

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський національний університет будівництва і архітектури

М. В. Корнієнко
А. М. Ращенко
Т. В. Диптан

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

*Рекомендовано вченою радою Київського національного
університету будівництва і архітектури як навчальний посібник
з освітньої компоненти «Основи і фундаменти»
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти,
що навчаються за спеціальністю
192 «Будівництво та цивільна інженерія»*

Київ 2024

УДК 624.15

К11

Рецензенти: *В. А. Титаренко*, кандидат технічних наук,
старший науковий співробітник ДП НДІБК;
Н. В. Блащук, кандидат технічних наук, доцент,
Вінницький національний технічний університет;
В. В. Жук, кандидат технічних наук, доцент,
Київський національний університет будівництва
і архітектури

*Затверджено на засіданні вченої ради Київського національного
університету будівництва і архітектури, протокол № 7 від
28 березня 2024 року.*

Корнієнко М. В.

К11 Основи і фундаменти : навчальний посібник / М. В. Корнієнко,
А. М. Ращенко, Т. В. Диптан. – Київ : КНУБА. 2024. – 168 с.

ISBN 978-966-627-261-7

У посібнику викладено основні положення з оцінки ґрунтових умов будівельних майданчиків, надано рекомендації щодо вибору типу фундаментів будівель. Розглянуто проектування стрічкових і стовпчастих фундаментів неглибокого закладання та пальових фундаментів. Значну увагу приділено вибору типу паль та їх параметрів за попередньою оцінкою несучої здатності і врахуванням реальних навантажень на фундаменти. Надано практичні рекомендації та оцінки, які можуть бути корисними в процесі виконання реального проектування основ і фундаментів.

Призначено для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, що навчаються за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

УДК 624.15

© М. В. Корнієнко,
А. М. Ращенко,
Т. В. Диптан, 2024
© КНУБА, 2024

ISBN 978-966-627-261-7

ЗМІСТ

Передмова	6
Вступ	7
Розділ 1. Основні вимоги до виконання курсового проєкту	9
1.1. Загальні положення	9
1.2. Завдання на виконання курсового проєкту	12
1.3. Література, рекомендована для використання під час розробки курсового проєкту	12
1.4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки	13
1.5. Склад креслень фундаментів	15
Розділ 2. Ґрунтові умови майданчика та призначення типу фундаментів будівлі	16
2.1. Коротка характеристика будівлі, майданчика та його геологічної будови	16
2.2. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика	21
2.3. Вибір типу фундаментів	41
Розділ 3. Розрахунок фундаментів неглибокого закладання	45
3.1. Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів	45
3.2. Загальні положення та порядок розрахунку стрічкових і стовпчастих фундаментів	53
3.3. Призначення проєктної глибини закладання стрічкових і стовпчастих фундаментів	54
3.3.1. Загальні положення	54
3.3.2. Підготовчі роботи до прив'язки будівлі на стрічкових фундаментах	55
3.3.3. Призначення позначки 0.000 м	57
3.3.4. Призначення позначки верху фундаментів	57
3.3.5. Призначення глибини закладання фундаментів у безпідвальній частині будівлі	58
3.3.6. Призначення глибин закладання фундаментів у підвальній частині будинку	59
3.3.7. Призначення глибини закладання фундаментів на майданчику, поверхня якого не має нахилу	60
3.4. Визначення співвідношення товщини стін будинку та фундаментної стінки стрічкових фундаментів	62

3.5.	Розрахунок стрічкового фундаменту із збірних блоків для безпідвальної частини будинку	64
3.6.	Розрахунок стрічкового фундаменту із збірних блоків для підвальної частини будинку	72
Розділ 4. Особливості розрахунку стрічкових монолітних фундаментів неглибокого закладання		76
4.1.	Розрахунок жорсткого стрічкового фундаменту	78
4.2.	Розрахунок гнучкого стрічкового фундаменту	83
Розділ 5. Розрахунок стовпчастих залізобетонних фундаментів неглибокого закладання		91
5.1.	Загальна характеристика стовпчастих фундаментів	91
5.2.	Визначення основних розмірів стовпчастих фундаментів	93
5.3.	Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під збірну колону	93
Розділ 6. Розрахунок пальових фундаментів		99
6.1.	Загальні вимоги до розрахунку пальових фундаментів	99
6.2.	Порядок розрахунку пальових фундаментів	100
6.3.	Про глибину закладання подошви ростверка	101
6.4.	Дослідження зміни несучої здатності паль залежно від їх параметрів	103
6.4.1.	Загальні дані	103
6.4.2.	Вихідні дані та розрахункова схема для визначення несучої здатності одиночної палі	104
6.4.3.	Вибір типу та розмірів паль	105
6.4.4.	Розрахунок несучої здатності одиночної палі за ґрунтом основи	108
6.4.5.	Дослідження зміни несучої здатності паль залежно від глибини	114
6.4.6.	Висновки та рекомендації щодо вибору раціональних параметрів паль	123
6.5.	Розрахунок стрічкових пальових фундаментів	124
6.5.1.	Розрахунок несучої здатності палі за ґрунтом і матеріалом	124
6.5.2.	Визначення потрібної кількості паль у пальовому фундаменті	130
6.6.	Розрахунок стовпчастих пальових фундаментів	135

Розділ 7. Розрахунок осідання основи	139
7.1. Загальні умови розрахунку осідання основи методом пошарового підсумовування	139
7.2. Порядок розрахунку осідання основи методом пошарового підсумовування	143
7.3. Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту	144
7.4. Особливості розрахунку осідання основи пальового фундаменту	153
7.5. Розрахунок осідання основи за підвищення рівня ґрунтових вод (підтоплення основи)	154
Післямова	157
Список літератури	158
Додатки	161
Додаток 1. Карта нормативних глибин промерзання ґрунтів території України	161
Додаток 2. Блоки бетонні для стін підвалів за ДСТУ Б В.2.6-108:2010	162
Додаток 3. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів за ДСТУ Б В.2.6-109:2010	163
Додаток 4. Забивні залізобетонні палі суцільного квадратного перерізу із звичайною поздовжньою арматурою за ДСТУ Б В.2.6-65:2008	164
Додаток 5. Значення коефіцієнтів α для розрахунку осідання фундаментів	165
Додаток 6. Граничні осідання і крени споруди з основою	167

ПЕРЕДМОВА

Посібник складено за досвідом багаторічного проведення курсового проектування на будівельному факультеті КНУБА (КІБІ). Важливою особливістю цього проектування на сучасному етапі є наближення його змісту і розрахунків до реальних умов проектування. При цьому ставиться завдання навчити здобувача практичних навичок проектування основ і фундаментів, не перевантажуючи цю роботу деталями, що характерні для спеціальних типів фундаментів і складних інженерно-геологічних умов майданчика. Оскільки архітектурно-планувальні рішення будівель і споруд, збір навантажень, які діють на фундаменти, та розрахунок тіла фундаментів розглядаються в курсах архітектурних та будівельних конструкцій і не дублюються під час вивчення курсу основ і фундаментів, то і в посібнику даються узагальнені пояснення про необхідність виконання таких розрахунків. Це не переобтяжує розрахунків і виконання креслень під час курсового проектування та вказує на місце розрахунків ґрунтової основи і визначення конструкції та розмірів фундаментів у реальному процесі проектування. У посібнику враховані ті зміни, що стосуються стандартів, нормативних вимог і нових технологій для влаштування основ і фундаментів, які введені в практику за останні роки.

Рукописний варіант посібника випробуваний у КНУБА й інших навчальних закладах України, де здобувачі навчаються за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Посібник розрахований не тільки для виконання індивідуальних завдань, курсових проектів, але й для розділу з основ і фундаментів у дипломному проектуванні.

Зауваження та побажання щодо покращення змісту посібника прохання надсилати на адресу: 03680, м. Київ, пр. Повітряних Сил, 31, КНУБА, кафедра геотехніки.

ВСТУП

Проектування основ і фундаментів, незважаючи на простоту рішень, що використовуються для розрахунків, є одним із найскладніших завдань в усьому комплексі проектування будівель і споруд. Це пояснюється тим, що під час проектування несучих конструкцій будівель і споруд проєктувальник вирішує питання про матеріал та його якість, тоді як під час проектування основ він працює з наявною геологічною будовою та фізико-механічними характеристиками ґрунтів у межах майданчика забудови. До того ж ґрунти порівняно з матеріалами конструкцій є зовсім неоднорідними та значно поступаються їм в міцності. Ґрунти, маючи високу деформативність, визначають деформації основи і будівлі (споруди) загалом. Тому на практиці в понад 75 % випадків аварійні ситуації виникають внаслідок неправильної оцінки основ.

Під час вибору раціонального типу фундаментів, їх оптимальних розмірів потрібно одночасно враховувати конструкцію надземної частини будівлі (споруди), її просторову жорсткість, рівень і характер дії навантажень на фундаменти, якість та несучу здатність ґрунтової основи, можливі деформації. При цьому слід також враховувати можливість зручної та дешевої підготовки основи та зведення фундаментів. Проєктувальник не може уникати розгляду всіх питань влаштування основ і фундаментів, оскільки відсутність комплексної оцінки роботи системи «основа – фундамент – надземна частина будівлі» може зробити розроблений проєкт основ і фундаментів непридатним для реалізації.

Під час виконання курсового проєкту здобувач ознайомлюється з усіма етапами реального проектування. Розрахунки ґрунтів, що при цьому виконуються, на практиці мають контрольний характер, тоді як визначення основних розмірів фундаментів розглядається детально, оскільки вони є складовою частиною розрахунків усіх типів фундаментів. Оскільки в розрахунках фундаментів неглибокого закладання та пальових є принципова різниця (основний розрахунок основ і фундаментів неглибокого закладання виконується за другою групою граничних станів – за деформацією, а пальових фундаментів за першою групою граничних станів – за несучою здатністю ґрунтів основи), то обов'язковим в курсовому проєкті є проектування двох варіантів фундаментів для заданої будівлі чи споруди: неглибокого закладання (стрічкових і стовпчастих) і пальових (із забивних, вдавлюваних, буронабивних або буроін'єкційних паль). В окремих випадках до типів фундаментів можуть бути внесені зміни. Але весь матеріал, що розглядається здобувачем у процесі проектування, відповідає змісту освітньої програми «Промислове і цивільне будівництво» (ПЦБ). Процес підготовки бакалаврів і магістрів передбачає поглиблене вивчення складних інженерно-геологічних умов майданчиків, захисту територій від шкідливого впливу небезпечних процесів, проектування підземних споруд та основ і фундаментів

на особливих ґрунтах. В усіх випадках матеріал, що використовується під час курсового проектування і викладений в посібнику, є базовим для вирішення конкретних інженерних завдань. Тому підготовці майбутнього фахівця щодо основних положень розрахунку основ і фундаментів приділяється значна увага. Незважаючи на те що під час виконання курсового проекту робота системи «основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)» прямо не розглядається, здобувач отримує підготовку в розумінні впливу основ і фундаментів на роботу надземної частини будівлі (споруди) та наявних способів покращення їх роботи. У посібнику враховано вимоги ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд [2], особливості геотехнічного проектування за вимогами європейських норм «Єврокод-7». З навчальною метою використовуються довідкові таблиці ДБН В.2.1-10-2009 зі змінами № 1, 2 [3].

Характерною особливістю посібника є наповнення його практичними рекомендаціями, поясненнями рішень, що приймаються здобувачем самостійно, вимогами чинних стандартів і норм. Водночас питання проведення земляних робіт, влаштування шпунтових огорожень, пониження рівня ґрунтових вод, як і розрахунок залізобетонних, бетонних і кам'яних фундаментів і їх конструювання, у курсовому проекті зовсім не розглядається або є обмеженим, оскільки це виконується в проектах технології підземних робіт, залізобетонних і кам'яних конструкцій.

Розділ 1. ОСНОВНІ ВИМОГИ ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

Практична професійна підготовка майбутніх фахівців із будівництва є важливим доповненням до теоретичних знань, які вони отримують у вищих навчальних закладах. Роль курсового проєктування за сучасних умов є особливо важливою, оскільки інші форми практичних робіт звужені. Досвід підтверджує, що таке проєктування повинно, з одного боку, закріплювати основні положення проєктування основ і фундаментів без широкого варіювання типами фундаментів та умов будівництва, а з іншого – наближати роботу здобувача до вимог реального проєктування, що і створює базу для самостійної роботи молодих фахівців на виробництві.

Оскільки послідовність виконання розрахунків, оцінки проєктних ситуацій, конструювання фундаментів, відповідно до вимог чинних в Україні норм, є важливим для уявлення здобувача про завдання, яке ставиться перед ним не тільки в разі курсового чи дипломного проєктування, а й під час реальної роботи, то в цьому розділі посібника розглянуто як загальні положення навчального проєктування, так і особливості формування завдання, обсяги потрібних розрахунків і розроблених креслень. Фактично на початку розробки проєкту в усіх випадках потрібно глибоко вивчити наявні вихідні дані (у цьому випадку завдання) з тим, щоб прийняті рішення були об'єктивними й надійними.

1.1. Загальні положення

Проєктування основ і фундаментів є одним з етапів складання проєкту будівлі чи споруди загалом [1]. Він, з одного боку, нерозривно пов'язаний із розробкою архітектурно-планувального й конструктивного рішення будівлі або споруди, де враховується їх конкретне призначення та загальні умови будівництва, а з іншого – є для більшості випадків самостійною конструктивною частиною загального проєкту. Якщо на практиці інженер-будівельник може використати типовий проєкт будівлі чи споруди або прийняти рішення про повторне використання розробленого раніше проєкту, коли архітектурно-планувальні роботи, розрахунок і складання робочих креслень несучих конструкцій їх надземної частини навіть можуть не виконуватися, то проєктування основ і фундаментів виконують кожного разу, коли йдеться про новий будівельний майданчик. Умовно цей процес будівельники називають «прив'язкою» будівлі (споруди) до місцевих умов.

Для проєктування будівель і споруд складання розрахунків і робочих креслень для фундаментів є завжди необхідним. При цьому враховуються не тільки дані про будівлю (споруду), а й результати інженерно-геологічних і геодезичних вишукувань, дані про планове положення її в місці забудови,

комунікації, що тут прокладені чи будуть прокладатися. Також потрібно мати загальну характеристику сусідніх будівель і споруд, що існують чи проєктуються. Ця характеристика повинна давати повну уяву про конструктивні рішення та стан сусідніх будівель (споруд), особливості влаштування їх підземної частини і використанні фундаменти, що може значно впливати на прийняття рішень з основ і фундаментів для об'єкта, що проєктується.

Вибір методів підготовки основи, конструктивного рішення та способу влаштування фундаментів залежить від можливості впливу на місце забудови інженерно-геологічних процесів: підробки території, розвитку карсту та суфозії, зсування, поверхневої ерозії, просідання чи набухання ґрунтів основи тощо. Проте ці питання виходять за рамки звичайного курсу основ і фундаментів, що вивчають здобувачі будівельного напрямку і які детально розглядаються за спеціалізацією здобувачів у цій сфері. Тому під час виконання курсового проєкту вплив інженерно-геологічних процесів не розглядається (не задається).

Таким чином, підготовка майбутнього фахівця до виконання робіт із проєктування основ і фундаментів є обов'язковою. Тому, відповідно до робочої програми освітньої компоненти «Основи і фундаменти», здобувач не тільки теоретично на лекціях вивчає матеріал, необхідний для проєктування фундаментів, а й закріплює його практичне використання під час проведення практичних занять і самостійного виконання курсового проєкту.

Курсовий проєкт передбачає:

а) складання розрахункової пояснювальної записки на листах формату А 4 (210 × 297 мм), у якій приводиться аналіз ґрунтових умов майданчика забудови, обґрунтовуються рішення, що приймаються, наводяться розрахункові схеми та потрібні розрахунки основ і фундаментів, ескізи до робочих креслень фундаментів у двох варіантах і допоміжні дані про особливості їх влаштування;

б) розробку робочих креслень двох варіантів фундаментів із відповідними поясненнями на двох аркушах формату А2 (420 × 594 мм).

Передусім складається записка. Вона може бути рукописною або набраною на комп'ютері. Розрахункові схеми й ескізи виконуються в тексті чи на окремих аркушах, у тому числі з використанням міліметрового паперу. Оформлення записки загалом повинно відповідати вимогам державних стандартів України [13]. Після перевірки розрахунків і погодження прийнятих рішень із викладачем здобувач переходить до складання робочих креслень, про що робиться пояснення в тексті пояснювальної записки. Виконана записка доповнюється переліком використаної літератури та підписом здобувача, що її виконав. Посилання в тексті на літературні джерела чи методичні вказівки обов'язкові.

Переходячи до виконання робочих креслень фундаментів, потрібно продумати їх обсяг, а розташування на листах попередньо погодити з викладачем.

На листах повинні бути наведені плани фундаментів, робочі креслення фундаментів і специфікації. Для випадків передачі складного завантаження (наприклад, димова труба, анкерна тяга, компресорна станція) на робочих кресленнях зазначають таку схему завантаження фундаментів і відповідні пояснення щодо їх конструкції та вимог щодо влаштування фундаментів і підготовки основи. Креслення складають відповідно до вимог чинних стандартів [13].

Для допуску до захисту проєкту розрахунково-пояснювальна записка та листи креслень підписуються викладачем – керівником курсового проєктування. Порядок і термін захисту розробленого проєкту встановлюється кафедрою додатково. Здобувач повинен уміти дати пояснення в межах виконаних розрахунків і прийнятих рішень у проєкті та довести обґрунтованість складених робочих креслень. При цьому виставляється оцінка за виконану роботу, що враховує її повноту та якість, а також глибину знань у відповіді на поставлені питання або питання тестування.

1.2. Завдання на виконання курсового проєкту

Завдання складається кафедрою як концентроване спрощене викладення даних, що потрібні для практичного виконання проєкту з основ і фундаментів. Воно містить дані про:

- місце будівництва;
- характер рельєфу майданчика;
- загальну характеристику будівлі (споруди) та матеріалу її несучих конструкцій;
- планові розміри в осях і геометричні розміри опорної частини несучих конструкцій для всієї будівлі (споруди);
- навантаження, що прикладені на верхньому обрізі фундаментів, які потрібно розрахувати;
- інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови майданчика, що розкривають геологічну будову і фізичні властивості окремих шарів ґрунту, положення ґрунтових вод та їх агресивність щодо бетону й металу (у разі потреби вказуються і прогнозні зміни).

У завданні вказуються варіанти фундаментів, які потрібно розробити в проєкті. При цьому враховується, що об'єм розрахунків за деформаціями основи обмежено як трудомісткий, а тому вказується, для якого перерізу фундаменту та заданого варіанта потрібно виконати розрахунок осідання основи.

До початку виконання проєкту здобувач повинен всебічно ознайомитися із завданням і вияснити незрозумілі для нього питання.

1.3. Література, рекомендована для використання під час розробки проєкту

Під час виконання курсового (дипломного) проєкту з основ і фундаментів здобувач використовує дані, що викладені в підручниках, посібниках, нормах, стандартах, технічній, довідковій літературі та методичних вказівках. Крім того, можуть бути використані: конспект лекцій і записи з лабораторних і практичних занять із курсу основ і фундаментів. Рекомендації до загального використання літератури наведені в списку літератури в кінці посібника. Спершу вказані нормативні документи та стандарти, що мають обов'язкові вимоги до складання проєкту з основ і фундаментів. Тут же вказані підручники, посібники та довідники, якими можна додатково користуватися для розробки окремих розділів проєкту.

1.4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки

Розрахунково-пояснювальна записка повинна містити такі розділи:

1. *Коротка характеристика будівлі та будівельного майданчика.* Це вихідні дані для проектування, що складаються на основі завдання. Дані, яких не вистачає для виконання курсового проекту, здобувач зазначає самостійно.
2. *Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика.* На практиці тут використовують звіти проведених інженерно-геологічних вишукувань [2–4], що є підготовчими роботами у проектуванні, і проводять їх уточнення для конкретних конструктивних рішень будівлі. Але для інженера на практиці повинна бути відкритою можливість перевірки розрахунків і висновків, що викладені інженерами-геологами в записці. Тому в курсовому проекті здобувачі виконують такі розрахунки, виходячи з основних фізичних характеристик окремих шарів ґрунту, що зазначені в завданні, виділяють самостійно інженерно-геологічні елементи, визначають розрахункові показники для них і роблять висновки з урахуванням несучої здатності та деформативності основи.
3. *Вибір типу фундаментів.* Відповідно до характеру несучих конструкцій будівлі розглядаються 5...6 можливих варіантів фундаментів і робиться висновок про те, які варіанти доцільно розглядати для розрахунків і проведення їх порівняння. Для 3...4 варіантів, включно з двома заданими, дається розгорнута характеристика, що пояснюється схематичними перерізами фундаментів.
4. *Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів.* Розглядаючи вплив різних факторів для заданого майданчика (без урахування підвалу – він планується лише в частині будинку), визначають мінімальну глибину закладання фундаментів. У подальшому вона використовується для призначення глибини закладання фундаментів.
5. *Розрахунок фундаментів за першим варіантом (фундаменти неглибокого закладання).* У цьому розділі послідовно вирішуються такі питання:
 - 5.1) призначають позначку $\pm 0,000$, що характеризує рівень підлоги першого поверху будинку. При цьому враховують абсолютні позначки поверхні в межах плями забудови й відповідні вимоги до рівня підлоги першого поверху;
 - 5.2) призначають глибину закладання фундаментів з урахуванням їх типу, матеріалу та величини мінімальної глибини закладання фундаменту, особливостей рішення підземної частини (наявності підвалу, сусідніх будівель) і узгоджують ці дані в межах всього будинку;
 - 5.3) уточнюють перерізи фундаментів, для яких потрібно виконати розрахунки;
 - 5.4) послідовно розглядають перерізи, для кожного з яких потрібно:
 - 5.4.1) скласти розрахункову схему перерізу;

- 5.4.2) визначити потрібні геометричні розміри фундаменту;
- 5.4.3) провести основні розрахунки за матеріалом тіла фундаменту або підібрати збірні елементи за стандартом;
- 5.4.4) у разі потреби (це вказано в завданні) виконати розрахунок осідання фундаменту;
- 5.4.5) скласти ескіз фундаменту для цього перерізу;
- 5.5) скласти план фундаментів неглибокого закладання з перевіркою, у разі потреби з допустимістю нерівномірних деформацій основи й уточненням конструктивних особливостей фундаменту.
- 6. *Розрахунок фундаментів за другим варіантом* (пальових фундаментів). Для спрощення цей варіант розглядається як безпідвальний (за завданням може замінюватися на наявність підвалу під усією будівлею). Цей розділ складають у такому порядку:
 - 6.1) зазначають тип паль, технологію їх влаштування, можливий діапазон зміни геометричних розмірів паль і глибину котловану (траншей). При цьому уточнюють позначку ± 0.000 та попередньо зазначають конструкцію ростверка і його розміри по висоті;
 - 6.2) проводять дослідження несучої здатності одиночної палі в ґрунтових умовах майданчика та приймають рішення про оптимальні розміри паль;
 - 6.3) виконують розрахунок несучої здатності одиночної палі:
 - 6.3.1) за матеріалом;
 - 6.3.2) за ґрунтовою основою;
 - 6.4) розраховують пальові фундаменти необхідних перерізів:
 - 6.4.1) визначають потрібну кількість паль у фундаменті, розташовують їх в плані та приймають попереднє рішення про розміри ростверка;
 - 6.4.2) проводять розрахунок ростверків за матеріалом;
 - 6.4.3) виконують у разі потреби розрахунок осідання основи (для заданого перерізу в завданні);
 - 6.4.4) складають ескіз пальового фундаменту для розглянутого перерізу;
 - 6.5) складають ескіз плану пальового поля;
 - 6.6) складають ескіз плану ростверків.
- 7. *Спрощене техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів на основі укрупнених показників вартості будівництва.*
- 8. *Короткі вказівки щодо виконання робіт на влаштування основ і фундаментів.* Надають загальну характеристику технології робіт та зазначають особливості їх виконання для цього будівельного майданчика.
- 9. *Пояснення до складання робочих креслень.* Надається обґрунтування побудови та прийнятих додаткових (конструктивних) рішень, що не впливають із розрахунків. Зазначають специфікації на армування монолітних фундаментів чи ростверків (у разі їх розрахунку за матеріалом)

і специфікації паль, фундаментних блоків (для варіанта збірних фундаментів).

10. Список використаної літератури.

1.5. Склад креслень фундаментів*

Складання креслень (на двох листах формату А2, виконують після закінчення розрахунків і виконання ескізів).

Креслення фундаментів неглибокого закладання (на одному листі формату А2):

- план фундаментів (з осьовою прив'язкою, нульовою позначкою, кутувими позначками рівня поверхні та позначками глибини закладання підшви фундаментів і поверхні зворотної засипки);
- розгортки по стінах із показом перев'язки, переходів, глибини закладання, позначкою верху фундаментної стіни та поверхні землі;
- перерізи фундаментів для розрахункових ділянок. У навчальному плані тут важливо показати зв'язок із надфундаментною конструкцією, перекриттям. Показати гідроізоляцію, склад підлоги (наявність котловану не показувати);
- зазначити розміри, маркування блоків, скласти вибірку блоків для тих стін, для яких зроблено розгортку;
- дати розрахункову схему фундаментів і таблицю навантажень, що діють на їх верхньому обрізі;
- навести примітки: вказати особливості конструювання фундаментів, влаштування підготовки, зворотної засипки. Окремо наводять дані про несучий шар ґрунту, величину розрахункового опору, прийняту в проєкті;
- оформити креслення відповідно до вимог чинних стандартів.

Креслення пальових фундаментів (на одному листі А2):

- план пальового поля (уточнити крок паль на окремих ділянках, дати осьову прив'язку паль, проставити номери паль);
- план ростверків (осьова прив'язка, геометричні розміри, марки ростверків, на половині креслень зазначити розкладку арматури, показати рівень низу ростверка);
- план фундаментів (наприклад, із збірних блоків, що розкладені поверх ростверків із виконанням усіх вимог як для фундаментів неглибокого закладання);

* *Примітка.* Масштаби креслень вибираються здобувачами самостійно. Вони повинні відповідати вимогам стандарту.

- перерізи для характерних ділянок ростверків (позначку перерізів навести на плані: тут показати армування з позиціями стержнів і додатковими вказівками; перерізи виконують із розкладкою блоків). Врахувати особливості складання перерізів фундаментів неглибокого закладання. Палі на повну довжину не показувати;
- дати розгортку пальового ряду по одній поздовжній осі (навести з палями та характеристикою ґрунтів основи, навести позначки глибини закладання, верху і низу ростверка, верху фундаментної стінки, поверхні);
- дати таблиці вибірки паль, блоків по стіні розгортки, специфікацію арматури, розглянутого перерізу ростверків;
- дати розрахункову схему та величину навантажень на верхньому обрізі пальових фундаментів;
- примітки (загальні вимоги як і для фундаментів неглибокого закладання): навести величину допустимого розрахункового навантаження на палю, що використана в проєкті, та технологію їх влаштування. Для забивних паль вказати тип молота, що використовується для заглиблення паль, і величину контрольного розрахункового відказу паль;
- штамп, що оформляється за єдиною схемою.

Розділ 2. ҐРУНТОВІ УМОВИ МАЙДАНЧИКА ТА ПРИЗНАЧЕННЯ ТИПУ ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЛІ

2.1. Коротка характеристика будівлі, майданчика та його геологічної будови

У заголовку цього розділу, відповідно до завдання, уточнюють найменування будівлі. Використовуючи дані, що наведені в завданні, та доповнюючи їх на основі власної уяви про конструкції цієї будівлі, коротко характеризують її за розмірами в плані, кількістю поверхів, їх висотою, наявністю підвальної частини, конструктивною схемою будівлі, матеріалу, що використаний для несучих конструкцій. Також наводять дані про те, що це будівництво в новому чи забудованому кварталі міста та яка форма рельєфу характерна для майданчика. Якщо будівля прибудовується, то потрібно вказати на особливості сусідньої будівлі, включно з характеристикою її фундаментів. План будівлі наводять у вигляді схеми (в осях) із позначенням осей будівлі та характерних розмірів (рис. 1). На план додатково самостійно наносять положення 2–3 свердловин, які виходять за межі плану не більше як на 3...5 м і проводять через них геологічний переріз *I-I* (показують потовщеною лінією), що в подальшому буде розглянуто в цьому ж розділі. Свердловини повинні мати планову та висотну прив'язку.

У разі використання матеріалу звітів з інженерно-геологічних вишукувань дані та положення свердловин, перерізи зазначають реальні. У цьому випадку потрібно додатково ознайомитися з вимогами норм до складання таких звітів [3].

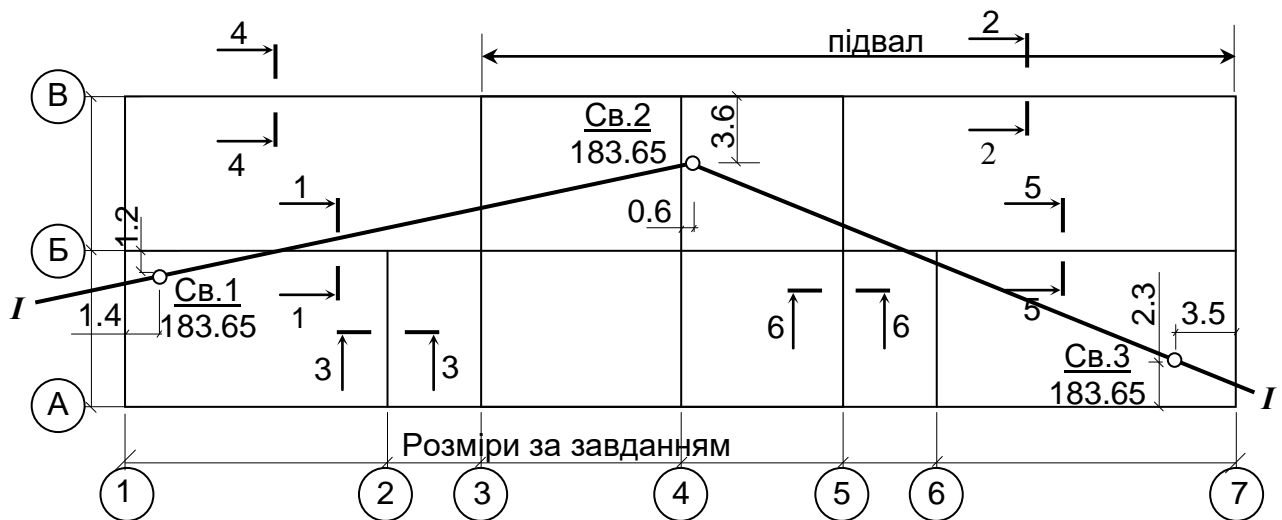


Рис. 1. План-схема будинку в осях з положенням геологічного перерізу I-I і розрахункових перерізів фундаментів 1-1...6-6

На цьому ж плані потрібно показати межі підвальної частини, що визначені завданням. Тут же показують характерні розрахункові перерізи фундаментів. Також наводять дані про нормативні і розрахункові навантаження на фундаменти.

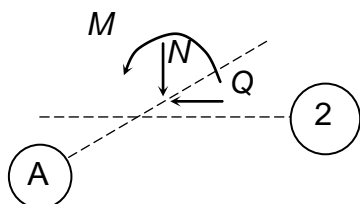


Рис. 2. Прикладення навантаження на рівні верхнього обрізу фундаменту, що діють в одній площині

Схему прикладення навантаження в загальному випадку наведено на рис. 2. Така схема може бути узагальненою для всіх фундаментів чи приводитись окремо для кожного перерізу. Відповідно дають загальну чи окрему таблицю діючих навантажень.

При цьому додатково до нормативних величин, що наведені в завданні, зазначають розрахункові, керуючись такими положеннями:

1. Розрахункові навантаження для II граничного стану (для розрахунків за деформаціями) беруться рівними нормативним величинам: $N^II = N_n$; $M^II = M_n$; $Q^II = Q_n$ (коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$).
2. Для визначення розрахункових навантажень для I граничного стану (для розрахунків за несучою здатністю) дозволяється використовувати середній коефіцієнт надійності за навантаженням, що дорівнює $\gamma_{f,mt} = 1.2$, тобто: $N^I = 1.2 N_n$; $M^I = 1.2 M_n$; $Q^I = 1.2 Q_n$.

Зауваження: у разі проєктування фундаментів за реальними розрахунками, як, наприклад, у дипломному проєктуванні, використовують реальні значення всіх навантажень, що визначені за вимогами норм [4].

Загалом таблиці можуть мати такий вигляд:

для житлового будинку:				для промислового будинку:			
Переріз фунда-ментів	Навантаження, кН/м			Фунда-мент по осі	Навантаження		
	N_n	N''	N'		діючі	норма-тивні	за групами граничного стану
1-1, 5-5				А	N, кН		II
2-2, 4-4					M, кН·м		I
3-3, 6-6					Q, кН		
				Б	N, кН		
					...		

Примітки:

1. Для житлового будинку навантаження зазначені на 1 м пог. стрічкового фундаменту на верхньому обрізі фундаментів. Вони для спрощення вважаються однаковими для підвальної і безпідвальної частини.
2. Для промислового будинку навантаження наведені на верхньому обрізі фундаменту, що відповідає позначці -0.15 м.

Для спрощення розрахунків в курсовому проєкті вважають, що інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту. Це підтверджує геологічний переріз, що наводиться в пояснювальній записці. Його будують, витримуючи горизонтальний і вертикальний масштаб. У реальних умовах зазначають горизонтальний масштаб 1 : 100 або 1 : 200, тоді як вертикальний – 1 : 50 або 1 : 100. Під час оформлення пояснювальної записки враховують, що переріз має бути виконаний на одному аркуші формату А4.

Побудову геологічного перерізу починають із виконання бази та масштабної вертикальної лінійки. База складається з трьох рядків (висота кожного становить 7...10 мм), у яких наводять відповідно: номер свердловини; абсолютну позначку гирла свердловини, м; відстань між свердловинами, м. Номери свердловин самостійно проставляють на плані будинку, а абсолютна позначка кожної свердловини дорівнює зазначеній раніше позначці поверхні (вона змінна чи постійна для всіх свердловин – згідно із завданням). Відстань між свердловинами визначають також із плану будинку з урахуванням прив'язки свердловин. Написи в рядках бази виносять за межі розрізу, і вони по довжині становлять 25...30 мм.

Вертикальна масштабна лінійка будується з урахуванням таких вимог:

а) враховується глибина свердловини $H_{св}$: для цього із ґрунтових умов завдання підсумовують всі потужності шарів ґрунту, м;

б) додають поля для побудови перерізу по вертикалі зверху та знизу на 1...2 м, тобто мають вертикальну лінійку в межах: $H_{max} = H_{абс.гир.} + (1...2)$ м;

$H_{\min} = H_{\text{абс.заб.}} - (1...2)$ м. Тут виконується умова $H_{\text{св.}} = H_{\text{абс.гир.}} - H_{\text{абс.заб.}}$. Якщо H_{\max} та H_{\min} є кратними 1.0 м, зазначають повну висоту масштабної лінійки та уточнюють відповідний вертикальний масштаб. Горизонтальний масштаб уточнюють, виходячи з того, що геологічний переріз довжиною, що відповідає сумі відстаней між свердловинами, повинен мати поля на кресленні шириною в 1...2 см від кожної з крайніх свердловин (починаючи від вертикальної масштабної лінійки). Відповідно до цього наносять осі свердловин і позначки, а також числові величини на базі перерізу.

Свердловини показують у межах їх гирла та забою (екстраполяція по глибині не виконується). Їх позначають подвійними лініями, що проводять на відстані 1.5...2 мм симетрично до осі свердловини.

Для кожної свердловини наносять у масштабі лінії розмежування шарів ґрунту та проставляють відповідні числові величини: справа – абсолютні та зліва – відносні (як глибину залягання від поверхні) позначки. Одержані точки для всіх свердловин, що визначають окремі шари ґрунту, з'єднують прямими лініями. При цьому їх продовжують за межі свердловин.

На геологічний переріз наносять позначки, що відповідають глибині залягання ґрунтових вод, і показують їх рівень (позначають ∇WL).

Відповідно до вимог стандарту [12] вважається, що кожен шар ґрунту відповідає одному інженерно-геологічному елементу (ІГЕ), а шар, у якому проходить рівень ґрунтових вод, розділяють на два ІГЕ: вище рівня ґрунтових вод (у зоні аерації) і нижче їх рівня (у зоні водонасичення). Часто в цьому випадку, щоб підкреслити однотипність літологічного складу для всього шару, їх позначають ідентично, з використанням індексів (літер) додаткового позначення (наприклад, ІГЕ-3 та ІГЕ-3а або ІГЕ-3а та ІГЕ-3б). Для кожного виду ґрунту відповідні позначення наносять на поле геологічного перерізу, попередньо проставивши в кружках номер їх ІГЕ. Прийняті умовні позначення виносять окремо. Додатково, після проведення необхідних розрахунків, за вимогами норм [11] проставляють в тій контуру свердловини стан кожного ІГЕ.

Приклад оформлення геологічного перерізу до розрахунків показників ґрунтів за умови похилої поверхні майданчика в межах позначок 96.10...96.50 м показано на рис. 3.

Також у цьому розділі зазначають основні фізичні показники ґрунтів, що наведені в завданні на проєктування. Для кращого розуміння наведемо приклад заповненої таблиці (табл. 1). Гранулометричний склад пісків наводиться окремо (табл. 2).

