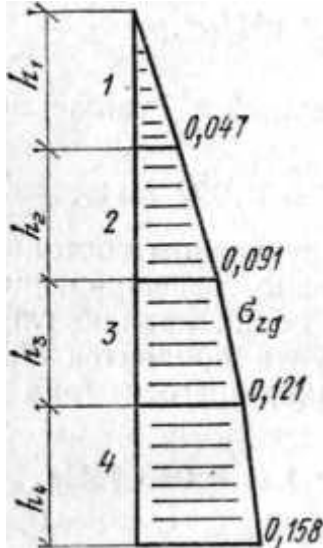


Рис. 38. До прикладу 8:
 1 – суглинок ($\gamma_1 = 19,6 \text{ кН/м}^3$, $h_1=2,4 \text{ м}$); 2 – глина ($\gamma_2=20,0 \text{ кН/м}^3$, $h_2=2,2 \text{ м}$); 3 – пісок ($\gamma_2=19,0 \text{ кН/м}^3$, $h_3 = 1,6 \text{ м}$); 4 – супісок ($\gamma_4 = 20,1 \text{ кН/м}^3$, $h_4 = 1,8 \text{ м}$)

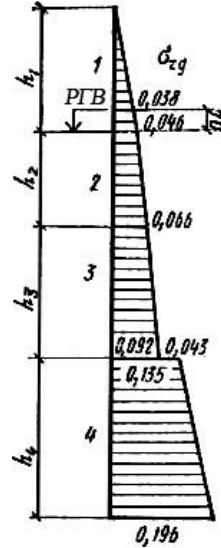


Рис. 39. До прикладу 9:
 1 – пісок ($\gamma_1 = 19,1 \text{ кН/м}^3$, $h_1 = 2 \text{ м}$, $e = 0,61$, $\gamma_{s1} = 26,5 \text{ кН/м}^3$); 2 – пісок ($\gamma_2 = 19,6 \text{ кН/м}^3$, $h_2 = 2,2 \text{ м}$, $e_2 = 0,55$, $\gamma_{s2} = 27,1 \text{ кН/м}^3$); 3 – супісок ($\gamma_3 = 18 \text{ кН/м}^3$, $h_3 = 2,5 \text{ м}$, $e_3 = 0,42$, $\gamma_{s3} = 24,9 \text{ кН/м}^3$); 4 – глина напівтверда ($\gamma_4 = 20,2 \text{ кН/м}^3$, $h_4 = 3,0 \text{ м}$, $e_4 = 0,74$, $\gamma_{s4} = 27,3 \text{ кН/м}^3$)

Розв'язання. Будуємо епюру вертикальних напруг з урахуванням формули (3). Напруга в покрівлі першого шару при $h = 0$:

$$\sigma_{zg0} = 0.$$

Напруга в підосві суглинку і покрівлі глини

$$\sigma_{zg1} = 19600 \cdot 2,4 = 47040 \text{ Па} = 0,047 \text{ МПа}.$$

Напруга в підосві глини і покрівлі піску

$$\sigma_{zg2} = 0,047 + 20000 \cdot 2,2 \cdot 10^{-6} = 0,091 \text{ МПа}.$$

Напруга в підосві піску і покрівлі супіску

$$\sigma_{zg3} = 0,091 + 19000 \cdot 1,6 \cdot 10^{-6} = 0,121 \text{ МПа.}$$

Напруга в підосві супіску

$$\sigma_{zg4} = 0,121 + 20100 \cdot 1,8 \cdot 10^{-6} = 0,158 \text{ МПа.}$$

Будуємо епюру вертикальних напруг, відкладаючи напруги в точках, відповідних межам шарів (див. рис. 38).

Приклад 9. Побудувати епюру вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунту в основі, показаній на рис. 39.

Розв'язання. Будуємо епюру вертикальних напруг згідно з формулою (3).

Напруга в покрівлі першого шару піску при $h = 0$

$$\sigma_{zg0} = 0.$$

Напруга в підосві піску першого шару

$$\sigma_{zg1} = 19100 \cdot 2 = 38200 \text{ Па} = 0,038 \text{ МПа.}$$

Вертикальні напруги в ґрунті на рівні ґрунтових вод

$$\sigma_{zg2} = 0,038 + 19600 \cdot 0,4 \cdot 10^{-6} = 0,046 \text{ МПа.}$$

За формулою (4) знайдемо питому вагу піску з урахуванням зважуючої дії води

$$\gamma_{sb2} = \frac{27,1 - 10,0}{1 + 0,55} = 11,03 \text{ кН/м}^3.$$

Вертикальна напруга в підосві піску другого шару і покрівлі супіску з урахуванням зважуючої дії води

$$\sigma_{zg2} = 0,046 + 11030 \cdot (2,2 - 0,4) \cdot 10^{-6} = 0,066 \text{ МПа.}$$

Питома вага супіску з урахуванням зважуючої дії води

$$\gamma_{sb3} = \frac{24,9 - 10,0}{1 + 0,42} = 10,49 \text{ кН/м}^3.$$

Напруга в подошві супіску, що знаходиться також у зваженому стані

$$\sigma_{zg3} = 0,066 + 10490 \cdot 2,5 \cdot 10^{-6} = 0,092 \text{ МПа.}$$

Нижче за шар супіску залягає глина в напівтвердому стані, що є водотривким шаром. Отже, зважуюча дія води в глині виявлятися не буде, але на покрівлю глини, крім тиску від вищерозміщених шарів ґрунту, додається гідростатична напруга від стовпа води, що знаходиться над шаром глини

$$\sigma_{гдр} = 10000 \cdot (2,5 + 2,2 - 0,4) \cdot 10^{-6} = 0,043 \text{ МПа.}$$

Напруга в покрівлі глини

$$\sigma_{zg4} = 0,092 + 0,043 = 0,135 \text{ МПа.}$$

І, нарешті, напруга в подошві глини

$$\sigma_{zg5} = 0,135 + 20200 \cdot 3 \cdot 10^{-6} = 0,196 \text{ МПа.}$$

Будуємо епюру вертикальних напруг, відкладаючи напруги в точках, відповідних межах шарів (рис. 39).

8.3. Визначення розрахункового опору ґрунтів основи

Приклад 10. Визначити розрахунковий опір ґрунту основи під стрічковий фундамент житлової крупнопанельної будівлі без підвалу. Ширина фундаменту $b = 1,6$ м. Глибина закладання подошви фундаменту $d = 2,0$ м. Довжина будівлі $L = 26,8$ м, висота $H = 27,3$ м. Ґрунт основи – суглинок з показником текучості $I_L = 0,3$, коефіцієнтом пористості $e = 0,45$ і природною щільністю

$\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$. Вище за підошву фундаменту залягає насипний ґрунт щільністю $\rho' = 1800 \text{ кг/м}^3$.

Розв'язання. За табл. 16 для суглинку з $I_L = 0,3$ і $e = 0,45$ знаходимо $\varphi_n = 24^\circ$ і $c_n = 0,039 \text{ МПа}$. Потім за табл. 17 для $\varphi_{II} = 24^\circ$ знаходимо безрозмірні коефіцієнти $M_\gamma = 0,72$; $M_q = 3,87$ і $M_c = 6,45$. Визначаємо відношення $L/H = 26,8/27,3 = 0,982$ і за табл. 18 знаходимо значення коефіцієнтів умов роботи $\gamma_{c1} = 1,2$ і $\gamma_{c2} = 1,1$. Оскільки розрахункові характеристики φ_{II} і c_{II} одержані за табличними даними, тобто непрямо, приймаємо значення коефіцієнта $k = 1,1$ (вимога ДБН В.2.1-10-2009 [6]).

Таблиця 16

Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град, пилувато-глинистих нелесових ґрунтів четвертинних відкладень (за ДБН В.2.1-10-2009 [6])

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

Таблиця 17

Таблиця коефіцієнтів M_γ , M_q і M_c (за ДБН В.2.1-10-2009 [6])

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

Таблиця 18

Коефіцієнти умов роботи (за ДБН В.2.1-10-2009 [6])

Ґрунти	Коефі- цієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд з жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
1	2	3	4
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3

Продовження табл. 18

1	2	3	4
Піски пилюваті маловологі і середнього ступеня вологості	1,25	1,0	1,2
Піски пилюваті насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те саме, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примітки: 1. До споруд з жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ, у тому числі за рахунок застосування заходів, вказаних у додатку К, ДБН В.2.1-10-2009 [6].

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

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

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

Визначимо питому вагу ґрунту несучого шару (формула 2) $\gamma_{II} = 9,81 \cdot 2000 = 0,02 \text{ МН/м}^3$ і ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту $\gamma'_{II} = 9,81 \cdot 1800 = 0,018 \text{ МН/м}^3$.

Знайдемо розрахунковий опір ґрунту основи за виразом (29):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} (0,72 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,02 + 3,87 \cdot 2 \cdot 0,018 + 6,45 \cdot 0,039) = 0,496 \text{ МПа.}$$

У даному виразі відсутній третій доданок формули (29), оскільки будівля не має підвалу, тобто $d_b = 0$.

Приклад 11. Визначити розрахунковий опір ґрунту основи під фундаментом колони каркасної будівлі без підвалу (після її реконструкції). Розміри фундаменту 2x2,2 м. Глибина закладання підшви фундаменту $d = 2,2$ м. Довжина будівлі $L = 30$ м, висота $H = 33,6$ м. Ґрунт основи – пісок дрібний, маловологий з коефіцієнтом пористості $e = 0,55$ і природною щільністю $\rho = 1960 \text{ кг/м}^3$. Вище підшви фундаменту залягає насипний ґрунт щільністю $\rho' = 1800 \text{ кг/м}^3$.

Розв'язання. За табл. 19 для піску дрібного з коефіцієнтом пористості $e = 0,55$ визначаємо $\varphi_n = 36^\circ$, $c_n = 0,004$ МПа. Потім за табл. 17 для $\varphi_{II} = 36^\circ$ знаходимо $M_\gamma = 1,81$, $M_q = 8,24$ і $M_c = 9,97$. Визначаємо відношення $L/H = 30/33,6 = 0,892$. За табл. 18 знаходимо коефіцієнти $\gamma_{c1} = 1,3$ і $\gamma_{c2} = 1,3$. Оскільки розрахункові характеристики φ_{II} і c_{II} одержані за табличними даними, тобто непрямо, приймаємо коефіцієнт $k = 1,1$.

Таблиця 19

Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град, і модуля деформації E , МПа, піщаних ґрунтів четвертинних відкладень (за ДБН В.2.1-10-2009 [6])

Піщані ґрунти	Позначення характеристик ґрунтів	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті 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	—
	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

Визначаємо питому вагу ґрунту несучого шару і ґрунту, що залягає вище за подошву фундаменту (формула 2): $\gamma_{II} = 9,81 \cdot 1960 = 0,0192$ МН/м³; $\gamma'_{II} = 9,81 \cdot 1800 = 0,018$ МН/м³.

Знаходимо розрахунковий опір в основі фундаменту за формулою (29).

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} (1,81 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,0192 + 8,24 \cdot 2,2 \cdot 0,018 + 9,97 \cdot 0,004) = 0,672 \text{ МПа.}$$

Приклад 12. Визначити розрахунковий опір ґрунту основи під стрічковий фундамент житлової цегляної будівлі з підвалом.

Ширина фундаменту $b = 2,0$ м. Глибина закладання підосви фундаменту $d = 2,7$ м. Підлога підвалу знаходиться на глибині $2,2$ м. Довжина будівлі $L = 30$ м, висота $H = 33,6$ м. До глибини $1,8$ м залягає шар дрібного маловологого піску щільністю $\rho_1 = 1910$ кг/м³, а нижче – шар глини з коефіцієнтом пористості $e = 0,7$, показником текучості $I_L = 0,7$ і природною щільністю $\rho_2 = 2100$ кг/м³. Підлога в підвалі бетонна завтовшки $h_{cf} = 0,1$ м і щільністю $\rho_{II} = 2200$ кг/м³, відстань від підосви фундаменту до низу конструкції підлоги в підвалі $h_s = 0,4$ м.

Розв'язання. Оскільки підосва фундаменту знаходиться в глині, то для глинистого ґрунту з показником текучості $I_L = 0,7$ і коефіцієнтом пористості $e = 0,7$ за табл. 16 після інтерполяції знаходимо $\varphi_n = 14,5^\circ$ і $c_n = 0,043$ МПа. Потім за табл. 17, інтерполуючи по φ_{II} , знаходимо коефіцієнти $M_\gamma = 0,3075$, $M_q = 2,235$ і $M_c = 4,768$. Визначаємо співвідношення $L/H = 30/33,6 = 0,893$ і за табл. 18 знаходимо $\gamma_{c1} = 1,1$ і $\gamma_{c2} = 1,0$. Оскільки розрахункові характеристики одержані непрямым шляхом, приймаємо значення коефіцієнта $k = 1,1$.