Наприклад, у завданні також указано: ґрунтові води на глибині 10.6 м від поверхні. Сезонне коливання їх рівня не перевищує 1.0...1.5 м. Агресивність щодо бетону та металу ці води не мають [9] (спрощено, як розуміння того, що в реальному проєктуванні це потрібно враховувати). За таких умов немає потреби вживати відповідних захисних заходів для фундаментів і підземних конструкцій.

Масштаб: горизонтальний 1 : 500
 вертикальний 1 : 100

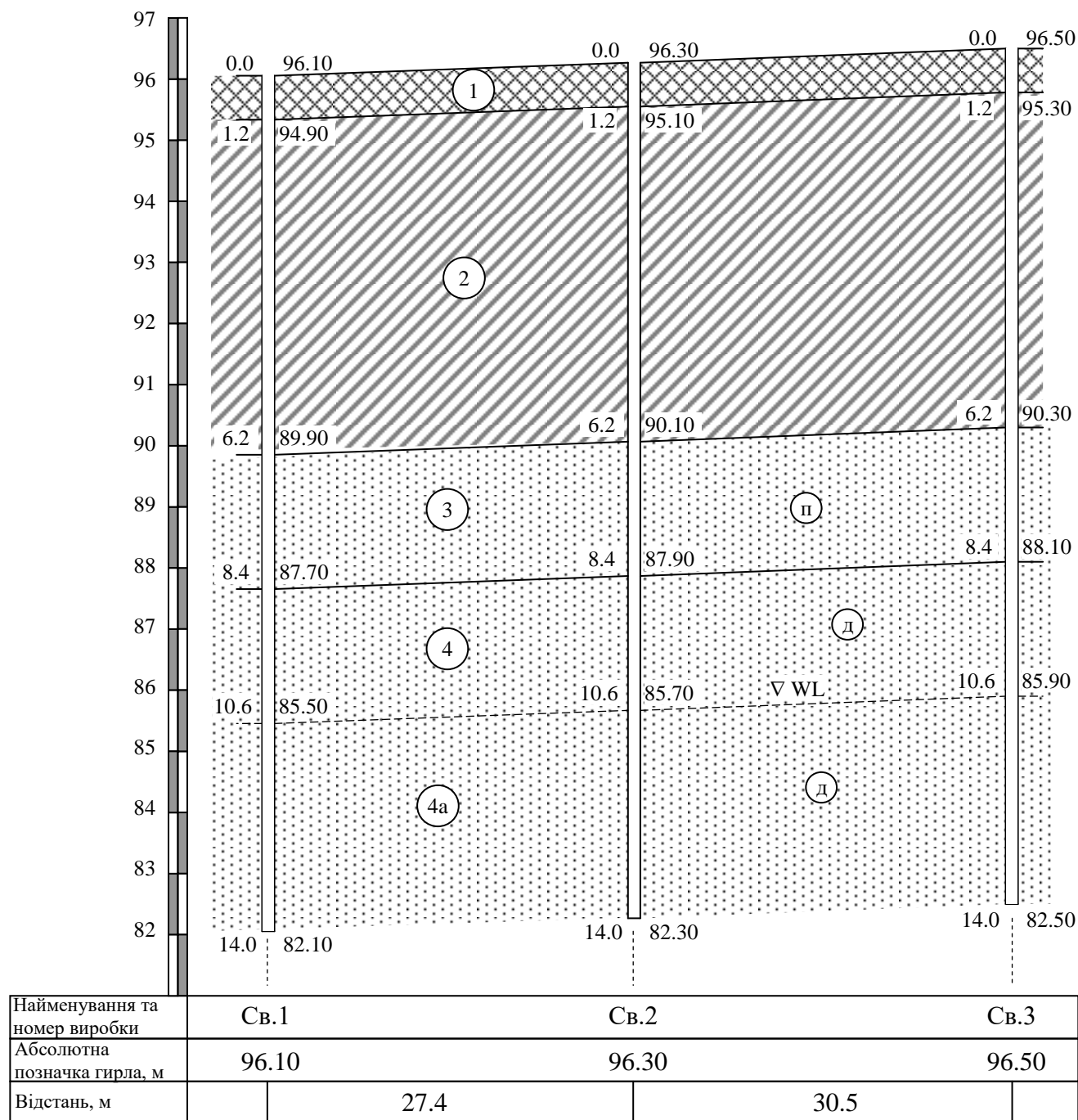


Рис. 3. Геологічний переріз I-I (окремо позначення ґрунтів не наведено)

У курсовому проекті враховуємо, що інженерно-геологічні процеси на території забудови не розвиваються (підкреслимо, що їх наявність робить умови майданчика складними), а тому впливу на основу та фундаменти будинку загалом не матимуть. Зміни властивостей ґрунтів основи на період експлуатації не прогнозується (норми [2–4] вимагають, щоб для реального проектування такий прогноз виконувався обов'язково).

Таблиця 1

Основні відомості про ґрунти майданчика

Номер ІГЕ	Короткий опис ІГЕ	Потужність шару, м	Щільність ґрунту, г/см ³		Вологість ґрунту, дол. од.		
			ρ	частинок, ρ_s	природна, W	на межі текучості, W_L	на межі розкочування, W_P
1	Рослинний	0.6	1.46	–	–	–	–
2	Заторфований	1.2	1.30	–	–	–	–
3	Піщаний	4.1	1.78	2.65	0.06	–	–
4	Глинистий	7.1	1.91*	2.68	0.19*	0.17	0.22

Примітка: * – вище за рівень ґрунтових вод.

Таблиця 2

Гранулометричний склад пісків

Номер ІГЕ	Склад частинок у % за масою для фракцій, мм					
	> 2.0	2.0–1.0	1.0–0.5	0.5–0.25	0.25–0.1	< 0.1
3	2.0	9.0	13.0	19.0	36.0	21.0

Відповідно до завдання потрібно спроектувати фундаменти будівлі у двох варіантах:

- 1) фундаменти неглибокого закладання – із збірного (монолітного) залізобетону;
- 2) пальові фундаменти – із залізобетонних забивних, вдавлюваних паль або буронабивних, буроін'єкційних паль великого діаметра.

2.2. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

Відповідно до геологічного перерізу й основних фізичних характеристик, що наведені вище, встановлюються розрахункові показники фізичних властивостей для ґрунтів, а на їх основі і показники механічних властивостей за таблицями норм [2], для окремих ІГЕ зазначається назва ґрунту відповідно до класифікації ДСТУ Б В.2.1-2-96 [10]. Для спрощення вважаємо, що виділені шари ґрунту однорідні, а тому розглядаємо їх як інженерно-геологічні елементи. Розглянемо це на прикладі, використовуючи окремі вихідні дані (вони не мають зв'язку з даними табл. 1):

ІГЕ-1 – рослинний ґрунт, що характеризується підвищеною пористістю та наявністю органічної речовини (до 2...3%), належить до гумусованих супісків або суглинків, залягає з поверхні, має пустоти у вигляді ходів

землерийок, залишки коріння дерев і рослин. Його потужність на майданчику 0.6 м, а щільність $\rho = 1.46 \text{ т/м}^3$. Цей ґрунт сильно стисливий і низької міцності. Його властивості погіршуються зі збільшенням вологості. Тому цей ґрунт як природну основу використовувати не можна, а тому визначення показників для нього обмежене.

Питома вага рослинного ґрунту:

$$\gamma_1 = \rho_1 \cdot g = 1.46 \cdot 9.81 = 14.3 \text{ кН/м}^3,$$

(γ визначається з точністю до 0.01 або 0.1 кН/м³);

Примітка: тут і нижче використовуємо підстрокові індекси до показників, що відповідають номеру ІГЕ.

ІГЕ-2 – заторфований ґрунт, у якому згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 [10] наявність органічної речовини в межах 10...50 %. Він має дуже високу пористість, а під водою буде мати й високу вологість. Його міцність ще нижча, а деформативність вища, ніж у рослинного ґрунту. Потужність заторфованого шару становить 1.2 м. Він залягає по всій території майданчика під рослинним ґрунтом. Щільність заторфованого ґрунту $\rho = 1.30 \text{ т/м}^3$. Вважаючи його слабким ґрунтом, використовувати як природну основу недоцільно. У курсовому проєкті визначаємо тільки питому вагу заторфованого ґрунту:

$$\gamma_2 = \rho_2 \cdot g = 1.30 \cdot 9.81 = 12.75 = 12.8 \text{ кН/м}^3;$$

ІГЕ-3 – піщаний ґрунт, що має потужність 4.1 м і такі основні показники, що визначені в лабораторії: $\rho = 1.78 \text{ т/м}^3$, $\rho_s = 2.65 \text{ т/м}^3$, $W = 0.06$.

Крім того, для піску гранулометричний склад, визначений під час ситового аналізу, наведено в табл. 2.

Визначимо додаткові (розрахункові) характеристики та дамо класифікаційну оцінку цим піскам.

1. Назва піщаного ґрунту та його неоднорідність визначаються гранулометричним складом:

а) запишемо гранулометричний склад і зробимо відповідні вирахування в табличній формі (табл. 3):

Таблиця 3

Оцінка гранулометричного складу пісків

1.	Фракція, мм	> 2.0	1.0–2.0	0.5–1.0	0.25–0.5	0.1–0.25	< 0.1
2.	Гранулометричний склад, %	2	9	13	19	36	21
3.	Σ % часток за масою більше за заданий діаметр	2	11	24	43	79	100
4.	Σ % часток за масою менше за заданий діаметр	98	89	76	57	21	0
5.	Граничний діаметр часток, мм	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1	0

Спочатку потрібно перевірити, чи мають частинки, що задані, повний гранулометричний склад – 100 %. Якщо розбіжність буде в межах до 1 %, то можна самостійно внести поправку, розподіливши похибку з протилежним знаком пропорційно масовим показникам за окремими фракціями так, щоб одержати 100 % (точність 0.1 або 0.01%). Якщо ж ця похибка більша, то на практиці звертаються до лабораторії, яка видала ці результати. Зазвичай похибку виправляють перевіркою даних, що є в журналі, або роблять повторний аналіз.

За табл. 4 (ДСТУ Б В.2.1-96 табл. Б10) пісок є дрібним, оскільки перша задовольняюча умова Σ % частинок більше ніж 0,1 мм – 79 % > 75 % (табл. 3, рядок 3 – Σ % > d , де величина d перебуває відповідно в рядку 5).

Таблиця 4

Різновид піщаних ґрунтів за гранулометричним складом

Назва різновиду піску	Розмір часток, d , мм	Вміст часток, % за масою
Гравелистий	> 2	> 25
Крупний	> 0.50	> 50
Середньої крупності	> 0.25	> 50
Мілкий (дрібний)	> 0.10	> 75
Пилуватий	> 0.10	< 75

Примітки:

1. Назву пісків встановлюють послідовним порівнянням фактичних даних для визначеного гранулометричного складу та табличних вимог, починаючи з верхнього рядка таблиці до першого рядка нижче, що задовольняє наведеним вимогам.
2. Найменування «мілких пісків» як «дрібних» у стандарті не наводиться.

Таблиця 5

Назва пісків за щільністю будови

Назва різновиду піску	Коефіцієнт пористості для піску, e		
	гравелистого, крупного, середньої крупності	мілкого (дрібного)	пилуватого
Щільний	< 0.55	< 0.60	< 0.60
Середньої щільності	0.55...0.70	0.60...0.75	0.60...0.80
Пухкий	> 0.70	> 0.75	> 0.80

Примітка: стан піску за щільністю на практиці може бути додатково уточнений на приладі стандартного ущільнення Проктора чи «СоюздорНИИ» в лабораторних умовах за величиною ступеня щільності I_d (табл. Б19 [10]).

б) рядок 3 в табл. 3 будується шляхом послідовного додавання фракцій, починаючи з більших розмірів, а рядок 4 є доповненням до значень

рядка 3 так, щоб їх сума становила 100 %. За даними рядка 4 будують графік гранулометричного складу (сумарна крива, інтегральна крива, крива неоднорідності). Побудову графіка виконують в лінійному ($\Sigma\%, d$) чи напівлогарифмічному масштабі ($\Sigma\%, \ln d$). Він дає змогу визначити неоднорідність піску, охарактеризувати кривизну графіка, величину (% за масою) якої завгодно фракції частинок і діаметр частинок, що відсікає задану кількість частинок піску за масою. Ці визначення в повному обсязі для звичайної оцінки, як правило, не роблять.

Під час виконання курсового проекту перевагу потрібно віддавати лінійному масштабу як більш простому. Таку побудову виконано на рис. 4.

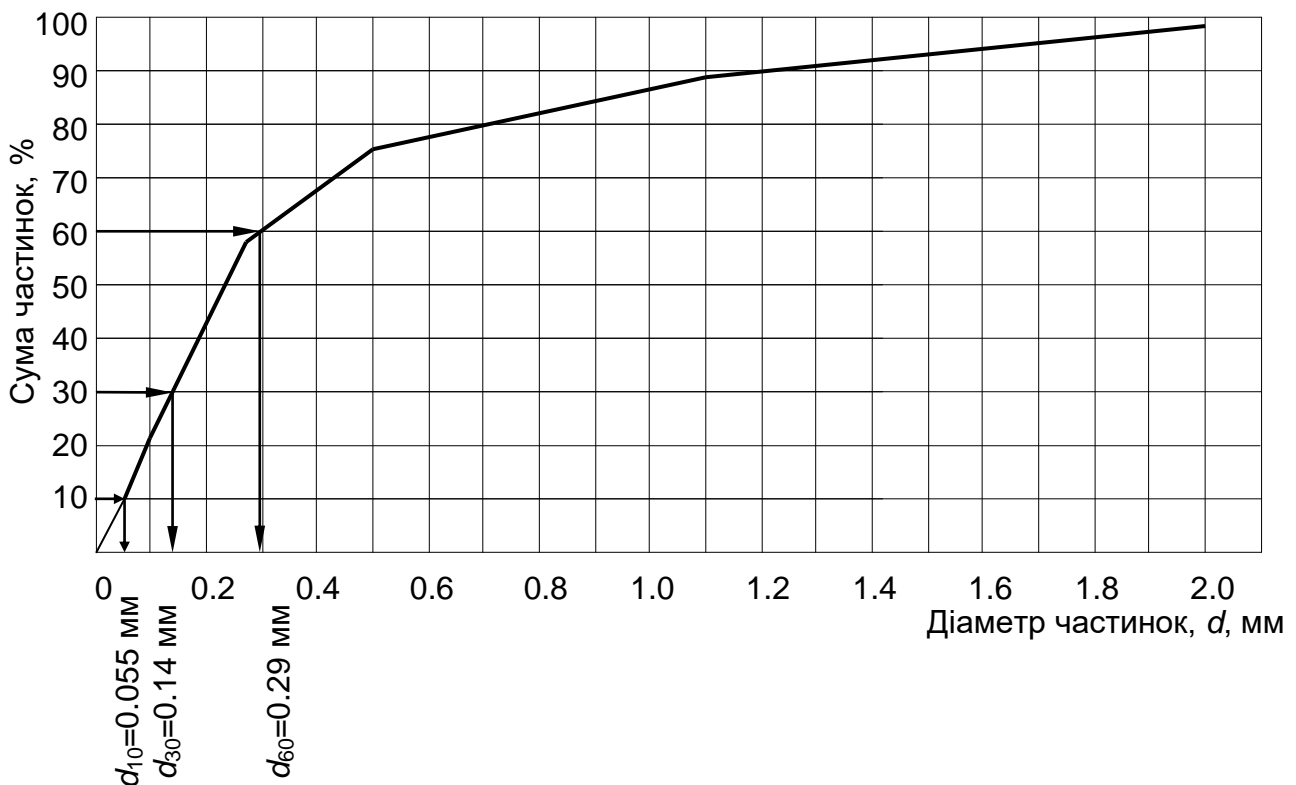


Рис. 4. Крива неоднорідності або сумарна крива гранулометричного складу піску

Визначаючи d_{60} і d_{10} (побудову на графіку роблять відповідно від позначок 60% і 10% на вертикальній осі горизонтальною лінією до графіка, а потім опускають перпендикуляр на вісь d , де і прочитують d_{60} і d_{10}), вираховують ступінь неоднорідності гранулометричного складу (ф-ла (А3) стандарту [10]):

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0.29}{0.055} = 5.27 \text{ (точність визначення } C_u - 0.01).$$

Оскільки $C_u = 5.27 > 3$, то відповідно до п. 2.2 додатка Б ДСТУ [10] пісок дрібний є неоднорідним. Тут потрібно мати на увазі, що однорідними вважають великоуламкові ґрунти та піски, якщо $C_u \leq 3$.

Показник кривизни гранулометричної кривої C_c вираховують у зарубіжній практиці для оцінки відсортованості частинок (для класифікації за європейськими нормами):

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}} = \frac{0.14^2}{0.055 \times 0.29} = 1.23 \text{ (точність визначення } C_c - 0.01).$$

Значення d_{30} визначають аналогічно d_{60} і d_{10} .

Оскільки C_c перебуває в межах 1...3, то ґрунт добре відсортований (в інших випадках – погано відсортований). Ця назва піску не враховується чинною в Україні класифікацією [10], проте додатково характеризує його гранулометричний склад.

2. Щільність скелету ґрунту (або за старим визначенням «у сухому стані») – ρ_d :

$$\rho_{d,3} = \frac{\rho_3}{1 + W_3} = \frac{1.78}{1 + 0.06} = 1.68 \text{ т/м}^3.$$

Точність визначення – 0.01 т/м³ (можлива оцінка за лабораторними визначеннями з розмірністю г/см³).

3. Питома вага ґрунту γ_3 (інші показники питомої ваги γ_s і γ_d на практиці не використовують):

$$\gamma_3 = \rho_3 \cdot g = 1.78 \times 9.81 = 17.46 = 17.5 \text{ кН/м}^3. \text{ Точність визначення – 0.1 кН/м}^3.$$

4. Пористість ґрунту n_3 :

$$n_3 = \frac{\rho_{s,3} - \rho_{d,3}}{\rho_{s,3}} = \frac{2.65 - 1.68}{2.65} = 0.366 = 0.37. \text{ Точність визначення – 0.01.}$$

5. Коефіцієнт пористості e_3 :

$$e_3 = \frac{\rho_{s,3} - \rho_{d,3}}{\rho_{d,3}} = \frac{2.65 - 1.68}{1.68} = 0.577.$$

Точність визначення – 0.001.

За табл. 5 дрібні піски, що мають $e = 0.577 < 0.6$, додатково називаються щільними. Якщо коефіцієнт пористості $e > 0.75$, піски належать до пухких – вони не можуть використовуватися як природна основа. До того ж у разі потреби їх механічні характеристики повинні визначатися тільки за даними польових або лабораторних випробувань.

6. Коефіцієнт водонасичення $S_{r,3}$:

$$S_{r,3} = \frac{W_3 \cdot \rho_{s,3}}{e_3 \cdot \rho_w} = \frac{0.06 \times 2.65}{0.577 \times 1.0} = 0.28,$$

де ρ_w – щільність води, 1.0 т/м³ (г/см³). Точність визначення S_r – 0.01.

Усі піски за табл. 6 додатково поділяються за величиною S_r .

Класифікація пісків за коефіцієнтом водонасичення

Назва різновиду пісків	Коефіцієнт водонасичення, S_r , дол. од.
Малого ступеня водонасичення	0...0.5
Середнього ступеня водонасичення	0.50...0.80
Насичені водою	0.80...1.0

У цьому випадку дрібні піски будуть малого ступеня водонасичення, оскільки $0 < S_r = 0.28 < 0.50$. Потрібно звернути увагу на те, що за розрахунками величина S_r не може перевищувати $S_r = 1$, а нижче рівня ґрунтових вод для пісків практично завжди $S_r = 1.0$.

Таким чином, повна назва ґрунту ІГЕ-3: дрібний пісок, неоднорідний, щільний, малого ступеня водонасичення.

7. Величини c_n і φ_n , що характеризують міцність цього піску, як нормативні показники визначаємо на основі фізичних характеристик табл. 1 (або табл. В.1 додатка В [3]), враховуючи різновид піску (пісок дрібний) та його коефіцієнт пористості ($e_3 = 0.577$) – у посібнику це табл. 7. Оскільки в таблиці наведено дані тільки для $e = 0.55$ та $e = 0.65$, кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення визначаємо за інтерполяцією:

а) величини φ_3 , якщо $e_3 = 0.577$ для дрібного піску:

	$e = 0.55$	$e = 0.577$	$e = 0.65$
φ , град	36	φ_3	32

$$\varphi_3 = 32 + \frac{36 - 32}{0.65 - 0.55} (0.65 - 0.577) = 32 + 2.9 = 34.9 \text{ град.}$$

Точність визначення – 0.1 град;

б) величини c_3 , якщо $e_3 = 0.577$ для дрібного піску:

	$e = 0.55$	$e = 0.577$	$e = 0.65$
c , кПа	4.0	c_3	2.0

$$c_3 = 2.0 + \frac{4.0 - 2.0}{0.65 - 0.55} (0.65 - 0.577) = 2.0 + 1.5 = 3.5 \text{ кПа.}$$

Точність визначення – 0.1 кПа.

Зауваження:

- У тих випадках, коли в таблиці для заданих характеристик значення c_n , φ_n та E відсутні, їх зазначають за вказівкою викладача. Про це потрібно зробити запис в пояснювальній записці.

2. На практиці у звітах з інженерно-геологічних вишукувань значення φ приводять з точністю 1.0 (0.5) град, а c – 1 кПа.

8. Модуль деформації E для дрібного піску, якщо $e = 0.577$, визначається як нормативна величина за табл. 3 (або за довідковою таблицею [3]):

$$E, \text{ МПа} \quad e = 0.55 \quad e = 0.577 \quad e = 0.65$$

$$E_3 = 28 + \frac{38.0 - 28.0}{0.65 - 0.55} (0.65 - 0.577) = 28 + 7.3 = 35.3 \text{ МПа.}$$

Точність визначення – 0.1 МПа.

Таке саме зауваження, як і приведене вище для c і φ , враховується і для визначення E у випадках пухких пісків. На практиці точність визначення E перебуває в межах 0.1...1.0 МПа, залежно від його абсолютного значення.

Таблиця 7

Нормативні величини питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град., модуля деформації E , МПа, пісків кварцових четвертинного віку

Назва різновиду піску	Нормативні показники	Значення нормативних показників пісків за коефіцієнта пористості, e			
		0.45	0.55	0.65	0.75
Гравелисті та крупні	c_n	2	1	0	-
	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	-
Мілки (дрібні)	c_n	6	4	2	0
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пилуваті	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Примітки:

1. Позначення модуля деформації E дається без індексу n , оскільки ця величина використовується в розрахунках тільки за II-м граничним станом, для якого розрахункові значення вважаються рівними нормативним;

2. За величини $e < 0.45$ допускається брати в запас надійності значення c_n , φ_n і E , як за $e = 0.45$;

3. Для проміжних значень нормативні показники визначають за інтерполяцією.

4. Для пилюватих пісків середньої щільності (табл. 5 посібника) за величин e , що виходять за межі максимальних у табл. 7, нормативні показники можна визначати за екстраполяцією.

5. Для пухких пісків визначати показники за табл. 7 не дозволяється. На практиці в цьому випадку оцінку ґрунтам дають на основі польових або лабораторних випробувань. Для виконання курсового проекту тут потрібно приймати узгоджені обґрунтовані рішення.

9. Розрахунковий опір дрібного піску щільного малого ступеня водонасичення R_0 (табличне значення або умовний розрахунковий опір ґрунту, як застосовується на практиці) визначається за табл. 8 (або табл. Е.2 додатка Е [3]) як така величина R , що відповідає фундаментам неглибокого закладання із шириною підшви $b_0 = 1$ м та глибиною закладання $d_0 = 2$ м і може використовуватися для попереднього розрахунку розмірів фундаментів. Тільки для фундаментів будівель і споруд третього рівня відповідальності величини R_0 на практиці часто використовують як допустимі. Для виконання курсового проекту остаточна величина R визначатиметься за формулою (Е.1) додатка Е [3], яка враховує властивості несучого шару ґрунту та фактичні розміри фундаменту.

Таблиця 8

Розрахунковий опір R_0 , кПа, піщаних ґрунтів

Назва різновиду пісків	Величина R_0 , кПа, залежно від стану пісків за щільністю	
	щільні	середньої щільності
Гравелісті та крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Мілки (дрібні):		
– малого ступеня водонасичення*	400	300
– середнього ступеню водонасичення та насичені водою*	300	200
Пилуваті:		
– малого ступеню водонасичення*	300	250
– середнього ступеню водонасичення	200	150
– насичені водою	150	100

Примітка: * – гравелісті піски в [3] не внесені.

Для дрібного, середньої щільності піску ІГЕ-3 визначаємо: $R_{0,3} = 400$ кПа.

За цією схемою можуть розраховуватися всі піщані ґрунти. Але, якщо б в межах цього шару (у нижній його частині) була б ґрунтова вода, то нижче рівня її розповсюдження властивості піску дещо змінилися б, а отже, і змінилися б деякі показники. До того ж цю частину шару потрібно було б розглядати як самостійний інженерно-геологічний елемент (наприклад, ІГЕ-3а). Для цього шару ІГЕ-3а частина показників дрібного неоднорідного щільного

піску залишилася би постійною: $\rho_{s.3a} = 2.65 \text{ т/м}^3$, $\rho_{d.3a} = 1.68 \text{ т/м}^3$, $n_{3a} = 0.366$, $e_{3a} = 0.577$.

Коефіцієнт водонасичення нижче рівня WL буде $S_{r.3a} = 1.0$ (пісок насичений водою). Тоді з його визначення маємо:

$$S_{r.3a} = \frac{W_{sat.3a} \cdot \rho_{s.3a}}{e_{3a} \cdot \rho_W} = 1.0.$$

Звідси вологість водонасиченого ґрунту $W_{sat.3a}$ (максимальна вологість $W_{max.3a}$ для цього стану піску за щільністю) дорівнює:

$$W_{sat.3a} = W_{max.3a} = \frac{e_{3a} \cdot \rho_W}{\rho_{s.3a}} = \frac{0.577 \times 1.0}{2.65} = 0.218.$$

Точність визначення цієї вологості – 0.001, оскільки ця величина відповідає S_r , що не може бути більше за 1.0.

Щільність ґрунту у водонасиченому стані ρ_{3a} буде:

$$\rho_{3a} = \rho_d \cdot (1 + W_{sat.3a}) = 1.68 \times (1 + 0.218) = 2.046 \text{ т/м}^3 \approx 2.05 \text{ т/м}^3.$$

Питома вага ґрунту γ_{3a} :

$$\gamma_{3a} = \rho_{3a} \cdot g = 2.046 \times 9.81 = 20.07 = 20.1 \text{ кН/м}^3.$$

Щільність ґрунту в завислому (або у виваженому) стані ρ'_{3a} – тут враховується виштовхувальна сила води:

$$\rho'_{3a} = \frac{\rho_{s.3a} - \rho_W}{1 + e} = \frac{2.65 - 1.0}{1 + 0.577} = 1.046 \approx 1.05 \text{ т/м}^3.$$

Цю величину можна отримати і більш просто:

$$\rho'_{3a} = \rho_{3a} - \rho_W = 2.046 - 1.0 = 1.046 \approx 1.05 \text{ т/м}^3.$$

Можна використовувати в розрахунках будь-яку із цих двох формул.

Питома вага ґрунту в завислому (у виваженому) стані γ'_{3a} :

$$\gamma'_{3a} = \rho'_{3a} \cdot g = 1.046 \times 9.81 = 10.26 \text{ кН/м}^3.$$

Ця ж величина могла бути отримана без проміжних розрахунків:

$$\gamma'_{3a} = \gamma_{3a} - \gamma_W = 20.07 - 9.81 = 10.26 \text{ кН/м}^3.$$

Із табл. В.1 додатка В [3] (або табл. 7 посібника) видно, що перехід дрібного щільного піску від малого ступеня водонасичення до насиченого водою не впливає на його показники механічних властивостей, тобто залишаються: $\varphi_{3a} = 34.9$ град, $c_{3a} = 3.5$ кПа, $E_{3a} = 35.3$ МПа (це нормативні величини). Але величина R_0 (вона визначається за 8) зміниться: $R_{0.3a} = 300$ кПа.

Розрахунок за схемою ІГЕ-3а виконують, коли в шарі піску є рівень ґрунтових вод WL (для прикладу, що розглядається, це не характерно, а отже, ІГЕ-3а в цьому випадку не виділяється і такий розрахунок не потрібний).

ІГЕ-4 – глинистий ґрунт, потужністю 7.1 м. Вище рівня ґрунтових вод WL він має такі характеристики: $\rho_4 = 1.91 \text{ т/м}^3$, $\rho_{s.4} = 2.68 \text{ т/м}^3$, $W_4 = 0.19$, $W_{P.4} = 0.17$, $W_{L.4} = 0.22$. Ці показники характеризують ту частину шару, яка перебуває в зоні аерації. До цієї частини шару і належить виділений ІГЕ-4.

1. Визначаємо назву глинистого ґрунту за величиною числа пластичності $I_{p,4}$:

$$I_{p,4} = W_{L,4} - W_{p,4} = 0.22 - 0.17 = 0.05$$

За табл. 9 цей ґрунт є супіском, оскільки виконується умова: $0.01 < I_{p,4} = 0.05 < 0.07$.

Таблиця 9

Назва різновидів глинистого ґрунту за величиною числа пластичності

Назва різновиду ґрунтів	Число пластичності, I_p^* , часток одиниці
Супісок	0.01...0.07
Суглинок	0.07...0.17
Глина	> 0.17

Примітка: * – у ДСТУ [10] величина I_p наводиться в цілих одиницях відсотків

Додаткова назва різновиду глинистих ґрунтів дається за табл. 10 з урахуванням гранулометричного складу. Оскільки гранулометричний склад глинистого ґрунту не визначався (на практиці це не часто виконується), то додатковий поділ супіску на піщанистий чи пилуватий) здобувач проводить самостійно (закріплюється підхід до класифікації глинистих ґрунтів, хоча прямого впливу на визначення розрахункових характеристик він не має).

Таблиця 10

Додаткова назва глинистих ґрунтів з урахуванням їх гранулометричного складу

Різновид глинистих ґрунтів	Число пластичності, I_p^* , дол. од.	Вміст піщаних частинок (розміром 2...0.5 мм), % за масою
Супісок		
піщанистий	0.01 ...0.07	≥ 50
пилуватий	0.01 ...0.07	< 50
Суглинок		
легкий піщанистий	0.07 ...0.12	≥ 40
легкий пилуватий	0.07 ...0.12	< 40
важкий піщанистий	0.12 ...0.17	≥ 40
важкий пилуватий	0.12 ... 0.17	< 40
Глина		
легка піщаниста	0.17 ...0.27	≥ 40
легка пилувата	0.17 ...0.27	< 40
важка	> 0.27	не регламентується

Примітка: * – див. примітку до табл. 9.

Якби це був суглинок або глина, то навіть за відсутності гранулометричного складу потрібно вказати, легкий чи важкий це ґрунт.

2. Стан глинистого ґрунту визначають за величиною показника текучості $I_{L,4}$:

$$I_{L,4} = \frac{W_4 - W_{P,4}}{W_{L,4} - W_{P,4}} = \frac{0.19 - 0.17}{0.22 - 0.17} = 0.40, \text{ точність визначення до } 0.01.$$

За табл. 11 визначають стан глинистого ґрунту. Це буде *супісок пластичний*, так як $0 < I_L = 0.40 < 1.0$ (потрібно звернути увагу, що для суглинків і глин поділ у зоні пластичного стану більш детальний).

Таблиця 11

Додаткова назва різновидів глинистих ґрунтів з урахуванням їх консистенції

Назва різновидів глинистих ґрунтів за консистенцією	Показник текучості, I_L
Супіски:	
тверді	< 0
пластичні	$0 \dots 1$
текучі	> 1
Суглинки та глини:	
тверді	< 0
напівтверді	$0 \dots 0.25$
тугопластичні	$0.25 \dots 0.50$
м'якопластичні	$0.50 \dots 0.75$
текучопластичні	$0.75 \dots 1$
текучі	> 1

Інші показники фізичних властивостей визначаються, як і для пісків:

3. Щільність ґрунту в сухому стані – скелета ґрунту $\rho_{d,4}$:

$$\rho_{d,4} = \frac{\rho_4}{1 + W_4} = \frac{1.91}{1 + 0.19} = 1.605 = 1.61 \text{ т/м}^3.$$

4. Питома вага ґрунту γ_4 :

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot g = 1.91 \times 9.81 = 18.74 = 18.7 \text{ кН/м}^3.$$

5. Пористість ґрунту n_4 :

$$n_4 = \frac{\rho_{S,4} - \rho_{d,4}}{\rho_{S,4}} = \frac{2.68 - 1.605}{2.68} = 0.401 = 0.40.$$

6. Коефіцієнт пористості e_4 :

$$e_4 = \frac{\rho_{S,4} - \rho_{d,4}}{\rho_{d,4}} = \frac{2.68 - 1.605}{1.605} = 0.670.$$

7. Коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_{r,4} = \frac{W_4 \cdot \rho_{s,4}}{e_4 \cdot \rho_w} = \frac{0.19 \times 2.68}{0.670 \times 1.0} = 0.76.$$

На відміну від пісків додаткова класифікація за величинами e та S_r для глинистих ґрунтів не проводиться. Водночас ці показники використовують для визначення механічних показників глинистих ґрунтів за їх фізичними характеристиками за табл. 12, табл. 13 (табл. В.2 і табл. В.3 додатка В [3]). При цьому в нормах вказується, що ці таблиці складені для ґрунтів, у яких $S_r \geq 0.8$. У курсовому проекті дозволяється їх використовувати і за $S_r < 0.8$, вказавши при цьому застереження, що це робиться умовно (див. п. 8 нижче).

8. Нормативні показники міцності φ_n і c_n визначаємо умовно ($S_r = 0.76 \approx 0.8$) за табл. 12 з урахуванням, що вони мають $I_{L,4} = 0.40$ та $e_4 = 0.670$, за інтерполяцією:

а) величина φ_4 по рядку з $0.25 < I_L = 0.4 < 0.75$, табл. 12:

	$e = 0.65$	$e = 0.67$	$e = 0.75$
φ , град	24	φ_4	21

$$\varphi_4 = 24 - \frac{24 - 21}{0.75 - 0.65} (0.67 - 0.65) = 24 - 0.6 = 23.4 \text{ град.}$$

б) величина c_4 по рядку з $0.25 < I_L = 0.4 < 0.75$, табл. 12:

	$e = 0.65$	$e = 0.67$	$e = 0.75$
c , кПа	13	c_4	11

$$c_4 = 13 - \frac{13 - 11}{0.75 - 0.65} (0.67 - 0.65) = 13 - 0.4 = 12.6 \text{ кПа.}$$

9. Модуль деформації E визначається за табл. 13 за тими самими умовами. Цей супісок розглядаємо як алювіальний, тобто такий, що належить до першої групи глинистих ґрунтів четвертинного періоду, що наводяться в таблиці (ці ґрунти найбільш поширені в Україні). Для супісків з умови $0 < I_L = 0.4 < 0.75$ маємо (тут один рядок у таблиці, тоді як для суглинків і глин їх декілька):

	$e = 0.65$	$e = 0.67$	$e = 0.75$
E , МПа	16	E_4	10

$$E_4 = 16 - \frac{16 - 10}{0.75 - 0.65} (0.67 - 0.65) = 16 - 1.2 = 14.8 \text{ МПа.}$$

Нормативні величини питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град, глинистих непросідаючих нелесових четвертинних ґрунтів

Назва глинистого ґрунту	Величина показника текучості, I_L	Нормативні показники	Характеристики ґрунтів за коефіцієнта пористості, e						
			0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05
Супіски	0...0.25	c_n	21	17	15	13	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	0.25...0.75	c_n	19	15	13	11	9	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	0...0.25	c_n	47	37	31	25	22	19	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	0.25...0.50	c_n	39	34	28	23	18	15	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	0.50...0.75	c_n	-	-	25	20	16	14	12
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глини	0...0.25	c_n	-	81	68	54	47	41	36
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	0.25...0.50	c_n	-	-	57	50	43	37	32
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	0.50...0.75	c_n	-	-	45	41	36	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Примітки:

1. Наведені величини c_n і φ_n характеризують глинисті ґрунти будь-якого походження (генезису), але кількість органічної речовини в них не повинна перевищувати 5 % та мати вологість, що відповідає $S_r \geq 0.8$.
2. Для значень $I_L < 0$ та $e < 0.45...0.65$, де дані за нижчих значень відсутні, дозволяється брати в запас надійності крайні величини c_n і φ_n (якщо $I_L \leq 0$).
3. Для ґрунтів за умови $0.75 < I_L < 1.0$ дозволяється в курсовому проєкті умовно застосувати значення c_n і φ_n , як за $I_L = 0.75$. У дійсності величини будуть меншими, а тому на практиці передбачається їх пряме визначення.
4. За величин коефіцієнта пористості e вищих, ніж ті, для яких є дані в таблиці для цієї консистенції (I_L), дозволяється самостійно взяти значення, орієнтуючись на величини c_n і φ_n , що наведені для ґрунтів за більших значень I_L , що йде в запас надійності.
5. Для проміжних значень e величини c_n і φ_n встановлюють за інтерполяцією.
6. Для текучих глинистих ґрунтів ($I_L > 1$) характеристики міцності повинні визначатися за результатами польових або лабораторних випробувань. Не рекомендується текучі ґрунти використовувати як несучий шар основи.

10. Розрахунковий опір супіску $R_{0.4}$ (табличний) визначаємо за табл. 14 з урахуванням $I_{L.4} = 0.40$ та $e_4 = 0.670$, за інтерполяцією:

	$I_L = 0$	$I_{L.4} = 0.40$	$I_L = 1.0$
$e = 0.50$	300	$R'_{0.4}$	300
$e_4 = 0.67$		$R_{0.4}$	
$e = 0.70$	250	$R''_{0.4}$	200

Тут потрібна подвійна інтерполяція. Спочатку визначаємо $R'_{0.4}$ та $R''_{0.4}$, що відповідають $I_{L,4} = 0.40$, якщо $e = 0.50$ і $e = 0.70$:

а) якщо $I_{L,4} = 0.40$ та $e_4 = 0.50$: $R'_{0.4} = 300$ кПа;

б) якщо $I_{L,4} = 0.40$ та $e_4 = 0.70$:

$$R''_{0.4} = 250 - \frac{250 - 200}{1.0 - 0} (0.40 - 0) = 250 - 20 = 230.0 \text{ кПа};$$

в) якщо $I_{L,4} = 0.40$ та $e_4 = 0.67$:

$$R_{0.4} = 300 - \frac{300 - 230}{0.7 - 0.5} (0.67 - 0.5) = 300 - 59.5 = 240.5 \text{ кПа}.$$

Таблиця 13

**Нормативні величини модуля деформації, E , МПа,
четвертинних глинистих нелесових ґрунтів**

Назва ґрунтів за походженням	Назва різновиду глинистого ґрунту	Величина показника текучості, I_L	Модуль деформації ґрунту E , МПа, за коефіцієнта пористості, e						
			0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05
Алювіальні, делювіальні, озерні, озерно-алювіальні	Супіски	0...0.75	32	24	16	10	7		–
	Суглинки	0...0.25	34	27	22	17	14	11	–
		0.25...0.50	32	25	19	14	11	8	–
		0.50...0.75	–	–	17	12	8	6	5
	Глини	0...0.25	–	28	24	21	18	15	12
		0.25...0.50	–	–	21	18	15	12	9
0.50...0.75		–	–	–	15	12	9	7	
Флювіогляціальні	Супіски	0...0.75	33	24	17	11	7	–	–
	Суглинки	0...0.25	40	33	27	21	–	–	–
		0.25...0.50	35	28	22	17	14	–	–
		0.50...0.75	–	–	17	13	10	7	–
Моренні	Супіски, суглинки	0...0.50	55	45	–	–	–	–	–

Примітки:

1. Див. примітки до табл. 11.
2. У таблиці не наведено дані для глин юрського періоду оксфордського ярусу, що мають обмежене поширення (див. табл. В.3 додатка В [3]).

Під час практичного визначення c_n і φ_n для випадків, коли дані виходять за межі e і I_L , потрібно мати на увазі, що глинисті ґрунти в текучому стані, як і пухкі піски, як природну основу не використовують.

За умови, коли в шарі супіску може бути вода, потрібно окремо виділити ІГЕ-4а та виконати для нього додаткові розрахунки.

Розрахунковий опір R_0 , кПа, глинистих непросідаючих ґрунтів

Назва різновиду глинистого ґрунту	Коефіцієнт пористості, e	Величина R_0 , кПа, за показника текучості	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0.5	300	300
	0.7	250	200
Суглинки	0.5	300	250
	0.7	250	180
	1.0	200	100
Глини	0.5	600	400
	0.6	500	300
	0.8	300	200
	1.1	250	100

Примітки:

1. Якщо характеристики ґрунту e та I_L виходять за межі наведених у таблиці, дозволяється взяти R_0 за найближчими значеннями, оскільки ця величина буде в подальшому уточнена.
2. Величина R_0 визначається за інтерполяцією.
3. Для інших видів ґрунту величини R_0 можна визначити за таблицями Е.4, Е.5 [3]. За табл. Е.6 [3] визначають R_0 для всіх видів ґрунтів під час проектування фундаментів ЛЕП.

ІГЕ-4а – супісок водонасичений, пройденою потужністю 6.4 м, має такі показники, що зберігаються як для супіску ІГЕ-4: $\rho_{s.4a} = 2.68 \text{ т/м}^3$, $W_{P.4a} = 0.17$, $W_{L.4a} = 0.22$, $I_{P.4a} = 0.05$, $\rho_{d.4a} = 1.605 \text{ т/м}^3$, $e_{4a} = 0.670$, $n_{4a} = 0.40$.

1. Оскільки $S_r = 1.0$, то вологість (максимальна) супіску у водонасиченому стані $W_{sat.4a}$, як і для пісків, буде:

$$W_{sat.4a} = W_{max.4a} = \frac{e_{4a} \cdot \rho_W}{\rho_{S.4a}} = \frac{0.670 \times 1.0}{2.68} = 0.25.$$

2. Щільність ґрунту у водонасиченому стані ρ_{4a} становитиме:

$$\rho_{4a} = \rho_{d.4a} \cdot (1 + W_{sat.4a}) = 1.605 \times (1 + 0.25) = 2.006 \text{ т/м}^3 \approx 2.01 \text{ т/м}^3.$$

3. Показник текучості $I_{L.4a}$: $I_{L.4a} = \frac{W_{sat.4a} - W_{P.4a}}{W_{L.4a} - W_{P.4a}} = \frac{0.25 - 0.17}{0.22 - 0.17} = 1.60$.

Відповідно до табл. 11 маємо, оскільки $I_L = 1.60 > 1.0$, супісок текучий.

4. Щільність ґрунту в завислому (у виваженому) стані: ρ_{4a}^I :

$$\rho_{4a}^I = \rho_{4a} - \rho_W = 2.006 - 1.0 = 1.006 \approx 1.01 \text{ т/м}^3.$$

5. Отже, питома вага:

$$\gamma_{4a} = \rho_{4a} \cdot g = 2.006 \times 9.81 = 19.68 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{4a}^I = \rho_{4a}^I \cdot g = 1.006 \times 9.81 = 9.87 \text{ кН/м}^3.$$

Для глинистих ґрунтів в текучому стані механічні характеристики згідно з вимогами [3] потрібно визначати за даними безпосередніх лабораторних чи польових випробувань. Для курсового проектування допускається умовно вважати c_n , φ_n , E і R_0 за таблицями норм, як це зроблено для ІГЕ-4 (посилання на умовність такої оцінки обов'язкове).

6. Нормативні показники міцності φ_n та c_n для супісків залишаються без змін (табл. 12): $\varphi_{4a} = 23.4$ град; $c_{4a} = 12.6$ кПа. Така незмінність величин пов'язана з тим, що в таблиці рядок $I_L < 0.75$ не змінився зі зміною I_L , показники для ІГЕ-4а – вважаються умовними для рядка, якщо $I_L = 0.75$.

7. Нормативна величина E_{4a} теж не змінюється для ІГЕ-4а порівняно з ІГЕ-4: $E_{4a} = 14.8$ МПа (табл. 13).

8. Розрахунковий опір $R_{0.4}$ за $I_L=1.6$, вважатимемо умовним, якщо $I_L=1.0$ за табл. 14) за інтерполяцією:

	$I_L = 1.0$
$e = 0.50$	300
$e_4 = 0.67$	$R_{0.4a}$
$e = 0.70$	200

$$R_{0.4a} = 300 - \frac{300 - 200}{0.7 - 0.5} (0.67 - 0.5) = 300 - 85 = 215 \text{ кПа.}$$

Зауваження:

1. Такий підхід у визначенні c_n , φ_n , E , R_0 , який наведено для супісків ІГЕ-4а, на практиці недопустимий. Це може привести до завищення оцінки фізико-механічних властивостей ґрунту основи і, як наслідок, до неправильного вибору типу фундаментів та оцінки деформації їх основи під час зведення будівлі (споруди). Прийом спрощення у визначенні основних розрахункових показників ґрунту є тільки навчальним. На практиці для текучого стану глинистих ґрунтів, як і пухких пісків, це недопустимо.
2. Як водотривкий шар зазначають ґрунти, що мають коефіцієнт фільтрації $k_f \leq 0.001$ м/добу. Це всі різновиди глини та важкі суглинки. На це потрібно орієнтуватися під час складання інженерно-геологічного перерізу, визначення водоносного шару й оцінювання гідрогеологічних умов майданчика.
3. Виважування ґрунту спостерігається в межах водонасиченого шару для пісків і супісків, пористих суглинків. Тому в курсовому проєкті вважаємо, що ґрунт водотривкого шару не виважується.
4. Таблиці 7, 12 і 13 (відповідно в [3] таблиці В.1, В.2 і В.3) були послідовно перенесені у вже нечинні ДБН [3] із попередніх норм СНіП 2.02.01-83 (ще раніше відмінені), де вони були представлені як результати кореляційних залежностей параметрів міцності та стисливості від фізичних показників, що встановлені для великої кількості парних визначень ґрунтів усіх регіонів колишнього СРСР із різними кліматичними зонами й умовами формування четвертинних відкладів. Планувалося, що для ґрунтів

території України в подальшому показники c_n , φ_n , E_n будуть уточнені.

Усі отримані нормативні характеристики заносимо до зведеної таблиці (табл. 15). Як приклад, скористаємося розрахунками, що виконані для окремих ІГЕ вище.

Зауваження. На практиці під час проведення інженерно-геологічних вишукувань на будівельному майданчику визначають усі основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів за зразками, що відібрані з шурфів, шурфів-дудок чи свердловин (див. [3]). Кількість таких визначень для кожного інженерно-геологічного елемента повинна бути не менше ніж 6 (для невеликих майданчиків або за обмеженого поширення ґрунтів окремих ІГЕ в основі їх кількість може бути зменшена навіть до 2...3 визначень). Нормативні показники ґрунтів отримують як середньоарифметичні значення відповідно до вимог ДСТУ на статистичну обробку результатів випробувань ґрунтів [12]. Крім того, зважаючи на закон розподілу фізичних показників і стисливості, також визначають середньоквадратичне відхилення S , коефіцієнт варіації v та показник точності середнього значення характеристики ρ_v . Обробку результатів зсування для отримання нормативних величин питомого зчеплення c_n та кута внутрішнього тертя φ_n виконують за методом найменших квадратів (розділ 6 ДСТУ [12]). Це дає змогу видалити окремі значення характеристики з розрахунку як ненадійні (використовуючи величину S) та уточнити межі раніше визначених за літологічним складом окремих ІГЕ (тут враховують допустиму величину коефіцієнта варіації, яку вважають для фізичних показників рівною $v_{\text{доп}} = 0.15$, а для показників механічних властивостей $v_{\text{доп}} = 0.30$). Якщо один із показників не вкладається у вказані межі за коефіцієнтом варіації, шар, що розглядається, розбивають на два чи більше ІГЕ. Можливі також і випадки, коли шари можуть об'єднуватися в один ІГЕ, якщо вони мають близькі фізико-механічні властивості. За результатами такої обробки отримують аналогічну таблицю нормативних значень, як і в табл. 15.

Розрахункові величини характеристик ґрунту визначаються з урахуванням вимог п. 7.3.5 [2] та п. 5.6 ДСТУ Б В. 2.1-5-96 [12] за формулою:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g},$$

де X_n – нормативне значення характеристики ґрунту, що розглядається;

γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом, що визначається на основі статистичної обробки результатів випробувань ґрунтів [12].

Таблиця 15

Зведена таблиця нормативних значень фізико-механічних показників ґрунтів будівельного майданчика

Номер ІГЕ	1	2	3	4	4а	
Повне найменування ґрунту	Рослинний	Заторфований	Пісок дрібний неоднорідний, щільний, малого ступеня водонасичен	Супісок пластичний	Супісок текучий	
Глибина залягання підшви, м	0.6	1.8	5.9	9.5	13.0	
Щільність ґрунту, т/м ³ (г/см ³)	природного, ρ	1.48	1.30	1.78	1.91	2.01
	сухого (скелета), ρ_d	—	—	1.68	1.605	1.605
	частинок, ρ_s	—	—	2.65	2.68	2.68
	у виваженому стані, ρ^l	—	—	—	—	1.01
Природна вологість, W	—	—	0.06	0.19	0.25	
Питома вага ґрунту, кН/м ³	природна, γ	14.32	12.75	17.46	18.74	19.68
	у виваженому стані, γ^l	—	—	—	—	9.87
Пористість, n	—	—	0.37	0.40	0.40	
Коефіцієнт пористості, e	—	—	0.577	0.670	0.670	
Коефіцієнт пористості, e	—	—	0.28	0.76	1.00	
Границя	текучості, W_L	—	—	—	0.22	0.22
	пластичності, W_P	—	—	—	0.17	0.17
Число пластичності, I_P	—	—	—	0.05	0.05	
Показник текучості, I_L	—	—	—	0.40	1.66	
Питоме зчеплення, c_n , кПа	—	—	3.5	12.6	12.6	
Кут внутрішнього тертя, φ_n , град	—	—	34.9	23.4	23.4	
Модуль деформації, E , МПа	—	—	35.3	14.8	14.8	
Розрахунковий опір, R_0 , кПа	—	—	400	240.5	215.0	
<i>Примітка</i>	Слабкий ґрунт	Слабкий ґрунт				

Примітка: для I-ї групи граничних станів на практиці використовують також границю міцності на одновісний стиск R_c , що визначають переважно для скельових ґрунтів або твердих глин (індекс «—» не проставляють, тому що використовують тільки в розрахунках за I-ю групою граничних станів).

Оскільки п. В.1 додатка В [3] допускає визначення нормативних і розрахункових значень ґрунтів за даними їх фізичних показників, то для курсового проектування використовуємо положення про величину γ_g , що використовується для визначення розрахункових величин:

1) у розрахунках основ за деформаціями (за II-м граничним станом) – $\gamma_g = 1$. При цьому визначають тільки величини, що використовуються в розрахунках: питомого зчеплення c_{II} , кута внутрішнього тертя φ_{II} , модуля деформації E , питомої ваги ґрунту γ_{II} та розрахункового опору R_0 . Ці величини беруть практично рівними нормативним значенням;

2) у розрахунках основ за несучою здатністю (за I-м граничним станом) величину γ_g допускається брати рівною:

□ для визначення питомого зчеплення c_I : $\gamma_{g(c)} = 1.5$ для всіх різновидів глинистих і піщаних ґрунтів;

□ для визначення кута внутрішнього тертя φ_I цей коефіцієнт становить:

➤ для пісків $\gamma_{g(\varphi)} = 1.1$;

➤ для глинистих ґрунтів $\gamma_{g(\varphi)} = 1.15$;

□ для визначення питомої ваги γ_I в розрахунках, що виконуються в курсовому проекті, дозволяється зазначати $\gamma_{g(\gamma)} = 1.05$ (в інших випадках може бути $\gamma_g < 1$).

Розрахункові показники для ґрунтів будівельного майданчика в наведеному прикладі: для I-ї групи граничних станів маємо:

1) питома вага $\gamma_{I,i}$:

$$\gamma_{I,1} = \frac{14.32}{1.05} = 13.64 \text{ кН/м}^3; \gamma_{I,2} = \frac{12.75}{1.05} = 12.14 \text{ кН/м}^3; \gamma_{I,3} = \frac{17.46}{1.05} = 16.63 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{I,4} = \frac{18.74}{1.05} = 17.85 \text{ кН/м}^3; \gamma_{I,4a} = \frac{19.68}{1.05} = 18.74 \text{ кН/м}^3; \gamma'_{I,4a} = \frac{9.87}{1.05} = 9.40 \text{ кН/м}^3;$$

2) питоме зчеплення $c_{I,i}$:

$$c_{I,3} = \frac{3.5}{1.5} = 2.33 \text{ кПа}; c_{I,4} = c_{I,4a} = \frac{12.6}{1.5} = 8.40 \text{ кПа};$$

3) кут внутрішнього тертя $\varphi_{I,i}$:

$$\varphi_{I,3} = \frac{34.9}{1.1} = 31.7 \text{ град}; \varphi_{I,4} = \varphi_{I,4a} = \frac{23.4}{1.15} = 20.3 \text{ град}.$$

Отримані дані заносимо до таблиці розрахункових величин (табл. 16). Як приклад, виконуємо заповнення таблиці даними, що відповідають даним табл. 15.

Маючи геологічну будову майданчика, нормативні й розрахункові показники окремих інженерно-геологічних елементів, положення рівня ґрунтових вод і їх агресивність (а також дані про розвиток інженерно-геологічних процесів – якщо про це є додаткові вказівки в завданні), роблять висновок про особливості ґрунтових умов і вибір несучого шару основи.

**Величини розрахункових показників окремих ІГЕ
будівельного майданчика**

Номер ІГЕ	Для II граничного стану					Для I граничного стану		
	питома вага, γ_{II} , кН/м ³	питоме зчеплення, c_{II} , кПа	кут внутр. тертя, φ_{II} , град	модуль деформації, E , МПа	розрахунковий опір, R_0 , кПа	питома вага, γ_I , кН/м ³	питоме зчеплення, c_I , кПа	кут внутр. тертя, φ_I , град
1	14.32	–	–	–	–	13.64	–	–
2	12.75	–	–	–	–	12.14	–	–
3	17.46	3.5	34.9	35.3	400	16.63	2.33	31.7
4	18.74	12.6	23.4	14.8	240.5	17.85	8.40	20.3
4а	<u>19.68</u> 9.87	12.6	23.4	14.8	245	<u>18.74</u> 9.40	8.40	20.3

Примітки:

- У чисельнику показники ґрунтів у природному стані, у знаменнику – для ґрунтів у виваженому водою стані.
- Показники R_0 для ІГЕ-4, ІГЕ-4а не наводяться, оскільки шар на глибині понад 5 м.

Висновки за ґрунтовими умовами будівельного майданчика:

- Ґрунти ІГЕ-1 та ІГЕ-2 є сильно стисливими, а тому як природну основу їх використовувати не можна.
- Ґрунти ІГЕ-3 та ІГЕ-4 придатні для використання їх як природної основи з розрахунковими показниками, що наведені вище в табл. 16. При цьому як несучий шар для фундаментів неглибокого закладання потрібно використовувати пісок дрібний, неоднорідний, щільний, малого ступеня водонасичення ІГЕ-3.
- Текучі супіски ІГЕ-4а використовувати для опирання пальових фундаментів без додаткових досліджень їх властивостей не допускається.
- Ґрунтові води залягають на глибині 13.0 м від поверхні і на поведінку основи та роботу фундаментів не впливають.
- Сучасні інженерно-геологічні процеси на майданчику не розвиваються.

Загальні зауваження. Положення [2, 3] спираються на методики лабораторного та польового визначення характеристик ґрунтів, що давно використовуються в Україні. Це забезпечує можливість широкого використання архівних даних. Якщо ж потрібно було б використати матеріали інженерно-геологічних вишукувань, що складені за вимогами європейських норм, то необхідно враховувати: а) розрахунковий алгоритм і для піщаних і для глинистих ґрунтів залишається; б) величини основних показників можуть значно відрізнятися. Це означає, що аналіз ґрунтових умов майданчика потрібно виконувати обережно, проводячи контрольне співставлення основних показників ґрунтів.

2.3. Вибір типу фундаментів

Залежно від несучих конструкцій будівлі чи споруди можна попередньо назвати декілька типів фундаментів, доцільність використання яких характеризується відповідністю конструктивного рішення, застосовуваних матеріалів, умовами навантажень, простотою влаштування. Для більш детальної характеристики з названих відбирають на основі загальної оцінки 3...4 варіанти (включно з варіантами, що вказані в завданні на виконання курсового проєкту), більш детально розглядають їх переваги та недоліки. Тільки після цього залишають для розрахунків і техніко-економічного порівняння щонайменше два варіанти фундаментів.

Для житлових і громадських будинків під несучі стіни фундаменти можуть бути стрічковими, із перехресних стрічок, плитні. Для промислових будинків переважно це можуть бути стовпчасті фундаменти під колони. Усі фундаменти можуть виконуватися як неглибокого закладання, так і пальовими. При цьому основа може бути природною або штучною. Матеріал фундаментів неглибокого закладання – залізобетон, бетон, бутобетон, бут (цеглу й інші місцеві матеріали не розглядаємо, як такі, що для капітального будівництва сьогодні не використовуються). Пальові фундаменти можуть бути із забивних, вдавлених, буронабивних, буроін'єкційних, буроопускних та інших палів. До того ж за конструкцією палі можуть бути різні, наприклад: призматичні, пірамідальні, трубчаті, з підширенням і т. ін.

Підбираючи фундаменти, типи яких принципово можуть бути влаштовані для цієї будівлі, дають їм загальну оцінку. Це можна виконати в табличній формі (табл. 17).

Таблиця 17

Попередня оцінка типів фундаментів

Номер варіанта фундаменту	Тип фундаменту	Відповідність за					Загальна характеристика прийнятності
		конструкцією	матеріалом	навантаженням	ґрунтом основи	влаштуванням	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Стрічковий бутовий	+	--	+ -	+ -	+ - -	
2	Стрічковий бутобетонний	+	-- +	+ -	+ -	+ - -	
3	Стрічковий бетонний	+	- + +	+ -	+ + -	+ + -	
4	Стрічковий монолітний залізобетонний	+	+ +	+ +	+ +	+ + -	+ -

1	2	3	4	5	6	7	8
5	Стрічковий збірний залізобетонний	+	++	++	++	+++	+
6	Стрічковий монолітний залізобетонний на ґрунтовій подушці	+ -	++	++	++	++ -	
7	Стрічковий збірний залізобетонний на ґрунтовій подушці	+ -	++	++	++	+++	+ -
8	Із залізобетонних перехресних стрічок, монолітний	+	++	++	++	++ -	+ -
9	Те ж, на ґрунтовій подушці	+ -	++	++	++	++ -	
10	Стрічковий із збірних елементів, переривчастий	+ -	++	++	++ -	++ -	
11	Плитний залізобетонний монолітний	+	++	+ -	+	++ -	
12	Стовпчастий бетонний з фундаментними балками (рандбалками)	+ -	- ++	++	-	+ - -	
13	Стовпчастий залізобетонний з фундаментними балками	+ -	++	++	+ -	+ - -	
14	Із забивних залізобетонних паль, стрічковий	+	++	++	++	+++	+
15	Із вдавлених паль, стрічковий	+	++	++	++	+ - -	
16	Із буронабивних паль, стрічковий	+	++ -	++	++ -	++ -	
17	Із буроін'єкційних паль, стрічковий	+ -	++ -	++	++ -	++ -	
18	Плитний пальовий залізобетонний	+ -	++	+ -	++	+ - -	

Примітки:

1. Варіанти, де не вказана підготовка основи, виконуються на природній основі.
2. Для плитних пальових фундаментів деталізація за конструкцією не проводилася.
3. Пальові фундаменти оцінювалися для будівництва будинку на окремій ділянці.
4. Позитивна оцінка показана знаком «+», незадовільна – «-». Найвища оцінка відповідає позначенню «+++».

Чим більше конкретизації в даних щодо будівлі та ґрунтових умов, тим більш об'єктивною буде загальна оцінка. В цьому випадку піски несучого шару є доброю основою, а тому влаштовувати ґрунтову подушку недоцільно. Використання паль залежить значною мірою від забудови сусідніх ділянок та якості ґрунтів основи. Несуча здатність паль на 1 м^3 їх об'єму в буронабивних паль порівняно із забивними (вдавлюваними) менша. Проте за умови, коли вплив динамічних навантажень на основу небажаний або недопустимий, раціонально застосовувати буронабивні, буроін'єкційні чи вдавлювані палі. Порівняно із забивними на відкритих майданчиках вдавлювані палі інколи програють, бо технологія їх влаштування складніша. Проте в більшості випадків несуча здатність одиночних вдавлюваних паль на 5...15 % більша, ніж у забивних аналогічних параметрів. Також потрібно аналізувати можливість використання інших типів фундаментів.

Наприклад, для багатопверхового будинку з монолітного чи збірного залізобетону стрічкові бутові фундаменти не застосовують через невідповідність якості матеріалу та методів їх влаштування загальним вимогам до будинку. Виконання ґрунтової подушки є додатковою роботою з підготовки основи, вимагає зміни технологічного процесу щодо влаштування фундаментів, хоч розміри фундаментів порівняно зі слабкою основою можуть бути значно меншими.

Після такого обговорення потрібно дати детальну, хоч і коротку, оцінку вибраних 3...4 варіантів і навести схематичний переріз їх конструкції, вказавши на визначальні для нього розміри (позначити літерами). Уточнений вибір типу фундаментів за такою схемою в разі потреби зазначається окремо.

Приклади схематичних перерізів варіантів стрічкових фундаментів наведено на рис. 5.

Аналогічно даються перерізи стовпчастих фундаментів під колони.

Оцінка позитивних і негативних особливостей конструкції, влаштування цих варіантів фундаментів дається для кожного варіанта окремо. У кінці робиться висновок про необхідність порівняння конкуруючих 2...4 варіантів (сюди входять варіанти, що вказані в завданні на курсове проектування).

Зауваження:

1. Уявити конструктивні рішення окремих типів фундаментів можна, додатково проглянувши матеріал, викладений у підручниках, посібниках [22...28] і довідниках [31, 32].
2. Залежно від будівлі потрібно враховувати, що фундаменти неглибокого закладання (або розподільчі за єврокодом-7), чинні норми поділяють: на малозаглиблені, мілкового закладання та заглиблені (розділ 8 [3]).

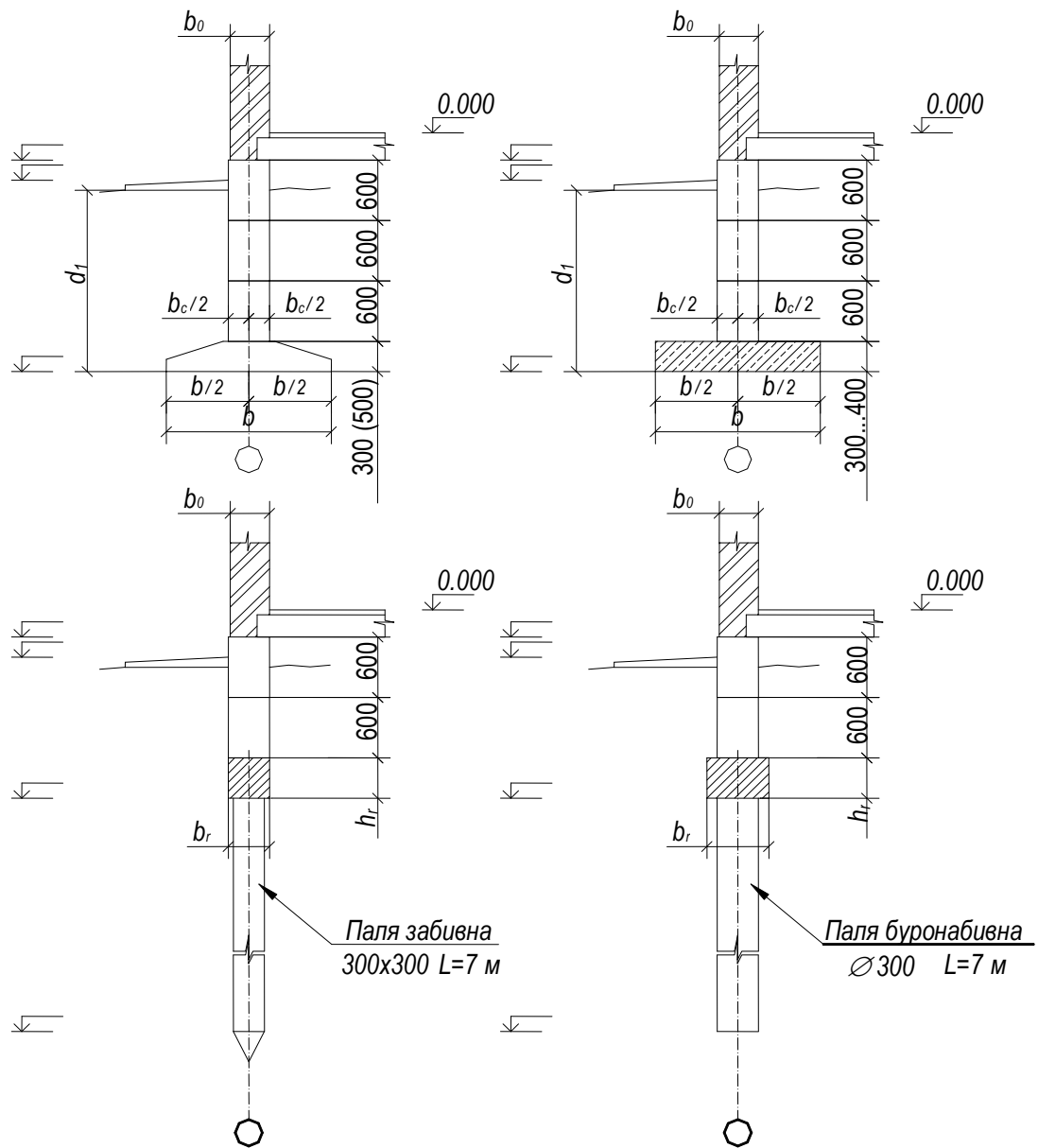


Рис. 5. Перерізи варіантів стрічкових фундаментів, що розглядаються як конкурентноздатні: а – стрічковий із збірних залізобетонних плит і бетонних стінових блоків; б – стрічковий із монолітної залізобетонної плити та бетонних стінових блоків; в – пильовий із забивних палей; г – пильовий із буронабивних палей

Розділ 3. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ (малозаглиблених і мілкового закладання за [3])

Такий розрахунок виконується після попереднього визначення необхідної глибини закладання фундаментів та призначення їх типу й матеріалу.

Глибину фундаментів призначають, враховуючи значення мінімальної глибини закладання, позначку рельєфу майданчика (планування поверхні навколо забудови) та конструктивного рішення підземної частини будівлі.

Найчастіше як основний варіант фундаментів неглибокого закладання розраховують стрічкові та стовпчасті фундаменти. На цьому й зосереджено увагу в третьому розділі посібника. Вважатимемо, що це фундаменти малоповерхової будівлі.

3.1. Визначення мінімальної глибини закладання фундаменту

Мінімальна глибина закладання фундаменту d_{min} насамперед враховується в проєктуванні фундаментів неглибокого закладання. Для пальових фундаментів d_{min} зазвичай береться до уваги. Визначають мінімальну глибину закладання з урахуванням ряду факторів:

1. *За умов геологічної будови будівельного майданчика.* За цих умов вимагається пройти (прорізати) слабкі ґрунти, що залягають із поверхні, та передати навантаження від будівлі чи споруди на несучий шар ґрунту задовільної якості, тобто:

$$d_{min} = \sum_i^n h_{сл.i} + (0.2 \dots 0.4) \text{ м.}$$

Для майданчика, що розглядався вище, маємо:



Рис. 6. Схема до визначення мінімальної глибини закладання з геологічних умов

Заглиблення в несучий шар, що забезпечує нормальне спирання фундаменту (врахування зміни підшви слабого ґрунту за глибиною, та того, що якість несучого шару ґрунту з поверхні може бути дещо гіршою, ніж для всього шару). Отже, якщо вважати $\Delta = 0.2 \text{ м}$ достатньою величиною,

$$d_{min} = 0.6 + 1.2 + 0.2 = 2.0 \text{ м.}$$

2. За гідрогеологічних умов. При цьому уникають ускладнень, що можуть відбуватися під впливом ґрунтових вод. Тут маються на увазі два випадки:

а) коли йдеться про використання дерев'яних палів, що повинні працювати за умови змінної вологості. У цьому випадку потрібно, щоб палі перебували повністю у воді (тоді вони працюватимуть надійно й необмежено довго). Це пояснюється схемою, що наведена на рис. 7.

Для прикладу, що розглядається, дерев'яні палі не використовуються, але, якби про це йшлося, то:

$$d_{\min} = 9.5 + 0.5 = 10.0 \text{ м.}$$

Для дерева в умовах майданчика це не реально, а тому використання

дерев'яних палів за таких умов недоцільне. До

цього ж потрібно враховувати, що взагалі дерев'яні палі можуть використовуватися там, де деревина є місцевим матеріалом, а майданчики розташовані поза межами міст, і до того ж дерев'яні палі можна використовувати тільки для тимчасових будівель і споруд, тому інформацію про d_{\min} беремо до уваги, проте не вносимо до загальної оцінки;

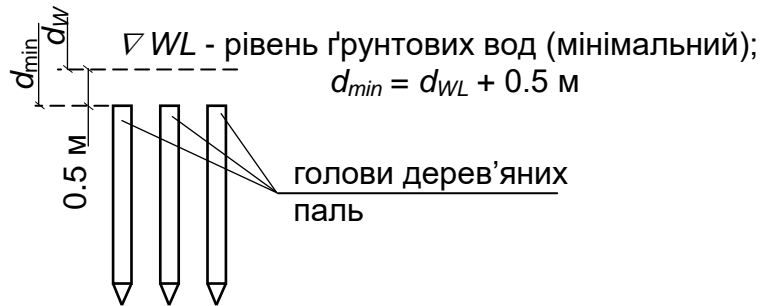


Рис. 7. Схема до визначення глибини закладання фундаментів із гідрогеологічних умов для влаштування дерев'яних палів

б) для всіх випадків враховують можливість проведення робіт щодо влаштуванню фундаментів у сухих котлованах чи траншеях (щоб не застосовувати водозниження). Тут йдеться про можливе максимальне заглиблення фундаментів d_{\max} . Ця умова пояснюється схемою, що наведена нижче. При цьому величина висоти капілярного підняття води береться гарантованою для цього різновиду ґрунту: $d_{\max} = d_W - h_k$, де h_k – висота капілярного підняття води (рис. 8).

h_k становлять:
 для пісків $h_k = 0.5 \dots 1.0$ м (перше значення для крупних і гравелистих пісків, а останнє для пилюватих пісків); для пилюватих і глинистих ґрунтів (супіски та суглинки) $h_k = 1.0 \dots 1.5$ м

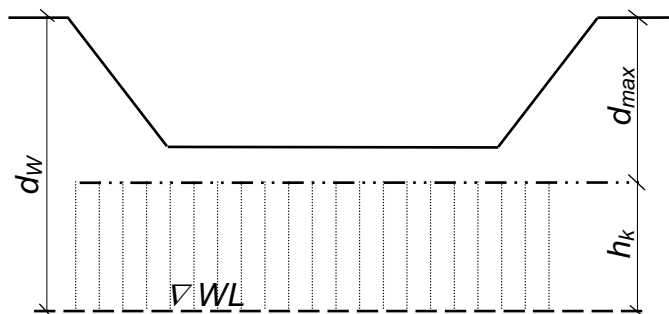


Рис. 8. Схема капілярного зволоження ґрунтів основи

(перше для супісків пилюватих і піщанистих, друге – для легких і пористих суглинків, у яких може бути вода). Для глин значення h_k не зазначається, оскільки цей ґрунт є водотривким шаром.

Для майданчика, що розглядається, маємо: $d_{\max} = 9.5 - 0.8 = 8.7$ м, тобто ґрунтові води практично не впливають на проведення земляних робіт і влаштування фундаментів. Усі роботи виконуватимуться за сухих умов у відкритому котловані;

3. *За умов можливості морозного здимання ґрунту в разі промерзання.* Тут потрібно спочатку визначити нормативну глибину промерзання ґрунту. Найпростіше це можна зробити за картою глибин промерзання (дозволяється її використовувати і в реальному проектуванні), що і виконують у курсовому проєкті. При цьому треба пам'ятати, що дані на карті у вигляді ізоліній наведені для піщаних ґрунтів і супісків. Ізолінії проведені через 10 см за глибиною промерзання. Для суглинків і глин нормативна глибина промерзання повинна зменшуватися на 15 %. Така карта для території України наведена в додатку 1 посібника.

Нормативна глибина промерзання для майданчика визначається за положенням міста будівництва на карті. При цьому між горизонталями інтерполяція не проводиться, а береться більша величина промерзання (див. схему на рис. 9). У прикладі, що розглядається, зверху залягають рослинний і заторфований ґрунт, тому нормативну величину промерзання вважатимемо

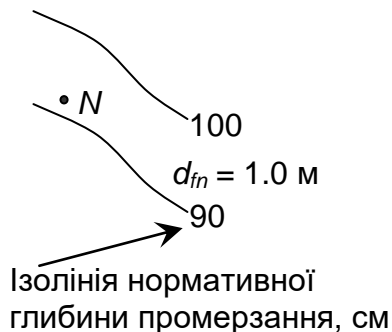


Рис. 9. Схема до визначення глибини промерзання ґрунтів майданчика в місті N

зменшеною, оскільки ці ґрунти за теплотехнічними властивостями займають положення між пісками та глинами: $d_{fn} = 0.9$ м.

Але в оцінках впливу глибини промерзання на можливість морозного здимання потрібно зазначити величину розрахункової глибини промерзання, що враховує вплив теплового потоку в межах

контурі будинку на ґрунтову основу за формулою (Г.1 додатка Г норм [2]): $d_f = K_h \cdot d_{fn}$, де K_h – коефіцієнт, що вказує на вплив теплового режиму, для оцінки якого враховують температуру в приміщеннях будинку (споруди) та конструкцію підлоги першого поверху чи підвального приміщення. Температуру в приміщеннях житлових будинків зазначають у межах 15...20 °С, промислових – 10...15 °С, споруд – від 0 до 10 °С, а для неопалюваних будинків – нижче 0 °С. Величина K_h визначається за $t \geq 0$ °С за табл. 18 (табл. Г.1 [3]), а для неопалюваних будинків і споруд незалежно від конструкції підлоги – $K_h = 1.1$.

За розрахункової температури $t = 15^{\circ}\text{C}$ (як у прикладі) та в разі влаштування підлоги по утепленому цокольному перекриттю в безпідвальній частині будинку (для неї передусім і потрібно проводити ці визначення) за табл. 18 маємо: $K_h = 0.8$. Тоді розрахункова глибина промерзання становить: $d_f = 0.8 \times 0.9 = 0.72$ м.