Визначаємо питомі ваги: $\gamma_1 = 9,81 \cdot 1910 = 0,019$ МН/м³, $\gamma_2 = 9,81 \cdot 2100 = 0,021$ МН/м³ і $\gamma_{cf} = 9,81 \cdot 2200 = 0,022$ МН/м³. Осереднена питома вага ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту, за формулою (30) дорівнює

$$\gamma'_{II} = \frac{0,019 \cdot 1,8 + 0,021 \cdot 0,9}{1,8 + 0,9} = 0,0197 \text{ МН/м}^3,$$

де $1,8$ – потужність шару піску;

$0,9 = 2,7 - 1,8$ – потужність шару глини, що залягає вище підосви фундаменту.

У будівлі є підвал. Глибина до підлоги підвалу дорівнює $0,5$ м, глибина від підлоги підвалу до підосви фундаменту – $2,2$ м. Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи в підосві фундаменту в зоні підвалу за формулою (29)

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,3075 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,021 + 2,235 \cdot 0,5 \cdot 0,0197 + (2,235 - 1) \cdot 2,2 \cdot 0,0197 + 4,768 \cdot 0,043] = 0,294 \text{ МПа.}$$

8.4. Перевірка несучої здатності фундаментів

Приклад 13. Перевірити несучу здатність основи і стрічкового збірного фундаменту під зовнішню стіну в безпідвальній частині будівлі, рис. 35. Грунтові умови будівельного майданчика наведені на рис. 27.

Розв'язання. Вертикальні навантаження на 1 м стіни складають $N = 0,253$ МН (див. приклад 7). Відповідно до норм проектування конструкцій в будівлі даного типу всі навантаження вважаються прикладеними в центрі ваги подошви фундаменту. У даному випадку основним методом розрахунку буде розрахунок за деформаціями, тобто за другою групою граничних станів, для яких коефіцієнти надійності за навантаженням дорівнюють 1 і розрахункові навантаження рівні нормативним. Довжина будівлі $L = 36,0$ м, висота $H = 20,65$ м. Фундамент – із залізобетонних плит марки ФЛ16.30 (табл.Д.1). Глибина закладання подошви фундаменту $d = 0,9$ м.

Несучим є перший шар – пісок пилюватий, середньої щільності, з щільністю $\rho = 1850$ кг/м³ і питомою вагою $\gamma_{п} = 9,81 \cdot 1850 = 0,018$ МН/м³. За даними інженерних вишукувань первинного проекту пісок був вологим. За роки експлуатації будівлі через підвищення рівня ґрунтових вод він став водонасиченим. Для такого ґрунту за табл. 20 визначимо умовний розрахунковий опір $R_0 = 0,10$ МПа.

Таблиця 20

Розрахункові опори R_0 піщаних ґрунтів (за ДБН В.2.1-10-2009 [6])

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

За формулою (32) знайдемо орієнтовну ширину підосви стрічкового фундаменту

$$b = 0,253 / (0,10 - 0,02 \cdot 0,9) = 3,09 \text{ м.}$$

Як бачимо, ширина стрічкового фундаменту в існуючій будівлі $b_{існ} = 1,6$ м значно менша, ніж потрібна за розрахунком, у зв'язку з підйомом ґрунтових вод і водонасиченням пілуватого ґрунту в основі. Отже, необхідно виконати посилення основи.

Виконаємо перевірку міцності основи після її зміцнення. Припустимо, що при цьому її розрахунковий опір під підосвою фундаментної плити збільшився до 0,5 МПа. Необхідна ширина підосви стрічкового фундаменту за (32)

$$b = 0,253 / (0,5 - 0,02 \cdot 0,9) = 0,52 \text{ м.}$$

Це менше, ніж ширина стрічкового фундаменту в існуючій будівлі $b_{існ} = 1,6$ м. Отже, попередня перевірка дає позитивний результат.

Виконаємо перевірку за міцністю основи під фундаментом.

Конструктивна схема фундаменту подана на рис. 37. Розміри плити ФЛ16.30: ширина 1,6 м; висота 0,3 м; довжина 2,98 м; маса плити 2710 кг. Розміри блоку стін підвалів ФБС24.6.6: ширина 0,6 м; висота 0,58 м; довжина 2,38 м; маса – 1960 кг, табл. Д.2.

Визначимо розрахункові навантаження на основу під підосвою фундаменту. Сумарне нормативне навантаження від будівлі на 1 м стіни (із прикладу 7) $N = 0,253$ МН.

Вага 1 м фундаментної плити марки ФЛ16.30

$$G_{\phi} = 9,81 \cdot 2710 / 2,98 = 0,009 \text{ МН.}$$

Вага 1 м стінного фундаментного блоку марки ФБС24.6.6

$$G_c = 9,81 \cdot 1960 / 2,38 = 0,008 \text{ МН.}$$

Вага ґрунту на двох обрізах фундаментної плити, рис. 37

$$G_{gp} = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 0,018 = 0,007 \text{ МН.}$$

Середній фактичний тиск під фундаментною плитою від дії вертикальних навантажень, включаючи вагу фундаменту і ґрунту на його обрізах,

$$p_{сер} = (0,253 + 0,009 + 0,008 + 0,007) / 1,6 \cdot 1 = 0,17 \text{ МПа} \ll 0,5 \text{ МПа}.$$

Як бачимо, умова міцності для закріпленої основи $p_{сер} \ll R$ також виконується. Отже, посилення фундаменту не потрібне.

Перевіримо сам фундамент за двома граничними станами. Визначаємо поперечну силу в перерізі фундаменту у грані стіни. Сумарне розрахункове навантаження на 1 м стіни (із прикладу 7): $N^P = 0,305 \text{ МН}$.

Розрахункові навантаження від ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням $\gamma_\phi = 1,1$ і за ґрунтом (насипний) $\gamma_{гр} = 1,2$ (табл. 4).

$$G^P_\phi = 1,1 \cdot (0,009 + 0,008) = 0,019 \text{ МН};$$

$$G^P_{гр} = 1,2 \cdot 0,007 = 0,008 \text{ МН}.$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень

$$p^p_{сер} = (0,305 + 0,019 + 0,008) / 1,6 \cdot 1 = 0,21 \text{ МПа}.$$

Поперечну силу в перерізі фундаменту у грані стіни визначимо за виразом (43)

$$Q_I = 0,21 \cdot 1 \cdot (1,6 - 0,6) / 2 = 0,105 \text{ МН}.$$

Перевіряємо виконання умови (44) при $\phi_{b3} = 0,6$ (для важкого бетону) і $R_{br} = 0,48 \text{ МПа}$ (бетон класу В7.5, табл. 21). Права частина умови (44) дорівнює

$$\phi_{b3} R_{br} b h_0 = 0,6 \cdot 0,48 \cdot 1 \cdot (0,3 - 0,035) = 0,08 \text{ МН}.$$

Як бачимо, умова не виконується ($0,105 \text{ МН} > 0,08 \text{ МН}$).
Отже, фундаментна плита вимагає посилення.

Перевіряємо виконання умови у похилому перерізі (45)

$$Q = 0,21 \cdot [0,5 \cdot (1,6 - 0,6) - 0,235] \cdot 1 = 0,056 \text{ МН};$$

$$1,5 \cdot R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,48 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,235 = 0,22 \text{ МН},$$

де c – довжина проекції даного похилого перерізу (рис. 34, a):

$$c = 0,5 \cdot (l - l_K - 2 \cdot h_0) = 0,5 \cdot (1,6 - 0,6 - 2 \cdot (0,3 - 0,035)) = 0,235 \text{ м}.$$

Умова виконується, оскільки $0,056 \text{ МН} < 0,22 \text{ МН}$.

Перевіряємо виконання умови (46) на продавлювання.
Розрахункова продавлювальна сила за (48)

$$F = 0,21 \cdot 1 \cdot \frac{1,6 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,05 \text{ МН}.$$

При $\varphi_b = 1$ (для важких бетонів) права частина умови (46)
дорівнює

$$\varphi_b R_{bt} u_m h_0 = 1 \cdot 0,48 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,127 \text{ МН}.$$

Величина u_m із формули (48):

$$u_m = 0,5 \cdot (1 + 1) = 1 \text{ м}.$$

Міцність фундаменту на продавлювання достатня, оскільки
 $0,05 \text{ МН} < 0,127 \text{ МН}$.

Робоча арматура фундаментної подушки класу А-III,
розрахунковий опір $R_s = 355 \text{ МПа}$ (табл. 24) у кількості 5
стержнів $\varnothing 16 \text{ мм}$.

Розрахункові опори і модулі пружності арматури (за СНиП
2.03.01–84* [19])

Арматура	Розрахунковий опір, МПа, арматури при розрахунку за граничними станами першої групи			Модуль пружності арматури, E_s , МПа
	розтягуванню		стискуванню R_{sc}	
	поздовжньої і поперечної при розрахунку на вигин у нахиленому перерізі R_s	поперечної при розрахунку на поперечну силу R_{sw}		
Сталь гарячекатана гладка класу А-I	225	175	225	210000
Сталь гарячекатана періодичного профілю, класу:				
А-II	280	225	280	210000
А-III (діаметром 6 – 8 мм)	355	285	355	200000
А-III (діаметром 10– 40 мм)	365	290	365	200000
А-IV і термічно зміцнена класу Ат-IV (діаметром 10 – 28 мм)	510	405	400	190000
А-V і термічно зміцнена класу Ат-V	680	545	400	190000
Те саме, діаметром 10– 28 мм	815	650	400	190000
Дріт арматурний звичайний:				
гладкий класу В-1, вживаний в зварних сітках і каркасах	315	190...220	315	200000
періодичного профілю класу Вр-1 діаметром 3-5 мм	350	375...360	270...360	170000

Необхідна площа перерізу арматури на 1 м довжини плити за формулою (50) дорівнює

$$A_s = 0,026/0,9 \cdot 0,265 \cdot 355 = 3,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,1 \text{ см}^2.$$

Дійсна площа арматури в існуючому фундаменті

$$A_s = \pi \frac{1,6^2}{4} \cdot 5 = 10 \text{ см}^2 = 0,0010 \text{ м}^2.$$

Отже, площа існуючої арматури перевищує необхідну за розрахунком і підсилення фундаменту не потрібно.

Виконаємо перевірку міцності нормального перерізу фундаментної плити за згинальним моментом, що виникає в перерізі плити у грані стіни. За формулою (49) згинальний момент дорівнює

$$M = 0,125 \cdot 0,21 \cdot (1,6 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,026 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Коефіцієнт, що відображає відношення величин стисненої зони x і робочої висоти перерізу h_0 , рис.40, визначається за формулою

$$\nu = \frac{R_{am}(F_a - F'_a)}{bh_0R_{um}}, \quad (59)$$

$$\nu = \frac{355 \cdot (0,0010 - 0)}{1 \cdot (0,3 - 0,035) \cdot 8,5} = 0,158,$$

де F_a і F'_a – площа арматури в розтягнутій і стисненій зонах, см^2 ;
 b – ширина зразка, см .