Таблиця 18

Величина коефіцієнта K_h , що враховує тепловий режим будівлі (споруди)

Конструктивні особливості будівлі чи споруди	Величина коефіцієнта K_h за розрахункової середньодобової температури повітря в приміщенні першого поверху чи підвалу біля зовнішніх стін, $t^{\circ}\text{C}$				
	0	5	10	15	≥ 20
Безпідвальні з підлогою:					
– по ґрунту	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
– на лагах по ґрунту	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
– по утепленому цокольному перекритті	1.0	1.0	0.9	0.8	0.7
З підвалом або технічним підпіллям	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4

Примітки:

1. Якщо відстань від зовнішньої поверхні стіни до краю фундаменту більше ніж $a_f = 1.5$ м, наведені в таблиці величини K_h потрібно збільшити на 0.1. За проміжних значень у межах $a_f = 0.5 \dots 1.5$ м величина K_h визначається за інтерполяцією. Якщо $a_f \leq 0.5$ м, користуються табличними значеннями K_h .
2. У випадку позитивних температур, що нижчі за наведені в таблиці, величина K_h визначається за найближчим меншим значенням температури.

Вважаючи, що глибина промерзання припадає в цьому випадку на заторфований ґрунт, що є вологим, а за гранулометричним складом близьким до супісків чи суглинків, за табл. 19 встановлюємо вимоги до мінімальної глибини закладання фундаментів. При цьому враховуємо те, що рівень ґрунтових вод перебуває на глибині 9.5 м від поверхні або $9.5 - 0.72 = 8.78$ м від нижньої границі промерзання ґрунту, а також те, що $8.78 \text{ м} > 2 \text{ м}$ (відповідає умові $d_w > d_f + 2$). Для супісків з $I_L > 0$ (так прирівняли рослинний і заторфований ґрунт) глибина d_{\min} дорівнює d_f , тобто $d_{\min} = d_f = 0.72$ м.

Зауваження. У випадку, коли за прогнозом рівень підземних вод може підвищуватись або на майданчику може утворюватися «верховодка», у тому числі через втрати води з водонесучих мереж, яка зволожує несучий шар ґрунту, визначення глибини закладання фундаменту повинно виконуватися з урахуванням прогнозного рівня підземних вод.

Таблиця 19

**Глибина закладання фундаментів залежно від глибини
промерзання d_f та глибини до рівня підземних вод d_w**

Різновиди ґрунту, що залягають під подошвою фундаменту на глибині не менше ніж d_{fn}	Глибина закладання фундаментів залежно від глибини до рівня підземних вод, d_w , м, якщо	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповненням, піски гравелісті, крупні та середньої крупності	не залежить від d_f	не залежить від d_f
Піски мілкі (дрібні) і пилуваті	не менше за d_f	не залежить від d_f
Супіски з показником текучості: $I_L < 0$ $I_L \geq 0$	не менше за d_f не менше за d_f	не залежить від d_f не менше за d_f
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з пилувато-глинистим заповненням і показником текучості: $I_L \geq 0.25$ $I_L < 0.25$	не менше за d_f не менше за d_f	не менше за d_f не менше за $0.5 d_f$

Примітка: у випадку опалюваних будівель і споруд вказані вимоги в таблиці стосуються фундаментів зовнішнього ряду, тоді як глибина закладання внутрішніх фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання (п. Г.4 додатка Г [3]). Якщо ж підвальні приміщення не опалюються, то для внутрішніх фундаментів глибину закладання зазначають за цією таблицею (п. Г.5 [3]) від рівня підлоги підвалу.

4. *За конструктивних вимог.* Для фундаментів неглибокого закладання d_{min} щонайменше має становити 0.5 м від поверхні. Ця вимога повинна забезпечити збереження основи від руйнування з поверхні. До того ж верхній шар завжди має підвищену пористість, а нерідко являє собою продукти вертикального планування поверхні. Ця вимога залишається і для підвальних приміщень, де глибина закладання в 0.5 м береться від поверхні підлоги підвалу (п. 7.215 [38]). Дозволяється цю величину для підвальних приміщень зменшувати через еквівалентну заміну ґрунту бетонною підлогою. В окремих випадках глибину закладання фундаментів у підвалі дозволяється призначати менше ніж 0.5 м, якщо це буде підтверджено розрахунком за несучою здатністю основи (п. Г.7 [3]). Тобто для нашого випадку, у безпідвальному варіанті, $d_{min} = 0.5$ м. За врахування підвальної частини (цокольного поверху): $d_{min} = d_b + 0.5$ м, де d_b – глибина підвалу – відстань від підлоги до оточуючої будівлю поверхні ґрунту. Для плитного фундаменту $d_b = 0$, як і в підвалах шириною більше за 20 м. Звичайно, у попередніх

визначеннях d_{min} підвальна частина будівель (споруд) не розглядається. Інша справа, коли підвал влаштовується під усім будинком.

5. З урахуванням типу будівель і споруд. Зазвичай глибина закладання для безпідвальних житлових будинків перебуває в межах 1.0...2.0 м. Ця рекомендація не носить категоричного характеру, але враховувати її потрібно. Для інших споруд заглиблення буває більшим: для водонапірних башт $d_{min} = 1.5...2.5$ м, для димових труб $d_{min} = 2.0...3.5$ м і т. ін.

У нашому випадку глибину закладання можна допустити $d_{min} = 1.0$ м. Коли такого відчуття не має, можна вважати, що від цього фактора d_{min} не залежить.

6. За умови закладання водонесучих трубопроводів. Відомо, що до будинку підводять мережі водопроводу, каналізації, тепломережі. Їх глибина закладання в ґрунті повинна бути такою, щоб не допустити промерзання взимку. З урахуванням вимог п. 8.42 ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди» (зі зміною № 1), глибина до низу труб повинна бути не менше ніж: $d_{min} = d_{fn} + 0.5$ м.

Для нашого випадку це (для труб): $d_{min} = 0.9 + 0.5 = 1.4$ м.

При цьому потрібно враховувати реальну глибину закладання мереж і конкретні ґрунтові умови (слабкі ґрунти необхідно проходити, щоб забезпечити нормальну роботу трубопроводів). Так, для нашого випадку труби не можна закладати в межах заторфованого ґрунту ІГЕ-2, а треба трубу опирати на пісок ІГЕ-3, покрівля якого залягає на глибині $h = 0.6 + 1.2 = 1.8$ м (дивись вихідні дані в табл. 1 посібника). Можливий варіант – прокладання труби по піщаній підготовці, залишаючи її заглиблення на 1.4 м (при цьому щільність дрібного піску повинна бути не менше ніж $\rho_d = 1.50$ т/м³ – це зазначаємо за вимогами п. 8.31 ДБН В.2.5-74:2013).

Положення труб у місцях вводу до будинку відносно фундаментів повинно бути таким, щоб в фундаментній стінці можна було влаштувати отвір. Для цього потрібно мати фундаментну плиту нижче отвору. Тобто його підшва мінімально заглиблюється на: $d_{min} = d_{min}' + (0.3...0.5)$ м, де цифрові величини стосуються товщини фундаментної плити.

Для нашого випадку: $d_{min} = 1.4 + 0.5 = 1.9$ м.

На практиці можна допустити прокладання труб і під подошвою фундаменту. Але в цьому випадку в зв'язку з порушенням ґрунтової основи потрібно виконувати бетонну підготовку та спеціальну конструкцію отвору або враховувати місцеве заглиблення фундаменту. Цей варіант з погляду експлуатації трубопроводів значно гірший. Загалом він небажаний, проте в разі влаштування приямків у місцях вводу чи виводу мереж або обмежених розмірів підвальних приміщень буває доцільним. Якщо отримана за рекомендаціями, що приведені вище, величина d_{min} значно більша, ніж за іншими факторами, то потрібно спочатку прийняти конструктивні рішення

щодо розміщення вводів чи виводів мереж, а в розрахунках безпідвальної частини величину такого d_{\min} не враховувати (якщо взяти велике d_{\min} , то це приведе до заглиблення фундаментів на всій ділянці в безпідвальной частині будинку та до значних затрат, що не бажано).

7. Від виду та характеру навантаження, що передається на фундаменти. У цьому випадку оцінюють як величину вертикального та горизонтального навантаження, так і моменту. До того ж потрібно враховувати і характер навантажень – статичний чи динамічний. За умови, коли такі навантаження погіршують роботу основи, d_{\min} збільшують.

Для більшості житлових та цивільних будинків і споруд цей фактор не впливає на визначення d_{\min} . У нашому випадку так і вважатимемо: $d_{\min} = -$ (не залежить).

8. З урахуванням існуючих підземних комунікацій, сусідніх будівель і споруд. Якщо в межах будівельного майданчика існують будівлі або споруди, підземна частина їх може впливати на величину d_{\min} . Це насамперед стосується прибудови будинків до існуючих. Однак може впливати і перспективна забудова, що відома на період будівництва.

Основна вимога така: глибина закладання нових фундаментів повинна збігатися із зазначеною глибиною закладання фундаментів існуючих будівель і споруд, якщо вони зводяться в безпосередній близькості (у межах до 0.3...0.5 м у плані). При цьому можна допустити, щоб d_{\min} відрізнялася від d існуючого фундаменту в межах ± 0.1 м. В іншому випадку потрібно планувати шпунтове огороження з металевого чи дерев'яного шпунта або влаштовувати захисний ряд із буронабивних паль за більших глибин.

Без кріплення можна обійтись в тому разі, якщо є можливість відступити від існуючого фундаменту на відстань a (розмір, що встановлюється між крайніми гранями фундаментів). Тоді різниця в глибині закладання може становити не більше Δh (див. п. Г.3 додатка Г [3] і ф-лу Г2):

$$\Delta h = a \left(\operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I}{\sigma_{mt}^I} \right),$$

де c_I , φ_I – показники міцності ґрунту несучого шару для першого граничного стану; σ_{mt}^I – середній тиск на підшві вище розташованого фундаменту від навантажень для I-ї групи граничних станів.

Схеми можливого улаштування нових фундаментів для цього випадку наведені на рис. 10.

Рішення про величину d_{\min} в цьому випадку розповсюджують на зону впливу, а виходячи з аналізу та вимог на інших ділянках у разі потреби враховують конструкцію переходу для фундаментів на проміжній ділянці.

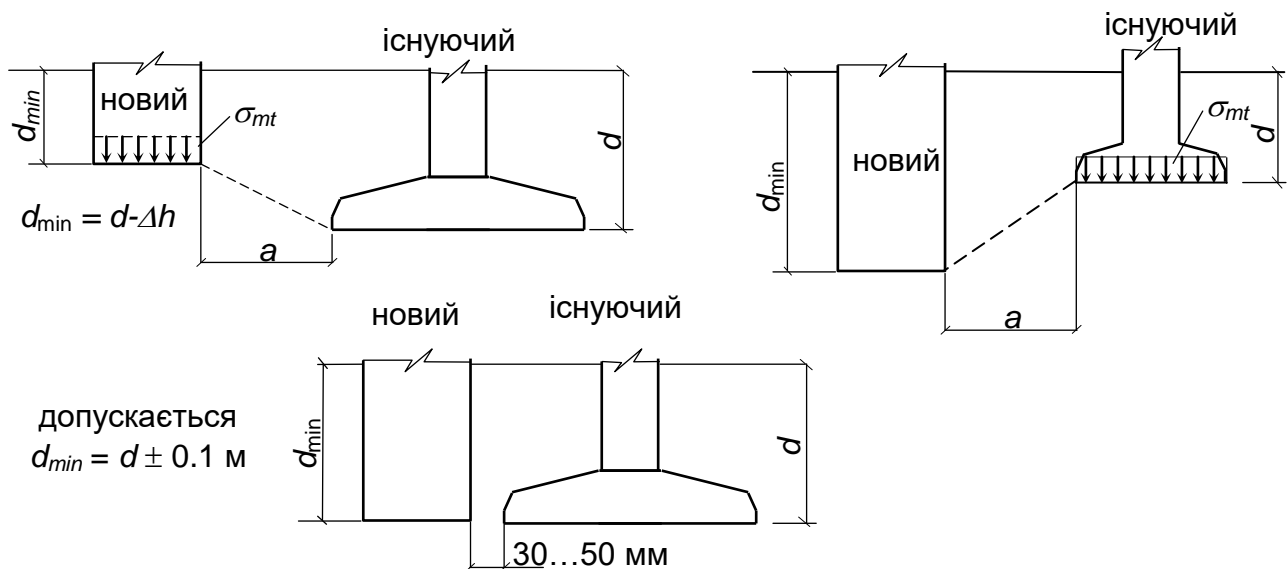


Рис. 10. Схеми улаштування нових фундаментів

Для виконання курсового проєкту це потрібно врахувати під час виконання прибудови. В інших випадках вважають, що цей фактор не впливає на прийняття рішення, тобто $d_{min} = -$ (не враховується). Для прибудови визначають d_{min} як величину, яка відповідає глибині закладання існуючого фундаменту, що приведена в завданні.

Одержані дані d_{min} за всіма факторами зіставляють, щоб визначити d_{min} та d_{max} . Як d_{min} беруть найбільше значення для окремого фактора, а d_{max} – суто з урахуванням впливу ґрунтових вод. Це нижче показано в табл. 20.

Таблиця 20

До визначення глибини закладання фундаменту

Фактор	d_{min} , м	d_{max} , м
1	2.00	
2	-	8.7
3	0.72	(береться найбільша величина $d_{min} = 2.00$ м із урахуванням всіх факторів)
4	0.50	
5	1.00	
6	1.90	
7	-	
8	-	

Таким чином, $d_{min} = 2.00$ м, а в котловані без використання водопониження можна проводити роботи до глибини $d_{max} = 8.7$ м, тобто

практично глибина закладання фундаменту звичайних будівель не обмежується рівнем ґрунтових вод.

Для прибудови додатково до визначення за п.п. 1...7 (тут визначення робиться аналогічно вказаному) зазначається окремо величина d_{min} відповідно до п. 8 (див. вище). Це має значення для визначення глибини закладання для всієї будівлі.

Загалом потрібно мати на увазі, що фундаменти всієї будівлі (споруди) чи окремі їх відсіки бажано закладати на одному рівні. За різної глибини закладання повинні виконуватись умови, що сформульовані вище в п. 8 цього розділу посібника.

Зауваження. На практиці мінімальна глибина може визначатися на окремих ділянках будівельного майданчика, коли його геологічна будова буде нерівномірною. Тому дотримання визначення одного значення d_{min} не завжди доцільне.

3.2. Загальні положення та порядок розрахунку стрічкових і стовпчастих фундаментів

Загальні положення. Згідно із завданням потрібно виконати розрахунок фундаментів неглибокого закладання (мілкового закладання, за класифікацією [3]). Для цивільних будинків це зазвичай стрічкові фундаменти під стіни. Найчастіше за звичайних умов їх влаштовують із збірних блоків. У тих випадках, коли можливий прояв нерівномірних деформацій основи, фундаментну плиту застосовують із монолітного залізобетону. Іноді стрічкові фундаменти виконують монолітними, але в цих випадках розрахунок фундаментів має той самий порядок. Тільки для жорстких (з бетону, буту, бутобетону) і гнучких (із залізобетону) порядок розрахунку за міцністю матеріалу фундаменту різний.

Зазвичай розрахунок стрічкових і стовпчастих фундаментів виконують у такому порядку:

- зазначають позначку ± 0.000 м відносно поверхні. При цьому потрібно враховувати вертикальне планування майданчика – у курсовому проєкті для спрощення це робити не передбачається;
- призначають глибину закладання фундаментів у межах всієї будівлі, враховуючи наявність підвальної частини й інженерно-геологічну будову майданчика;
- визначають за характером планового рішення будинку перерізи фундаментів, для ділянок зі змінною величиною навантажень і змінними інженерно-геологічними умовами (у завданні на курсове проєктування вони вже вказані);

- збирають навантаження на характерну ділянку для колони (стовпа) або на один погонний метр стіни, що діє на рівні верхнього обрізу фундаменту (у завданні ці величини наведені);
- для кожного перерізу послідовно:
 - складають розрахункову схему;
 - визначають розміри підшви фундаменту;
 - попередньо конструюють фундамент (за геометричними розмірами);
 - збирають навантаження та виконують перевірку напружень на підшви фундаменту;
 - виконують розрахунок фундаментів за матеріалом, уточнюють його розміри в разі потреби;
 - складають робоче креслення цього перерізу фундаменту (для фундаментів із збірних блоків підбирають типорозміри без розрахунку їх за матеріалом у курсовому проєкті);
- для окремих перерізів виконують перевірку роботи підвальних стін (за вказівкою викладача) на позацентровий стиск;
- розраховують осідання основи за деформаціями (визначити осідання методом пошарового підсумування – для заданого в завданні перерізу);
- конструюють фундаменти для всього будинку та складають ескіз плану фундаменту (розгортки по стінах, маркування, специфікації та ін. наводяться прямо на кресленні).

Зауваження. На практиці за сучасних умов для визначення навантажень, що передаються на фундаменти, слід враховувати спільну роботу основи й будівлі, а тому потрібно створювати просторову розрахункову модель системи «основа – фундамент – надземна частина будівлі» та виконувати розрахунки за існуючими комп'ютерними програмами (див. п. 8.4 [3]).

3.3. Призначення проєктної глибини закладання стрічкових і стовпчастих фундаментів

3.3.1. Загальні положення

Мінімальна глибина закладання, що визначена вище, d_{\min} є мінімальною для всього майданчика або тієї його частини, що розглядається. У проєктуванні фундаментів призначають проєктну (фактичну) глибину закладання, виходячи з умови $d \geq d_{\min}$. Загалом це залежить від ряду факторів: характеру рельєфу, інженерно-геологічної будови майданчика, наявності підвального приміщення, технічного підпілля, комунікацій і

технологічних особливостей приміщень, що створюються в підземній частині будинку, наявності сусідніх будівель і споруд, вимог замовника та ін. Це перший етап проектування будівлі, що отримав загальну назву «прив'язка будівлі (споруди)» до місцевих умов або за вужчого визначення – «посадка будинку (споруди) на інженерно-геологічний переріз».

3.3.2. Підготовчі роботи до прив'язки будівлі на стрічкових фундаментах

Для його вирішення необхідно визначитися з типом фундаменту неглибокого закладання, що буде використаний у будівництві. Почнемо розгляд на прикладі одного типу стрічкових фундаментів – із збірних блоків, що зазвичай і повинно розглядатися в курсовому проекті (рис. 11).

Це означає, що висота фундаменту буде кратною розмірам блоків за висотою. Для фундаментних плит (подушок) висота відповідно до стандарту становить: для плит шириною до 1.6 м: $h_{пл} = 0.3$ м, а якщо $b \geq 2.0$ м: $h_{пл} = 0.5$ м. Стінові фундаментні блоки мають висоту $h_6 = 0.6$ м для основних і $h_6 = 0.3$ м для добірних. Використання останніх за наявності різної глибини закладання фундаментів у межах будинку повинно бути обґрунтованим, тому що це загалом призводить до ускладнення робіт із монтажу фундаментів.

Розглянемо випадок, коли поверхня території в межах плями будинку має перемінні абсолютні позначки. З урахуванням вертикального планування поверхні нанесемо ці величини для характерних точок на спрощеному плані (схемі) будинку в осях «А»–«В», «1»–«12» (рис. 11).

Для виконання прив'язки потрібно знати висоту підвалу. За технічними умовами $h_{під} = 2.5$ м (вказано в завданні на курсове проектування). Наносимо розміри будинку згідно з генпланом на спрощений профіль поверхні. Це можна виконати спрощено, враховуючи те, що прив'язку необхідно провести по осях «А» та «В» окремо. Наведемо приклад такого вирішення, вважаючи, що в межах плями будинку товщина шарів ґрунту витримана та характеризується даними, що наведені як приклад у табл. 15. Тобто для верхньої частини геологічного перерізу: ІГЕ-1 – 0.6 м, ІГЕ-2 – 1.2 м, ІГЕ-3 – 4.1 м. ІГЕ-3 рекомендовано використовувати як несучий шар (підшова фундаментів спирається на пісок ІГЕ-3). Мінімальна глибина закладання фундаментів будівлі $d_{min} = 2.0$ м.

Якщо план-схема (рис. 11, а) початково складається як остаточний варіант, то вертикальний переріз початково передбачає положення будинку та рельєфу біля будинку в характерних точках окремо для осі «В» – суцільна лінія та осі «А» – штрих-пунктирна.

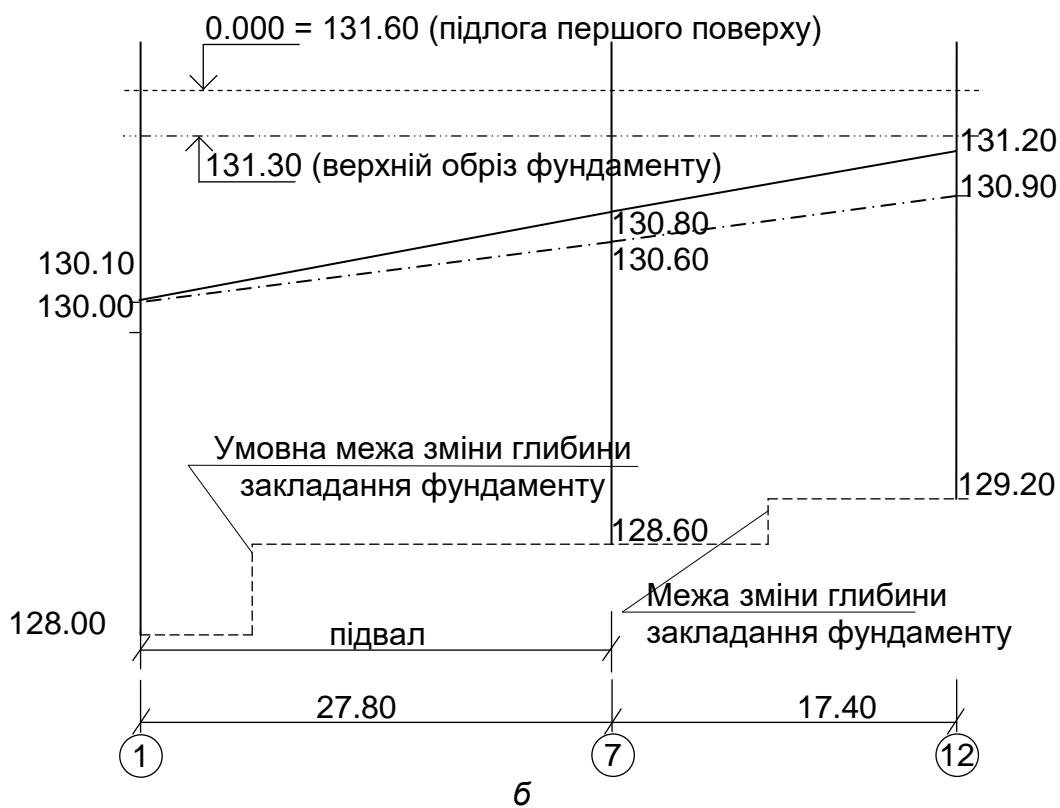
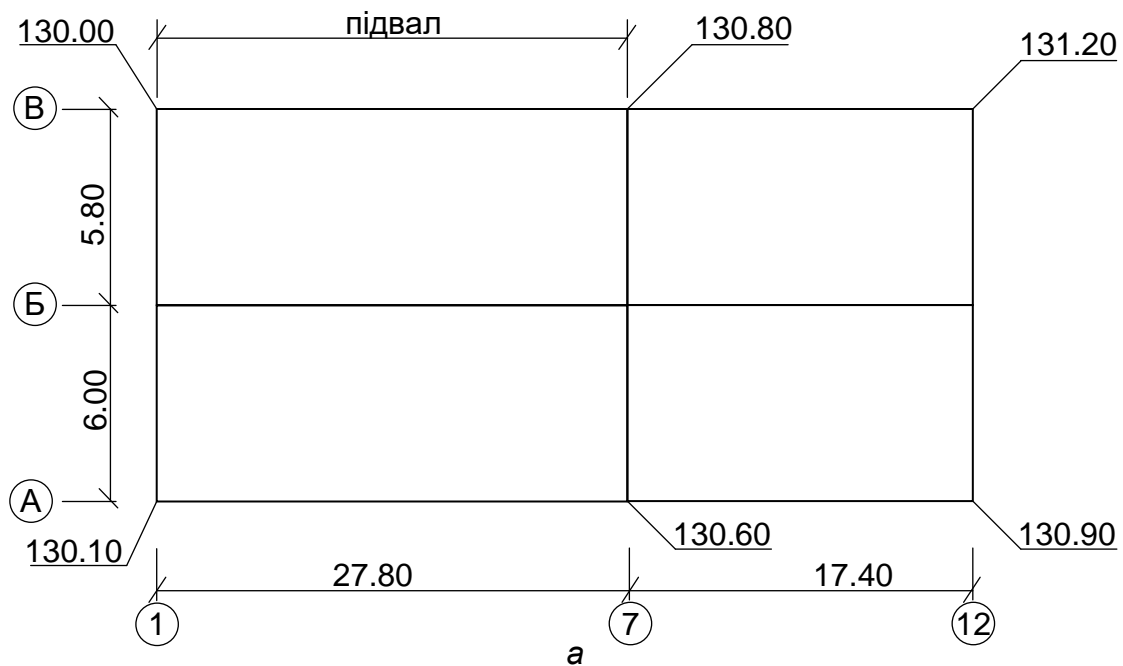


Рис. 11. Побудова та визначення позначки 0.000 для будівлі:
 а – план-схема будівлі в осях з абсолютними позначками поверхні в м для характерних точок; б – спрощена схема будівлі по вертикалі з урахуванням мінімальної глибини закладання фундаменту, наявності підвалу та конструкції перекриття над підвалом

3.3.3. Призначення позначки 0.000 м

Спочатку потрібно призначити позначку чистої підлоги першого поверху будівлі. У реальному проектуванні вона задається замовником. У межах курсового проєкту її слід задати самостійно, враховуючи, що позначка 0.000 м повинна бути мінімально на 0.35...0.50 м вище за найбільш високу точку поверхні в межах плями забудови (за конструктивної товщини перекриття над підвалом 250...300 мм). Для нашого випадку це позначка кута будинку на перетині осей «В»–«12»: 131.20 м. Задаємо попередньо нульову позначку, потім вона може бути відкоригована, виходячи з конструктивних особливостей будинку: $131.20 + 0.40 = 131.60$ м. Наносимо горизонтальну лінію, що їй відповідає, та позначаємо 0.000 (рис. 11, б). У примітках до проєкту вказуємо, що за 0.000 взято позначку чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 131.60 м (обов'язкова вимога до робочих креслень фундаментів).

Зауваження:

1. На практиці рішення про позначку 0.000 м для конкретної будівлі приймають на основі її архітектурно-планувальних рішень і уточнюють з урахуванням вертикального планування майданчика.
2. Зазвичай проєктувальник може приступати до розробки проєкту фундаментів тільки після того, як він отримав від замовника технічне завдання на проектування, що містить: повний комплект архітектурно-будівельних креслень, схему технологічного обладнання (за потреби), збір навантажень від надземних конструкцій, узгоджений у відповідних інстанціях топоплан ділянки масштабу М 1 : 500, схему планової прив'язки будівлі на майданчику, топоплан (генплан) ділянки після завершення будівництва, на якому і вказується величина позначки 0.000 м в абсолютних позначках.
3. Наведений шлях прив'язки до місцевих умов показує, що ґрунтові умови майданчика також потрібно брати до уваги для остаточного визначення позначок.

3.3.4. Призначення позначки верху фундаментів

Для визначення верху фундаменту (фундаментної стінки) потрібно зазначити конструкцію перекриття над підвалом. Візьмемо загальну товщину плити перекриття та конструкцію підлоги 0.30 м. Тоді верх фундаменту буде на позначці: $131.60 - 0.30 = 131.30$ м.

Наносимо цю горизонтальну лінію в межах плями будинку (рис. 11, б).

3.3.5. Призначення глибини закладання фундаментів у безпідвальній частині будівлі

Для цього розглядаємо найнижчу позначку поверхні в межах безпідвальної частини будівлі. Для нашого прикладу це позначка в точці на перетині осей «А»–«7»: 130.60 м. Враховуючи, що $d_{\min} = 2.0$ м, маємо мінімальну позначку закладання підшви фундаментів у цій точці для будинку: $130.60 - 2.00 = 128.60$ м.

Проаналізуємо можливість прийняття такого заглиблення фундаменту у цій точці. Для цього від позначки верху фундаменту послідовно відкладаємо висоти блоків по 0.6 (0.3) м та висоту плити 0.3 м (бо перейти в разі потреби до висоти плити 0.5 м із відповідним заглибленням не складно; навпаки, від 0.5 м до 0.3 м зробити на практиці набагато складніше). Щоб досягти позначки 128.60 м, потрібно використати 4 ряди основних стінових блоків і плиту товщиною 0.3 м. Тоді підшва фундаменту буде на рівні мінімальної глибини закладання ($d = d_{\min}$). Ця розбивка на ряди зберігатиметься і для всієї будівлі. Указану побудову перерізу стрічкового фундаменту із збірних блоків виконують окремо (рис. 12, а).

Проаналізуємо необхідність зміни встановленої позначки підшви фундаменту в безпідвальній частині будинку. Для цього беремо найвищу точку поверхні на цій ділянці будівлі 131.20 м (перетин осей «В»–«12»). Тут з урахуванням $d_{\min} = 2.0$ м глибина закладання становитиме: $131.20 - 2.00 = 129.20$ м.

Порівняємо цю величину з визначеною позначкою: $129.20 - 128.60 = 0.60$ м. Це означає, що по осі «12» можна глибину закладання понизити на 1 ряд блоків (0.6 м) до рівня: $128.60 + 0.60 = 129.20$ м (див. переріз на рис. 12, б).



Рис. 12. Глибина закладання фундаментів у безпідвальній частині будівлі:
а – для найбільшого заглиблення; б – для найменшого заглиблення

Побудувавши ці точки та лінію мінімальної глибини закладання d_{min} , визначаємо ділянки, де буде глибина закладання 128.60 м, а де 129.20 м. Під час конструювання цих ділянок уточнюють положення межі (тому на схемі рис. 11, б це положення межі проставлено як умовне). Також при цьому потрібно розглядати розміщення переходу по кожній осі окремо.

3.3.6. Призначення глибини закладання фундаментів у підвальній частині будинку

Для підвальної частини будинку позначка верху фундаменту залишається 131.30 м. Підлога підвалу за заданої висоти підвалу відповідає позначці: $131.60 - 2.50 = 129.10$ м. Тоді підшва фундаменту в безпідвальній частині повинна закладатися на глибині не менше ніж: $129.10 - 0.50 = 128.60$ м (див. побудову перерізу стрічкового фундаменту на рис. 13, а). Порівняємо цю конструктивну вимогу з величиною d_{min} . Для цього розглядаємо найнижчу точку в межах підвалу – це точка на перетині осей «В»-«1»: 130.00 м. Глибина, що відповідає d_{min} , має таку позначку: $130.00 - 2.00 = 128.00$ м. Порівнюючи з конструктивною глибиною 128.60 м, бачимо, що потрібно враховувати 128.00 м. Конструкцію фундаменту в цій точці наведено на рис. 13, б.

Для найвищої точки (перетин осей «В»-«7») маємо глибину d_{min} з позначкою $130.80 - 2.00 = 128.80$ м. Це показує, що на цій ділянці можна зняти один ряд стінових блоків до позначки 128.60 м. Загальна картина рядності блоків по осі «В» показана на рис. 14.

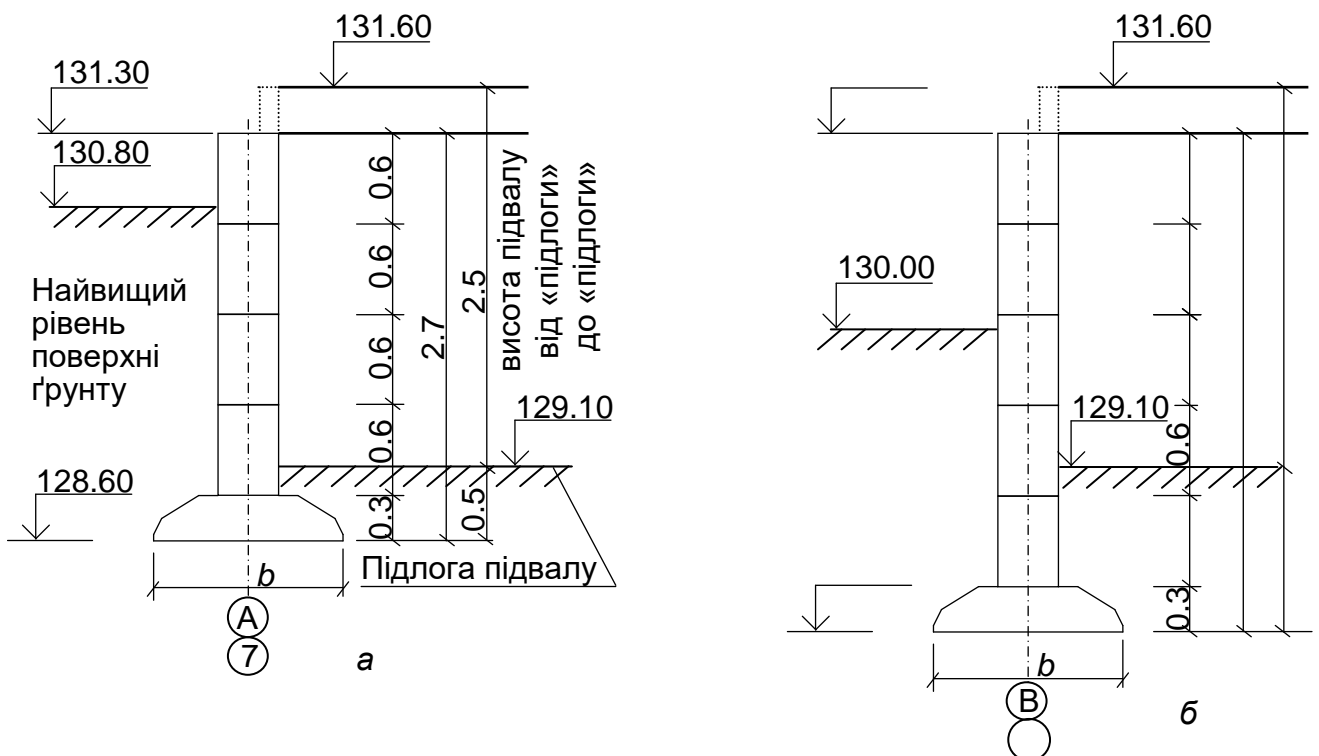


Рис. 13. Глибина закладання фундаментів у підвальній частині будівлі:
а – для найвищого рівня поверхні; б – для найнижчого рівня поверхні

Це конструємо для всіх точок, тому по кожній осі буде свій перехід. Бачимо, що «посадка» будинку на геологічний переріз справа досить складна і повинна бути з усіх сторін проаналізована.

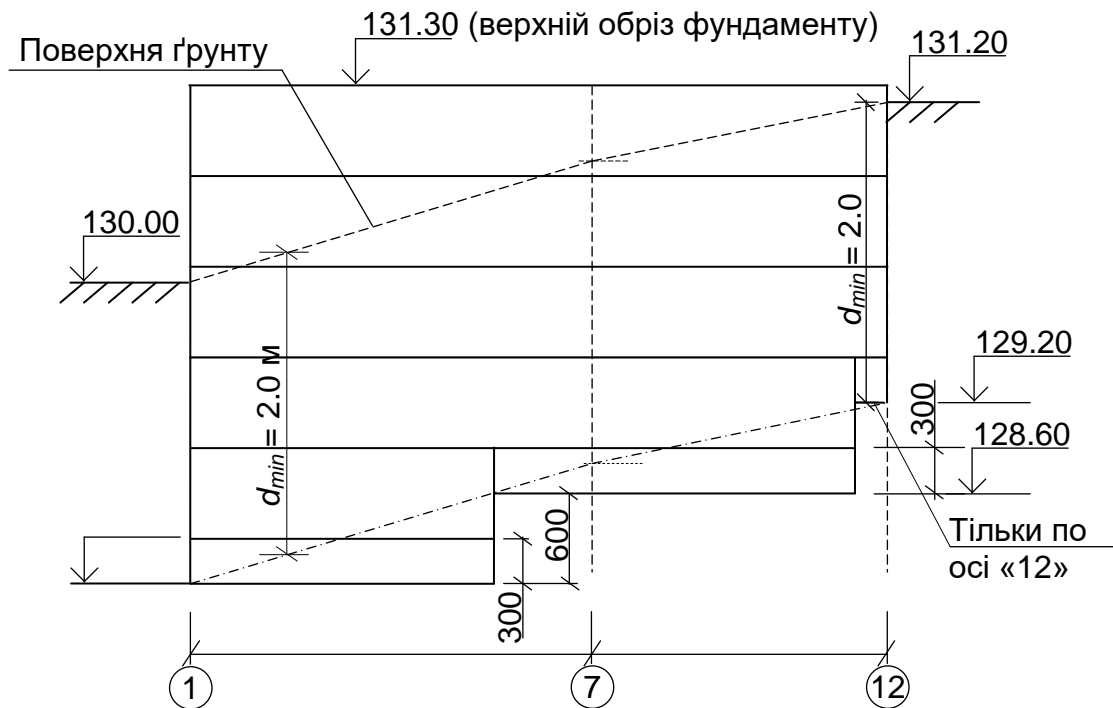


Рис. 14. Розміщення стінових блоків і фундаментних плит по осі «В»

3.3.7. Призначення глибини закладання фундаментів будівлі на майданчику, поверхня якого не має нахилу

За горизонтальної поверхні задача щодо «прив'язки» будівлі значно спрощується. Наприклад, абсолютна позначка поверхні майданчика становить 130.40 м. Геологічна будова майданчика, як і мінімальна глибина закладання фундаментів, відповідає умовам, що наведені вище. Розміри будівлі зберігаються, висота підвалу $h_{п} = 2.5$ м.

Тоді:

- а) для безпідвальної частини в осях «7» – «12». Мінімальна глибина закладання має позначку $130.40 - d_{min} = 130.40 - 2.00 = 128.40$ м. Позначка 0.000 визначається, як і раніше: $130.40 + 0.40 = 130.80$ м. Верх фундаментної стінки за товщини конструкції перекриття 0.30 м: $130.80 - 0.30 = 130.50$ м.

Конструємо переріз фундаменту. Загальна висота фундаменту повинна бути не менше ніж $130.50 - 128.40 = 2.10$ м. Для цього беремо 3 ряди блоків по 0.60 м і фундаментну плиту висотою 0.30 м. Загальна висота фундаменту дорівнює 2.10 м, що збігається з величиною мінімальної глибини закладання ($d = d_{min}$). У межах усієї безпідвальної частини в осях «7» – «12» у

разі витриманого (горизонтального) залягання шарів ґрунту це рішення залишається. Покажемо це графічно на схемі (рис. 15);

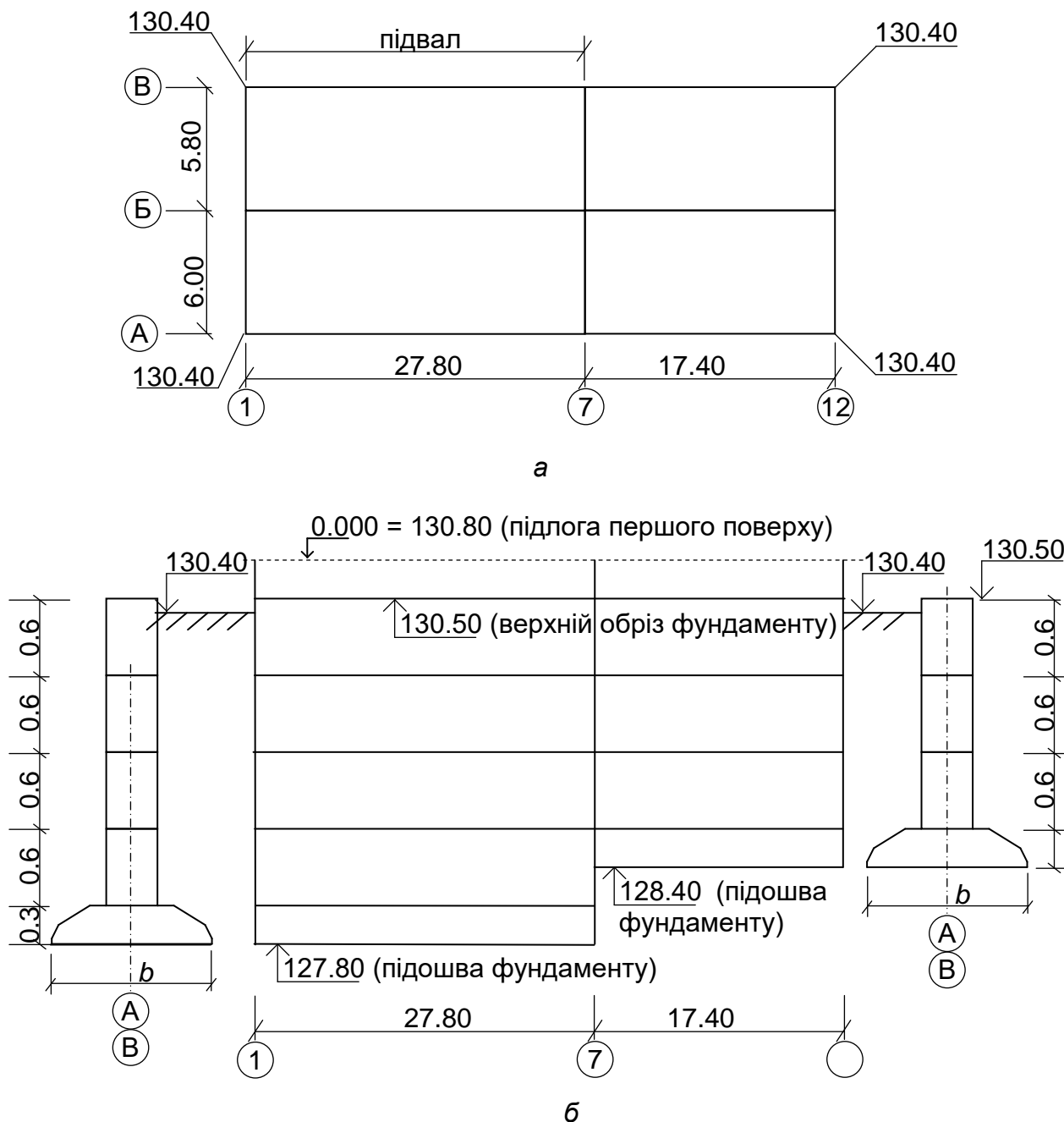


Рис. 15. Глибина закладання фундаментів будівлі:
 а – план-схема будівлі в осях; б – розкладка рядів збірних блоків

б) для підвальної частини в осях «1» – «7». За висоти підвалу 2.50 м позначка підлоги підвалу: $130.80 - h_{\text{підв}} = 130.8 - 2.50 = 128.30$ м. Глибина закладання підшови фундаменту: $128.30 - h_{\text{констр}} = 128.30 - 0.50 = 127.80$ м. Порівнюючи цю позначку з позначкою $d_{\text{min}} = 128.40$ м, підтверджуємо, що підшова фундаменту і в цьому випадку спирається на пісок ІГЕ-3 (виконується умова $d > d_{\text{min}}$).

Конструюємо переріз фундаменту, враховуючи, що висота фундаменту в підвальній частині: $130.50 - 127.80 = 2.70$ м. Для цього використаємо 4 ряди стінових блоків ($4 \times 0.6 = 2.4$ м) та фундаментну плиту товщиною 0.5 м. Загальна висота – 2.70 м. Заносимо це до схеми (рис. 15).

Перехід від позначок підвальної та безпідвальної частини тут не розглядаємо. Це питання конструювання, що виконується для складання плану фундаментів, де перехід виконується фундаментними плитами більшої ширини (тут додаткові розрахунки не потрібні). Тільки після цього можна переходити до розрахунку фундаментів для окремих перерізів у підвальній і безпідвальній частинах будинку. Для конструювання плану фундаментів і розгортки фундаментів по осях потрібно пам'ятати, що фундаменти з більшою глибиною мають більше поширення, ніж показано на схемах, а перехід виконують фундаментними плитами більшої ширини.

Зауваження:

1. Положення переходу за глибиною для всіх осей (стрічкових фундаментів) можна уніфікувати для зручності виконання робіт.
2. На практиці при більших перепадах позначок поверхні кількість переходів за висотою може бути більшою.

3.4. Визначення співвідношення товщини стін будинку та фундаментної стінки стрічкових фундаментів

Після призначення глибини закладання стрічкових фундаментів загалом для всього будинку й окремих його ділянок, як це приведено вище, переходять до розрахунку фундаментів за характерними перерізами (їх визначає величина навантаження, глибина закладання, наявність підвалу, конструктивні особливості). На практиці кількість таких перерізів становить 15...40. У курсовому проєкті їх кількість зменшена до 6, щоб можна було в цілому проєктувати фундаменти будинку.

Для кожного перерізу потрібно скласти розрахункову схему фундаменту. При цьому додатково слід прийняти рішення про товщину фундаментних стін. Тут враховують як розміри наземних несучих конструкцій (стін), так і висоту та характер роботи фундаментних стін (наприклад, сприйняття горизонтального тиску ґрунту в підвалі і т. ін.).

Стінові фундаментні блоки мають товщину 300, 400, 500 і 600 мм (їх типорозміри наведені в додатку 2). Товщина цегляних стін може бути 250, 380, 510, 640, 770 мм і більше. Для визначення співвідношення товщини стін будинку та фундаментних стінок (із блоків) можуть розглядатися такі варіанти (рис. 16):

а) товщина стін відповідає товщині фундаментної стіни: $b_c = b_{cf}$ (рис. 16, а). Пряма відповідність тут буває рідко, але наближено сприймається (10...20 мм різниці) як відповідна. Наприклад, $b_c = 510$ мм, а товщина стінових блоків $b_{cf} = 500$ мм, або $b_c = 380$ мм, а $b_{cf} = 400$ мм;

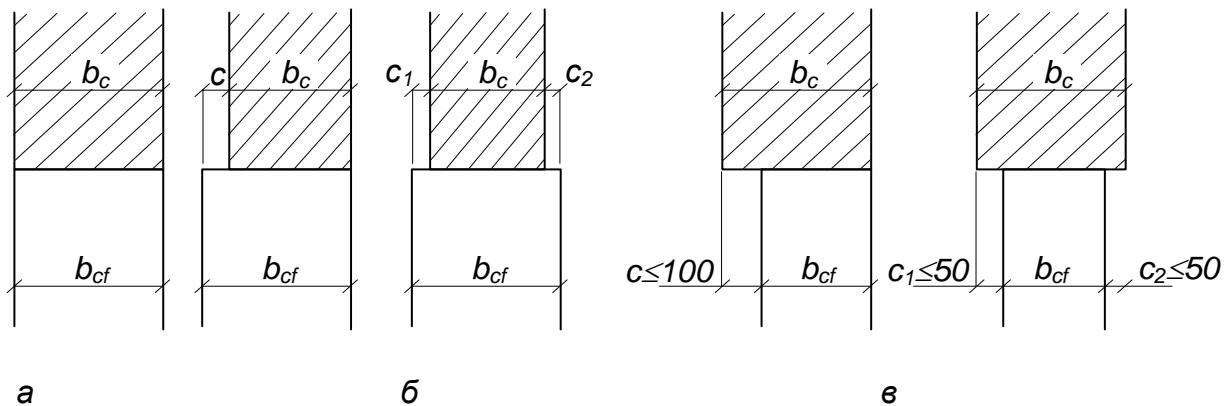


Рис. 16. Варіанти співвідношення товщини стін будинку та фундаментних стін із збірних блоків

- б) товщина фундаментної стіни більша за товщину стін будинку: $b_c < b_{cf}$. Цей варіант прийнятний тоді, коли фундаментна стіна використовується як підвальна, що сприймає значний горизонтальний тиск ґрунту засипки, або конструкція стіни чи перекриття над підвалом потребує розширення опорної частини фундаменту;
- в) умова $b_c > b_{cf}$ враховує вищу міцність бетонних блоків порівняно із цегляною кладкою стіни, коли вплив горизонтального тиску ґрунту на фундаментну стіну незначний (рис. 16, в). Цей варіант використовують за умови, коли нависаюча частина цегляної стіни над фундаментним блоком не повинна бути більшою ніж 100 мм (п. 7. 211 [38]). Допускається як виняток за $b_c = 510$ мм використовувати блоки товщиною $b_{cf} = 400$ мм.

Рішення про товщину фундаментних стін здобувач приймає самостійно, враховуючи товщину стін будинку, що наведена в завданні.

Перерізи фундаментів розглядаються почергово для однотипних ділянок будинку.

Розрахунок окремих перерізів проводять з урахуванням спрощення, яке полягає в тому, що навантаження, що передається на верхньому уступі фундаменту, розглядається як стискує, прикладене по осі стіни будинку, тобто фундамент розглядається як центрально завантажений. У дійсності фундамент позацентрово навантажений: до цього приводить навантаження від перекриття над підвалом, бічний тиск ґрунту, невідповідність осей стіни та фундаментної стіни.

3.5. Розрахунок стрічкового фундаменту із збірних блоків для безпідвальної частини будинку

Фундаменти неглибокого закладання за [3] поділяються додатково на фундаменти малозаглиблені та мілко закладання (стрічкові, стовпчасті, плитні) і заглиблені (переважно плитні). У розрахунках фундаментів малозаглиблених і мілко закладання зазвичай враховують, що навантаження передаються тільки через підшву фундаменту, тоді як заглиблені повинні розраховуватись з урахуванням передачі навантаження через підшву й бічну поверхню.

Усі типи фундаментів повинні розраховуватись за властивостями ґрунтів основи та їх матеріалом (п. 7.1.2 [3]). Визначальними зазвичай є розрахунки за властивостями ґрунтів, які виконують за двома групами граничних станів: а) першою – за несучою здатністю; б) другою – за деформаціями основи (повинен проводитися для всіх випадків).

У проєкті передбачається влаштування мілко заглиблених фундаментів, конструкція яких для житлових та адміністративних будинків характеризується як мілко заглиблена. На практиці під стіни призначають стрічкові фундаменти, які виконують із збірних блоків або влаштовують із монолітного залізобетону. Порядок розрахунку для них залишається однаковим, а конструювання доцільніше розглядати для збірного фундаменту.

Для кожного перерізу розрахунок виконують у послідовності, що вказана в п. 3.2. Розглянемо його реалізацію на конкретному прикладі перерізу 1–1. Він взятий умовно і не відповідає виконаним раніше числовим рішенням.

Вихідні дані: глибина закладання фундаменту: $d = 1.2$ м; навантаження на верхньому обрізі фундаменту (фундаментної стіни) для розрахунків за II групою граничних станів (за деформаціями основи) $N'' = 238$ кН/м. Товщина стіни 510 мм.

Розрахункову схему складаємо відповідно до положення перерізу на плані (рис. 1) і виконаної «прив'язки» в розділі 3.3.2 (рис. 17). Несучим шаром основи є суглинок м'якопластичний ($I_L = 0.36$, $e = 0.700$) ІГЕ-2 з такими розрахунковими характеристиками: $\gamma_{II} = 18.0$ кН/м³, $c_{II} = 21.5$ кПа, $\varphi_{II} = 20.4^\circ$ та табличним значенням

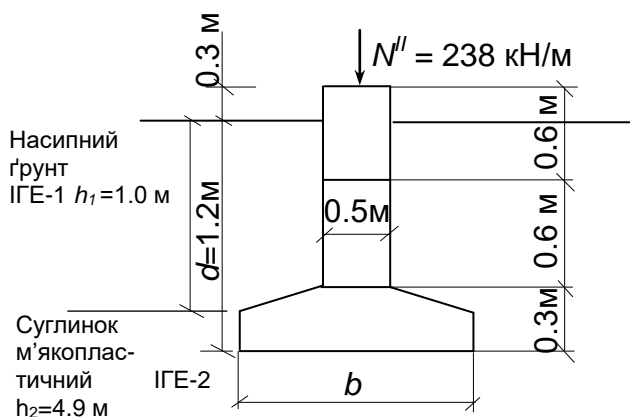


Рис. 17. Розрахункова схема фундаменту по перерізу 1–1

розрахункового опору $R_0 = 225$ кПа (табл. 14). Товщина ІГЕ-2 під подошвою фундаменту 4.9 м. Для насипного ґрунту, що залягає вище, шаром товщиною 1 м, $\gamma_{II} = 15.5$ кН/м³.

Визначаємо ширину фундаменту за формулою: $b = \frac{N''}{R - \gamma_{mt} \cdot d}$, м,

де γ_{mt} – середньовиважене значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах – на практиці дорівнює 20 кН/м³.

Для попереднього визначення b вважатимемо $R = R_0$.

$$\text{Тоді: } b_1 = \frac{238}{225 - 20 \times 1.2} = 1.18 \text{ м.}$$

Уточнюємо табличну величину розрахункового опору за ф-лою (Е.1) [3]:

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

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти, що визначаються за табл. 21 (або табл. Е.3 [3]). З урахуванням виду та стану ґрунту (суглинок з $I_L = 0.36$, беремо рядок для глинистого ґрунту за $0.25 \leq I_L \leq 0.5$) і співвідношення довжини L та висоти H будинку (для 5-х поверхів висота будинку $H = 5 \times 3.0 = 15$ м, а довжина відповідно до завдання – 48 м) – $L/H = 48/15 = 3.2$. З урахуванням інтерполяції маємо: $\gamma_{c1} = 1.2$, $\gamma_{c2} = 1.0 + \frac{1.1 - 1.0}{4 - 1.5} (4 - 3.2) = 1.032$;

k , k_z – коефіцієнти, що становлять: $k = 1.1$ (розрахункові характеристики за таблицями [3] на основі фізичних показників), $k_z = 1$, оскільки ширина подошви фундаменту $b < 10$ м.

Зауваження. Якщо розрахункові характеристики визначалися шляхом лабораторних або польових визначень, вважають $k = 1.0$. Для плитних фундаментів із $b \geq 10$ м величину коефіцієнта k_z вираховують за формулою:

$$k_z = \frac{8.0}{b} + 0.2;$$

b – ширина фундаменту, $b = 1.18$ м;

d_1 – для безпідвальних будівель і споруд – глибина закладання фундаменту від поверхні, м; для будівель із підвалом – береться спрощено глибина від підлоги підвалу до подошви фундаменту. У цьому випадку $d_1 = d = 1.20$ м (підвал відсутній);

d_b – глибина підвалу. Оскільки підвал відсутній, то $d_b = 0$.

Примітка: товщина несучого шару під подошвою є значною (вона становить 4.9 м) і дає змогу за ширини $b = 2 \cdot Z = 2 \times 4.9 = 9.8$ м > 1.18 м підстеляючого шару зазначати характеристики несучого шару без уточнення (п. Е.5 додатка Е [3]).

M_γ, M_q, M_c – коефіцієнти, що визначаються за табл. 22 (або табл. 4 [3]) за величині $\varphi_{II} = 20.4^0$ (для несучого шару – суглинку ІГЕ-2) за інтерполяцією:

$$M_\gamma = 0.51 + (0.56 - 0.51) \cdot (20.4 - 20) = 0.530;$$

$$M_q = 3.06 + (3.24 - 3.06) \cdot (20.4 - 20) = 3.132;$$

$$M_c = 5.66 + (5.84 - 5.66) \cdot (20.4 - 20) = 5.732;$$

Таблиця 21

Значення коефіцієнтів γ_{c1}, γ_{c2}

Види ґрунтів	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} , за відношення довжини (відсіку) будинку (споруди) до його висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Піски гравелісті, крупні, середньої крупності	1.4	1.2	1.4
Піски дрібні (мілкі)	1.3	1.1	1.3
Піски пилуваті			
а) малого та середнього ступеня насичення водою	1.25	1.0	1.2
б) насичені водою	1.1	1.0	1.2
Глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0.25$	1.25	1.0	1.1
Теж , за $0.25 \leq I_L \leq 0.5$	1.2	1.0	1.1
Теж , за $I_L > 0.5$	1.1	1.0	1.0

Примітки:

1. Дані γ_{c2} наведені для будівель і споруд жорсткої конструктивної схеми. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою $\gamma_{c2} = 1.0$.
2. За проміжних значень L/H величина γ_{c2} визначається за інтерполяцією.
3. Довжина будівлі L (відсіку) може визначатися в осях, висота H – як добуток кількості поверхів у будинку на висоту поверху. Для інших випадків висота передбачає і карнизну частину будівлі споруди.

γ'_{II} – середньозважена величина питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за підшву фундаменту (визначається з урахуванням виважування ґрунту нижче за рівень води, якщо рівень води перебуває вище підшви фундаменту). У цьому випадку вище рівня підшви залягає насипний ґрунт ІГЕ-1 з $\gamma = 15.5 \text{ кН/м}^3$ (його потужність 1.0 м) і суглинок ІГЕ-2 в межах 0.2 м, а ґрунтові води відсутні. Тому:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{d} = \frac{15.5 \times 1.0 + 18.0 \times 0.2}{1.2} = 15.92 \text{ кН/м}^3;$$

$$c_{II} = 21.5 \text{ кПа (для несучого шару – суглинку ІГЕ-2).}$$

Розрахунковий опір суглинку ІГЕ-2 для цього фундаменту:

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} [0.53 \times 1.0 \times 1.18 \times 18.0 + 3.132 \times 1.20 \times 15.92 + 0 + 5.732 \times 21.5] = 218.8 \text{ кПа.}$$

Уточнюємо величину ширини фундаменту за $R = 218.8$ кПа:

$$b_2 = \frac{238}{218.8 - 20 \times 1.2} = 1.22 \text{ м.}$$

Величина b_2 відносно b_1 змінилась:

$$\left| \frac{b_2 - b_1}{b_2} \right| \cdot 100 = \left| \frac{1.22 - 1.18}{1.22} \right| \times 100 = 3.28\% < 5\% .$$

Таблиця 22

Коефіцієнти M_γ , M_g , M_c для визначення розрахункового опору ґрунту основи

Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти		
	M_γ	M_g	M_c		M_γ	M_g	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	4.99	38	2.11	9.44	10.80
16	0.36	2.43	6.99	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

Примітка: для проміжних значень φ_{II} коефіцієнти M_γ , M_g , M_c визначаються за інтерполяцією.

Таке саме порівняння можна виконувати за умови зміни R :

$$\left| \frac{R - R_0}{R} \right| \cdot 100 = \left| \frac{218.8 - 225}{218.8} \right| \times 100 = 2.83\% < 5\% .$$

Оскільки зміна розрахункових параметрів не перевищує 5 %, то подальшого уточнення b і R не проводимо.

Фундаментні збірні плити виготовляють згідно з ДСТУ Б В.2.6-109:2010 [20], посилання на який робиться в таблиці додатка 3 та тексті посібника.

За величиною розрахункової ширини подошви фундаменту $b = 1.22$ м. За табл. додатка 3 посібника зазначаємо марку фундаментної плити ФЛ 12. Інші позначення марки тут не враховуємо. Вони стосуються розміру плит за довжиною. Наприклад, ФЛ 12.24.2 (основний типорозмір фундаментної плити шириною 1.2 м) означає, що довжина фундаментної плити – розрахункова 2.4 м, конструктивна 2.38 м, а 20 мм залишається на шов. Останню цифру (тип армування) маркування в курсовому проєкті можна не враховувати.

Аналогічно за таблицею додатка 2 посібника (наведені дані для повнотілих бетонних блоків за ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [19]) зазначаємо стінові блоки ФБС-5 – (шириною 500 мм). ФБС 24.5.6-Т – основний типорозмір цього блоку. Тут позначення в марці блоку «ФБС» – фундаментний блок стіновий довжиною 2.40 м (2380 мм), «5» – шириною 500 мм, «6» – висотою 600 мм (580 мм). Останню літеру «Т» (з важкого бетону) в курсовому проєкті можна не наводити.

Складаємо ескіз фундаменту для перерізу 1–1, враховуючи, що він зроблений по зовнішній несучій стіні осі «А».

Поверхню ґрунту даємо на рівні планування (у курсовому проєкті спрощено відповідає заданому рівню поверхні майданчика). Враховуємо, що пазухи фундаментів заповнені пошарово ущільненим ґрунтом, як і підготовка під підлогу. Зазвичай рівень ущільнення залежить від виду ґрунту. Його задають за величиною ρ_d , що беруть у межах 1.60...1.75 т/м³. Вважатимемо, що місцевий ґрунт засипки пошарово ущільнили до $\rho_d = 1.65$ т/м³.

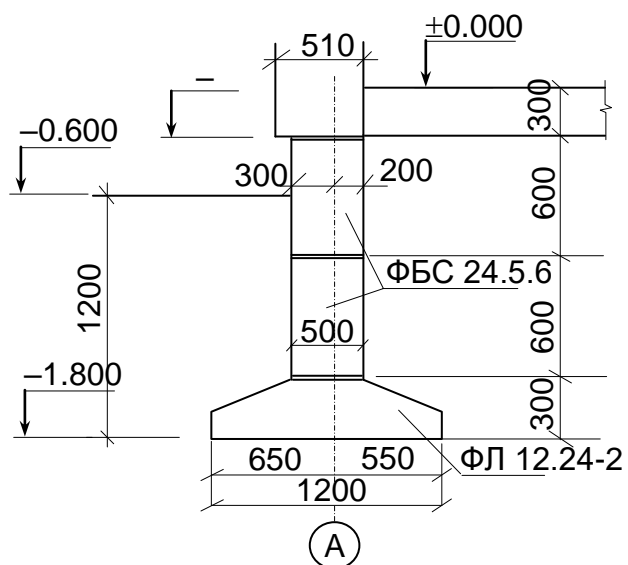


Рис. 18. Конструкція стрічкового фундаменту для розрахункового перерізу під стіну по осі «А»

Блоки, що використовуються в цьому перерізі, мають такі характеристики (див. додатки 2 і 3 та табл. 25, 26 посібника):

Марка блока	Розміри, мм			Вага, кН	Клас бетону
	ширина	довжина	висота		
ФБС-24.5.6-Т*	500	2380	580	16.0	В 7.5
ФЛ 12.24-2*	1200	2380	300	16.0	В 12.5

Примітка: * – беремо основні типорозміри блоків та вводимо значення ваги як $m \cdot g = m \times 9.81$, де m – маса (вага) блоку з таблиць додатків.

Виконаємо збір навантажень, що діють по підшві фундаменту, враховуючи такі особливості:

1. Розрахункове навантаження N'' прикладене по геометричній осі фундаментної стінки на верхньому обрізі фундаменту.
2. Питома вага ґрунту зворотної засипки, якою заповнено пазухи фундаменту, влаштовується шляхом пошарового ущільнення з місцевого ґрунту, зазвичай перебуває в межах 16.5...18.5 кН/м³. Для цього розрахунку це місцевий суглинок, для якого задаємо $\gamma_{II} = 17.5$ кН/м³.
3. Для зручності розрахунку щодо збору навантажень виконуємо в табличній формі з незначними спрощеннями (табл. 23):

Таблиця 23

Розрахунок до визначення навантажень

№ з/п	Вид навантажень	Формула визначення та розрахункові величини для визначення навантаження на 1 м погонний	N_i'' , кН/м
1.	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N'' (за завданням) =	238.0
2.	Стінові фундаментні блоки (2 ряди)	$N_{с.б.}''$ $2 \cdot \frac{Q_b}{l_b} = 2 \times \frac{16.0}{2.38} =$	13.45
3.	Фундаментна плита	$N_{ф.п.}''$ $\frac{Q_n}{l_n} = \frac{16.0}{2.38} =$	6.72
4.	Ґрунт засипки на уступах фундаменту	N_3'' $(b_n - b_{с.б.}) \cdot (d - h_n) \cdot \gamma_{II.з} =$ $= (1.2 - 0.5) \times (1.20 - 0.30) \times 17.5 =$	11.0
Усього:		$\Sigma N''$	= 269.2

Величина R для прийнятих розмірів фундаменту ($b = 1.2$ м):

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} [0.53 \times 1.0 \times 1.2 \times 18.0 + 3.132 \times 1.20 \times 15.92 + 0 + 5.732 \times 21.5] = 219.0 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо середнє напруження на підшві фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{\Sigma N''}{A} = \frac{\Sigma N''}{b \cdot l} = \frac{269.2}{1.2 \times 1} = 224.3 \text{ кПа} < 219 \text{ кПа.}$$

Умова $\sigma_{mt} < R$ не виконується.

Потрібне виконання умови $\sigma_{mt} < R$, тому зазначаємо фундаментну плиту ФЛ-14.24-2 (табл. додатка 2), для якої $b_n = 1.4$ м, $h_n = 0.3$ м, $l_n = 2.38$ м, $Q_n = 1.90 \times 9.81 = 18.6$ кН.

Тоді уточнюємо навантаження (табл. 24), що передається на підшву фундаменту (п.п. 3, 4 розрахункової табл. 23).

Уточнена величина розрахункового опору:

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} [0.53 \times 1.0 \times 1.4 \times 18.0 + 3.132 \times 1.20 \times 15.92 + 0 + 5.732 \times 21.5] = 221.1 \text{ кПа.}$$

Таблиця 24

Збір навантажень після збільшення ширини фундаментної плити

№ з/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення навантаження на 1 м погонний	N_i'' , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N'' (за завданням)	238.00
2	Стінові фундаментні блоки (два ряди)	$N_{с.б.}''$ $2 \times \frac{16.0}{2.38} =$	13.45
3	Фундаментна плита	$N_{ф.п.}''$ $18.6 / 2.38 =$	7.81
4	Ґрунт засипки на уступах фундаменту	$N_з. ''$ $(1.4 - 0.5) \times (1.20 - 0.30) \times 17.5 =$	14.18
Усього:		ΣN_{ii}	$238.0 + 13.7 + 8.0 + 14.2 =$ 273.44

Середнє напруження на підшві фундаменту ФЛ-14:

$$\sigma_{mt} = \frac{273.44}{1.4 \times 1} = 195.3 \text{ кПа} < 221.1 \text{ кПа.}$$

Недонапруження становить:

$$\frac{R - \sigma_{mt}}{R} \cdot 100 \% = \frac{221.1 - 195.3}{221.1} \cdot 100 \% = 11.7 \%.$$

Видно, що перехід на збільшений розмір фундаментної плити доцільний через запас у допустимому тиску на ґрунт основи.

Перевірку залізобетонної плити за міцністю на продавлювання та розрахунок армування не виконуємо, а обмежуємося перевіркою величини тиску для II граничного стану по її підшві, оскільки йому відповідає група армування в стандарті (табл. 25). Для фундаментних плит ця перевірка дає такі результати: для плити ФЛ 14.24-2 тиск по підшві $\sigma_{mt} = 195.3$ кПа. Ця величина σ_{mt} менше за допустиме σ_{max} для другої групи армування (табл. 25, де $\sigma_{max} = 250$ кПа), а це означає, що попередня оцінка марки фундаментної плити для цього випадку може залишатися, тобто ФЛ 14.24-2.

Для ширини $b = 1.2$ м величина $\sigma_{mt} = 224.3$ кПа < 250 кПа, що теж задовольняє вимогам для другої групи армування. Отже, з урахуванням

викладених вище зауважень визначаємо остаточно фундаментну плиту марки ФЛ 12.24-2. Марку цієї плити і використовуємо для складання креслень перерізу фундаменту (рис. 18).

Таблиця 25

Найбільший допустимий тиск, σ_{\max} , кПа, на підшві фундаментних плит за умовами їх армування

Ширина фундаментної плити, мм	Товщина фундаментної стіни не менше b_c , мм	Найбільший допустимий тиск на основу σ_{\max} , кПа, для другого граничного стану за групою армування			
		1	2	3	4
600	300	600	600	600	600
800	300	250	570	570	600
	500	600	600	600	600
1000	300	220	260	450	500
1200...3200	160	150	250	350	450

Примітки:

1. Можливості використання стінок з розмірами 160...300 мм для плит шириною 600...1000 мм зазначені в ДСТУ [20].
2. Конструктивне рішення, армування, витрата бетону й арматури наведені в таблицях стандарту.
3. Армування плит виконано для величини тиску по підшві фундаменту, що для / граничного стану становить $\sigma'_{\max} = \sigma_{\max} \cdot \gamma_f$ ($\gamma_f = 1.15$ за вимогою стандарту [20]).

Таблиця 26

Класи важкого бетону залізобетонних плит серії ФЛ згідно з ДСТУ Б В.2.6-109:2010

Ширина плити, мм	Клас бетону за міцністю на стиск для типорозмірів плит за несучою здатністю			
	1	2	3	4
600	C 8/10	C 8/10	C 8/10	C 8/10
800	C 8/10	C 10/12.5	C 10/12.5	C 10/12.5
1000, 1200	C 8/10	C 8/10	C 10/12.5	C 10/12.5
1400	C 8/10	C 10/12.5	C 12/15	C 12/15
1600	C 8/10	C 10/12.5	C 12/15	C 20/25
2000	C 8/10	C 10/12.5	C 12/15	C 12/15
2400	C 8/10	C 10/12.5	C 12/15	C 20/25
2800	C 10/12.5	C 12/15	C 16/20	C 20/25
3200	C 10/12.5	C 16/20	C 20/25	–

Примітка: типорозміри 1...4 плит відповідають групам армування, що наведені в табл. 25.

Бетонні блоки для стін підвалів повнотілі з важкого бетону виконують із бетону класу С8/10 (раніше з бетону В7.5), а із силікатного бетону – з класу С10/12.5. Загалом стандарт [19] дозволяє в окремих обґрунтованих випадках змінювати клас бетону відповідно до вказаних значень у межах С8/10...С12/15.

Отже, клас бетону стінових блоків ФБС-24.5.6 – С8/10.

За такою ж схемою проводять розрахунки і для інших перерізів у безпідвальній частині будинку.

3.6. Розрахунок стрічкового фундаменту із збірних блоків для підвальної частини будинку

У процесі виконання проекту потрібно розрахувати також характерні перерізи в підвальній частині будинку: під зовнішню та внутрішню поздовжню стіни й одну поперечну. Розрахункова схема для кожного з перерізів призначається відповідно до виконаної вище «прив'язки» будинку. У вихідних даних зазначають такі ж центрально прикладені навантаження на верхньому обрізі фундаментів, що і в безпідвальній частині для стін з однаковими осями. Розглянемо особливості розрахунку таких фундаментів на прикладі.

Вихідні дані: Виконаємо розрахунок стрічкового фундаменту під зовнішню стіну. Навантаження на верхньому обрізі: $N'' = 238$ кН/м. Висота підвалу 2.5 м (тобто висота від підлоги підвалу до підлоги першого поверху). Несучий шар ґрунту – суглинок м'якопластичний ІГЕ-2. Характеристики цього

ґрунту наведені вище в прикладі для безпідвальної частини будинку. Складаємо розрахункову схему (рис. 19).

Ширина стрічкового фундаменту за $R_0 = 225$ кПа (береться з таблиці розрахункових показників, як і для безпідвальної частини):

$$b = \frac{N''}{R - 20 \cdot d} = \frac{238}{225 - 20 \times 2.4} = 1.34 \text{ м.}$$

У цьому розрахунку вважаємо загальну глибину закладання фундаменту $d = 2.40$ м (рис. 19).

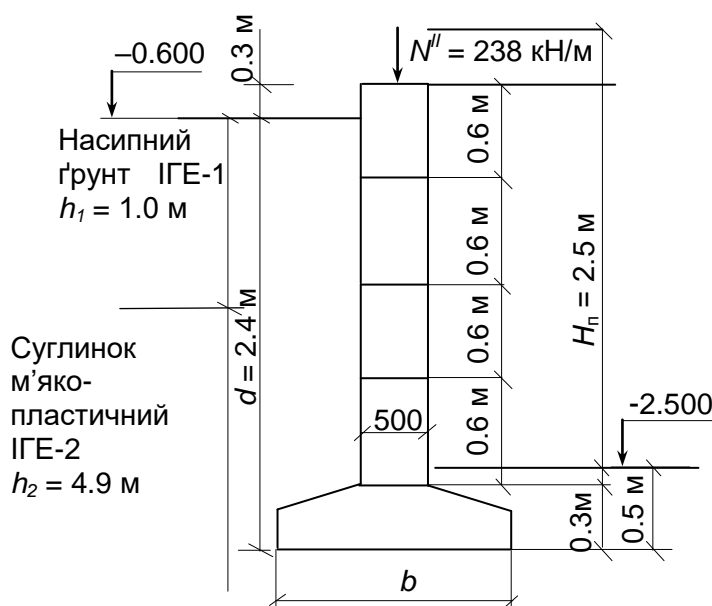


Рис. 19. Розрахункова схема перерізу фундаменту в підвальній частині будинку

Величину розрахункового опору R визначаємо за γ_{II}^I :

$$\gamma_{II}^I = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{d} = \frac{15.5 \times 1.0 + 18.0 \times 1.4}{2.4} = 16.96 \text{ кН/м}^3.$$

Тоді R (див. визначення коефіцієнтів γ_{c1} , γ_{c2} , k , k_z , M_γ , M_q , M_c для безпідвальної частини вище) з урахуванням того, що глибина закладання фундаменту d_1 визначається для підвальної частини будинку, тобто $d_1 = 0.50$ м, а :

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} \cdot [0.53 \times 1.0 \times 1.34 \times 18.0 + 3.132 \times 0.50 \times 16.96 + (3.132 - 1) \cdot 1.90 \times 16.96 + 5.732 \times 21.5] = 260.4 \text{ кПа}.$$

Тут глибина підвалу d_b визначається спрощено як різниця в позначках поверхні ґрунту за межами будинку в місці перерізу та рівня підлоги підвалу (конструкцію підлоги можна не враховувати, тобто умовно розглядаємо ґрунтову підлогу).

$$\text{Тоді } d_b = 2.50 - 0.60 = 1.90 \text{ м}.$$

Примітка: для фундаментів під внутрішні стіни позначка поверхні задається за найближчим перерізом, що враховує позначки поверхні ґрунту з двох сторін будинку загалом.

Оскільки визначена величина $d_b = 1.90$ м < 2.0 м за умови, коли ширина підвалу $B_{\text{підв}} \leq 20$ м, то ця величина вводиться в розрахунок R . За фактичних значень $d_b > 2.0$ м в розрахунок повинна вводиться величина $d_b = 2.0$ м. У разі ширини підвалу $B_{\text{підв}} > 20$ м в розрахунок R завжди вводиться величина $d_b = 0$. У тих випадках, коли рівень підлоги приміщення вищий, ніж оточуюча поверхня, тобто $d_1 > d$, у розрахунках R становитиме: $d_1 = d$, а $d_b = 0$.