Визначимо максимальний момент у перерізі плити у грані стіни, який може сприйняти фундаментна плита, за рівнянням

$$M = \left(F_a R_{am} + \frac{\nu(1 - 0,5\nu)b(h_0 - a)^2 R_{um}}{(h_0 - a')} - \nu bh_0 R_{um} \right) \cdot (h_0 - a'). \quad (60)$$

$$M = \left(10 \cdot 355 + \frac{0,158 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,158) \cdot 1 \cdot (0,3 - 0,035)^2 \cdot 8,5}{(0,30 - 0,035)} - 0,158 \cdot 1 \cdot (0,30 - 0,035) \cdot 8,5 \right) \cdot (0,3 - 0,035 - 0) = (0,355 + 0,328 - 0,356) \cdot 0,265 = 0,087 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

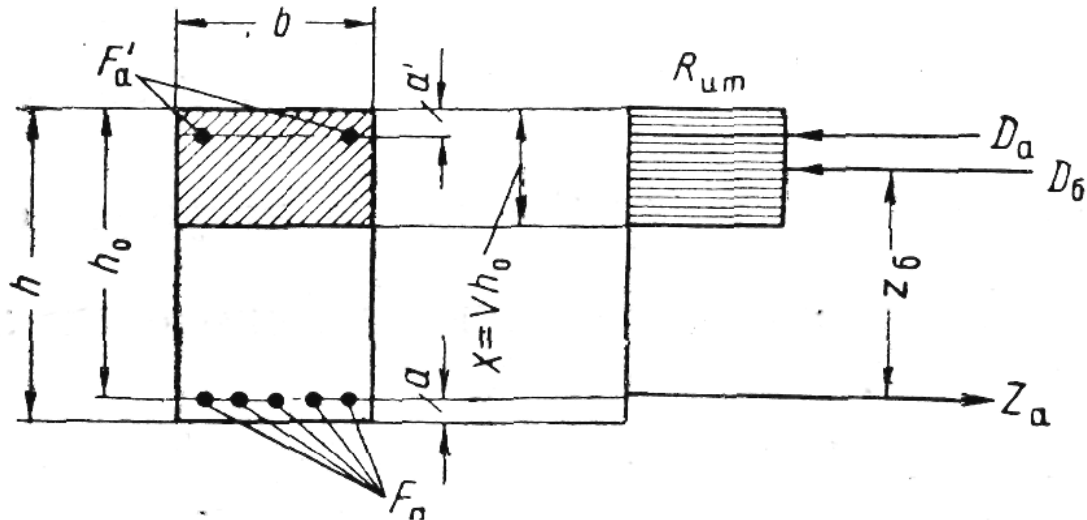


Рис. 40. Прямокутний переріз з подвійною арматурою при згині

Як бачимо, максимальний момент, який може сприйняти фундаментна плита в перерізі у грані стіни, перевищує момент, що виникає в цьому перерізі від навантажень будівлі ($0,026 \text{ МН} \cdot \text{м} < 0,087 \text{ МН} \cdot \text{м}$). Отже, міцність плити за цією перевіркою є достатньою.

За табл. 23 і 24 модулі пружності арматури і бетону: $E_s = 200000 \text{ МПа}$, $E_b = 14500 \text{ МПа}$, їх відношення $n = 200000/14500 = 13,79$.

Коефіцієнт армування перетину:

$$\mu_1 = A_s / bh = (10/30 \cdot 100) \cdot 100\% = 0,3\% > 0,05\%.$$

Пружнопластичний момент опору за формулою (54)

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 13,79 \cdot 0,003)] \cdot 1 \cdot 0,3^2 = 0,031 \text{ м}^3.$$

За табл. 22 знаходимо розрахунковий опір бетону розтягуванню для другої групи граничних станів $R_{btm} = 0,7 \text{ МПа}$. Момент тріщиноутворення за формулою (55)

$$M_{crc} = 0,7 \cdot 0,031 = 0,022 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Умова тріщиностійкості для фундаментної плити (56)

$$M \leq M_{crc}.$$

Перевіряємо виконання цієї умови – одержане співвідношення $0,076 \text{ МН}\cdot\text{м} > 0,035 \text{ МН}\cdot\text{м}$. Тобто плита не витримує навантаження від реконструйованої будівлі за тріщиностійкістю.

Таким чином, перевірка показала, що і для підвальної частини будівлі після реконструкції, рис. 36, ні основа, ні фундамент (фундаментні плити) не витримують навантаження від будівлі за такими показниками: за шириною фундаментної плити, на поперечну силу в перерізі плити у грані стіни і на тріщиностійкість бетону в розтягнутій зоні плити, тобто в підшві фундаменту. Це викликає необхідність зміцнення основи (через недостатню ширину фундаментних плит) і посилення фундаменту.

Приклад 14. Перевірити несучу здатність основи і стрічкового збірного фундаменту під зовнішню стіну будівлі в підвальній частині будівлі, рис. 35. Грунтові умови будівельного майданчика – як у прикладі 5, рис. 27.

Розв'язання. Горизонтальну силу від тиску ґрунту на стіну підвалу не враховуємо, вважаючи, що вона сприймається конструкцією перекриття і підлогою підвалу. Як і в попередньому прикладі 13, нормативне вертикальне навантаження $N = 0,253 \text{ МН/м}$, розрахункове $N^p = 0,305 \text{ МН/м}$. Будівля зводиться в тих же ґрунтових умовах. Відповідно, таким же, як в прикладі 13, буде розрахунковий опір ґрунту основи під фундаментною плитою марки ФЛ16.30 $R = 0,10 \text{ МПа}$.

Із попереднього прикладу вага 1 м фундаментної плити ФЛ16.30 дорівнює $G_\phi = 0,009 \text{ МН}$, вага 1 м стіни підвалу, що складається з трьох блоків марки ФБС24.6.6 і зниженого блоку ФБС 12.6.3-Т (табл.Д.2), складе

$$G_c = 3 \cdot 9,81 \frac{1960}{2,38} + 9,81 \frac{460}{1,18} = 0,0251 \text{ МН}.$$

Вага ґрунту на одному обрізі фундаменту

$$G_{GP} = \frac{1,6 - 0,6}{2} \cdot (2,25 - 0,3) \cdot 0,0185 = 0,036 \text{ МН.}$$

Середній фактичний тиск під подошвою фундаменту

$$p_{\text{сер}} = \frac{0,253 + 0,009 + 0,0251 + 0,036}{1,6 \cdot 1} = 0,232 \text{ МПа.}$$

Умова $p_{\text{сер}} \leq R$ не виконується, оскільки $0,232 \text{ МПа} > 0,1 \text{ МПа}$. Отже, необхідно виконати закріплення ґрунтів під подошвою фундаментних плит у підвальній частині будівлі.

Перевіримо несучу здатність фундаменту за першою і другою групами граничних станів. Як матеріал фундаменту використаний бетон класу В 7,5. Під подошвою фундаменту передбачена піщано-гравійна ущільнена підготовка, тому висоту захисного шару бетону приймемо рівною $a = 3,5 \text{ см}$. Тоді робоча висота перерізу складе $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265 \text{ м}$.

Визначимо розрахункові навантаження від ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах, приймаючи коефіцієнти надійності за навантаженням відповідно до даних табл. 4

$$G_{\phi}^P = 1,1 \cdot (0,009 + 0,0251) = 0,038 \text{ МН;}$$

$$G_{GP}^P = 1,2 \cdot 0,036 = 0,043 \text{ МН.}$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень за формулою (42) дорівнює

$$p_{\text{сер}}^p = \frac{0,305 + 0,038 + 0,043}{1,6 \cdot 1} = 0,388 \text{ МПа.}$$

Поперечна сила в перерізі фундаменту в грані стіни за формулою (43)

$$Q = 0,24 \cdot 1 \cdot \frac{1,6 - 0,6}{2} = 0,12 \text{ МН.}$$

Перевіряємо виконання умови (44) при $\varphi_{b3} = 0,6$ (для важкого бетону) і $R_{bt} = 0,48$ МПа (бетон класу В7.5, табл. 20). Права частина умови (44) дорівнює

$$\varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,48 \cdot 1 \cdot (0,3 - 0,035) = 0,076 \text{ МН.}$$

Як бачимо, умова (44) на поперечну силу не виконується, оскільки граничне поперечне зусилля, яке може витримати переріз у грані фундаментної стіни, менше поперечного зусилля від навантаження $0,076 \text{ МН} < 0,12 \text{ МН}$.

Отже, необхідно виконати посилення фундаменту.

Перевіряємо виконання умови в похилому перерізі (45)

$$Q = 0,24 \cdot [0,5 \cdot (1,6 - 0,6) - 0,235] \cdot 1 = 0,0636 \text{ МН;}$$

$$1,5 R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,48 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,235 = 0,215 \text{ МН,}$$

$$\text{де } c = 0,5 \cdot (l - l_K - 2 \cdot h_0) = 0,5 \cdot (1,6 - 0,6 - 2 \cdot (0,3 - 0,035)) = 0,235.$$

Умова виконується, оскільки $0,0636 \text{ МН} < 0,215 \text{ МН}$.

Виконаємо перевірку фундаментної плити на продавлювання.

Розрахункова продавлювальна сила за формулою (48) дорівнює

$$F = 0,24 \frac{1,6 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,056 \text{ МН.}$$

Із цих же формул $u_m = 0,5(1 + 1) = 1 \text{ м}$.

Гранична величина продавлювального зусилля, яку може витримати плита, за (46), дорівнює (при $\varphi_b = 1$ для важкого бетону)

$$\varphi_b R_{bt} u_m h_0 = 1 \cdot 0,48 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,127 \text{ МН.}$$

Отже, міцність на продавлювання плити забезпечена, оскільки $0,056 \text{ МН} < 0,127 \text{ МН}$.

Виконаємо перевірку міцності нормального перерізу фундаментної плити за згинальним моментом, що виникає в перерізі плити в грані стіни.

Згинальний момент, що виникає в перерізі плити в грані стіни, визначиться за формулою (49)

$$M = 0,125 \cdot 0,24 \cdot (1,6 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,03 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

Максимальний момент у перерізі фундаментної плити в грані стіни, який може сприйняти фундаментна плита, визначений в попередньому прикладі, дорівнює 0,076 МН·м, що перевищує згинальний момент, який виникає в цьому ж перерізі від навантажень будівлі після її реконструкції (0,03 МН·м). Отже, міцність плити за цією перевіркою є достатньою.

Виконаємо перевірку фундаментної плити на тріщиностійкість.

Для залізобетонної фундаментної плити робоча арматура складається з 5 стержнів $\varnothing 16$ мм класу А-III, розрахунковий опір $R_s = 355$ МПа (табл. 24).

За табл. 22 і 23 модулі пружності арматури і бетону: $E_s = 200000$ МПа, $E_b = 14500$ МПа. Відповідно, $n = 200000/14500 = 13,8$. Коефіцієнт армування перетину: $\mu_1 = 0,3 \% > 0,05 \%$ (із попереднього прикладу).

Пружнопластичний момент опору за формулою (54)

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75 \cdot (0 + 2 \cdot 13,8 \cdot 0,003)] \cdot 1 \cdot 0,3^2 = 0,03 \text{ м}^3.$$

Розрахунковий опір бетону розтягуванню для другої групи граничних станів $R_{btm} = 0,7$ МПа (табл. 22). Момент тріщиноутворення за формулою (55)

$$M_{crc} = 0,7 \cdot 0,03 = 0,021 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

Умова тріщиностійкості для фундаментної плити (56)

$$M \leq M_{crc}.$$

Отже, одержуємо $0,03 \text{ МН}\cdot\text{м} > 0,021 \text{ МН}\cdot\text{м}$, тобто плита не витримує навантаження від реконструйованої будівлі за тріщиностійкістю.

Таким чином, перевірка показала, що і для підвальної частини будівлі після реконструкції, рис. 36, ні основа, ні фундамент (фундаментні плити) не витримують навантаження від будівлі за такими показниками: за шириною фундаментної плити, за поперечною силою в перерізі плити в грані стіни і за тріщиностійкістю бетону в розтягнутій зоні плити, тобто в підошві фундаменту. Це викликає необхідність зміцнення основи (через недостатню ширину фундаментних плит) і посилення фундаменту.

Приклад 15. Перевірити несучу здатність основи і фундаменту під колону в безпідвальній частині будівлі, рис. 35. Ґрунтові умови будівельного майданчика – як у прикладі 6, рис. 28.

Розв'язання. Нормативне вертикальне навантаження на рівні планувальної відмітки землі (див. приклад 13) $N = 1,072 \text{ МН}$. Ґрунт несучого шару – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, з природною щільністю $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ і коефіцієнтом пористості $e = 0,663$ (за даними прикладу 6). Умовний розрахунковий опір основи, складеної таким піском, визначаємо за табл. 20 – $R_0 = 0,4 \text{ МПа}$. Глибина закладання фундаменту дорівнює $0,9 \text{ м}$ (за кресленнями існуючої будівлі).

Визначаємо необхідну площу фундаменту за формулою (32)

$$A_{\text{ф}} = 1,072 / (0,4 - 0,02 \cdot 0,9) = 2,8 \text{ м}^2.$$

Площа існуючої фундаментної плити із монолітного залізобетону, рис. 41, $A_{\text{ф}} = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ м}^2$. Висота фундаменту $h' = 1 \text{ м}$, глибина стакана дорівнює $0,5 \text{ м}$.