Уточнюємо величину ширини фундаменту, якщо $R = 260.4$ кПа:

$$b_2 = \frac{238}{260.4 - 20 \times 2.4} = 1.12 \text{ м}.$$

Оскільки зміна b_2 проти b є значною, додатково уточнюємо R , підставляючи у формулу $b = 1.12$ м:

$$R_1 = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} \cdot [0.53 \times 1.0 \times 1.12 \times 18.0 + 3.132 \times 0.50 \times 16.96 + (3.132 - 1) \cdot 1.90 \times 16.96 + 5.732 \times 21.5] = 258.0 \text{ кПа}.$$

Тоді зміна R буде допустимою, вона забезпечує стабільність розрахунку в подальшому:

$$\left| \frac{R - R_1}{R_1} \right| \cdot 100 = \left| \frac{260.4 - 258.0}{258.0} \right| \times 100 = 0.93\% < 5\%.$$

Таке уточнення в цьому розрахунку буде останнім:

$$b_3 = \frac{238}{258 - 20 \times 2.4} = 1.13 \text{ м.}$$

За каталогом (див. додаток 3) зазначаємо плиту ФЛ 12.24. Загалом потрібно мати на увазі, що для підвальної частини можна розглядати й менші розміри плит проти розрахункової величини b , оскільки зі сторони підвалу ґрунт зворотної засипки перебуває тільки в межах підготовки під підлогу. Стінові блоки, як і для безпідвальної частини, беремо ФБС-24.5.6.

Характеристика збірних блоків для цього перерізу наведена нижче (див. пояснення розділу 3.5 до розрахунку стрічкового фундаменту із збірних блоків у безпідвальній частині будинку):

Марка блока	Розміри, мм			Вага, кН	Клас бетону
	ширина	довжина	висота		
ФБС-24.5.6	500	2380	580	16.0	С8/10
ФЛ 12.24.3	1200	2380	300	16.0	С10/12

Складаємо ескіз перерізу фундаменту (рис. 20) і проводимо збір навантажень на рівні подошви фундаменту (табл. 27).

Таблиця 27

**Збір вертикальних навантажень для перерізу фундаменту
в підвальній частині**

№ з/п	Вид навантаження	Формула визначення і розрахункова величина для визначення навантаження на 1 м погонний		N_i'' , кН/м
1	На верхньому обрізі	N''	(за завданням)=	238.0
2	4 ряди стінових фундаментних блоків	$N_{с.б}''$	$= 4Q_б/L_б = 4 \times 16.0/2.38 =$	26.89
3	Фундаментна плита	$N_{ф.п}''$	$= Q_п / L_п = 16.0/2.38 =$	6.72
4	Ґрунт засипки на уступах фундаменту	N_3''	$= \frac{1}{2} \cdot (b_п - b_{с.б}) (d - h_п + d_1 - h_п) \cdot \gamma_{II.3} =$ $= \frac{1}{2} \cdot (1.2 - 0.5) (2.4 - 0.3 +$ $+ 0.5 - 0.3) \cdot 17.5 =$	14.08
Усього:				285.7 кН/м

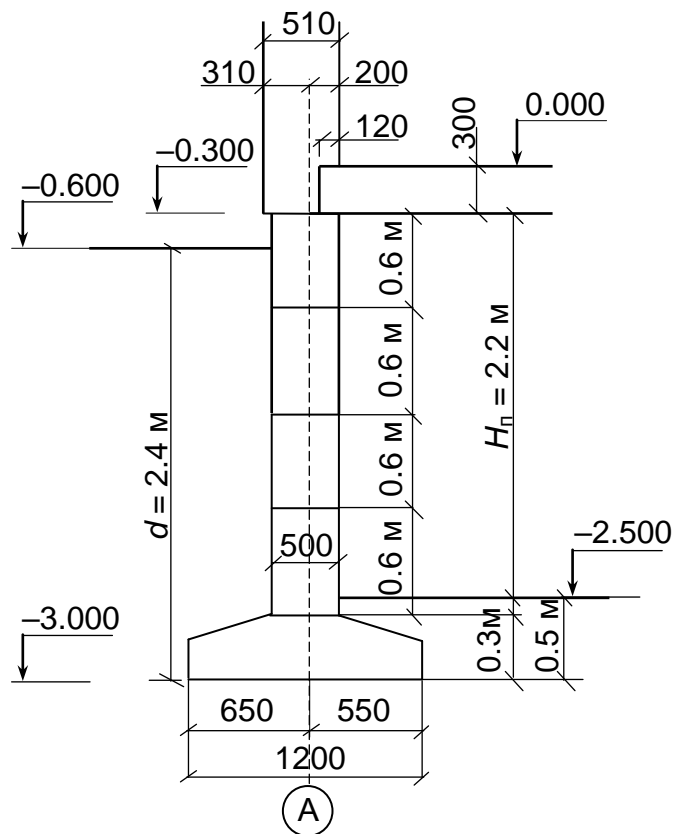


Рис. 20. Розрахункова схема перерізу в підвальній частині будинку

Середній тиск на підшві фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{285.7}{1.2 \times 1} = 238.1 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту для $b = 1.2$ м:

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} \cdot [0.53 \times 1.0 \times 1.2 \times 18.0 + 3.132 \times 0.50 \times 16.96 + (3.132 - 1) \cdot 1.90 \times 16.96 + 5.732 \times 21.5] = 258.9 \text{ кПа.}$$

Умова $\sigma_{mt} = 238.1 \text{ кПа} < R = 258.9 \text{ кПа}$ виконується. Типорозмір фундаментної плити ФЛ 12.24.2 (друга група армування за табл. 26) підтверджується, оскільки $\sigma_{mt} = 238.1 \text{ кПа} < R = 250 \text{ кПа}$.

Примітка. У розрахунку перерізів фундаментів в підвальній і безпідвальній частині будинку під одну стіну (однакове навантаження) ширина фундаментних плит може бути різною: більшою або меншою, залежно від ґрунтових умов і навантаження від фундаментних стін.

За такою ж схемою розраховуються й конструюються інші перерізи в підвальній частині будинку.

Розділ 4. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ СТРІЧКОВИХ МОНОЛІТНИХ ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

Останнім часом у практиці будівництва відбуваються зміни на користь більш широкого використання монолітних фундаментів. Насамперед це стосується стрічкових монолітних залізобетонних фундаментів, які стали основним типом фундаментів неглибокого закладання для житлових і суспільних будинків.

Порівняно із збірними вони мають більшу міцність на розтягувальні зусилля в поздовжньому напрямку, меншу витрату металу, їх розміри можуть бути більш оптимальними. За умови використання сучасних технологій бетонування якість монолітних фундаментів не поступається збірним, а їх вартість значно нижча. В Україні бетонування монолітних фундаментів відбувається практично протягом всіх періодів року.

Також до монолітних фундаментів належать бетонні, бутові й бутобетонні. Їх використовують для будівель і споруд, що мають невеликі навантаження на фундаменти за умови, що ґрунтові основи є надійними (вони не призводять до розвитку нерівномірних деформацій), а камінь є місцевим матеріалом. Для тимчасових будівель і споруд // рівня відповідальності можуть влаштовуватись і цегляні стрічкові фундаменти, які за своєю конструкцією відповідають бетонним.

Розглядаючи ці типи стрічкових фундаментів, потрібно мати на увазі, що вони за характером роботи поділяються на жорсткі (у тілі цих фундаментів розвиваються стискуючі напруження) та гнучкі (коли в матеріалі тіла фундаменту виникають розтягувальні напруження). Це можна пояснити розсіюванням тиску, що передається на верхній обріз фундаменту стіною (рис. 21).

Граничну ширину розповсюдження стискуючих напружень b_u в напівпросторі умовного тіла фундаменту, що обмежений верхнім обрізом і підшовою та має висоту h_f , можна визначити за умовою:

$$b_u = b_c + 2h_f \cdot \operatorname{tg} \alpha ,$$

де b_c – ширина надземної конструкції в місці спирання її на фундамент, м; h_f – висота фундаменту, що призначена з урахуванням величини мінімальної глибини закладання та заданої позначки верхнього обрізу, м; α – кут розповсюдження стискуючих напружень у матеріалі фундаменту, град. Теоретично для бетону $\alpha = 45^\circ$, а для кам'яних матеріалів – менше ніж 45° . На практиці α визначають у межах $\alpha = 30 \dots 40^\circ$.

За фактичною шириною підшови фундаменту та величиною b_u визначають конструкцію фундаменту: за $b \leq b_u$ – жорстка (рис. 21, а), а за $b > b_u$ – гнучка (рис. 21, б).

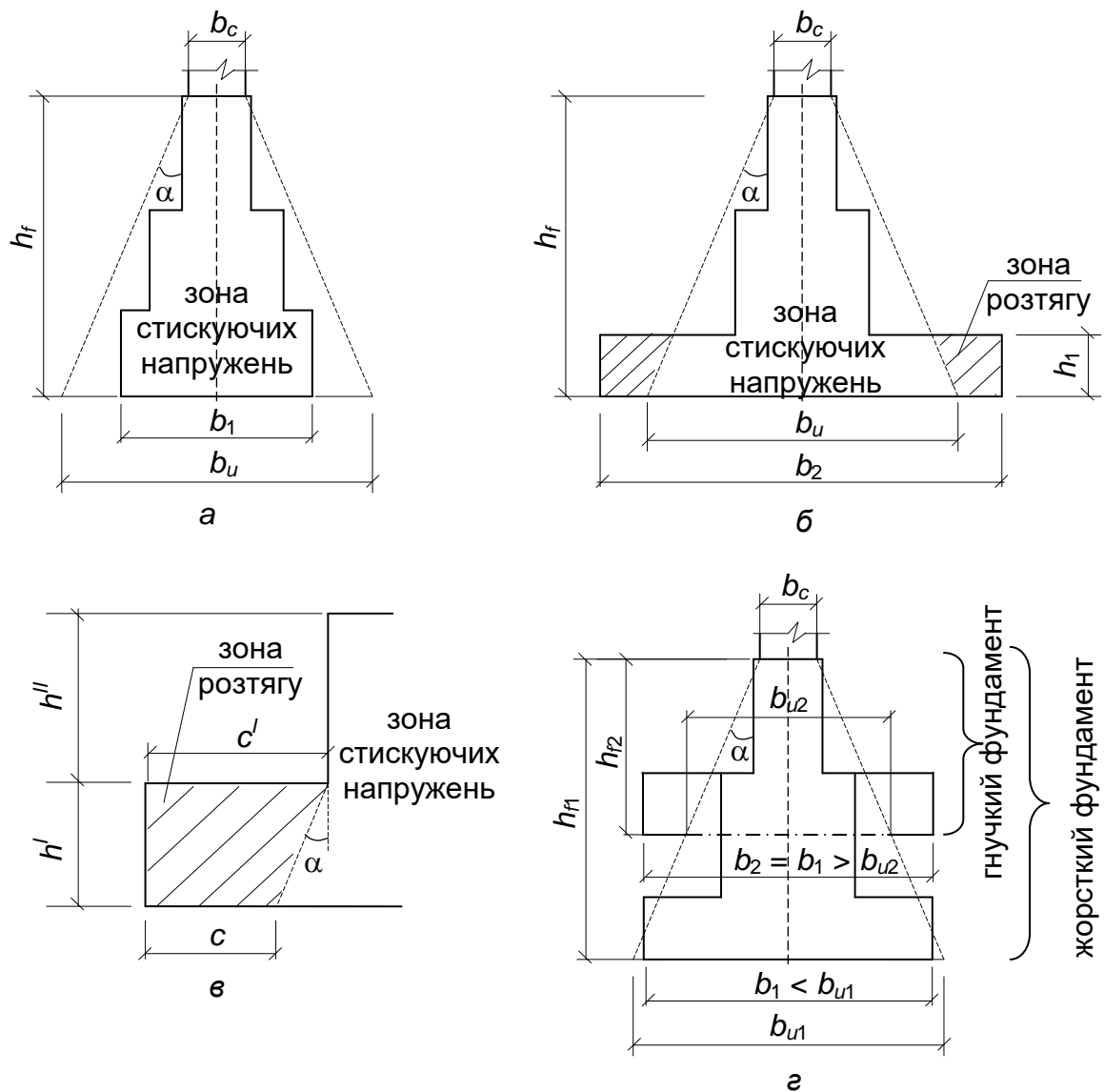


Рис. 21. Схеми жорстких та гнучких фундаментів:
 а – жорсткий фундамент; б – гнучкий фундамент; в – розподіл стискуючих напружень у межах окремої ступені фундаменту; г – порівняльна оцінка ефективності конструкції жорсткого та гнучкого фундаменту. Тут h_f і b – висота та ширина фундаменту (індекси 1 і 2 – для жорсткого та гнучкого фундаменту відповідно)

За умовою жорсткості також визначають мінімальну висоту жорсткого фундаменту:

$$h_{f.\min} = \frac{b_u - b_c}{2} \operatorname{ctg} \alpha.$$

Зазвичай на практиці величину $\operatorname{ctg} \alpha$ задають залежно від матеріалу фундаменту та тиску на його підшві (табл. 28).

За величиною $\operatorname{ctg} \alpha$ призначають і розміри ступенів жорсткого фундаменту, вважаючи $\operatorname{ctg} \alpha = h_i / c_i$ (рис. 21, в).

Граничні значення $\text{ctg } \alpha$ для конструювання жорстких фундаментів

Матеріал фундаменту	Величина $\text{ctg } \alpha$, за тиску на підшві фундаменту, кПа		
	< 100	100...200	> 200
Бетон	1.10	1.20	1.25
Бутобетон	1.20	1.35	1.50
Бутовий камінь	1.35	1.50	1.75
Цегла*	1.35...1.50	1.50..1.75	1.75...2.00

Примітка: * – для цегли значення $\text{ctg } \alpha$ визначається залежно від марки цегли.

Оскільки в гнучких фундаментах виникають розтягувальні зусилля, то їх виконують залізобетонними. Гнучкі фундаменти мають перевагу над жорсткими щодо витрати матеріалу, глибини закладання, об'єму земляних робіт, міцності матеріалу й можливості їх роботи на згин у поздовжньому напрямку. На рис. 21, з надано порівняльну оцінку об'ємів тіла гнучкого та жорсткого фундаментів за їх однакової ширини.

Глибину закладання монолітних фундаментів призначають із урахуванням вимог п.п. 3.1, 3.3 і 3.4 цього посібника. Розраховують монолітні фундаменти за тим самим порядком, що й збірні (див. п.п. 3.2 і 3.5 вище).

Проте основним для визначення розмірів фундаментів є розрахунок за міцністю: для жорстких – на стиск, для гнучких – як залізобетонної конструкції.

4.1. Розрахунок жорсткого стрічкового фундаменту

В окремих випадках у завданні на курсовий проєкт може бути поставлено завдання проєктувати жорсткий фундамент під стіну малоповерхового будинку. Розглянемо порядок розрахунку й конструювання таких фундаментів на прикладі бутового фундаменту під несучу цегляну стіну.

Вихідні дані: глибина закладання стрічкового фундаменту в безпідвальній частині будинку $d = 1.8$ м; навантаження на верхньому обрізі фундаменту для II граничного стану $N^II = 198.1$ кН/м, для I граничного стану $N^I = 221.8$ кН/м. Товщина стіни 510 мм.

Розрахункову схему фундаменту складаємо з урахуванням ґрунтових умов і ширини фундаментної стінки на верхньому обрізі. В основі залягають:

ІґЕ-1 – рослинний шар, потужністю 0.7 м з $\gamma_{II} = 14.6$ кН/м³;

ІґЕ-2 – супісок із рештками органічної речовини, потужністю 0.8 м з $\gamma_{II} = 15.2$ кН/м³;

ІГЕ-3 – пісок дрібний середньої щільності малого ступеня водонасичення, потужністю 8.3 м з показниками: $\gamma_{II} = 17.1 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_{II} = 31^{\circ}$, $c_{II} = 2 \text{ кПа}$, $R_0 = 300 \text{ кПа}$.

Товщина фундаментної стінки монолітного жорсткого фундаменту зазвичай призначається більшою проти товщини стіни на 50...100 мм (рис. 16, б). При цьому враховують, щоб ця товщина була не менша за мінімально допустиму: 300 мм – для бетонної, 350 мм – для бутобетонної, 400 мм – для бутової та 380 мм – для цегляної. Товщина фундаментної стінки з бетону, бутобетону та буту береться кратною 50 мм, із цегли – повинна відповідати товщині цегляних стін (кратна розмірам цегляної кладки).

За заданого розміру стіни зазначаємо товщину бутової фундаментної стіни – 600 мм. Розрахункову схему з урахуванням рівня верхнього обрізу



Рис. 22. Розрахункова схема жорсткого стрічкового фундаменту

становитиме:

$$b_1 = \frac{N''}{R_0 - 20 \cdot d} = \frac{198.1}{300 - 20 \times 1.8} = 0.75 \text{ м.}$$

Уточнюємо величину R за формулою (Е.1) норм [2]:

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

$$= \frac{1.3 \times 1.1}{1.1} [1.24 \times 1.0 \times 0.75 \times 17.1 + 5.95 \times 1.80 \times 15.28 + 0 + 8.24 \times 2.0] = 254.8 \text{ кПа.}$$

$\gamma_{c1} = 1.3$ і $\gamma_{c2} = 1.1$ (для співвідношення довжини будинку до його висоти $L/H > 4$) за табл. 21, а $k = 1.1$ (для визначення характеристик міцності φ_{II} і c_{II} за таблицями 7 і 12 відповідно до фізичних показників ґрунту), $k_z = 1.0$;

– M_{γ} , M_q , M_c – за $\varphi = 31^{\circ}$ за табл. 22 посібника;

наведено на рис. 22. Горизонтальна гідроізоляція в рівні верхнього обрізу повинна влаштовуватися вище за асфальтове мощення не менш ніж на 50 мм. Конструкцію підлоги не враховуємо.

Висоту фундаменту спочатку вважатимемо $h_f = 2.0 \text{ м}$.

Ширина підшови фундаменту за центрального завантаження з використанням R_0 , як і в розрахунку стрічкового збірного фундаменту (див. п. 3.5 вище),

– $d_1 = d$; $d_b = 0$; $b = b_1$;

– величини питомої ваги: $\gamma_{II} = 17.1 \text{ кН/м}^3$ (для несучого шару);

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{d} = \frac{14.6 \times 0.7 + 15.2 \times 0.8 + 17.1 \times 0.3}{1.8} = 15.28 \text{ кН/м}^3 \text{ (для ґрунтів$$

вище підшви фундаменту);

Уточнюємо ширину підшви фундаменту за $R = 254.8 \text{ кПа}$:

$$b_2 = \frac{198.1}{254.8 - 20 \times 1.8} = 0.91 \text{ м.}$$

Оскільки b_2 значно збільшилося порівняно з b_1 (більш ніж на 5%), проводимо уточнення величини R :

$$R = \frac{1.3 \times 1.1}{1.1} [1.24 \times 1.0 \times 0.91 \times 17.1 + 5.95 \times 1.80 \times 15.28 + 0 + 8.24 \times 2.0] = 259.3 \text{ кПа.}$$

Ще раз уточнюємо ширину підшви фундаменту за $R = 259.3 \text{ кПа}$:

$$b_3 = \frac{198.1}{259.3 - 20 \times 1.8} = 0.89 \text{ м.}$$

Зміна ширини є незначною, що й підтверджуємо розрахунком:

$$\left| \frac{b_2 - b_3}{b_3} \right| \cdot 100 = \left| \frac{0.91 - 0.89}{0.89} \right| \times 100 = 2.2\% < 5\%.$$

За виконання цієї умови припиняємо уточнювати R і b .

Ширина фундаменту повинна бути кратною 100 мм. Тому беремо $b = 0.9 \text{ м}$. Перевіряємо загальну умову жорсткості.

За табл. 28 зазначаємо величину $\text{ctg} \alpha = 1.75$, враховуючи, що наближено тиск на підшві фундаменту

$$\sigma_{\text{мт}} = p = \frac{N_{II}}{b} = \frac{198.1}{0.9} = 220.1 \text{ кПа} > 200 \text{ кПа.}$$

$b_u = b_c + 2h_f \text{tg} \alpha = 0.51 + 2 \times 2.0 / 1.75 = 2.80 \text{ м} > b = 0.90 \text{ м}$ (підставляємо $\text{tg} \alpha = 1/\text{ctg} \alpha$).

Конструкція фундаменту може бути виконана жорсткою.

Визначаємо виліт консольних виступів підширення підшви фундаменту:

$$\sum c_i = \frac{b - b_c}{2} = \frac{0.90 - 0.60}{2} = 0.15 \text{ м.}$$

Примітка: розміри ступенів повинні бути кратними 50 мм.

Оскільки c_i не перевищує 0.3...0.4 м (що допускається як виліт для одного ступеня), зазначаємо один ступінь підширення. При цьому враховуємо, що мінімальна висота ступенів призначається з урахуванням можливості виконання кладки фундаменту надійної конструкції. Так, для бетонних ступенів висота мінімально становить 250 мм, для бутобетону – 300 мм, бутової кладки – 350 мм. Для цегляної кладки конструктивного обмеження в рядах немає, хоча рекомендується, щоб висота ступені перевищувала 200 мм.

За умови жорсткості ступеня її висота за $\text{ctg } \alpha = 1.75$ повинна бути більшою за $h_1 = c_1 \cdot \text{ctg } \alpha = 0.15 \times 1.75 = 0.26$ м.

Визначаємо $h_1 = h_{i,\text{min}} = 0.35$ м $>$ 0.26 м.

Остаточню конструюємо фундамент (рис. 23).

Примітки:

1. За декількох ступенів їх розміри рекомендується брати близькими між собою за геометрією.
2. Кількість ступенів зазвичай до 3, хоча в масивних фундаментах вона може бути збільшена.

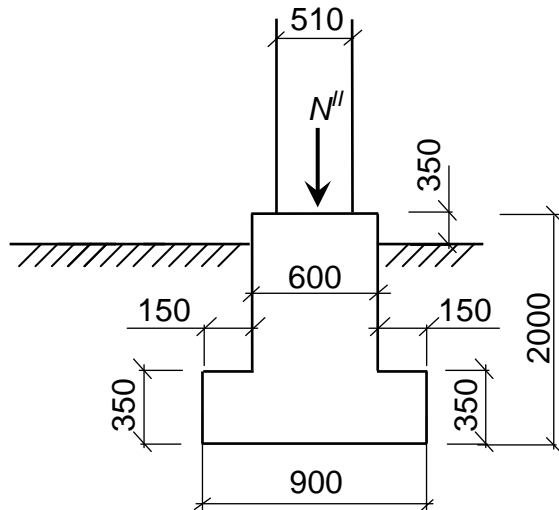


Рис. 23. Конструювання бутового стрічкового фундаменту (переріз)

Вважаємо, що фундаменти влаштовуються з постелистого каменю міцністю $f_b = 30$ МПа (раніше марки М300), що вкладаються на цементно-піщаному розчині міцністю $f_m = 2.5$ МПа (раніше марки М25).

Виконаємо збір навантажень на рівні підшви фундаменту в табличній формі (табл. 29), як для збірних стрічкових фундаментів. Зворотну засипку виконаємо з дрібного піску ІГЕ-3 з пошаровим ущільненням до $\gamma_{II} = 17.0$ кН/м³.

Таблиця 29

Збір навантажень на 1 м погонний фундаменту

Номер з/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення навантаження на 1 м погонний	N_i'' , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N''	(за завданням) = 198.1
2	Бутова кладка фундаменту	$N_{m. I}'$	$(0.35 \times 0.9 + 1.65 \times 0.6) \times 22.0 = 28.7$
3	Ґрунт засипки на уступах фундаменту	$N_{з. II}''$	$0.15 \times 1.45 \times 2 \times 17.0 = 7.4$
Усього:		$\Sigma N''$	= 234.2

Величина R для цих розмірів фундаменту ($b = 0.9$ м):

$$R = \frac{1.3 \times 1.1}{1.1} [1.24 \times 1.0 \times 0.9 \times 17.1 + 5.95 \times 1.80 \times 15.28 + 0 + 8.24 \times 2.0] = 259.0 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо середнє напруження на підшві фундаменту:

$$\sigma_{\text{нт}} = \frac{\Sigma N^{\text{II}}}{b \cdot 1} = \frac{234.2}{0.9 \times 1} = 260.2 \text{ кПа} > R = 259.0 \text{ кПа.}$$

Отже, потрібно задати ширину підшви фундаменту $b = 1 \text{ м}$.

Виконаємо перевірку міцності бутової кладки для найбільш навантаженої ділянки. Для цього прикладу це рівень верхнього обрізу плитної частини фундаменту. Розрахунок виконуємо на розрахункові навантаження для I групи граничних станів, що прикладені без ексцентриситету ($e = 0$).

Для центрально стиснутої фундаментної стіни перевірку міцності бутової кладки виконуємо за ф-лою (8.1) ДБН В.2.6-162:10 [8]:

$$\Sigma N^I \leq (f_k = f_b^{\alpha} f_m^{\beta}),$$

де ΣN^I – розрахункова вертикальна сила в цьому перерізі стіни;

f_k – характеристична (нормативна міцність кладки на стиск), Н/мм²;

K – константа, що дорівнює в цьому випадку $K = 0.55$ (табл. 8.3 [8]);

α, β – константи;

f_b^{α} – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямку дії зусилля, Н/мм². За ф-лою (8.2): $f_b^{\alpha} = (75 \text{ Н/мм}^2)^{0.7} = 20.5 \text{ Н/мм}^2 = 20500 \text{ кПа}$;

f_m^{β} – міцність на стиск будівельного розчину за ф-лою (8.2): $f_m^{\beta} = (20 \text{ Н/мм}^2)^{0.3} = 2.46 \text{ Н/мм}^2 = 2460 \text{ кПа}$.

Скористаємося розрахунком за спрощеною схемою: $\Sigma N^I \leq m_g \varphi R A$, де m_g – коефіцієнт, що враховує довготривале завантаження (вважатимемо $m_g = 1$); φ – коефіцієнт поздовжнього згину. Фундаментна стіна майже повністю заглиблена в ґрунт (перебуває в защемленому стані), тому беремо $\varphi = 1$; A – площа перерізу: $A = 0.6 \times 1.0 = 0.6 \text{ м}^2$; R – розрахунковий опір стиску бутової кладки з каменю марки М 300 на розчині марки М 25 визначаємо за табл. додатка Р [8] $R = 0.7 \text{ МПа}$. З урахуванням того що кладка з постелистого буту, беремо в розрахунок $R = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ МПа}$ (див. примітку, п. 3 до табл. 8 цих норм).

Виконаємо збір навантажень у табличній формі (табл. 30).

Таблиця 30

Збір навантажень на 1 м погонний на рівні верхнього обрізу плитної частини фундаменту

Номер з/п	Вид навантажень		Формула визначення та розрахункові величини для визначення навантаження на 1 м погонний	N_i^I , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I	(за завданням) =	221.8
2	Бутова кладка стіни фундаменту	$N_{m.}^I$	$0.6 \times 1.65 \times 22.0 \times 1.1 =$	23.96
Усього:		ΣN^I	=	245.76

Примітка: питома вага бутової кладки $\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$. Для цегли можна зазначити $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$, бутобетону – $\gamma = 23 \text{ кН/м}^3$ та бетону – $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$.

Тоді: $245.76 \text{ кН} < 1.0 \times 1.0 \times 1.05 \times 10^3 \times 0.6 = 630 \text{ кН}$.

Міцність кладки фундаментної стіни (фундаменту) достатня.

Зауваження:

1. Це спрощений розрахунок цегляної кладки, що діяв до 2017 р.
2. За позацентрового навантаження фундаментів перевірку міцності матеріалу фундаментів виконують з урахуванням поздовжнього згину та площі стиснутої частини перерізу.
3. У разі складних рішень фундаментів із кам'яних матеріалів доцільно скористатися поясненнями посібника [38].

4.2. Розрахунок гнучкого стрічкового фундаменту

Як уже підкреслювалося, за сучасних умов будівництва широко використовують гнучкі фундаменти з монолітного залізобетону. За своєю конструкцією вони можуть бути повністю монолітними або комбінованими (рис. 24).

Прийняття тієї чи іншої конструктивної схеми гнучких фундаментів обґрунтовується наявністю підвальної частини будівлі та можливістю використання збірних стінових блоків (останні доцільні, коли маємо перекриття із збірних плит чи панелей).

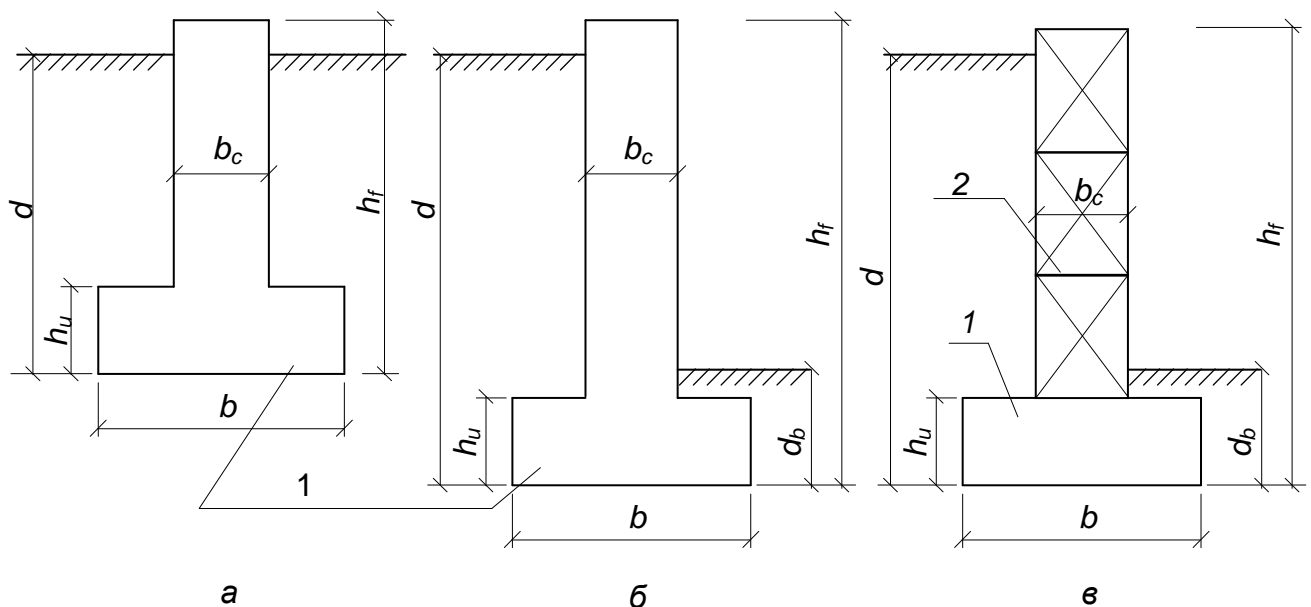


Рис. 24. Можливі конструктивні схеми гнучких фундаментів:
монолітні: а – безпідвальна будівля, б – підвальна будівля;
комбіновані: в – 1 – монолітний залізобетон, 2 – збірні стінові
фундаментні блоки

Порядок розрахунку, що викладений в п.п. 3.1...3.4, є єдиним як для збірних, так і для монолітних фундаментів. Проте порівняно з розрахунком стрічкових фундаментів із збірних блоків (п.п. 3.5, 3.6) деякі попередні вимоги, що пов'язані із загальною побудовою розрахункових схем, змінюються.

Так, глибина закладання підшви фундаменту призначається за умови $d \geq d_{\min}$, але попередні розміри за висотою фундаменту можуть не обмежуватися висотою збірних блоків. Висота фундаменту призначається кратною 100 мм. При цьому прив'язка будинку до оточуючої поверхні зберігається, як і для варіанта фундаментів із збірних блоків. Товщина фундаментної стіни призначається кратною 50 мм із монолітного залізобетону та 100 мм у разі використання збірних стінових блоків. Фундаментна стінка повинна забезпечувати надійне обпирання несучих конструкцій будівлі (див. п. 3.4). У звичайній практиці мінімальна товщина фундаментних стін становить 300 мм, хоча за умови міцності їх конструктивна товщина може бути зменшена до 200...250 мм (за забезпечення умов обпирання стінових конструкцій будівлі).

Товщина плити фундаменту мінімально може становити 200 мм (за умови влаштування бетонної підготовки товщиною 50...100 мм). Зазвичай для невеликих за шириною стрічкових фундаментів це 300 мм. Задана товщина плитної частини перевіряється на її продавлювання фундаментною стіною.

Для підвальних приміщень потрібно враховувати, що мінімальне заглиблення фундаменту нижче за рівень підлоги підвалу повинно становити 0.5 м (за умови влаштування бетонної підлоги ця величина може бути зменшена так, щоб загальний тиск ґрунту підготовки з конструкцією підлоги не був менше за тиск ґрунту засипки з боку ґрунтової підлоги на рівні підшви фундаменту). Для влаштування підлоги потрібно залишати між верхнім обрізом плитної частини та рівнем підлоги не менше ніж 50 мм. Ці вимоги і використовують для призначення d і d_1 для гнучких фундаментів. Проте за використання армованої підлоги та забезпечення достатньої несучої здатності основи за / граничним станом величина мінімального заглиблення може бути значно меншою за 0.5 м, що підтверджується окремим розрахунком.

Наведені роз'яснення повною мірою стосуються малозаглиблених і мілкокого закладання стрічкових фундаментів. Для заглиблених фундаментів їх конструкція виконується більш складною, оскільки потрібно додатково сприймати значний горизонтальний тиск оточуючого ґрунту. У цьому випадку для фундаментів неглибокого закладання норми [2] рекомендують враховувати роботу всієї фундаментно-підвальної частини. Такі розрахунки є предметом розгляду під час навчання за спеціалізацією, а в основному курсі детально не розглядаються.

Розглянемо приклад розрахунку стрічкового гнучкого фундаменту під несучу стіну будинку з підвалом.

Вихідні дані: використовуємо вихідні дані з розрахунку збірного стрічкового фундаменту, які наведені в п. 3.6, при тому, що $N'' = 283.4$ кН/м. Його конструкцію вважатимемо комбінованою: плитну частину – монолітною залізобетонною, фундаментну стінку – із збірних стінових фундаментних бетонних блоків. Для складання розрахункової схеми фундаменту використаємо наведену на рис. 19 схему як таку, що за умови прив'язки та заглиблення відповідає вимогам конструювання комбінованого фундаменту. Товщина плитної частини фундаменту становитиме 300 мм.

Примітка. Для здобувачів, що не мають практичного досвіду з проектування фундаментів, для призначення товщини фундаментної плити з монолітного залізобетону можна орієнтуватися на конструктивні розміри збірних фундаментних залізобетонних плит (додаток 2). Тобто за очікуваної ширини фундаменту до 1.6 м товщину плити зазначаємо 300 мм (в усіх випадках це може бути початкова товщина). У разі збільшення b беремо спочатку $h_n = 350$ мм зі збільшенням через 50 мм до 500...600 мм.

Розрахункову схему такого перерізу наведено на рис. 25.



Рис. 25. Розрахункова схема для комбінованого гнучкого стрічкового фундаменту

Бачимо, що розрахункова схема практично повторює таку саму схему для фундаментів із збірних блоків.

Ширина стрічкового фундаменту за $R_0 = 225$ кПа:

$$b_1 = \frac{N''}{R_0 - 20 \cdot d} = \frac{283.4}{225 - 20 \times 2.4} = 1.60 \text{ м.}$$

Уточнюємо величину R за формулою (Е.1) додатка Е норм [2] (див. приклад в п. 3.6: $d_b = 1.9$ м, $\gamma_{II}' = 16.96$ кН/м³):

$$R_1 = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} [0.53 \times 1.0 \times 1.60 \times 18.0 + 3.132 \times 0.50 \times 16.96 + (3.132 - 1) \times 1.90 \times 16.96 + 5.732 \times 21.5] = 263.2 \text{ кПа.}$$

Уточнюємо необхідну ширину підшви фундаменту за $R_1 = 263.2$ кПа:

$$b_2 = \frac{283.4}{263.2 - 20 \times 2.4} = 1.32 \text{ м.}$$

Збір навантажень на рівні підшви фундаменту

Номер з/п	Вид навантаження	Формула визначення та розрахункові величини для визначення навантаження на 1 м погонний	Для граничного стану, N , кН/м			
			II		I	
			γ_f	N^II	γ_f	N^I
1	На верхньому обрізі фундаменту	(за завданням) =	1.0	283.4	1.2	340.10
2	Чотири ряди стінових фундаментних блоків	$4 Q_6 / L_6 = 4 \times 16.0 / 2.38 =$	1.0	26.89	1.1	29.58
3	Фундаментна плита	$b_n \cdot h_n \cdot \gamma_{II,m} = 1.3 \times 0.3 \times 25.0 =$	1.0	9.8	–	–
4	ґрунт засипки на уступах фундаменту	$0.5(b_n - b_{c.б}) (d - h_k + d_1 - h_n) \cdot \gamma_{II,3} =$ $= 0.5 \times (1.3 - 0.5) \cdot (2.4 - 0.3 +$ $+ 0.5 - 0.3) \times 17.5 =$	1.0	16.1	–	–
Усього $\Sigma N =$				336.19		369.68

Примітки:

1. Для навантаження, що діє на верхньому обрізі фундаментної стіни для I граничного стану, зазначаємо середнє значення $\gamma_f = 1.2$.
2. Збір навантажень для I граничного стану виконуємо для рівня верху фундаментної плити.

Середнє напруження (тиск) на підшві фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{336.19}{1.3 \times 1} = 258.61 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту за $b = 1.3$:

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} [0.53 \times 1.0 \times 1.3 \times 18.0 + 3.132 \times 0.50 \times 16.96 + (3.132 - 1) \times 1.90 \times 16.96 + 5.732 \times 21.5] = 260.0 \text{ кПа.}$$

Умова $\sigma_{mt} = 258.61 \text{ кПа} < R = 260.0 \text{ кПа}$ виконується. Геометричні розміри фундаменту за ґрунтовими умовами підібрані задовільно.