Для піску середньої крупності з коефіцієнтом пористості $e = 0,663$, екстраполюючи за табл. 19, знаходимо $\varphi_n = 34,61^\circ$ і $c_n = 0,00087 \text{ МПа}$, а інтерполюючи по φ_{II} , за табл. 17 знаходимо значення характеристик $M_\gamma = 1,629$, $M_q = 7,527$ і $M_c = 9,445$. Відношення $L/H = 1,74$. За табл. 18 знаходимо значення $\gamma_{c1} = 1,4$, а значення γ_{c2} знаходимо за допомогою інтерполяції по $L/H - \gamma_{c2} = 1,38$. Оскільки φ_{II} і c_{II} визначили непрямо, приймаємо $k = 1,1$.

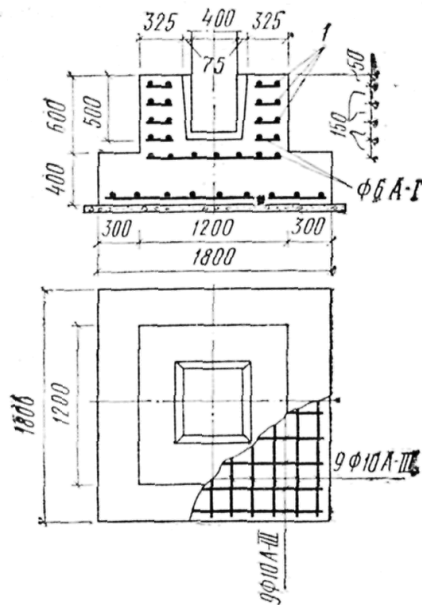


Рис. 41. До прикладу 15:

I – зварні сітки, що оберігають стакан від обколювання

Розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (29)

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,38}{1,1} (1,629 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 0,02 + 7,527 \cdot 0,9 \cdot 0,02 + 9,445 \cdot 0,00087) = 0,355 \text{ МПа.}$$

Вага фундаментної плити

$$G_0 = 0,024 \cdot 3,24 \cdot 0,4 = 0,031 \text{ МН.}$$

Вага башмака під колону

$$G_6 = 0,024 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 0,021 \text{ МН.}$$

Вага ґрунту на обрізах фундаменту

$$G_{гр} = (1,8 \cdot 1,8 - 1,2 \cdot 1,2) \cdot 0,5 \cdot 0,02 = 0,018 \text{ МН.}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту

$$p_{сер} = (1,072 + 0,031 + 0,021 + 0,018) / (1,8 \cdot 1,8) = 0,352 \text{ МПа.}$$

Умова $p_{сер} \leq R$ ($0,352 \approx 0,355$) практично виконується. Отже, основа під фундамент не вимагає посилення за перевіреним показником.

Виконаємо перевірку фундаменту за граничними станами.

Матеріал фундаменту – бетон класу В15, товщина захисного шару бетону a дорівнює 4 см. Розрахункове навантаження на рівні планувальної поверхні землі складає $N^p = 1,241$ МН. Визначимо розрахункові навантаження від ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$G_{ф}^p = 1,1 (0,031 + 0,021) = 0,057 \text{ МН};$$

$$G_{гр}^p = 1,2 \cdot 0,018 = 0,022 \text{ МН}.$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень за формулою (42)

$$p_{сер}^p = (1,241 + 0,057 + 0,022) / (1,8 \cdot 1,8) = 0,407 \text{ МПа}.$$

Поперечна сила в грані колони і в грані башмака за формулами (43)

$$Q_I = 0,407 \cdot 1,8 (1,8 - 0,4) / 2 = 0,512 \text{ МН};$$

$$Q_{II} = 0,407 \cdot 1,8 (1,8 - 1,2) / 2 = 0,22 \text{ МН}.$$

Перевіряємо виконання умов (44) при $\varphi_{b3} = 0,6$ (для важкого бетону) і $R_{bt} = 0,75$ МПа (бетон класу В15, табл. 21). Права частина умови (44) $\varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1,2 \cdot (1 - 0,04) = 0,518$ МН і $0,6 \cdot 0,75 \cdot 1,8 \cdot (0,4 - 0,04) \cdot 0,36 = 0,292$ МН.

Як бачимо, обидві умови виконуються ($0,512 \text{ МН} < 0,518 \text{ МН}$ і $0,22 \text{ МН} < 0,518 \text{ МН}$). Отже, фундамент не вимагає посилення.

При перевірці умови (45) з'ясуємо, що довжина проекції похилого перерізу $s < 0$. Отже, в нижньому східці фундаменту похила тріщина не утворюється.

Виконаємо перевірку фундаменту на продавлювальну силу.

Величина розрахункової продавлювальної сили за формулою (47)

$$F = 1,241 - 0,407 \cdot (0,4 + 2 \cdot (1 - 0,04))^2 = - 328 \text{ МН} < 0.$$

Продавлювальна сила $F < 0$, це означає, що розмір піраміди продавлювання більше розмірів фундаменту, тобто міцність фундаменту на продавлювання забезпечена.

Виконаємо перевірку достатності робочої арматури в фундаменті на дію згинальних моментів. Величини згинальних моментів у грані колони і в грані башмака, рис. 41, визначимо за формулою (49)

$$M_I = 0,125 \cdot 0,407 \cdot (1,8 - 0,4)^2 \cdot 1,8 = 0,179 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,407 \cdot (1,8 - 1,2)^2 \cdot 1,8 = 0,032 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Робоча арматура – класу А-III з розрахунковим опором $R_s = 365 \text{ МПа}$ (табл. 24). Необхідна площа перетину арматури за формулою (50)

$$A_{sI} = 0,179 / 0,9 \cdot 0,96 \cdot 365 = 0,00057 \text{ м}^2 = 5,7 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = 0,032 / 0,9 \cdot 0,36 \cdot 365 = 0,00027 \text{ м}^2 = 2,7 \text{ см}^2.$$

Дійсний фундамент містить дев'ять стержнів діаметром 10 мм із сталі класу А-III ($9\varnothing 10 \text{ А-III}$), рис. 41, площа яких дорівнює $A_s = 9 \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 7,07 \text{ см}^2$, що перевищує необхідну кількість і свідчить про достатню міцність фундаменту за арматурою.

Виконаємо перевірку фундаменту на тріщиностійкість.

Визначимо для цього згинальні моменти від нормативних навантажень у грані колони і в грані башмака

$$M_I = 0,125 \cdot 0,352 \cdot (1,8 - 0,4)^2 \cdot 1,8 = 0,157 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,352 \cdot (1,8 - 1,2)^2 \cdot 1,8 = 0,029 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

За табл. 23 і 24 модулі пружності арматури і бетону дорівнюють $E_s = 200\,000 \text{ МПа}$, $E_b = 23\,000 \text{ МПа}$. Відношення модулів, відповідно, $n = 200\,000 / 23\,000 = 8,7$.

Коефіцієнти армування в грані колони і башмака

$$\mu_I = 7,07 / (120 \cdot 60 + 180 \cdot 40) = 0,0005 = 0,05\%;$$

$$\mu_{II} = 7,07 / (180 \cdot 40) = 0,001 = 0,1\% > 0,05\%.$$

Пружнопластичний момент опору перерізу фундаменту в грані колони і башмака

$$W_{plI} = \{0,292 + 0,75 [(1,8 - 1,2) \cdot 0,4 / (1,8 \cdot 1,0) + 2 \cdot 0,0005 \cdot 8,7]\} \cdot 1,8 \cdot 1^2 = 0,527 \text{ м}^3;$$

$$W_{plII} = [0,292 + 1,5 \cdot 0,001 \cdot 8,7] \cdot 1,8 \cdot 0,4^2 = 0,087 \text{ м}^3.$$

Розрахунковий опір розтягуванню для другої групи граничних станів $R_{btm} = 1,15$ МПа (табл. 22). Момент тріщиноутворення за формулою (55)

$$M_{crcI} = 1,15 \cdot 0,527 = 0,606 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{crcII} = 1,15 \cdot 0,087 = 0,1 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Порівняння моментів за умовою (56) (згинального і тріщиноутворення) $0,157 \text{ МН} \cdot \text{м} < 0,606 \text{ МН} \cdot \text{м}$ і $0,029 \text{ МН} \cdot \text{м} < 0,1 \text{ МН} \cdot \text{м}$ свідчить про тріщиностійкість фундаментів будівлі після її реконструкції.

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Як визначають навантаження на фундамент від конструкцій багатоповерхової будівлі?
2. Яким чином будують епюру вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунтів в основі?
3. Як враховують зважуючу дію води на частинки при побудові епюри вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунтів в основі?
4. Як на епюрі вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунтів в основі відображається водотривкий шар?
5. Виконання якої умови перевіряється при розрахунках за міцністю основи під фундаментом?
6. Виконання яких умов перевіряється при розрахунках фундаменту за першою групою граничних станів?
7. Виконання яких умов перевіряється при розрахунках фундаменту за другою групою граничних станів?

9. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Приклад 16. Визначити методом елементарного підсумовування ймовірне осідання стрічкового фундаменту будівлі, рис. 35. Ширина фундаменту $b = 1$ м, глибина закладання підосви фундаменту $d = 2,25$ м. Середній тиск під підосвою фундаменту $p_{сер} = 0,292$ МПа. Дані про будівельний майданчик наведено в прикладі 5. Довжина будівлі, що зводиться, $L = 36$ м.

Розв'язання. За даними табл. 13 за виразом (2) визначаємо питому вагу ґрунтів, що залягають в основі фундаменту: $\gamma_1 = 1850 \cdot 9,81 = 0,0181$ МН/м³, $\gamma_2 = 1950 \cdot 9,81 = 0,0191$ МН/м³ і $\gamma_3 = 2000 \cdot 9,81 = 0,02$ МН/м³. Питому вагу піску третього шару і суглинку четвертого шару з урахуванням зважуючої дії води знаходимо за (4)

$$\gamma_{sb3} = \frac{0,0262 - 0,01}{1 + 0,598} = 0,0101 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb3} = \frac{0,0278 - 0,01}{1 + 0,779} = 0,01 \text{ МН/м}^3.$$

За формулою (3) визначаємо ординати епюри вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунту і допоміжної епюри $0,2 \sigma_{zg}$:

на поверхні землі

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2 \sigma_{zg} = 0;$$

на рівні підосви фундаменту

$$\sigma_{zgo} = 0,0181 \cdot 2,25 = 0,042 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zgo} = 0,008 \text{ МПа};$$

на контактi першого i другого шарiв

$$\sigma_{zg1} = 0,0181 \cdot 3,6 = 0,067 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 0,013 \text{ МПа};$$

на контактi другого i третього шарiв

$$\sigma_{zg2} = 0,067 + 0,0191 \cdot 1,7 = 0,1 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 0,02 \text{ МПа};$$

у третьому шарi на рiвнi ґрунтових вод

$$\sigma_{zg3} = 0,1 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,112 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg3} = 0,022 \text{ МПа};$$

на контактi третього i четвертого шарiв з урахуванням зважуючої дiї води

$$\sigma_{zg4} = 0,112 + 0,0101 \cdot 1,6 = 0,128 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg4} = 0,026 \text{ МПа};$$

на подошві четвертого шару

$$\sigma_{zg5} = 0,128 + 0,01 \cdot 3,4 = 0,162 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg5} = 0,032 \text{ МПа}.$$

Одержанi значення ординат епюри вертикальних напруг i допомiжної епюри перенесемо на геологiчний розрiз (рис. 42). Визначимо додатковий тиск пiд подошвою фундаменту, який дорiвнює рiзниці середнього тиску i вертикальних напруг вiд дiї власної ваги ґрунту на рiвнi подошви фундаменту

$$P_{\text{доd}} = 0,292 - 0,042 = 0,250 \text{ МПа}.$$

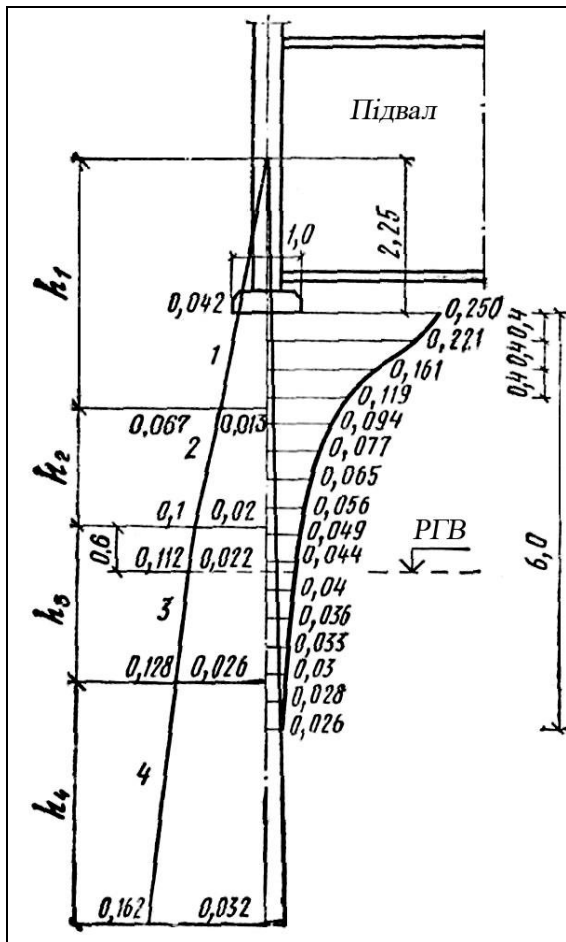


Рис. 42. До прикладу 16:
 1 – пісок пилюватий ($\gamma_1 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$; $h_1 = 3,6 \text{ м}$; $E_1 = 15 \text{ МПа}$); 2 – супісок пластичний ($\gamma_2 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$; $h_2 = 1,7 \text{ м}$; $E_2 = 17 \text{ МПа}$); 3 – пісок щільний ($\gamma_3 = 0,0101 \text{ МН/м}^3$; $h_3 = 2,2 \text{ м}$; $E_3 = 32 \text{ МПа}$); 4 – суглинок тугопластичний ($\gamma_4 = 0,01 \text{ МН/м}^3$; $h_4 = 3,4 \text{ м}$; $E_4 = 30 \text{ МПа}$)