Проведемо перевірку достатності прийнятих розмірів плитної частини фундаментів за умови міцності матеріалу.

Тут потрібно мати на увазі, що стрічкові залізобетонні фундаменти зазвичай виконують із важкого бетону класів С10/12...С20/25. Перехід на інші класи бетону повинен бути обґрунтований як розмірами фундаменту, так і навантаженням, що на нього передаються. Розрахунковий опір бетону для розрахунків за міцністю (I група граничного стану) визначають за коефіцієнта умов роботи $\gamma_{b2} = 1.0$. Для вказаних класів значення розрахункового опору на тиск R_b та на розтяг R_{bt} беремо з табл. 32 (або за нормами [7]).

Для армування плитної частини фундаменту (а в разі потреби і фундаментних стін) використовують арматуру класів А 240С, А 400С та А 500С за ДСТУ 3760:2006 [14]. При цьому для робочої арматури використовують переважно арматуру класу А 400С і А 500С, монтажної – А 240С і А 400С. Для робочої арматури використовують стержні \varnothing 10 мм і більше, для монтажної – починаючи з \varnothing 6 мм. Розрахунковий опір арматури визначають за табл. 33 або за нормативними рекомендаціями [41].

Таблиця 32

Розрахункові опори важкого бетону (R_b), $f_{ck,cube}$, $f_{ck,prism}$ і (R_{bt}) $f_{ctk,0.05}$ і модуль пружності E за коефіцієнта $\gamma_{b2} = 1.0$

Вид опору	Показник за класом бетону					
	C8/10	C10/12	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30
Стиск осьовий (МПа), (R_b)	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.9
$f_{ck,cube}$	10	–	15	20	25	30
$f_{ck,prism}$	7.5	–	11	15	18.5	22
Розтяг осьовий (МПа), R_{bt}	0.57	0.66	0.75	0.90	1.05	1.20
$f_{ctk,0.05}$	0.8	–	1.1	1.3	1.5	1.8
Модуль пружності, E_{cm} (ГПа)	18.0	21.0	23.0	27.0	30.0	32.5

Таблиця 33

Розрахунковий опір арматури для розрахунків за I граничним станом

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури, МПа		
	на розтяг		на стиск, R_{sc}
	робочої, R_s	монтажної, R_{sw}	
А 240С	225	175	225
А 400С (\varnothing 6...8)	365	290 (260)*	365
А 400С (\varnothing 10...40)	375	290 (260)*	375
А 500С (\varnothing 8...22)	450	290 (260)*	450 (400)**
А 500С (\varnothing 25...32)	435	290 (260)*	435 (400)**

Примітки:

- * – $R_{sw} = 260$ МПа, якщо у зварних каркасах діаметр хомутів менший за діаметр поздовжніх стержнів.
- ** – $R_{sw} = 400$ МПа для розрахунку на короточасні або особливі (наприклад, сейсмічні) навантаження.

Також потрібно враховувати, що величина захисного шару бетону для нижньої робочої арматури плитної частини фундаментів призначається не менше ніж 70 мм за відсутності бетонної підготовки або 35 мм за наявності бетонної підготовки. Бетонна підготовка товщиною 50...100 мм повинна виконуватись із важкого бетону класу C8/10.

Оскільки плитна частина стрічкового фундаменту розглядається як центрально-навантажена, то розрахунок її на продавлювання виконується за умовою:

$$F \leq R_{bt} u_{mt} h_{0,pl},$$

де F – продавлювальна сила, що задається на рівні верхньої основи призми продавлювання, тобто на рівні верхнього обрізу плитної частини фундаменту. При цьому призма продавлювання будується під кутом в 45° від грані фундаментної стінки (рис. 27);

u_{mt} – середньоарифметичне значення периметра верхньої та нижньої основи призми продавлювання. Для стрічкового фундаменту за його розрахунок на довжині 1 пог. м маємо: $u_{mt} = 2 \times 1.0 = 2.0$ м;

$h_{0,pl}$ – розрахункова висота плитної частини фундаменту.

$h_{0,pl} = h_{pl} - a = 300 - 70 = 230$ мм (фундамент влаштовується без бетонної підготовки).

Сила продавлювання F визначається як зусилля, що прикладене на консольних виступах плитної частини:

$$F = (b - b_c - 2h_0) \sigma_{mt}^I$$

де $\sigma_{mt}^I = \frac{\Sigma N^I}{b \times 1.0} = \frac{369.68}{1.3 \times 1.0} = 284.37$ кПа;

ΣN^I – для прикладу, що розглядається, взято величину сумарного навантаження на рівні верху фундаментної плити з табл. 31.

$$F = (1.3 - 0.5 - 2 \times 0.23) \times 284.37 = 96.69 \text{ кН/м.}$$

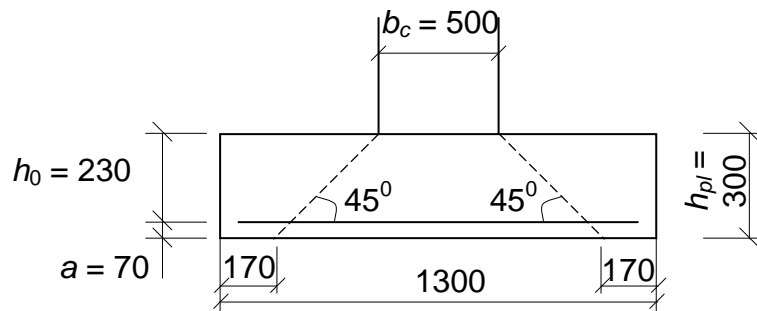


Рис. 27. Схема продавлювання плитної частини фундаменту, що розглядається як приклад

Для заданих розмірів $b = 1300$ мм і консольних виступів у 170 мм з врахуванням $\sigma_{mt}^I = 282.7$ кПа зазначаємо клас бетону С10/12(В12.5), для якого R_{bt} за табл. 32: $R_{bt} = 0.66$ МПа.

Тоді: $96.69 \text{ кН/м} < 0.66 \times 10^3 \times 2.0 \times 0.23 = 303.6 \text{ кН/м.}$

Умова виконується. Товщина плитної частини достатня.

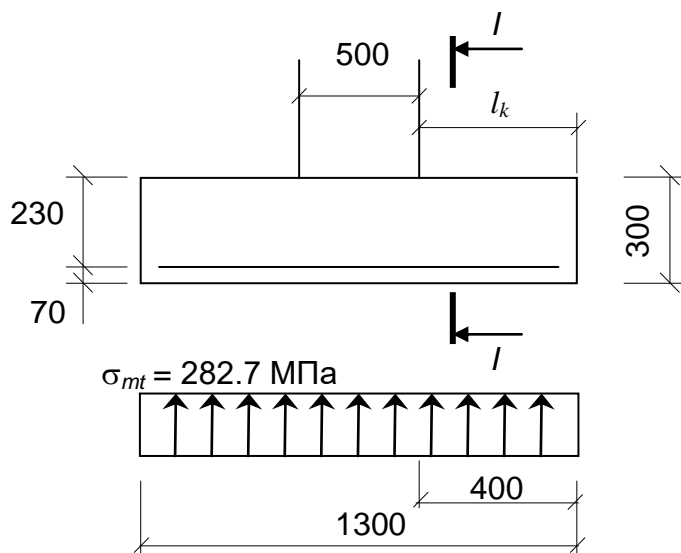


Рис. 28. Схема плитної частини до розрахунку її армування

Визначимо необхідну площу перерізу арматури для армування плитної частини фундаменту. Для цього складаємо розрахункову схему (рис. 28).

Як робочу використовуємо арматуру класу А 400С, для якої $R_s = 375$ МПа.

Розрахунковим перерізом для одноступінчастого перерізу є переріз I-I, що проходить по грані фундаментної стінки.

Тут діє згинальний момент від реактивного тиску ґрунту, він визначений без урахування власної ваги плити та ґрунту на його обрізах, як це враховувалось у розрахунку на продавлювання:

$$M^{I-I} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{284.37[(1.3 - 0.5)/2]^2}{2} = 22.75 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Отже,

$$\alpha_m = \frac{M^{I-I}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{22.75}{7.5 \times 10^3 \times 1.3 \times 0.23^2} = 0.044,$$

де для бетону класу В 12.5 за табл. 32 – $R_b = 7.5$ МПа.

За табл. 20 посібника [35] знаходимо $\zeta = 0.9775$.

Тоді необхідний переріз розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M^{I-I}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{22.75}{375 \times 10^3 \times 0.9775 \times 0.23} = 2.70 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 2.70 \text{ см}^2.$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, задаємо $5\varnothing 10$ А 400С, для яких $A_s = 3.93 \text{ см}^2$. Як і очікувалось, армування плитної частини вказаних розмірів є близьким до конструктивного.

Поперечну арматуру, як монтажну, задаємо з $5\varnothing 6$ А 240С. Водночас для забезпечення надійної роботи фундаменту на поздовжній згин потрібно виконати розрахунок на сумісну роботу фундаменту з основою. При цьому в роботі фундаменту враховують і надземні конструкції. У курсовому проєкті можна умовно взяти й таке армування, яке відповідає мінімальному армуванню армованого шва, тобто $(4...5)\varnothing 10$ А 240С.

Конструювання плитної частини виконують за вимогами посібника [37].

Розділ 5. РОЗРАХУНОК СТОВПЧАСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

5.1. Загальна характеристика стовпчастих фундаментів

Стовпчасті фундаменти влаштовують під колони, стовпи, а інколи – під стіни (з використанням фундаментних балок). Найчастіше стовпчасті фундаменти виконують із залізобетону, значно рідше з бетону, бутобетону або буту. Під збірні залізобетонні колони, що передають порівняно невеликі навантаження на фундаменти, влаштовують збірні залізобетонні фундаменти. Вони мають обмежені розміри підшви. Такі фундаменти класифікують як «стаканного» типу. Їх виготовляють одноблочними за ГОСТ 24426-80* [21]. У будівництві ці фундаменти не мають широкого поширення. Збірні залізобетонні фундаменти з декількох блоків дають можливість зменшити вагу блоків та збільшити розміри плитної частини (що означає і можливість сприйняти більші навантаження). Зазвичай у цих фундаментах окремо використовують блок підколонника. Такі фундаменти виконували для колон промислових будівель. Окремі блоки в цій конструкції з'єднуються за допомогою закладних деталей і випусків арматури, що наближає її до збірно-монолітних фундаментів. Ці фундаменти використовують для колон спеціальних будівель. Сьогодні у їх використанні потреба майже повністю відпала. Значно більшого поширення набули фундаменти з монолітного залізобетону. Вони виконуються зі ступінчастою та пірамідальною плитною частиною (рис. 29).

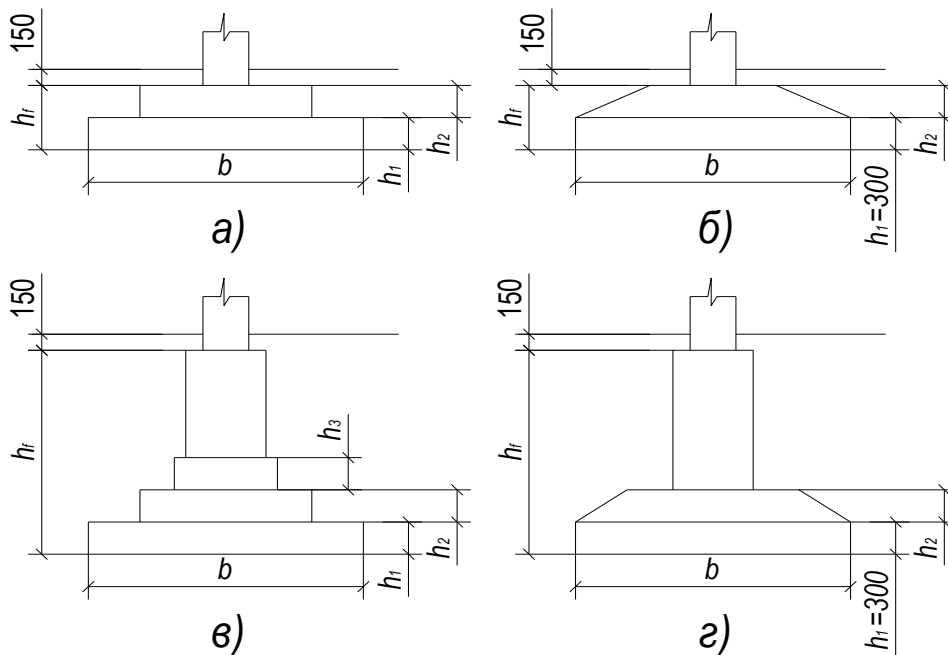


Рис. 29. Стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти: з низьким (а, б) та високим (в, г) підколонником; із ступінчастою (а, в) і пірамідальною (б, г) плитною частиною

Висота підколонника визначається необхідністю закладання підшви фундаменту на заданій глибині. Форма підшви може бути квадратною або прямокутною. Такі фундаменти виготовляються під збірні чи монолітні залізобетонні та металеві колони. Стовпчасті фундаменти можуть влаштовуватися під цегляні стовпи, бути частиною спеціальних споруд.

Висота низького підколонника визначається за умови продавлювання фундаменту колоною. У разі призначення мінімальної висоти фундаменту під збірні залізобетонні колони з улаштуванням стакана вважають, що висота стакана становить не менше більшого перерізу колони, до якого додається 50 мм на вирівнювання цементним розчином дна стакана.

Товщина плитної частини фундаменту під стаканом h_n повинна перевищувати 200 мм. Тоді висота фундаменту: $h_f = l_k + 0.05 + h_n$, а глибина закладання підшви від підлоги з урахуванням конструкції фундаменту:

$$d_{\min} = h_f + 0.15 \text{ м.}$$

Практично завжди враховуємо прив'язку фундаменту до підлоги – 150 мм. Вона визначається зручністю виконання зворотної засипки пазух ґрунтом (після влаштування фундаментів) до рівня їх верхнього обрізу; 150 мм залишається на конструкцію підлоги.

Мінімальна висота фундаменту під металеві колони визначається: довжиною анкерних болтів, які заводяться в фундамент ($(10...25)d_a$ залежно від способу анкерування за можливого діаметра анкерів $d_a = 12...90$ мм), із запасом у 50...100 мм від підшви фундаменту.

Позначка верху підколонника залежить від розмірів, заданого способу обпирання башмака й методу монтажу сталеві колони (тобто верхній обріз фундаментів може бути значно нижчий за підлогу, ніж для збірних залізобетонних колон, або виступати над нею. Відповідно визначається і глибина закладання підшви фундаменту. У разі проектування дна котловану потрібно враховувати, що під підшвою монолітних стовпчастих фундаментів влаштовується підготовка товщиною 100 мм із бетону класу В 7.5 або В 10. Ця підготовка повинна виходити за межі підшви по 100 мм із кожного боку. Для виготовлення монолітних стовпчастих фундаментів використовують бетон класу В 12.5...В 20, а в деяких випадках і В 25...В 30. За класифікацією норм [2] стовпчасті фундаменти повинні розглядатись як мілкого закладання.

5.2. Визначення основних розмірів стовпчастих фундаментів

Розміри сторони підшви стовпчастих фундаментів квадратної форми в плані визначають за формулою:

$$b = \sqrt{\frac{N'' k_e}{R - \gamma_{\text{мт}} d}}.$$

За прямокутної форми підшви зі співвідношенням сторін $\eta = l/b$:

$$b = \sqrt{\frac{1}{\eta} \cdot \frac{N'' k_e}{R - \gamma_{\text{мт}} d}},$$

де в обох формулах k_e – коефіцієнт, що враховує дію моменту. Його величина за позацентрового завантаження фундаменту може становити $k_e = 1.1 \dots 1.2$ або визначатися за формулою:

$$k_e = 1 + \frac{5}{b} \left(e - \frac{b}{30} \right).$$

Попередньо величину b визначають за $k_e = 1$. Ексцентриситет e визначають без урахування конструкції фундаменту, тобто на рівні його верхнього обрізу:

$$e = \frac{M''}{N''}.$$

За величини $e \leq b/30$ вважають, що $k_e = 1$.

Значення R розраховують за формулою Е.1 додатка Е [3]. Для першого розрахунку можна використовувати величину R_0 . Визначення b проводять методом поступового наближення, як це зроблено при розрахунку стрічкових фундаментів (див. п. 3.5).

Розглянемо визначення основних розмірів і конструювання стовпчастих фундаментів на прикладі.

5.3. Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під збірну колону

Навантаження на збірну залізобетонну колону перерізом 400×400 мм у рівні верхнього обрізу фундаменту становить: $N'' = N_n = 1170$ кН, $M'' = M_n = 91$ кН·м, $Q'' = Q_n = 17$ кН. Ґрунтові умови майданчика та якість ґрунтів зазначаємо як для прикладу стрічкового фундаменту (див. п. 3.5). Мінімальна глибина закладання підшви фундаменту $d_{\text{мін}} = 1.2$ м.

Необхідна мінімальна висота фундаменту:

$$h_f = 0.40 + 0.05 + 0.20 = 0.65 \text{ м.}$$

За такої висоти фундамент спиратиметься на насипний ґрунт ІГЕ-1, що залягає до глибини 1.0 м. Це недопустимо. Тому зазначаємо $d = 1.2$ м (з урахуванням бетонної підготовки товщиною 100 мм, $d = 1.2 + 0.1 = 1.3$ м).

Для квадратного стовпчастого фундаменту призначаємо для попереднього розрахунку $R = R_0 = 225$ кПа (див. вихідні дані для прикладу стрічкового фундаменту в п. 4.2) та $k_e = 1$.

Тоді ширина фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{1170 \times 1.0}{225 - 20 \times 1.2}} = 2.41 \text{ м.}$$

Розрахунковий ексцентриситет $e = 91/1170 = 0.078$ м.

Допоміжна величина $b/30$: $2.41/30 = 0.0803$ м.

Оскільки $e = 0.078$ м $<$ $b/30 = 0.0803$ м, то $k_e = 1.0$.

Розрахунковий опір несучого шару ІГЕ-2 (див. п. 3.5):

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} [0.53 \times 1.0 \times 2.41 \times 18.0 + 3.132 \times 1.20 \times 15.92 + 0 + 5.732 \times 21.5] = 232.0 \text{ кПа.}$$

Уточнюємо ширину фундаменту:

$$b_2 = \sqrt{\frac{1170 \times 1.0}{232 - 20 \times 1.2}} = 2.37 \text{ м.}$$

Величина b_2 відносно b_1 змінилась:

$$\left| \frac{b_2 - b_1}{b_2} \right| \cdot 100 = \left| \frac{2.37 - 2.41}{2.37} \right| \times 100 = 1.68\% < 5\%.$$

Задаємо ширину підшви фундаменту кратною 100 мм. Для квадратного фундаменту $b = 2400$ мм. Тут також потрібно зауважити, що раніше рекомендувалося зазначати ці розміри кратними 300 мм.

Зауваження. Для вибору форми підшви стовпчастого фундаменту враховують величину моменту, що передається на його верхньому обрізі з урахуванням значення коефіцієнта k_e , а також форми поперечного перерізу колони: а) за квадратного перерізу перевагу віддають квадратним фундаментам; б) за прямокутного перерізу і форму фундаменту переважно зазначають прямокутною. Співвідношення сторін підшви фундаменту становитиме $\eta = 1.1 \dots 1.5$ (інколи, за дуже великих розмірів колони або великого моменту до $\eta = 2.0$).

У випадку спеціальних опор круглого перерізу підшва фундаментів може бути круглою або у вигляді багатокутника.

Конструювання виконуємо, оцінюючи співвідношення розмірів підколонника та підшви фундаменту і його висоти. У цьому випадку висота фундаменту:

$$h_f = d - 0.15 = 1.20 - 0.15 = 1.05 \text{ м.}$$

Розміри поперечного перерізу підколонника та глибину стакана визначаємо з урахуванням конструктивних вимог, що наведені на рис. 30.

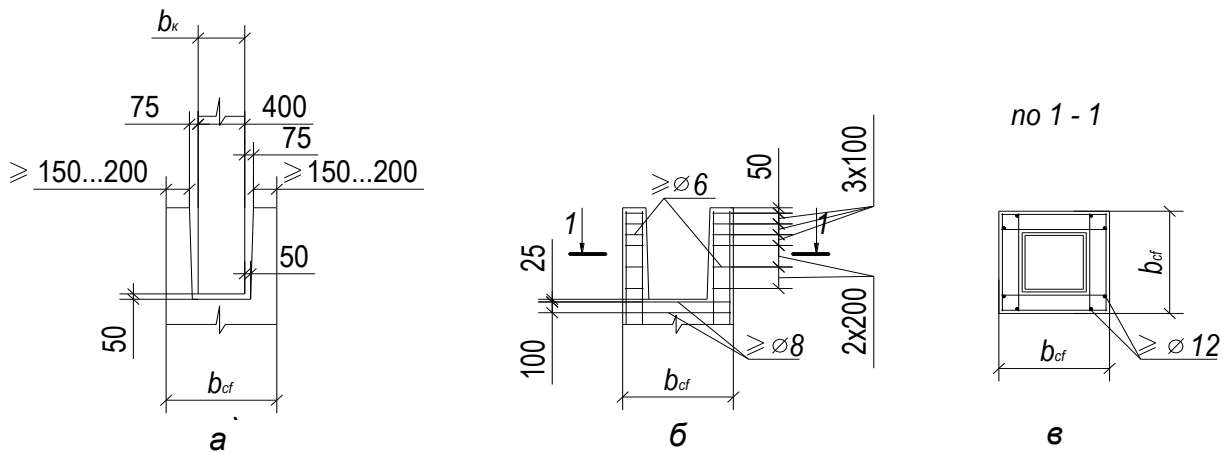


Рис. 30. Конструкція підколонника та його армування:

а – геометричні розміри; б – армування підколонника;
в – поперечний переріз підколонника

Потрібно мати на увазі, що зі зміною перерізу колони будуть відповідно змінюватись і розміри підколонника.

Для фундаменту, що розглядається, підколонник має розміри 900×900 мм з товщиною стінки стакану 200 мм. На практиці товщина стінки стакану встановлюється розрахунком.

За ширини фундаменту 2400 мм консолі плити становитимуть: $(2400 - 900) / 2 = 750$ мм. Кількість ступенів для стовпчастих фундаментів під колони промислових чи цивільних будівель і споруд – у межах 1...3.

При цьому потрібно враховувати, що мінімальна висота ступенів залежно від розмірів фундаменту становить 250...300 мм.

Примітка. У європейській практиці фундаменти невеликої висоти часто виконують одноступінчастими з тим, щоб полегшити їх влаштування.

Зазвичай максимальна довжина (виліт) першої консолі a_1 пов'язана з її висотою h_{c1} : повинна виконуватись умова $a_1 / h_{c1} \leq 2$ (за цих умов армування плитної частини буде раціональним). Інші консолі можуть мати це співвідношення до 1...2.

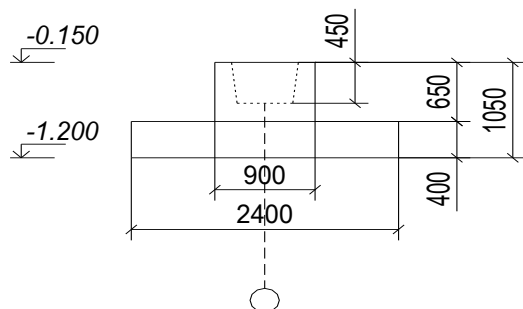


Рис. 31. Загальні розміри стовпчастого фундаменту під збірну колону

За висоти першого ступеня для фундаменту, що розглядається, $h_{c1} = 300$ мм, її довжина $300 \times 2 = 600$ мм. Залишається $750 - 600 = 150$ мм. За цих умов другий ступінь влаштувати недоцільно. Тому в цьому випадку буде одноступінчатий фундамент товщиною плитної частини 400 мм (тоді $400 \times 2 = 800$ мм > 750 мм, умова

виконується). Основні геометричні розміри фундаменту показані на рис. 31.

Для замонолічування колони в стакані використовують бетон класу не нижче В 12.5. Існує й інша можливість призначення розмірів підколонників фундаментів під колони, коли використовують типові рішення фундаментів [21].

Зберемо вертикальні навантаження в рівні підшви фундаменту (табл. 34).

Таблиця 34

**Збір вертикальних навантажень у рівні підшви
стовпчастого фундаменту**

Номер з/п	Вид навантаження	Формула визначення і розрахункова величина для визначення навантаження на 1 м погонний		N_i'' , кН
1	На верхньому обрізі фундаменту	N''	(за завданням)=	1170
2	Тіло фундаменту	N_f''	$(A_f h_f + A_{\text{під}} h_{\text{під}}) \gamma_{\text{мт}} = (2.4 \times 2.4 \times 0.4 + 0.9 \times 0.9 \times 0.65) \times 25.0 =$	70.8
3	Конструкція підлоги	$N_{\text{мг}}''$	$h_{\text{під}} A_f \gamma_{\text{під}} = 0.15 \times 2.4 \times 2.4 \times 22.0 =$	19.0
4	Ґрунт засипки на уступах фундаментної плити	N_s''	$(A_f - A_{\text{під}}) h_{\text{під}} \gamma_{\text{мт}} = (2.4 \times 2.4 - 0.9 \times 0.9) \cdot 0.65 \times 17.5 =$	56.3
Усього вертикальне навантаження $\Sigma N''$:				1316.1

Величини $\Sigma M''$ і $\Sigma Q''$ в рівні підшви фундаменту відповідно становитимуть:

$$\Sigma M'' = M'' + Q'' h_f = 91.0 + 17 \times 1.05 = 108.9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\Sigma Q'' = Q'' = 17 \text{ кН}.$$

Зауваження:

- Для розрахунку ваги від конструкції підлоги вважаємо, що товщина бетонної підлоги 100 мм. Вона влаштована по гравійній підготовці. Середня питома вага конструкції $\gamma_{\text{під}} = 22.0 \text{ кН/м}^3$. Переріз колони не вираховуємо (дуже мала величина: $A = 0.16 \text{ м}^2$).
- За реальних умов проектування навантаження, що діють на фундамент, часто визначають на позначці рівня підлоги $\pm 0.000 \text{ м}$.
- Горизонтальний тиск ґрунту на фундамент не розглядаємо, оскільки він передається рівномірно з усіх сторін.
- У реальному проектуванні враховують можливість розташування в межах плями фундаменту обладнання та матеріалів (зазвичай ця величина становить для промислових будівель 10 кН/м^2).

Загальне уявлення про конструкцію типових підколонників може дати табл. 35.

Середній тиск на підшві фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{\Sigma N^{\parallel}}{A_f} = \frac{1316.1}{2.4 \times 2.4} = 228.5 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір R суглинків ІГЕ-2 для прийнятих розмірів фундаменту:

$$R = \frac{1.2 \times 1.032}{1.1} \cdot [0.53 \times 1.0 \times 2.4 \times 18.0 + 3.132 \times 1.2 \times 15.92 + 5.732 \times 21.5] = 231.9 \text{ кПа.}$$

Умова $\sigma_{mt} = 228.5 \text{ кПа} < R = 231.9 \text{ кПа}$ виконується.

Недонапруження на підшві фундаменту становить:

$$\frac{R - \sigma_{mt}}{R} \cdot 100\% = \frac{231.9 - 228.5}{231.9} \cdot 100\% = 1.47\% < 5\%.$$

Конструкція фундаменту за середніми напруженнями задовільна.

Таблиця 35

**Розміри підколонників фундаментів під колони
для одноповерхових виробничих будівель за серією 1.412-1/77**

Поперечний переріз колон, мм	Поперечний переріз підколонника, мм	Розміри стакану, мм	
		глибина	ширина
400 × 400	900 × 900	800	500 × 500
500 × 500	1200 × 1200	800	600 × 600
600 × 400		900	700 × 500
600 × 500		800	700 × 600
800 × 400	1200 × 1200	900	900 × 500
800 × 500		900	900 × 600

Примітка: глибина стакану зазначена для типових колон, в індивідуальних проєктах може змінюватись.

Крайові напруження на підшві фундаменту:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\Sigma N^{\parallel}}{A_f} \pm \frac{\Sigma M^{\parallel}}{W_f} = \frac{1313.1}{2.4 \times 2.4} \pm \frac{108.9}{2.304} = 228.5 \pm 47.2 \text{ кПа,}$$

де момент опору підшви фундаменту: $W_f = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{2.4 \times 2.4^2}{6} = 2.304 \text{ м}^3,$

$\sigma_{\max} = 228.5 + 47.2 = 275.7 \text{ кПа,}$

$\sigma_{\min} = 228.5 - 47.2 = 181.3 \text{ кПа} > 0$ відрив підшви фундаменту не відбувається.

Умова $\sigma_{\max} = 275.7 \text{ кПа} < 1.2 R = 278.3 \text{ кПа}$ виконується.

Недонапруження:

$$\left| \frac{1.2R - \sigma_{\max}}{1.2R} \right| \cdot 100 = \left| \frac{278.3 - 275.7}{278.3} \right| \times 100 = 0.93\% < 5\%.$$

Конструкція фундаменту і за крайовими напруженнями підібрана задовільно.

Розрахунок стовпчастих залізобетонних фундаментів виконують для курсового проєкту із залізобетонних конструкцій. Тому, щоб уникнути повтору, звернемо увагу на особливості такого розрахунку:

1. *Виконують розрахунок на продавлювання.* Він вказує на достатність прийнятої висоти фундаменту, як це показано вище для стрічкового монолітного залізобетонного фундаменту (див. п. 4.2, рис. 27). Проте тут використовують різні розрахункові схеми, залежно від того, проєктується фундамент «стаканного» типу (під збірні залізобетонні колони) чи конструкція фундаменту є монолітною, що з'єднана з монолітною залізобетонною колоною або металевою колоною. За наявності монолітного фундаменту призма продавлювання колоною визначається від верхнього обрізу фундаменту або обрізу верхнього ступеня за високого підколонника. Для стаканного фундаменту призма продавлювання будується від низу стакана, хоча продавлювальне зусилля визначається з урахуванням часткової передачі навантаження через стінки колони в межах самого стакана. Товщина захисного шару бетону – як і для стрічкових фундаментів.
2. *Визначають переріз арматури в нижній частині фундаментної плити* за методикою, що розглянута для фундаментних залізобетонних плит стрічкового фундаменту (див. п. 4.2, рис. 28).

Крім того, ведуть розрахунок плитної частини фундаменту на поперечну силу та на зворотний момент. Для підколонника роблять розрахунок поперечних перерізів і виконують перевірку на місцеве зім'яття.

Також виконується розрахунок фундаментів на утворення й розкриття тріщин у плитній частині та в підколоннику. За потреби за цими розрахунками уточнюють конструкцію фундаменту. Для виконання реальних розрахунків можна використовувати додатково довідкову літературу [31] та посібники [33, 34, 35].

Розділ 6. РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

6.1. Загальні вимоги до розрахунку пальових фундаментів

За сучасних умов у будівництві висотних будівель і споруд, що передають значні навантаження, широко використовують пальові фундаменти. Вони дають змогу передавати навантаження на більш глибокі шари ґрунту, що підвищує їх несучу здатність порівняно з фундаментом неглибокого закладання, і мають значно менші деформації основи. Якщо в новому будівництві раніше використовували тільки забивні палі, то тепер значне поширення мають буронабивні, буроін'єкційні та вдавлювані палі. До того ж на забудованих територіях, коли можливий вплив нового будівництва на сусідні будівлі та споруди, використання буронабивних і вдавлюваних паль, що не мають динамічного впливу на основу при влаштуванні, є обов'язковим.

Останнім часом широке використання знайшла нова технологія влаштування буроін'єкційних паль, за якої через порожнинний шнек, що заглиблений на проєктну глибину, під тиском подається бетонна суміш, яка створює стовбур палі. Армування цієї палі забезпечується заглибленням арматурного каркаса в тільки що влаштований стовбур. Такі палі отримали назву «буроін'єкційні палі великого діаметра» (понад 0.40 м). Їх виготовляють за допомогою важких станків (Bauer Maschinen GmbH, Soletanche та ін.)

Розрахунок пальових фундаментів полягає в попередньому визначенні несучої здатності одиночної палі заданих розмірів як за несучою здатністю ґрунтів основи, так і за несучою здатністю матеріалу палі (остання повинна бути вищою), та встановленні необхідної кількості паль у складі пальового фундаменту. Ці розрахунки виконуються за I групою граничних станів (за несучою здатністю основи й матеріалу паль).

Несуча здатність палі для реальних об'єктів визначається переважно за даними випробування паль статичним навантаженням [15]. В окремих випадках [16, 18] остаточно несучу здатність забивних і вдавлюваних паль визначають за результатами випробування еталонної палі чи інвентарної випробувальної палі-зонда ІВП-127 (ИИС-127). Точність визначення (відхилення) цих методів порівняно з даними статичних випробувань у межах 5...10 %, що допустимо для практики. За даними статичного зондування визначають попередню величину несучої здатності паль (вона має точність до 10...25 %), яка повинна контролюватися за даними випробування статичним і (або) динамічним навантаженням. Ці методи потребують даних реальної оцінки несучої здатності основи паль, яку в курсовому проєктуванні відтворити важко.

Примітка. Конструкція палі-зонду ІВП-127 створена на кафедрі геотехніки (раніше кафедри основ і фундаментів) КНУБА, як і методика її випробування. Вона знайшла широке використання на практиці в Україні та за її межами.

Водночас [16] рекомендують для визначення несучої здатності всіх видів паль теоретичні формули, що враховують табличні значення опору ґрунту під нижнім кінцем палі та по її бічній поверхні. Таке визначення несучої здатності паль є досить наближеним (точність до 50 %), а тому використовується в реальному проєктуванні для попереднього призначення параметрів паль і величини допустимого розрахункового навантаження на палю. Цей метод і використовується в курсовому проєктуванні як найбільш доступний.

Крім розрахунку паль на вертикальне навантаження їх розраховують і на горизонтальне навантаження. Такі розрахунки виконують для утримувальних конструкцій. У цивільному та промисловому будівництві використовують переважно фундаменти з низьким ростверком, за якого весь пальовий фундамент заглиблюється в ґрунт. Пальові фундаменти з високим ростверком (він влаштовується над поверхнею ґрунту) мають значно меншу сферу використання.

6.2. Порядок розрахунку пальових фундаментів

На практиці такі розрахунки є складнішими за розрахунки фундаментів неглибокого закладання і займають значний об'єм. Тому в курсовому проєкті передбачено мінімальний об'єм розрахунків, що забезпечують засвоєння основних положень проєктування пальових фундаментів. Цей розрахунок виконується для трьох перерізів для безпідвальної будівлі, що розглядалася для фундаментів неглибокого закладання (або для випадку, коли підвал розташовано під всією будівлею). Тому вихідні дані для проєктування пальових фундаментів зберігаються, як і повністю використовується оцінка ґрунтових умов. Тип паль, що розраховуються, наведено в завданні.

Розрахунок пальових фундаментів за кожним перерізом передбачає:

- визначення навантажень на пальові фундаменти за I групою граничного стану;
- встановлення глибини закладання подошви ростверка та конструкції пальового фундаменту;
- характеристику паль, що зазначаються у проєктуванні;
- дослідження зміни несучої здатності паль двох перерізів із глибиною для ґрунтових умов майданчика (з таблицями, графіками, висновками);
- розрахунок несучої здатності одиночної палі заданих розмірів (потрібно обґрунтувати розміри палі, скласти розрахункову схему, визначити несучу здатність та допустиме розрахункове навантаження на палю);

- розрахунок пальових фундаментів за окремими перерізами;
- визначення розташування паль у плані (для заданих перерізів), складання ескізу пальового поля;
- розрахунок і конструювання ростверків (для заданих перерізів визначити армування, за потреби виконати перевірку ростверка на продавлювання, скласти ескізи та замаркувати ростверки);
- виконання перевірки пальових фундаментів за несучою здатністю (для всіх перерізів зробити ескіз ростверка, збір навантажень і перевірку навантаження на одиночну палю). У разі її невиконання внести зміни в конструкцію фундаменту з обґрунтуванням необхідних додаткових розрахунків.

Такий порядок розрахунку загалом зберігається для стрічкових, стовпчастих і плитних пальових фундаментів і збігається з порядком реального проєктування [39].

6.3. Глибина закладання підшви ростверка

При попередньому призначенні глибини закладання ростверка потрібно врахувати конструктивні особливості будівлі, її підземної частини, розміри поперечного перерізу паль, можливу конструкцію ростверка та те, що палі вигідно використовувати за мінімального об'єму земляних робіт. При цьому тільки для слабо навантажених фундаментів слід враховувати вплив глибини промерзання ґрунтів і можливість морозного здимання (випинання) фундаментів.

За наявності залягання з поверхні слабких ґрунтів (рослинного шару, заторфованих і замулених ґрунтів) потрібно призначити глибину з повною виїмкою цих ґрунтів або їх заміною на ґрунтову подушку, щоб забезпечити нормальне бетонування ростверка в період будівництва та добру якість підготовки під підлогу, мощення та їх нормальну експлуатацію в подальшому. Слабкі шари ґрунту, що залягають на глибині, для призначення глибини закладання ростверка не враховують.

Для цивільних будівель і споруд під час призначення глибини закладання ростверка потрібно забезпечити нормальну конструкцію цокольної частини та можливість прокладення вводів і виводів водонесучих мереж (на це вказано в розділі «Визначення мінімальної глибини...» – див. п. 3.1). З метою економії об'єму фундаментних стін під внутрішні стіни інколи зменшують кількість рядів блоків, а пальові фундаменти влаштовують із високими ростверками. Проте такі рішення на практиці себе не завжди виправдовують.