Відношення $n = L/b = 36/1 > 10$. Щоб уникнути інтерполяції в табл. 25, задамося співвідношенням $m = 0,4$. Тоді висота елементарного шару ґрунту $h_i = 0,41/2 = 0,2 \text{ м}$. Перевіримо виконання умови $h_i < 0,4 \cdot b$: $0,2 \text{ м} < 0,41 \text{ м}$. Умова виконується з великим запасом, тому в цілях скорочення обчислень приймемо висоту елементарного шару $h_i = 0,4 \text{ м}$.

Далі побудуємо епюру додаткових напруг (див. рис. 42) у стиснутій товщі основи фундаменту, що розраховується, скориставшись формулою (39) і табл. 25. Обчислення подамо в табл. 26.

Нижню межу товщі, що стискається, знаходимо за точкою перетину допоміжної епюри і епюри додаткових напруг (рис. 42), оскільки для обчислення осідань необхідне виконання умови $\sigma_z < 0,2 \sigma_{zg}$. Із рис. 42 видно, що ця точка перетину відповідає потужності товщі, що стискається, $H = 6 \text{ м}$.

Значення коефіцієнта α

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

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

2. Для фундаментів, які мають підоснову в формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймаються як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3. Для проміжних значень ξ и η коефіцієнт α визначається інтерполяцією.

Розрахунок осідань до прикладу 16

Ґрунт	z, м	$m = 2z/b$	α	$\sigma_z = \alpha \cdot p_{\text{доп}}$, МПа	E, МПа
Пісок пилюватий	0	1	1	0,250	15
	0,4	0,8	0,881	0,221	
	0,8	1,6	0,642	0,161	
	1,2	2,4	0,447	0,119	
Супісок пластичний	1,6	3,2	0,374	0,094	17
	2,0	4,0	0,306	0,077	
	2,4	4,8	0,258	0,065	
	2,8	5,6	0,223	0,056	
Пісок щільний	3,2	6,4	0,196	0,049	32
	3,6	7,2	0,175	0,044	
	4,0	8,0	0,158	0,040	
	4,4	8,8	0,144	0,036	
	4,8	9,6	0,132	0,033	
	5,2	10,4	0,121	0,03	
Суглинок тугопластичний	5,6	11,2	0,112	0,028	30
	6,0	12,0	0,104	0,026	

Скориставшись формулою (38) обчислимо осідання фундаменту, нехтуючи відмінністю значень модуля загальної деформації ґрунту на межах шарів, прийнявши до уваги, що дане припущення не робить значного впливу на остаточний результат.

$$\begin{aligned}
 s = & \frac{0,8 \cdot 0,4}{15} \left(\frac{0,25 + 0,221}{2} + \frac{0,221 + 0,161}{2} + \frac{0,161 + 0,119}{2} \right) + \\
 & \frac{0,8 \cdot 0,4}{17} \cdot \left(\frac{0,2119 + 0,094}{2} + \frac{0,094 + 0,077}{2} + \frac{0,077 + 0,065}{2} + \frac{0,065 + 0,056}{2} \right) + \\
 & \frac{0,8 \cdot 0,4}{32} \cdot \left(\frac{0,056 + 0,049}{2} + \frac{0,049 + 0,044}{2} + \frac{0,044 + 0,04}{2} + \frac{0,04 + 0,036}{2} + \frac{0,036 + 0,033}{2} + \frac{0,033 + 0,03}{2} \right) + \\
 & \frac{0,8 \cdot 0,4}{30} \cdot \left(\frac{0,03 + 0,028}{2} + \frac{0,028 + 0,026}{2} \right) = 0,0121 + 0,0061 + 0,0025 + 0,0006 = 0,0213 \text{ м} = 2,1 \text{ см}
 \end{aligned}$$

У табл. 27 для будівлі даного типу знаходимо гранично допустиме осідання $s_u = 10$ см. У даному випадку $s = 2,1$ см $<$ $s_u = 10$ см. Отже, повне осідання фундаменту не перевищує гранично допустимого за ДБН В.2.1-10-2009 [6].

Приклад 17. Визначити методом елементарного підсумовування осідання фундаменту під колону будівлі, рис.41. Ширина фундаменту $b = 1,8$ м, довжина $l = 1,8$ м, глибина закладання $d = 0,9$ м. Середній тиск під подошвою фундаменту $p_{сер} = 0,352$ МПа. Ґрунтові умови будівельного майданчика наведені на рис. 28 і в прикладі 6.

Розв'язання. За даними табл. 13 за виразом (2) визначаємо питому вагу ґрунтів першого і третього шарів, що залягають в основі фундаменту: $\gamma_1 = 2000 \cdot 9,81 = 0,02$ МН/м³; $\gamma_3 = 2000 \cdot 9,81 = 0,02$ МН/м³.

Питому вагу піску першого шару і суглинку другого шару з урахуванням зважуючої дії води знайдемо за формулою (6), скориставшись даними табл. 13,

$$\gamma_{sb3} = \frac{0,0262 - 0,01}{1 + 0,663} = 0,01 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb3} = \frac{0,027 - 0,01}{1 + 0,805} = 0,0094 \text{ МН/м}^3.$$

Ґрунт третього шару є глиною напівтвердою, яка є водотривким шаром, тому в ній зважуюча дія води виявлятися не буде. Визначимо ординати епюри вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунту за формулою (3) і допоміжної епюри $0,2 \sigma_{zg}$:

- на поверхні землі

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2 \sigma_{zg} = 0;$$

- на рівні подошви фундаменту

$$\sigma_{zgo} = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zgo} = 0,004 \text{ МПа};$$

- у першому шарі на рівні ґрунтових вод

$$\sigma_{zgl} = 0,02 \cdot 2,9 = 0,058 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zgl} = 0,012 \text{ МПа};$$

- на контакті першого і другого шарів з урахуванням зважуючої дії води

$$\sigma_{zg2} = 0,058 + 0,011 = 0,068 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg2} = 0,014 \text{ МПа};$$

- на підшві суглинку з урахуванням зважуючої дії води

$$\sigma_{zg3} = 0,068 + 0,0094 \cdot 4,3 = 0,108 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg3} = 0,022 \text{ МПа.}$$

Таблиця 27

Граничні деформації

Споруди	Граничні деформації основи		
	відносна різниця осідань	крен i_u	Середнє осідання s_u , см
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові будівлі з повним каркасом:			
- залізобетонним	0,002	—	(8)
- сталевим	0,004	—	(12)
2. Будівлі і споруди, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006	—	(15)
3. Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами із:			
- крупних панелей	0,0016	0,005	10
- крупних блоків або цегляної кладки без армування	0,0020	0,005	10
- те саме, з армуванням і з улаштуванням залізобетонних поясів	0,0024	0,005	15
4. Елеватори із залізобетонних конструкцій:			
- робоча будівля і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті	—	0,003	40
- те саме, збірної конструкції	—	0,003	30
- окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції	—	0,004	40
- те саме, збірної конструкції	—	0,004	30
- окремо розташована робоча будівля	—	0,004	25
5. Димарі висотою, м:			
$H < 100$	—	0,005	40
$100 < H \leq 200$	—	$1/2 H$	30
$200 < H \leq 300$	—	$1/2 H$	20
$H > 300$	—	$1/2 H$	10
6. Жорсткі споруди заввишки до 100 м, крім вказаних у п.п. 4 і 5	—	0,004	20
7. Антенні споруди зв'язку:			
- стволи щогл заземлені	—	0,002	20
- те саме, електрично ізольовані	—	0,001	10

Примітка. У дужках дано значення максимального осідання $s_{max u}$.

Нижче за шар суглинку залягає глина в напівтвердому стані, що є водотривким шаром, тому до вертикальної напруги на покрівлю глини додається гідростатичний тиск стовпа води, що знаходиться над глиною

$$\sigma_{\text{гидр}} = 0,01 \cdot 5,3 = 0,053 \text{ МПа};$$

- повний тиск на покрівлю глини

$$\sigma_{zg4} = 0,053 + 0,108 = 0,161 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg4} = 0,032 \text{ МПа};$$

- тиск на підшві третього шару

$$\sigma_{zg5} = 0,161 + 0,02 \cdot 3,3 = 0,228 \text{ МПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg5} = 0,045 \text{ МПа}.$$

Одержані значення ординат природної напруги і допоміжної епюри перенесемо на геологічний розріз (рис. 43).

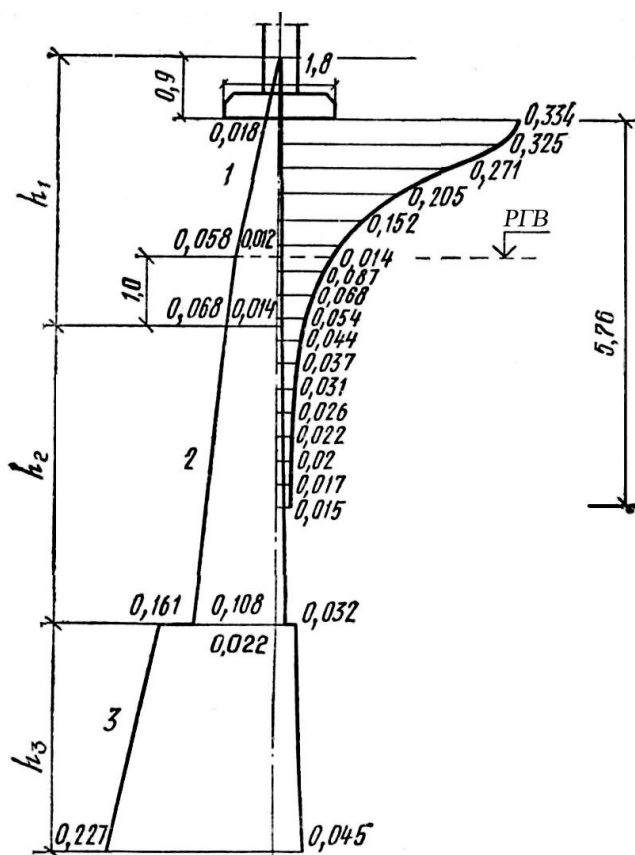


Рис. 43. До прикладу 17:
 1 – пісок середньої щільності ($\gamma_1 = 0,02 \text{ МН/м}^3$; $h_1 = 3,9 \text{ м}$; $E_1 = 23 \text{ МПа}$);
 2 – суглинок тугопластичний ($\gamma_2 = 0,0094 \text{ МН/м}^3$; $h_2 = 4,3 \text{ м}$; $E_2 = 12 \text{ МПа}$);
 3 – глина напівтверда ($\gamma_3 = 0,02 \text{ МН/м}^3$; $h_3 = 3,3 \text{ м}$; $E_3 = 20,5 \text{ МПа}$)

Знайдемо додатковий тиск під подошвою фундаменту

$$p_{\text{доп}} = 0,352 - 0,018 = 0,334 \text{ МПа.}$$

Відношення $n = l/b = 1,8/1,8 = 1$. Щоб уникнути інтерполяції у табл. 25, задамося співвідношенням $m = 0,4$, тоді висота елементарного шару ґрунту $h_i = 0,4 \cdot 1,8/2 = 0,36$ м. Умова $h_i = 0,36 \text{ м} < 0,4 \cdot b = 0,72 \text{ м}$ задовольняється.

Побудуємо епюру додаткових напруг, рис. 43, від зовнішнього навантаження в товщі основи фундаменту, що перевіряється, використовуючи формулу (39) і дані табл. 25. Обчислення подамо в табличній формі (табл. 28).

Таблиця 28

Розрахунок осідання до прикладу 17

Ґрунт	z , м	$m = 2z/b$	α	$\sigma_z = \alpha p_{\text{доп}}$, МПа	E , МПа
Пісок середньої щільності	0	0	1,0	0,334	25
	0,36	0,4	0,96	0,325	
	0,72	0,8	0,8	0,271	
	1,08	1,2	0,606	0,205	
	1,44	1,6	0,449	0,152	
	1,8	2,0	0,336	0,114	
	2,16	2,4	0,257	0,087	
	2,52	2,8	0,201	0,068	
	2,88	3,2	0,16	0,054	
	3,24	3,6	0,13	0,044	
Суглинок тугопластичний	3,6	4,0	0,108	0,037	12
	3,96	4,4	0,091	0,031	
	4,32	4,8	0,077	0,026	
	4,68	5,2	0,066	0,022	
	5,04	5,6	0,058	0,02	
	5,4	6,0	0,051	0,017	
5,76	6,4	0,045	0,015		

Нижню межу товщі, що стискається, знаходимо за точкою перетину допоміжної епюри з епюрою додаткової напруги (див. рис. 43). За цим же рисунком визначаємо, що потужність товщі, що стискається, $H = 5,76$ м.

Використовуючи формулу (38), обчислимо осідання фундаменту, нехтуючи відмінністю значень модуля загальної деформації на межі шарів ґрунту, взявши до уваги, що дане припущення трохи позначиться на результатах розрахунку

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{0,8 \cdot 0,36}{25} \left(\frac{0,339 + 0,325}{2} + \frac{0,2325 + 0,271}{2} + \frac{0,271 + 0,205}{2} + \frac{0,205 + 0,152}{2} + \frac{0,152 + 0,114}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0,114 + 0,087}{2} + \frac{0,087 + 0,068}{2} + \frac{0,068 + 0,054}{2} \right) + \\
 &\quad \frac{0,8 \cdot 0,36}{12} \cdot \left(\frac{0,054 + 0,044}{2} + \frac{0,044 + 0,037}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0,037 + 0,031}{2} + \frac{0,031 + 0,026}{2} + \frac{0,026 + 0,022}{2} + \frac{0,022 + 0,02}{2} + \frac{0,02 + 0,017}{2} + \frac{0,017 + 0,015}{2} \right) = \\
 &= 0,016 + 0,0067 = 0,0227 \text{ м} = 2,3 \text{ см} .
 \end{aligned}$$

За табл. 27 для будівлі даного типу знаходимо гранично допустиме осідання $s_{ii}=10$ см. У нашому випадку $s=2,3$ см $< s_{ii}=10$ см. Отже, розрахунок осідання фундаменту відповідає розрахунку за другою групою граничних станів.

Приклад 18. Визначити методом елементарного підсумовування осідання фундаменту під колону розміром $b \times l = 2 \times 2$ м, глибиною закладання $d = 2,8$ м, а також його додаткове осідання в результаті впливу сусіднього фундаменту, розташованого на цій же осі на відстані 2,6 м і що має такі ж розміри і глибину закладання $d = 1,2$ м. Середній тиск під подошвою першого фундаменту $p_{сер} = 0,41$ МПа, другого $p_{сер} = 0,48$ МПа. Ґрунтові умови будівельного майданчика подано на рис. 27 і в прикладі 5. Будівля, що зводиться, виконана із залізобетонного каркаса з заповненням.

Розв'язання. Визначимо вертикальні напруги від власної ваги ґрунту на рівні подошви першого і другого фундаментів:

$$\sigma'_{zg0} = 0,0185 \cdot 2,8 = 0,052 \text{ МПа}; \quad \sigma''_{zg0} = 0,0185 \cdot 1,2 = 0,022 \text{ МПа}.$$

Ординати епюри природної напруги були обчислені раніше в прикладі 16, а сама епюра і схема розташування фундаментів подані на рис. 44.

Додатковий тиск під подошвою першого і другого фундаментів дорівнює

$$p_{d1} = 0,41 - 0,052 = 0,358 \text{ МПа}; \quad p_{d2} = 0,41 - 0,022 = 0,458 \text{ МПа}.$$

Відношення сторін фундаментів $n = l/b = 2/2 = 1$. Щоб уникнути інтерполяції у табл. 25, задамося значенням $m = 0,4$, тоді висота елементарного шару ґрунту $h_i = 0,4 \cdot 2/2 = 0,4$ м. Перевіримо виконання умови $h_i \leq 0,4 \cdot b$: $0,4 \text{ м} < 0,8 \text{ м}$, отже, умова виконується.

Побудуємо епюру додаткової вертикальної напруги під подошвою першого фундаменту (див. рис. 44), скориставшись формулою (39) і табл. 25. Обчислення подамо в табличній формі (табл. 29).

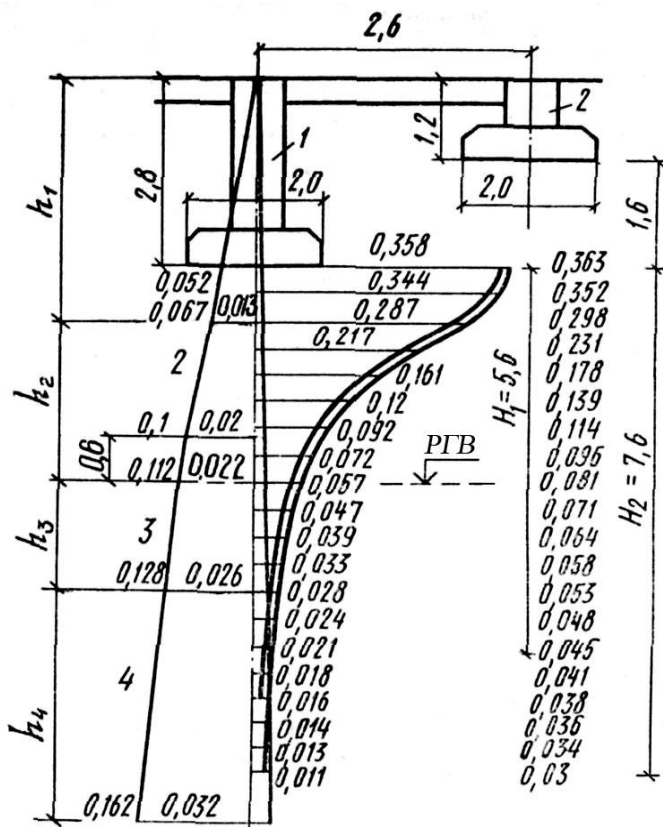


Рис. 44. До прикладу 18
 1 – пісок пилюватий ($\gamma_1 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$; $h_1 = 3,6 \text{ м}$; $E_1 = 15 \text{ МПа}$); 2 – супісок пластичний ($\gamma_2 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$; $h_2 = 1,7 \text{ м}$; $E_2 = 17 \text{ МПа}$); 3 – пісок щільний ($\gamma_3 = 0,0101 \text{ МН/м}^3$; $h_3 = 2,2 \text{ м}$; $E_3 = 32 \text{ МПа}$); 4 – суглинок тугопластичний ($\gamma_4 = 0,01 \text{ МН/м}^3$; $h_4 = 3,4 \text{ м}$; $E_4 = 30 \text{ МПа}$)

Нижню межу товщі, що стискається, знаходимо за точкою перетину допоміжної епюри з епюрою додаткових напруг (див. рис. 44). За цим рисунком визначимо і потужність товщі, що стискається, $H_1 = 5,6 \text{ м}$.

Розрахунок осідання до прикладу 18

Грунт	z, м	m = 2z/b	α	$\sigma_{z1} = \alpha p_{доd}$, МПа	E, МПа
Пісок пилюватий	0	0	1,0	0,358	15
	0,4	0,4	0,96	0,344	
	0,8	0,8	0,8	0,287	
Супісок пластичний	1,2	1,2	0,606	0,217	17
	1,6	1,6	0,449	0,161	
	2,0	2,0	0,336	0,12	
	2,4	2,4	0,257	0,092	
Пісок щільний	2,8	2,8	0,201	0,072	32
	3,2	3,2	0,16	0,057	
	3,6	3,6	0,13	0,047	
	4,0	4,0	0,108	0,039	
	4,4	4,4	0,091	0,033	
Суглинок тугопластичний	4,8	4,8	0,077	0,028	30
	5,2	5,2	0,066	0,024	
	5,6*	5,6	0,058	0,021	
	6,0	6,0	0,051	0,018	
	6,4	6,4	0,046	0,010	
	6,8	6,8	0,04	0,014	
	7,2	7,2	0,036	0,013	
	7,6	7,6	0,032	0,011	

* Нижня межа товщі, що стискається

Обчислимо осідання фундаменту за формулою (38) без урахування впливу сусіднього фундаменту

$$\begin{aligned}
 s_1 = & \frac{0,8 \cdot 0,4}{15} \left(\frac{0,358 + 0,344}{2} + \frac{0,344 + 0,287}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{17} \left(\frac{0,287 + 0,217}{2} + \frac{0,217 + 0,161}{2} + \frac{0,161 + 0,12}{2} + \frac{0,12 + 0,0924}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{32} \left(\frac{0,092 + 0,072}{2} + \frac{0,072 + 0,057}{2} + \frac{0,057 + 0,047}{2} + \frac{0,047 + 0,039}{2} + \frac{0,039 + 0,033}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{30} \left(\frac{0,033 + 0,028}{2} + \frac{0,028 + 0,024}{2} + \frac{0,024 + 0,021}{2} \right) = 0,0142 + 0,0129 \\
 & + 0,028 + 0,0008 = 0,0307 \text{ м} = 3,1 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

За табл. 27 для будівлі, виконаної із залізобетонного каркаса з заповненням, гранично допустиме осідання $s_u = 8$ см. У нашому випадку $s_1 = 3,1$ см < $s_u = 8$ см. Отже, розрахунок осідання

фундаменту задовольняє розрахунок за другою групою граничних станів.

Розрахуємо осідання першого фундаменту з урахуванням впливу поряд розташованого фундаменту (див. рис. 44). Для визначення сумарних напруг під центральною точкою першого фундаменту скористаємося методом кутових точок (рис. 45). Для цього розіб'ємо завантажену площу на чотири прямокутники *I*, *II*, *III* і *IV* (сторони прямокутників показані на рисунку фігурними дужками) і визначимо співвідношення між сторонами кожного прямокутника: $n_I = n_{II} = 3,6/1 = 3,6$; $n_{III} = n_{IV} = 1,6/1 = 1,6$.

Знайдемо додаткову напругу під центральною точкою першого фундаменту від дії другого фундаменту за формулою

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0,25 (\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV}) p_{\partial}, \quad (61)$$

де α_i – коефіцієнти розсіювання напруг під кутовими точками 4 площ завантаження.

Обчислимо відношення $m' = z/b = 1,6/2 = 0,8$, де z – різниця відміток глибини закладання першого і другого фундаментів (див. рис. 44). Коефіцієнт α_I знайдемо у табл. 25 для співвідношення $n_I = 3,6$ за допомогою лінійної інтерполяції, а коефіцієнт α_{III} – у тій же таблиці при $n_{III} = 1,6$ і $m' = 0,8$.

Із умов симетрії виходить, що $\alpha_I = \alpha_{II}$, $\alpha_{III} = \alpha_{IV}$, тому

$$\sigma_{z2} = 0,5 (\alpha_I - \alpha_{III}) p_{\partial 2} = 0,5(0,88 - 0,859) \cdot 0,458 = 0,005 \text{ МПа.}$$

Додаткові напруги далі визначимо для точок, які лежать на вертикалі під центральною точкою першого фундаменту: ці напруги обчислювали з кроком, рівним висоті елементарного шару, вибраного при розрахунку першого фундаменту, тобто $z = 0,4$ м. Обчислення подамо в табличній формі (табл. 30), при цьому відмітимо, що передостання колонка цієї таблиці характеризує розподіл сумарних напруг під центральною точкою першого фундаменту від сумісної дії першого і другого фундаментів.

Розрахунок осідання до прикладу 18

Ґрунт	$z, \text{ м}$	$m = \frac{2z}{b}$	α_I	α_{III}	$\sigma_{z2}, \text{ МПа}$	$\Sigma\sigma = \sigma_{z1} + \sigma_{z2}, \text{ МПа}$	$E, \text{ МПа}$
Пісок пилюватий	1,6	0,8	0,880	0,859	0,005	0,363	15
	2,0	1	0,816	0,781	0,008	0,352	
	2,4	1,2	0,751	0,703	0,011	0,298	
Супісок пластичний	2,8	1,4	0,692	0,631	0,014	0,231	17
	3,2	1,6	0,633	0,558	0,017	0,175	
	3,6	1,8	0,584	0,500	0,019	0,139	
	4,0	2,0	0,535	0,441	0,022	0,114	
Пісок щільний	4,4	2,2	0,500	0,397	0,024	0,096	32
	4,8	2,4	0,456	0,352	0,024	0,081	
	5,2	2,6	0,424	0,318	0,024	0,071	
	5,6	2,8	0,392	0,284	0,025	0,064	
	6,0	3,0	0,366	0,258	0,025	0,058	
Суглинок тугопластичний	6,4	3,2	0,339	0,232	0,025	0,053	30
	6,8	3,4	0,317	0,212	0,024	0,048	
	7,2	3,6	0,295	0,192	0,024	0,045	
	7,6	3,8	0,277	0,177	0,023	0,041	
	8,0	4,0	0,259	0,161	0,022	0,038	
	8,4	4,2	0,243	0,149	0,022	0,036	
	8,8	4,4	0,228	0,137	0,021	0,034	
	9,2	4,6	0,215	0,128	0,019	0,03	

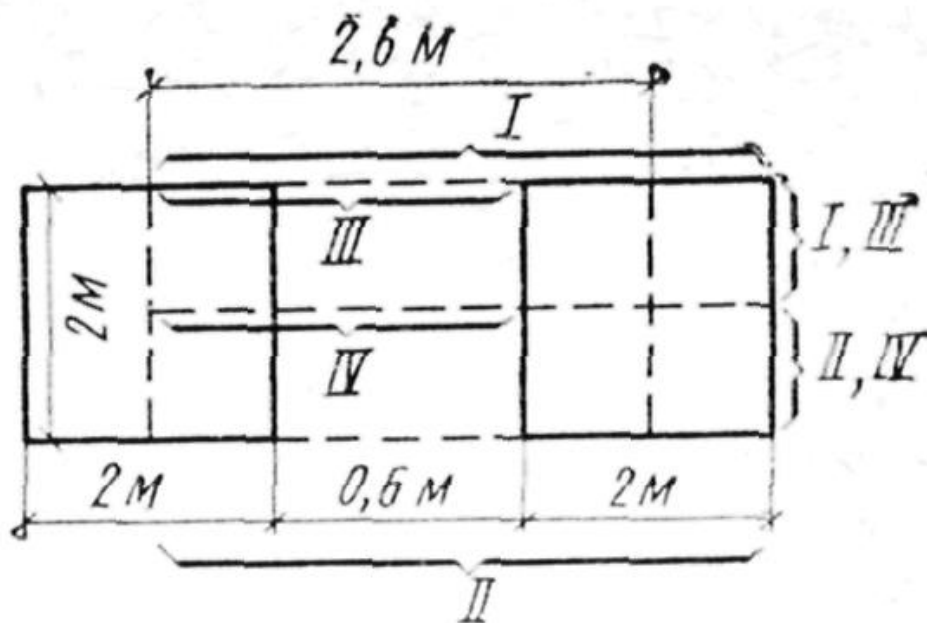


Рис. 45. До прикладу 18

Користуючись даними табл. 30, побудуємо сумарну епюру додаткових напруг (див. рис. 44). Нижню межу товщі, що стискається, знайдемо за точкою перетину цієї епюри з допоміжною. Потужність товщі, що стискається, складе 7,6 м.

Обчислимо осідання першого фундаменту, скориставшись формулою (38) і враховуючи вплив другого фундаменту

$$\begin{aligned}
 s_2 = & \frac{0,8 \cdot 0,4}{15} \left(\frac{0,363 + 0,352}{2} + \frac{0,352 + 0,298}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{17} \left(\frac{0,298 + 0,231}{2} + \frac{0,231 + 0,178}{2} + \frac{0,178 + 0,139}{2} + \frac{0,139 + 0,114}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{32} \cdot \left(\frac{0,114 + 0,096}{2} + \frac{0,096 + 0,081}{2} + \frac{0,081 + 0,071}{2} + \frac{0,071 + 0,064}{2} + \frac{0,064 + 0,058}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{30} \cdot \left(\frac{0,058 + 0,053}{2} + \frac{0,053 + 0,048}{2} + \frac{0,048 + 0,045}{2} + \frac{0,045 + 0,041}{2} + \frac{0,041 + 0,038}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,038 + 0,036}{2} + \frac{0,036 + 0,034}{2} + \frac{0,034 + 0,03}{2} \right) = 0,0146 + 0,0142 + 0,004 \\
 & + 0,0036 = 0,0364 \text{ м} = 3,6 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Отже, сумарне осідання першого фундаменту $s_2 = 3,6 \text{ см} > s_1 = 3,1 \text{ см}$, тобто перший фундамент додатково осідає під впливом поряд розташованого фундаменту. Проте основна умова розрахунку за другою групою граничних станів, як і раніше, виконується: $s_2 = 3,6 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}$.

Перевірка несучої здатності пальового фундаменту здійснюється лише для висячих паль у випадках зростання навантажень від будівлі або споруди, що реконструюється, і погіршення властивостей ґрунтів, у межах яких знаходяться палі. При цьому нове навантаження визначається так само, як і навантаження для стрічкових або фундаментів, що стоять окремо. При виконанні відповідних перевірочних розрахунків необхідно використовувати наявні в УкрДАЗТ «Методичні вказівки з проектування фундаментів на палях».

При виявленні недостатньої несучої здатності пальового фундаменту або перевищенні сумарного осідання (від існуючої будівлі і від додаткових після реконструкції навантажень або від погіршення властивостей ґрунтів, у межах яких знаходяться палі) необхідно зробити висновок про посилення основи або фундаменту.

Контрольні запитання для самоперевірки

1. Як розраховують ординати епюри природнього тиску під подошвою фундаменту?
2. Як розраховують додатковий тиск під подошвою фундаменту?
3. Як розраховують ординати епюри додаткового тиску під подошвою фундаменту?
4. Як знаходять нижню межу товщі, що стискається?
5. Від чого залежить значення гранично допустимих деформацій основ?
6. У чому полягає метод кутових точок для визначення напруг від поряд розташованого фундаменту?
7. Як визначається напруга під подошвою фундаменту від поряд розташованого фундаменту?

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. – 217 с.
2. Берлинов М.В., Ягупов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986. – 173 с.
3. Веселов В. А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 304 с.
4. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
5. ДБН В.1.2-2-2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
6. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
7. ДБН В.2.3-14-2006 Мости та труби. – К.: Держбуд, 2006. – 350 с.
8. ДБН В.2.3-19-2008 Споруди транспорту. Залізниця колії 1520 мм. – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2008. – 149 с.
9. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Грунти. Класифікація. – К.: Держкоммістобудування, 1997. – 52 с.
10. ДСТУ Б В.2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96) Грунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. – К.: Держкоммістобудування, 1997. – 58 с.
11. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – К.: Держкоммістобудування, 1997. – 112 с.
12. ДСТУ Б В.2.1-6-2000 (ГОСТ 30672-99) Грунти. Польові випробування. Загальні положення. – К.: Держбуд України, 2000. – 9 с.
13. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти/ М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев та ін. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
14. Кожушко В.П. Основи та фундаменти. – Харків: ХНАДУ, 2003.
15. Плуґін А.А., Трикоз Л.В. Відновлення експлуатаційних властивостей основ, фундаментів, заглиблених і підземних споруд: Навч. посібник. – Харків: УкрДАЗТ, 2004. – 102 с.
16. Руководство по проектированию свайных фундаментов/ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1980. – 151 с.
17. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения/ Под ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 271 с.
18. СНиП 23-01-99. Строительная климатология и геофизика / Госстрой России. – М.: Стройиздат, 2000. – 68 с.
19. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
20. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1983.

ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

Ґрунт

великоуламковий, 50
глинистий, 49
заторфований, 51
лесоподібний, 56
мулистий, 56
набухаючий, 56
насипний, 58
піщаний, 50

Деформації будівель

вигин, 20
крен, 20
крутіння, 21
перегин, 20
перекіс, 21
прогин, 20

Деформації основ

зсув, 14
опускання, 14
осідання, 14
підйоми, 14
просідання, 14

Коефіцієнт

відносної стисливості, 60
вивітрюєності, 50
водонасичення, 50
надійності, 38
пористості, 48
стисливості, 59

Навантаження

нормативні, 40
розрахункові, 40
постійні, 41
тимчасові, 41

Основа

однорідна, 6
природна, 6
шарувата, 6
штучно поліпшена, 6

Показник консистенції, 50

Споруда

гнучка, 20, 40
жорстка, 20, 40
кінцевої жорсткості, 20, 40

Стан

граничний другої групи, 36
граничний першої групи, 35

Тиск

граничний, 11
додатковий, 91
початковий критичний, 11
природний, 28

Фундамент

глибокого закладання, 8
гнучкий, 82
жорсткий, 82
заглиблений, 8
малозаглиблений, 8
мілкового закладання, 8
окремий, 82
стрічковий, 82
суцільний, 82

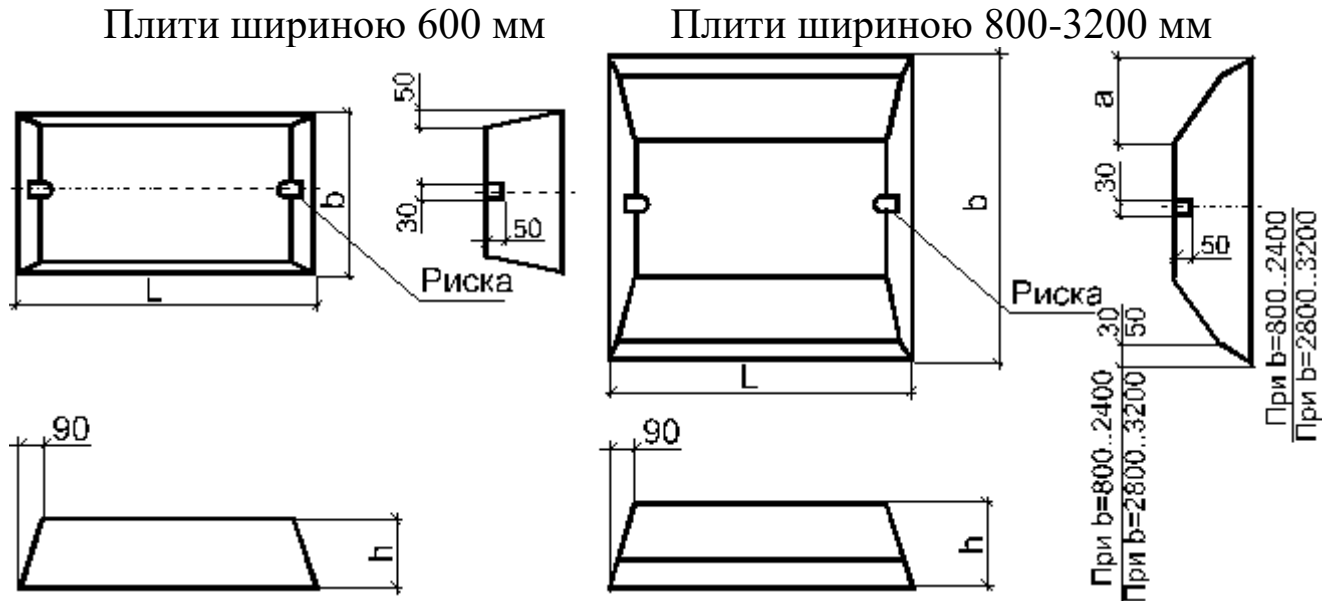
Число пластичності, 49

Шар

несучий, 6
підстиляючий, 6

Додаток 1
Таблиця Д.1

Плити залізобетонні для стрічкових фундаментів (ГОСТ 13580-85)

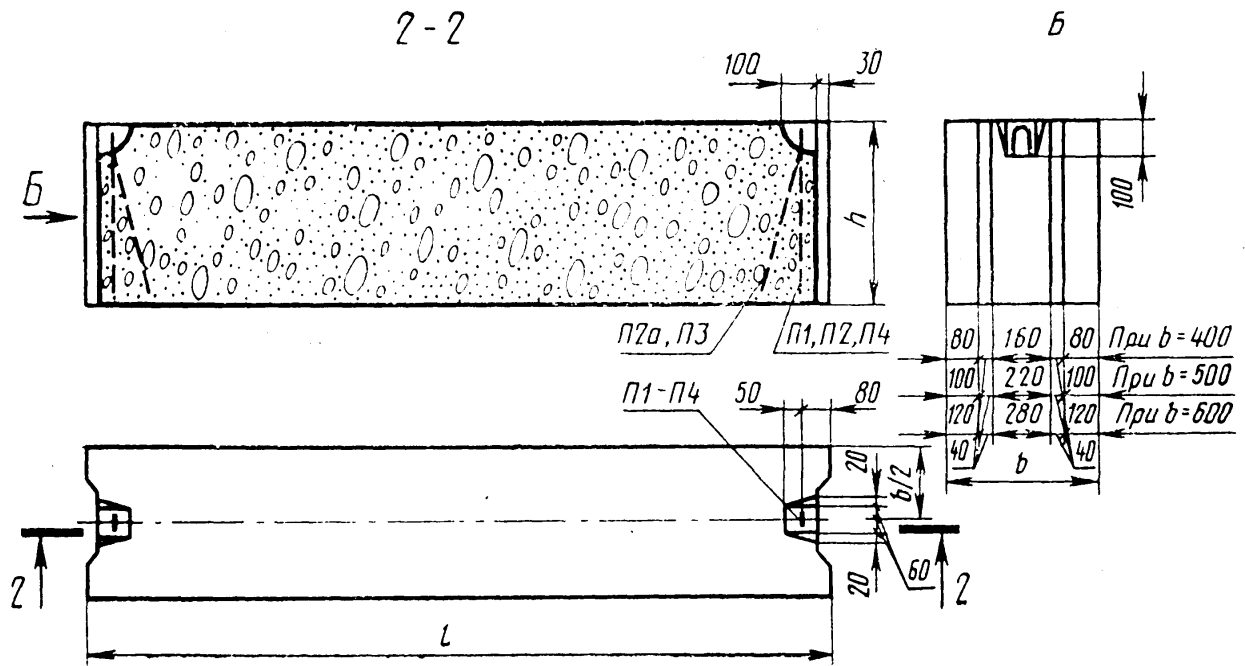


Марка плити	Розміри				Маса плити, кг
	b	l	h	a	
ФЛ 6.24	600	2380	300	-	930
ФЛ 6.12	600	1180	300	-	450
ФЛ 8.24	800	2380	300	150	1150
ФЛ 8.12	800	1180	300	150	550
ФЛ 10.30	1000	2980	300	250	1750
ФЛ 10.24	1000	2380	300	250	1380
ФЛ 10.12	1000	1180	300	250	650
ФЛ 10.8	1000	780	300	250	420
ФЛ 12.30	1200	2980	300	350	2050
ФЛ 12.24	1200	2380	300	350	1630
ФЛ 12.12	1200	1180	300	350	780
ФЛ 12.8	1200	780	300	350	500
ФЛ 14.30	1400	2980	300	400	2400
ФЛ 14.24	1400	2380	300	400	1900
ФЛ 14.12	1400	1180	300	400	910
ФЛ 14.8	1400	780	300	400	580

Марка плити	Розміри				Маса плити, кг
	b	l	h	a	
ФЛ 16.30	1600	2980	300	500	2710
ФЛ 16.24	1600	2380	300	500	2150
ФЛ 16.12	1600	1180	300	500	1030
ФЛ 16.8	1600	780	300	500	650
ФЛ 20.30	2000	2980	500	700	5100
ФЛ 20.24	2000	2380	500	700	4050
ФЛ 20.12	2000	1180	500	700	1950
ФЛ 20.8	2000	780	500	700	1250
ФЛ 24.30	2400	2980	500	900	5980
ФЛ 24.24	2400	2380	500	900	4750
ФЛ 24.12	2400	1180	500	900	2300
ФЛ 24.8	2400	780	500	900	1450
ФЛ 28.24	2800	2380	500	1000	5900
ФЛ 28.12	2800	1180	500	1000	2820
ФЛ 28.8	2800	780	500	1000	1800
ФЛ 32.12	3200	1180	500	1200	3230
ФЛ 32.8	3200	780	500	1200	2050

Таблиця Д.2

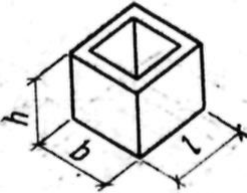
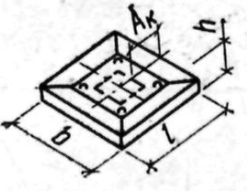
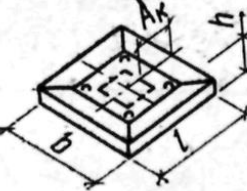
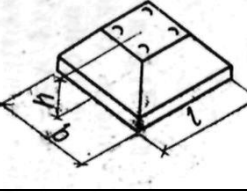
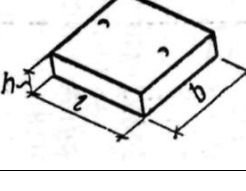
Розміри, мм, і маса, кг, блоків бетонних для стін підвалів
(ГОСТ 13579-78)



Тип блоку	l	b	h	Маса блоку із бетону марки В7.5
ФБС 24.3.6-Т	2380	300	580	970
ФБС 24.4.6-Т	2380	400	580	1300
ФБС 24.5.6-Т	2380	500	580	1630
ФБС 24.6.6-Т	2380	600	580	1960
ФБС 12.4.6-Т	1180	400	580	640
ФБС 12.5.6-Т	1180	500	580	790
ФБС 12.6.6-Т	1180	600	580	960
ФБС 12.4.3-Т	1180	400	280	310
ФБС 12.5.3-Т	1180	500	280	380
ФБС 12.6.3-Т	1180	600	280	460
ФБС 9.3.6-Т	880	300	580	350
ФБС 9.4.6-Т	880	400	580	470
ФБС 9.5.6-Т	880	500	580	590
ФБС 9.6.6-Т	880	600	580	700

Таблиця Д.3

Фундаментні плити і башмаки під колони будівель

Схема плити	Марка плити	Розміри, мм			Тиск на ґрунт від нормативних навантажень, МПа	Виліт консолі, що допускається, A_k , м	Маса, кг
		b	l	h			
	БК1	780	780	580	—	—	690
	БК2	1180	1180	580	—	—	1830
	ФП20-20	2000	2000	300	0,2 0,35	0,61 0,41	250
	ФП22-22	2200	2200	300	0,2 0,35	0,71 0,51	290
	ФП24-12	1190	2400	300	0,35	0,4	1880
	ФП28-12	1190	2800	300	0,3	0,5	2230
	ФП32-12	1190	3200	300	0,25	0,7	2580
	ФТ16-18	1600	1800	580	—	—	3170
	СБ8-8	780	780	580	—	—	780
	СБ12-12	1180	1180	580	—	—	1780

Таблиця 12

Дані результатів лабораторних досліджень фронтів (до прикладів 1 і 2)

Номер зразка	Номер свердловини	Глибина відбору зразка, м	Вміст частинок, %, розміром, мм									Кількість рослинних залишків за масою	Пластичність, дол. од.		ρ_s	ρ_{II}	W , дол. од.	φ_{II}	с _п , кПа	E ₀ , МПа	K _ф , См/с
			Крупніше 10	10-2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	Дрібніше 0,005		W _L	W _P							
Майданчик № 1 (приклад 1)																					
1	1	1,3	4,3	9,1	25,9	18,6	24,3	7,68	5,12	3,4	1,22	-	-	-	2,6	1,9	0,2	26°30'	4	15	5·10 ⁻³
2	1	3,5	8	8	6	9	5	27,8	15,7	2	1,99	1,	-	-	6	1	0,22	'	4	5	3
3	2	6,0	-	-	1,8	14,2	34,2	17,8	5	4,1	12,27	8	0,1	0,15	2,6	1,9	0,17	22°	1,2	10	2·10 ⁻³
4	2	8,7	-	-	5,25	7	9	4	18,8	14,6	42	-	9	0,22	5	1	0,28	20°	2,5	12	3
			-	-	0,7	12,4	18,74	15,4	5	3	-	-	0,5		2,7	1,9		16°			1·10 ⁻³
					2	1,28	2	18,7	21,6				4		2	6					3
					0,2			2	8						2,7	1,9					8·10 ⁻³
															1	6					3
Майданчик № 2 (приклад 2)																					
5	3	2,5	-	-	1,02	3,1	5,99	20,7	30,2	19,2	19,67	8,1	0,3	0,1	5,5	1,6	0,4	-	-	-	-
6	3	-	-	-	1,27	1	10,6	6	4	1	23,92	-	2	8	7	1	2	-	-	-	-
7	3	8,5	-	-	2,85	7,3	2	11,9	23,0	21,8	1,1	-	0,3	0,1	2,6	1,5	0,4	24°	2	10	6·10 ⁻⁴
						3	48,1	8	5	3			4	7	9	8	8				4
						26,	5	12,5	4,05	5,15			-	-	2,6	1,9	0,2				
						2									1	3	8				

Таблиця 13

Дані лабораторного дослідження ґрунтів (до прикладів 5 і 6)

Номер зразка	Номер свердловини	Глибина відбору зразка, м	Вміст, %, частинок розміром, мм							
			10–2	2–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	0,10–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	<0,005
Майданчик № 1 (приклад 5)										
1	1	1,5	2,0	20,0	25,0	20,0	20,0	11,0	1,0	1,0
2	1	4,0	–	3,0	11,0	36,0	24,0	8,0	12,0	6,0
3	2	6,0	–	3,0	9,0	75,0	10,0	1,0	1,0	1,0
4	2	10,0	–	0,4	0,2	0,6	10,0	2,2	12,0	74,6
Майданчик № 2 (приклад 6)										
5	3	3,5	1,2	27,0	29,0	39,0	2,8	1,0	1,0	0,2
6	3	6,5	–	10,0	10,0	15,0	10,0	20,0	15,0	20,0
7	4	10,0	–	1,0	3,0	9,0	15,0	25,0	16,0	31,0

Продовження табл. 13 (права частина)

Номер зразка	Номер свердловини	Глибина відбору зразка, м	Вологість, %, на границі		Щільність, кг/м ³		Вологість w , %	Коефіцієнт фільтрації k_f , м/с	Коефіцієнт відносної стисливості a_0 , МПа ⁻¹	Модуль загальної деформації E_0 , МПа
			текучості w_L	розкочування w_P	твердих частинок ρ_s	природна ρ				
Майданчик № 1 (приклад 5)										
1	1	1,5	0	0	2680	1850	15,0	$7 \cdot 10^{-9}$	0,0493	15,0
2	1	4,0	18,0	13,0	2720	1950	16,0	$2 \cdot 10^{-11}$	0,0435	17,0
3	2	6,0	0	0	2620	2000	22,0	$8 \cdot 10^{-9}$	0,0231	32,0
4	2	10,0	36,0	22,0	2780	2000	28,0	$2 \cdot 10^{-9}$	0,0207	30,0
Майданчик № 2 (приклад 6)										
5	3	3,5	0	0	1660	2000	22,0	5	0,0296	25,0
6	3	6,5	32,0	19,0	2700	1870	3	$8 \cdot 10^{-10}$	0,0517	12,0
7	4	10,0	43,0	23,0	2750	2000	27,0	$8 \cdot 10^{-11}$	0,021	20,5

Таблиця 21

Розрахункові опори важкого бетону для розрахунку за граничними станами першої групи
(за СНиП 2.03.01–84* [19])

Вид опору	Значення опору, МПа, для класу бетону за міцністю на стиск												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск R_b, R_{bser}	4,50	6,0	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Розтяг R_{bt}, R_{btser}	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

Таблиця 22

Нормативні і розрахункові опори важкого бетону для розрахунку за граничними станами другої групи
(за СНиП 2.03.01–84* [19])

Вид опору	Значення опору, МПа, для класу бетону за міцністю на стиск												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск R_{bn}, R_{bser}	5,50	7,50	9,50	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Розтяг R_{bn}, R_{btser}	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50

Таблиця 23

Початковий модуль пружності бетону при стиску E_b (за СНиП 2.03.01–84* [19])

Бетон	Значення 10^{-3} МПа, для класу бетону за міцністю на стиск												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Важкий природного твердіння	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
Що підданий тепловій обробці при атмосферному тиску	14,5	16,0	19,0	20,5	24,5	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0