Для панельних будинків можливе використання й інших рішень. У курсовому проєктуванні потрібно взяти конструкцію пальового фундаменту з

ростверка і стінових блоків. Така конструкція, з одного боку, є найпростішою, а з іншого – використання стінових блоків вже розглянуто під час розрахунку фундаментів неглибокого закладання, що спрощує виконання проектної роботи здобувачем.

У проектуванні пальових ростверків рівень їх підшви спочатку задається наближено з використанням таких загальних підходів. Для стрічкових фундаментів товщина плити ростверка визначається за умови заведення голови палі в ростверк. Тобто мінімальна товщина дорівнюватиме розміру сторони поперечного перерізу (діаметра) палі з прибавкою 50 мм, тобто $h_r = d + 0.05$ м. Це означає, що мінімальна товщина ростверка за реальних умов повинна становити 350...450 мм. Крім цієї плити потрібно влаштувати ще цокольну частину будівлі. При цьому вимоги щодо її «прив'язці», що викладені вище в п. 3.3, зберігаються. Ширина ростверка для визначення несучої здатності палі не має практичного значення. Вона уточнюється під час розрахунку пальового стрічкового фундаменту, коли визначається рядність паль.

Розглянемо приклад попереднього призначення розмірів пальового стрічкового фундаменту. Відомо, що положення верхнього обрізу фундаменту з «прив'язкою» становить 0.4 м від поверхні, а для фундаменту використовують палі перерізом 300 x 300 мм. При цьому потужність рослинного шару $h_1 = 0.5$ м, а нижче залягають тверді супіски, що рекомендовані як несучий шар для фундаментів неглибокого закладання. Будинок опалюваний. Характер прокладання водонесучих мереж до будинку брати до уваги не будемо, як не будемо розглядати конструкцію підлоги в межах першого поверху та необхідність прокладення тут технічних (підпільних) каналів.

Тоді мінімальна товщина ростверка: $h_r = 0.30 + 0.05 = 0.35$ м.

Задаємо в першому наближенні $h_r = 0.40$ м. По верху ростверка влаштуємо один ряд цокольних блоків. Складаємо ескіз стрічкового фундаменту (рис. 32).

Глибина котловану в цьому випадку становить: $h_k = 0.6 + 0.4 - 0.4 = 0.6$ м. Тут перші величини в сумі складають повну висоту фундаменту з ростверком, а від'ємна величина – цокольна частина вище рівня оточуючої поверхні ґрунту.

Для стовпчастих пальових фундаментів глибина закладання підшви ростверка встановлюється як для фундаментів неглибокого закладання. При цьому враховується положення верхнього обрізу на позначці – 0.150 м, заглиблення збірної колони чи заведення монолітної залізобетонної колони в тіло фундаменту, а для збірних ще й мінімальна товщина нижче торця колони 200 мм і 50 мм на підливку цементним розчином у стакані. Для металевих колон положення верхнього обрізу ростверка залежить від розмірів бази та її заданого положення відносно підлоги.

Для стовпчастих пальових фундаментів товщина плитної частини також повинна призначатися мінімально $h_r = d + 0.05$ м. Але конструкція цього фундаменту в нижній частині багато в чому залежить від розмірів ростверка в плані (кількості паль у фундаменті) та навантаження, що передається колоною на фундамент. Тобто розрахунок на продавлювання ростверка колоною визначає товщину плитної частини ростверка.

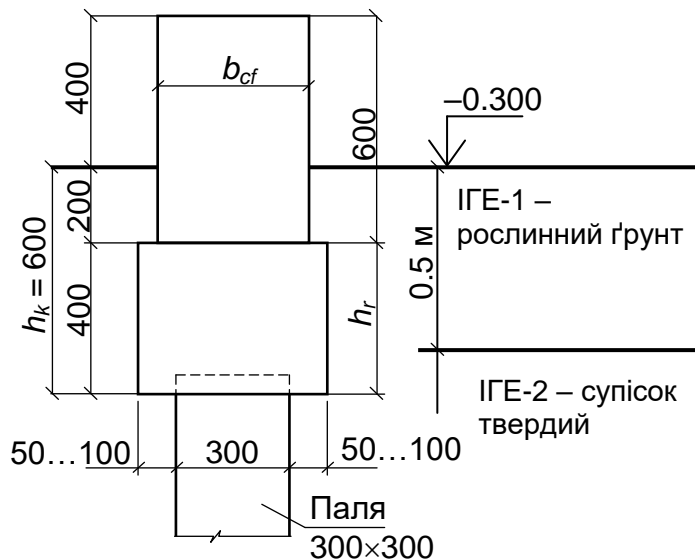


Рис. 32. Схема поперечного перерізу стрічкового фундаменту для попереднього розрахунку несучої здатності одиночної палі

Підколонна частина за конструкцією пов'язана із загальним рішенням будівлі. Як і фундаменти неглибокого закладання, стовпчасті пальові фундаменти можуть мати низький або високий підколонник. Тому в курсовому проєкті конструкцію верхньої частини ростверка зазначаємо як для цього ж перерізу в розрахунку стовпчастого фундаменту (неглибокого закладання).

Для висотних будівель, димових труб, водонапірних веж тощо пальові фундаменти можуть конструюватись як плитні. Розміри плитних ростверків у плані визначаються положенням будівлі або споруди та потрібною кількістю паль для цього фундаменту. У цих випадках у реальному проєктуванні товщина плитної частини становить 0.6...1.2 м, а в окремих випадках навіть 1.2...1.8 м. При цьому положення низу ростверка визначається з урахуванням конструктивних і технологічних особливостей будівлі або споруди. Тут рішення пальових фундаментів завжди мають індивідуальний характер.

Останнім часом палі використовують не тільки як фундаменти, а і як конструкції огороження. Глибина котлованів, стінки яких закріплюються пальовим рядом, може досягати 10...15 м і навіть більше. Для сприйняття горизонтального тиску ґрунту такі палі додатково закріплюються ґрунтовими анкерами. Отже, сфера використання паль і пальових фундаментів невпинно зростає.

6.4. Дослідження зміни несучої здатності паль залежно від їх параметрів

6.4.1. Загальні дані

Інженеру-початківцю, а тим паче здобувачу, важко приймати рішення з вибору типу паль, їх перерізу та довжини, виходячи з наявних навантажень та

інженерно-геологічних даних будівельного майданчика. Як показує практика, орієнтація тільки на зміну розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі та бічної поверхні за глибиною є недостатньою для вибору раціональних розмірів палі. Тому для обґрунтованого, самостійного рішення здобувач виконує дослідження зміни несучої здатності палі різних перерізів за глибиною. Це завдання наближене до наукового пошуку, а тому розглянемо й інші загальні вимоги до побудови цього розділу.

Завдання: дослідити несучу здатність одиночної забивної (буронабивної та ін.) палі для ґрунтових умов будівельного майданчика залежно від її поперечного перерізу та глибини влаштування.

Спосіб дослідження: аналітичний, з використанням таблиць і вказівок [3].

Мета дослідження: розширити уяву початківців-проектувальників про характер зміни несучої здатності палі зі зміною її параметрів і забезпечити підбір раціональних розмірів палі для проектування пальових фундаментів відповідно до завдання на курсовий проєкт.

Додаткові умови: допускається спрощений підхід у визначенні несучої здатності за глибиною. У разі використання розрахункових комплексів обмеження щодо спрощення можуть бути скорочені або зняті повністю.

6.4.2. Вихідні дані та розрахункова схема для визначення несучої здатності одиночної палі

Розглянемо порядок виконання вказаного дослідження:

1) *Вихідні дані для дослідження.* Повинні бути наведені ґрунтові умови та глибина котловану. Розглянемо це на окремому прикладі. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика характеризуються горизонтальним заляганням таких інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), надається їх опис, близький до виробничого:

ІГЕ-1 – рослинний шар ґрунту, потужністю 1.0 м, який як природну основу використовувати не рекомендується;

ІГЕ-2 – супісок пілуватий, світло-жовтого кольору, алювіальний, тугопластичний - $I_L = 0.40$, потужністю 2.4 м;

ІГЕ-3 – пісок дрібний, алювіальний, кварцевий, світло-сірий, однорідний, середньої щільності, низького ступеня вологості, потужністю 3.4 м;

ІГЕ-4 – суглинок пілуватий, голубувато-сірий, алювіальний, з плямами та розводами окислів заліза, тугопластичний, з $I_L = 0.30$, пройденою потужністю 8.2 м.

Нормативні та розрахункові показники фізико-механічних характеристик окремих ІГЕ для цього майданчика попередньо визначені та наведені в зведених таблицях, що за формою відповідають таблицям у п. 2.2.

Також наводяться додаткові дані. Наприклад, якщо під час буріння свердловин на глибину до 12.6 м від поверхні ґрунтові води не зустрінуті, за п. 10.5 [3] майданчик належить до потенційно невідтопленого.

Наводиться і характеристика поверхні майданчика: рівна (може бути слабо похила). У межах ділянки сучасні інженерно-геологічні процеси (гравітаційні, ерозійні, суфозійні та ін.) не розвиваються. Попередньо встановлено, що глибина котловану (закладання низу ростверка від поверхні) дорівнює $h_k = 0.8$ м.

Примітка. Норми [4] вимагають, щоб на практиці розвідування геологічної будови ділянки на 5...10 м перевищувало заглиблення нижніх кінців паль.

2) *Розрахункова схема.* Будуємо геологічний переріз для ділянки розрахунку палі, у межах якого наносимо котлован глибиною $h_k = 0.8$ м. Тут же показуємо палю, яка прорізає декілька шарів ґрунту. При цьому вважатимемо, що довжина палі умовно буде змінюватися від 0 до $(H - h_k)$, де H – загальна потужність розвіданої товщі (глибина свердловин). Для нашого прикладу це:

$$H = \sum_{i=1}^n h_i = 1.0 + 2.4 + 3.4 + 8.2 = 15.0 \text{ м};$$

$$H - h_k = 15.0 - 0.6 = 14.4 \text{ м}.$$

У випадку, коли на майданчику будівництва поверхня похила, за розрахункову ділянку вважатимемо найнижчу частину майданчика, де глибина котловану найменша, а несучі шари ґрунту залягають глибше.

Розрахункову схему будуємо так, щоб у подальшому простір з правої сторони рисунка можна було б використати для побудови епюр несучої здатності (рис. 33).

6.4.3. Вибір типу та розмірів паль

Призначаючи поперечний переріз паль, враховують не тільки потребу в забезпеченні сприйняття діючих навантажень, але й конструкцію ростверка, що при цьому буде. Відомо, що вид і форма ростверка залежать від характеру будівлі чи споруди та геометричних розмірів і якості матеріалу надземної несучої конструкції, що передає навантаження на фундамент, тоді як тип паль і їх поперечний переріз (діаметр) визначатимуть розміри ростверка. Це завдання не просте. Тому для дослідження призначають обґрунтовано декілька розмірів поперечного перерізу паль (найчастіше обмежуються тільки двома). Можливі типорозміри забивних паль заводського виготовлення наводяться в стандартах і каталогах, що розроблені для паль різної конструкції. Часто в будівництві використовують забивні суцільні палі квадратного перерізу за ДСТУ Б В.2.6-65:2008 [18], загальну характеристику яких наведено в табл. 36 нижче. Марки залізобетонних паль зі звичайною арматурою зазначені в додатку 4.

Характеристика забивних паль суцільного перерізу ДСТУ Б В.2.6-65:2008

Переріз паль, мм	Довжина паль, L, м	Градація довжини паль через ΔL_p , м	Позначення паль	Клас бетону	Поздовжнє армування	Маса 1 м довжини палі, кг	Орієнтовна несуча здатність палі, кН	
							за матеріалом	за ґрунтом
палі з ненапруженою арматурою								
200 x 200	3...6	0.5	П30.20	B15	4Ø10 A240C	100	450	$\frac{100...250}{1.5...6}$
250 x 250	4.5...6	0.5	П45.20	B 5	4Ø10 A240C	156	650	$\frac{150...400}{3...10}$
300 x 300	3...12	До 6 м через 0.5 м, далі через 1 м	П30.30	B15 ... B20	4Ø10 A240C до 4Ø16 A400C	225	1000	$\frac{200...600}{5...15}$
350 x 350	8...16	1.0	П80.35	B20	4Ø12 A400C до 4Ø20 A400C	306	1850	$\frac{350-1200}{15...50}$
400 x 400	13...16	1.0	П130. 40	B25	8Ø12 A400C до 8Ø16 A400C	400	2000	$\frac{600-1300}{20...60}$
палі з попередньо напруженою арматурою								
200 x 200	3...6	0.5	ПНдр30.20-ВрII	B25	4Ø5 Вр II	100	500	$\frac{100...250}{1.5...6}$
250 x 250	4.5...6	0.5	ПНдр45.25-ВрII	B25	4Ø5 Вр II	156	700	$\frac{150...400}{3...10}$
300 x 300	3...15	До 6 м через 0.5 м, далі через 1 м	ПНдр30.30-ВрII СН 90.30	B25 ... B35	4Ø5 Вр II до 2Ø5 Вр II 4Ø10 А-400 до 4Ø12 А-500	225	1100	$\frac{200...800}{5...15}$
350 x 350	8...20	1.0	СНпр 80.25 до СНпр 150.35 СН 100.35	B25 ... B35	4Ø5 Вр II до 2Ø5 Вр II 4Ø10 А-400 до 4Ø18 Ат-800	306	1900	$\frac{350...1400}{15...50}$
400 x 400	13...20	1.0	СН 130.35	B35	4Ø12 А-400 до 4Ø18 Ат-800	400	2100	$\frac{600...1500}{20...65}$

Примітки:

- 1) позначення «др» в марці паль вказують на використання дроту як арматури;
- 2) у стовп. 4 наведено мінімальну довжину паль указанної марки;
- 3) у стовпцях 4 і 6 для паль із попередньо напруженою арматурою вказано: у чисельнику – палі з дровою арматурою, у знаменнику – з арматурними стержнями;
- 4) у стовпці 5 позначення класу бетону за вимогами сучасних норм: клас бетону B15 відповідає бетону класу C12/15; для інших – C16/20; C20/25; C25/30; C28/35;
- 5) у стовпці 9 наведено розрахункову несучу здатність, допустиму для одиночної палі на стиск (у чисельнику) і горизонтальне навантаження (у знаменнику).

Використовують забивні палі й іншої конструкції. Сьогодні все більше поширення набувають буронабивні та буроін'єкційні палі. Найчастіше їх діаметр становить 400 мм або з урахуванням технологічних особливостей – 420 мм, 500 (520) мм, 600 (620) мм і 800 (820) мм. На відміну від забивних, вони влаштовуються без динамічного навантаження на основу, а тому їх використовують на ділянках, що вже забудовані, або на майданчиках, що розташовані в межах схилів, де можливий розвиток гравітаційних процесів (зсувів та ін.). Їх довжина зазвичай досягає 16 м, а в разі потреби може бути доведена до 24 м і навіть більше.

У тих випадках, коли несуча здатність бурових палей є недостатньою, у нижньому кінці палі влаштовують підширення, діаметр якого перебуває в межах $2 \leq D/d \leq 3.5$ (тут D – діаметр підширення, d – діаметр стовбура палі).

Загальну характеристику бурових палей наведено в табл. 37. Ці дані можна з певним наближенням взяти і для буроін'єкційних палей великого діаметра.

Таблиця 37

Характеристика бурових (буронабивних) палей

Діаметр мм	Довжина палей, м	Клас бетону	Поздовжня арматура	Діаметр підши- рення, мм	Орієнтовна несуча здатність палей, кН	
					за мате- ріалом	за ґрунтом
Буронабивні палі без підширення						
400	6...24	C10/12... C20/25	(4...6)Ø(12...14) A400, A400C	-	1200	<u>150...1000</u> 20...50
500	10...30		6Ø(12...14) A 400, A400C	-	1400	<u>200...1100</u> 10...80
600	10...30	C12/15... C20/25	(6...8)Ø(14...16) A 400, A400C	-	2000	<u>250...1800</u> 80...130
800	10...30		(8...10)Ø(16...20) A400, A400C	-	3000	<u>350...2700</u> 100...250
Буронабивні палі з підширенням						
400	6...24	C12/15... C20/25	(4...6)Ø(12...16) A400, A400C	1000, 1200	1500	<u>400...1300</u> 20...50
500	10...30		(6...8)Ø(12...16) A400, A400C	1200... 1600	1800	<u>500...1400</u> 40...80
600	10...30	C12/15... C25/30	(6...10)Ø(14...18) A400, A400C	1600, 1800	2500	<u>950...2300</u> 80...150
800	10...30	C16/20... C25/30	(8...10)Ø(16...22) A400, A400C	1800	3800	<u>1200...3500</u> 100...250

Примітка: в останньому стовпці в чисельнику – розрахункова несуча здатність (допустиме навантаження на одиночну палю) на стиск, у знаменнику – допустиме горизонтальне навантаження.

Тоді як для забивних паль їх армування змінюється відносно стандартного тільки в окремих випадках, армування буронабивних паль у кожному випадку розраховується з урахуванням діючих навантажень. При цьому армування може влаштовуватися не на повну довжину (наприклад, за відсутності горизонтальних навантажень).

Під час виконання курсового проекту для порівняння зазначають найбільш поширені в цивільному і промисловому будівництві палі з поперечним перерізом: для забивних – 300 x 300 мм і 350 x 350 мм; для буронабивних і буроін'єкційних \varnothing 400 (420) мм і 500 (520) мм (за значних навантажень – 600 (620) мм). Буронабивні палі з підширенням використовують тоді, коли несуча здатність звичайних буронабивних паль є недостатньою: потрібна така кількість паль, що приводить до значного збільшення розмірів ростверка.

6.4.4. Розрахунок несучої здатності одиночної палі за ґрунтом основи

Зазвичай під час виконання реальних проектів несуча здатність одиночних паль, як вказано вище, визначається або за даними попередніх випробувань статичним навантаженням [15], або за даними випробування ґрунтів будівельного майданчика еталонною палею чи палею-зондом ІВП-127. Для пошуку оптимальних розмірів забивних паль випробування ІВП-127 є найбільш доцільними, оскільки вони дають можливість вказати несучу здатність за різних довжини та перерізу паль. Під час випробування паль статичним навантаженням, як і в разі випробування еталонних паль, отримуємо величину несучої здатності тільки для заданої довжини паль. Проте для буронабивних паль статичні випробування – єдина на сьогодні можливість отримати надійні дані про їх несучу здатність за ґрунтом основи.

Для попередньої оцінки несучої здатності паль F_d , кН, використовують розрахунки за формулами [16], де застосовують табличні значення розрахункового опору під нижнім кінцем палі R , кПа, та по бічній поверхні f , кПа:

а) для забивних висячих паль за формулою (Н.2.1) [16]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де A – площа обпирання на ґрунт палі, що дорівнює площі поперечного

перерізу палі: $A = a^2$, м² (a – сторона квадратного перерізу); $A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ (d –

діаметр палі круглого перерізу);

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м: $u = 4a$ (квадратний переріз); $u = \pi d$ (круглий переріз);

γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що є в усіх випадках $\gamma_c = 1.0$;

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і по бічній поверхні палі. Їх зазначають залежно від способу заглиблення паль за табл. 38 (табл. Н.2.3 [16]);

R , f – визначають за табл. 39 і табл. 40 залежно від виду та стану ґрунту і глибини розрахункової точки від поверхні (табл. Н.2.1, Н.2.2 [16]):

Таблиця 38

Коефіцієнти умов роботи γ_{cR} і γ_{cf} для забивних паль

Номер з/п	Способи занурення паль	Коефіцієнти умов роботи ґрунту для розрахунку несучої здатності паль	
		під вістрям, γ_{cR}	по бічній поверхні, γ_{cf}
1	Заглиблення суцільних і порожнинних паль із закритим нижнім кінцем механічними (підвісними), пароповітряними та дизельними молотами	1.0	1.0
2	Заглиблення забиванням і вдавлюванням паль у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше ніж на 1 м нижче за бою свердловини за її діаметра, що: а) дорівнює стороні квадратної палі; б) на 0.05 м менше за сторону квадратної палі; в) на 0.15 м менше за сторону квадратної палі чи діаметра палі круглого перерізу	1.0 1.0 1.0	0.5 0.6 1.0
3	Заглиблення з підмивом у піщані ґрунти за умови додаткового забивання паль після підмиву не менше ніж на 1 м	1.0	0.9
4	Віброзаглиблення паль-оболонок, віброзаглиблення та вібровдавлювання паль у ґрунти: а) піски середньої щільності: • крупні та середньої крупності; • мілкі (дрібні); • пилуваті; б) глинисті з показником текучості $I_L = 0.5$: • супіски; • суглинки; • глини; в) глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$ (тверді)	1.2 1.1 1.0 0.9 0.8 0.7 1.0	1.0 1.0 1.0 0.9 0.9 0.9 1.0
5	Заглиблення молотами порожнинних залізобетонних паль із відкритим нижнім кінцем: а) за діаметра порожнини палі ≤ 0.4 м; б) за діаметра порожнини палі 0.4...0.8 м	1.0 0.7	1.0 1.0
6	Заглиблення паль круглого перерізу із закритим нижнім кінцем будь-яким способом на глибину ≥ 10 м із наступним влаштуванням камуфлетного підширення під нижнім кінцем палі в пісках середньої щільності та глинистих ґрунтах (за $I_L \leq 0.5$) за діаметра підширення: а) 1.0 м незалежно від виду ґрунту; б) 1.5 м у пісках і супісках; в) 1.5 м у суглинках і глинах	0.9 0.8 0.7	1.0 1.0 1.0
7	Заглиблення паль вдавлюванням: а) у крупні, середньої крупності та дрібні піски (усі піски середньої щільності); б) у пилуваті піски; в) у глинисті ґрунти з показником $I_L < 0.5$; г) у глинисті з показником $I_L \geq 0.5$	1.1 1.1 1.1 1.0	1.0 0.8 1.0 1.0

Примітка: у п. 4 для глинистих ґрунтів $0 < I_L < 0.5$ коефіцієнти γ_{cR} і γ_{cf} визначаються за інтерполяцією.

Розрахунковий опір ґрунтів під нижнім кінцем забивних паль

Глибина занурення нижнього кінця паль, м	Розрахунковий опір R ґрунту під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що влаштовуються без виймання ґрунту, кПа							
	для піщаних ґрунтів середньої щільності							
	гравелісті	крупні	–	середн. крупності	дрібні	пилуваті		
	для глинистих ґрунтів із показником текучості I_L , що дорівнює							
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600	
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700	
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800	
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850	
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900	
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000	
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100	
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200	
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300	
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400	

Примітка: у чисельнику значення R для піщаних ґрунтів, у знаменнику – для глинистих.

Зауваження. З користування табл. 39 і 40 потрібно враховувати, що:

- 1) глибину розміщення вістря палі й середню глибину залягання шару ґрунту для планування території майданчика зрізанням чи підсипанням до 3.0 м слід брати від рівня природного рельєфу, а в разі зрізання або підсипання шару товщиною 3.0...10.0 м у розрахунках зазначають поверхню, що на 3.0 м вища за зрізання або менша за підсипання;
- 2) для значень глибини й показника текучості I_L , не вказаних у таблицях, значення R і f визначаються інтерполяцією;
- 3) для щільних пісків величини R і f збільшують на 60 і 30 % відповідно (для визначення щільності пісків за даними статичного зондування величину R потрібно збільшувати на 100 %);
- 4) для супісків за $I_p < 0,04$ і $e < 0,8$ розрахунковий опір R_i та f_i визначають за таблицями, як для пилуватих пісків;

- 5) для супісків і суглинків за $e < 0,5$ і глин за $e < 0,6$ розрахунковий опір f_i слід збільшити на 15 %;
- 6) для визначення розрахункового опору ґрунту та тертя по бічній поверхні паль шару ґрунту ділять на однорідні шари товщиною не більше ніж 2 м;
- 7) несучу здатність визначають для паль, що заглиблені в ґрунт не менше ніж на 3.0 м.

Таблиця 40

Розрахунковий опір ґрунтів по бічній поверхні паль

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахунковий опір f_i на бічній поверхні паль всіх видів, кПа								
	для піщаних ґрунтів середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилуватих	-					
	для глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L , що дорівнює								
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітка: див. примітки до табл.39.

б) для буронабивних і буроін'єкційних висячих паль за формулою (11) норм [5]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i).$$

За своєю будовою ця формула відповідає формулі, що наведена вище в п. а). Різниця полягає у величинах коефіцієнтів і величин R і f , що до неї входять.

Геометричні розміри поперечного перерізу палі визначають:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}; u = \pi \cdot d \text{ (тут } d \text{ – діаметр круглого перерізу палі, м); } \gamma_c, \gamma_{cR}, \gamma_{cf}$$

зазначають за рекомендаціями додатка Н [16]. Для палей без підширення $\gamma_{cR} = 1.0$; з підширенням $\gamma_{cR} = 0.9$; з камуфлетним підширенням $\gamma_{cR} = 1.3$. Якщо палі спираються на водонасичені лесові ґрунти $\gamma_c = 0.8$, а в інших випадках – $\gamma_c = 1.0$. Величина γ_{cf} залежить від способу влаштування палей і змінюється в межах $\gamma_{cf} = 0.6 \dots 1.0$ (табл. 41); f_i – мають такі самі значення, як і для забивних палей (табл. 40);

R для глинистих ґрунтів визначають за табл. 42.

Таблиця 41

Коефіцієнт умов роботи γ_{cf} для буронабивних і буроін'єкційних палей

Номер з/п	Палі та способи їх влаштування	Коефіцієнт умов роботи палі γ_{cf}			
		в пісках	в су-пісках	в суг-линках	в гли-нах
1	Набивні, порожнина для яких влаштовується забиванням інвентарної труби з наконечником	0.8	0.8	0.8	0.7
2	Набивні віброштамповані	0.9	0.9	0.9	0.9
3	Бурові, у тому числі з підширенням:				
	а) за «сухого способу» або бетонуванні стовбура під захистом обсадної труби;	0.7	0.7	0.7	0.6
	б) під водою або під глинистим розчином;	0.6	0.6	0.6	0.6
	в) за «сухого способу» з вібрацією жорстких бетонних сумішей для влаштування стовбура	0.8	0.8	0.8	0.7
4	Буронабивні порожнинні, що влаштовуються за допомогою вібросердечника	0.8	0.8	0.8	0.7
5	Палі-оболонки, що віброзаглиблюються з вийманням ґрунту	1.0	0.9	0.7	0.6
6	Палі-стовпи	0.7	0.7	0.7	0.6
7	Буроін'єкційні, виготовлені під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з опресуванням в 200...400 кПа	0.9	0.8	0.8	0.8
8	Буроін'єкційні великого діаметра з опресуванням бетонної суміші, що подається через порожнинний шнек, за 200...600 кПа	0.9	0.8	0.8	0.8

**Розрахунковий опір глинистих ґрунтів під нижнім кінцем буронабивних,
буроін'єкційних і паль-оболонок**

Глибина закладання кінця палі, м	Розрахунковий опір R , кПа під нижнім кінцем набивних і бурових паль, що влаштовуються в глинистих ґрунтах, крім лесових, з показником текучості I_L , що дорівнює						
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	–	–
40	4500	4000	3500	3000	2500	–	–

Примітка: для визначення R в лесових ґрунтах можна користуватися регіональними нормами.

Для піщаних для буронабивних і буроін'єкційних паль R визначається за формулою (Н.3.2) [16]:

$$R = 0.75 \cdot \alpha_4 (\alpha_1 \cdot \gamma_I' \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_I \cdot h),$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коефіцієнти, які визначають залежно від величини φ_I для цього піску за табл. 43 (або Н.3.2 [16]). Величина R для паль-оболонок збільшується проти вказаних у формулі на 4/3,

γ_I і γ_I' – питома вага відповідно для шарів вища та нижча за нижній кінець палі (з урахуванням їх виважування нижче рівня ґрунтових вод). При цьому:

$$\gamma_I = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i},$$

де $\sum h_i$ – відповідає заглибленню палі від поверхні майданчика. Величина γ_I' зазначається для несучого шару основи (ІГЕ, у який заглиблено палю).

Зауваження. Більшу точність несучої здатності забивних паль можна отримати за даними статичного зондування, результати якого зазвичай отримані під час інженерно-геологічних вишукувань. Для буронабивних і буроін'єкційних паль такі розрахунки за нормами сьогодні не виконують.

**Величини коефіцієнтів до визначення розрахункового опору
піщаних ґрунтів для бурових паль**

Коефіцієнти	Розрахункові значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_i , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9.5	12.6	17.3	24.4	34.6	48.6	71.3	108.0	163.0
α_2	18.6	24.8	32.8	45.5	64.0	87.6	127.0	185.0	260.0
α_3 за h/d :									
4.0	0.78	0.79	0.80	0.82	0.84	0.85	0.85	0.85	0.87
5.0	0.75	0.76	0.77	0.79	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85
7.5	0.68	0.70	0.71	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84
10.0	0.62	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81
12.5	0.58	0.61	0.63	0.67	0.70	0.73	0.75	0.78	0.80
15.0	0.55	0.58	0.61	0.65	0.68	0.71	0.73	0.76	0.79
17.5	0.51	0.55	0.58	0.62	0.66	0.69	0.72	0.75	0.78
20.0	0.49	0.53	0.57	0.61	0.65	0.68	0.72	0.75	0.78
22.5	0.46	0.51	0.55	0.60	0.64	0.67	0.71	0.74	0.77
25 і більше	0.44	0.49	0.54	0.59	0.63	0.67	0.70	0.74	0.77
α_4 за d , м:									
0.8 і менше	0.34	0.31	0.29	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22
4.0	0.25	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17

Примітка: за значень φ_i , h/d і d , що відрізняються від вказаних у таблиці, значення α_i визначають за інтерполяцією.

6.4.5. Дослідження зміни несучої здатності паль залежно від глибини

Для оцінки факторів, що впливають на несучу здатність, встановлюємо не тільки зміну R та f на всю розвідану глибину, але й зміну складових несучої здатності по нижньому кінцю палі F_{dR} та по її бічній поверхні F_{df} . Із загальних формул вони відповідно дорівнюють:

$$F_{dR} = \gamma_c \cdot \gamma_{cR} \cdot R \cdot A,$$

$$F_{df} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i.$$

Підставляючи значення коефіцієнтів, отримуємо спрощені формули:

$$F_{dR} = k_1 \cdot R \cdot A,$$

$$F_{df} = k_2 \cdot \sum f_i \cdot h_i.$$

Сума цих величин дає повну величину несучої здатності палі F_d , кН:
 $F_d = F_{dR} + F_{df}.$

Розрахунковим навантаженням, допустимим на палю, є гарантована несуча здатність палі, тобто $N_P = F_{d.g}$:

$$N_p = F_{d.g} = \frac{F_d}{\gamma_k},$$

де коефіцієнт надійності $\gamma_k = 1.4$, оскільки несуча здатність палі визначалася розрахунком за нормами (див. п. 8.5.2.24 [16]). Потрібно пам'ятати, що в разі визначення N_p за даними статичних випробувань, випробувань еталонною палею або палею-зондом $\gamma_k = 1.2$; за даними статичного зондування $\gamma_k = 1.25$.

Додатково визначаємо долю опору ґрунту під нижнім кінцем палі в несучій здатності палі:

$$\frac{F_{dR}}{F_d} \cdot 100, \%$$

Для прийняття рішення про оптимальні розміри палей важливо знати, як змінюється з глибиною питома розрахункова несуча здатність (допустиме навантаження на палею або гарантована несуча здатність, що припадає на 1 м³ палі):

$$F_{d.g}^l = \frac{F_{d.g}}{V_p},$$

де V_p – об'єм палі, м³, в межах розрахункової довжини L_p , що визначається з урахуванням голови палі, що виступає над поверхнею дна котловану (цю величину призначають не менше ніж $\Delta = d$ для забивних палей, а для буронабивних і буроін'єкційних палей – $\Delta = 0$):

$$V_p = A L_p = A (\sum h_i + \Delta),$$

де $\sum h_i$ – заглиблення палі від дна котловану до розрахункової точки.

Ці розрахунки для зручності виконуємо в табличній формі (табл. 44). Крім того, для наочності будуємо епюри вказаних вище величин.

Таблиця 44

Розрахунок несучої здатності палі з глибиною за спрощеною схемою

1	2	3	4	5		7	8	9		11	12	13	14
				Розрахунковий опір ґрунту, кПа	Розрахунковий опір ґрунту, кПа			Несуча здатність по бічній поверхні палі, F_{df} , кН	Несуча здатність по бічній поверхні палі, F_{df} , кН				
Номер розрахункової точки	Номер ІГЕ	Глибина до розрахункової точки від поверхні, м	Товщина розрахункового шару (ІГЕ), м	під нижнім кінцем палі, R	по бічній поверхні палі, f_i	Несуча здатність палі по нижньому кінцю палі, F_{df} , кН	Середня величина f_i , кПа, у межах розрахункового шару	в межах розрахункового шару	повна	Несуча здатність палі, F_d , кН	Допустиме розрахункове навантаження на палею, $F_{d.g}$, кН	Частка несучої здатності, %, що припадає на нижній кінець палі	Розрахункове навантаження, що припадає на 1 м ³ палі, $F_{d.g}^l$, кН/м ³

Розглянемо процес дослідження несучої здатності на прикладі, використовуючи ґрунтові умови, що наведені вище. Візьмемо для дослідження забивні палі перерізом 300×300 мм і 350×350 мм. Коефіцієнти $\gamma_c = 1.0$, $\gamma_{cR} = 1.0$ і $\gamma_{cf} = 1.0$ (табл. 38 – заглиблення палі дизель-молотом за звичайних умов).

Для палі перерізом 300×300 мм: $A = 0.3 \times 0.3 = 0.09$ м², $u = 4 \times 0.3 = 1.2$ м, а для палі 350×350 мм: $A = 0.35 \times 0.35 = 0.1225$ м², $u = 4 \times 0.35 = 1.4$ м. Тоді спрощені формули матимуть вигляд:

а) для палі перерізом 300×300 мм:

$$F_{dR} = 0.09 \cdot R, \text{кН}; \quad F_{df} = 1.2 \cdot \sum f_i \cdot h_i, \text{кН};$$

б) для палі перерізом 350×350 мм:

$$F_{dR} = 0.1225 \cdot R, \text{кН}; \quad F_{df} = 1.4 \cdot \sum f_i \cdot h_i, \text{кН}.$$

Будуємо загальну розрахункову схему, на якій зазначаємо в масштабі шари ґрунтів (вказуємо основну назву ґрунту та показник текучості I_L для глинистих ґрунтів), наносимо контур котловану (глибина $h_k = 0.8$ м) і показуємо одиночну палю (її довжина змінюватиметься в межах всієї товщі, а на схемі нижній кінець палі залишаємо в середині ґрунтової товщі) – рис. 33. Тут же залишаємо місце для побудови епюр.

Розрахунки виконуємо в табличній формі (табл. 44).

Розрахункові точки визначаємо на рівні покрівлі та підшви кожного шару (ІГЕ), починаючи з рівня дна котловану (точка 1). Фактично на площину розмежування шарів припадають дві точки, що як завгодно близько підходять до неї з боку кожного шару ґрунту. Відповідно до цього проставляємо дані в стовпцях 1, 2, 3 і 4 таблиці.

Визначення розрахункового опору ґрунту R_i розглянемо окремо.

Враховуючи вид і стан ґрунту та глибину розрахункової точки від поверхні (див. стовпчик 3 в таблиці), знаходимо за табл. 39 за інтерполяцією розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем забивної палі R , кН:

а) для ІГЕ-1 – рослинного шару ґрунту, як такого, що не має реальної несучої здатності:

- точка 1 – $h = 0.8$ м, $R_1 = 0$;
- точка 2 – $h = 1.0$ м, $R_2 = 0$.

Примітка: загалом до глибини 3.0 м визначення R є умовним, оскільки палі довжиною менше за 3.0 м не влаштовують, розраховувати їх несучу здатність таким чином не можна.

б) для ІГЕ-2 – супіску пластичного з $I_L = 0.40$ (у табл. 39 використовуємо величини, що наведені в знаменнику):

- точка 3 – $h = 1.0$ м. Умовне визначення ($h < 3$ м) з екстраполяцією:

$$R_3 = 1200 - \frac{1600 - 1200}{4 - 3} (3 - 1) = 400 \text{ кПа};$$

- точка 4 – $h = 3.4$ м. За інтерполяцією:

$$R_4 = 1200 + \frac{1600 - 1200}{4 - 3} (3.4 - 3) = 1360 \text{ кПа.}$$

Примітка: для глинистих ґрунтів з I_L , що не відповідає табличним значенням, інтерполяцію R проводять не тільки за глибиною, а й за I_L .

в) для ІГЕ-3 – піску дрібного, середньої щільності (використовуємо величини, що наведені в табл. 39 у чисельнику):

– точка 5 – $h = 3.4$ м. За інтерполяцією:

$$R_5 = 2000 + \frac{2100 - 2000}{4 - 3} (3.4 - 3) = 2040 \text{ кПа;}$$

– точка 6 – $h = 6.8$ м:

$$R_6 = 2200 + \frac{2400 - 2200}{7 - 5} (6.8 - 5) = 2380 \text{ кПа.}$$

Примітка: як вказано вище, для щільних пісків табличні значення R збільшуються: якщо стан пісків за щільністю визначався за даними статичного зондування – на 100 %, за іншими методами – на 50 %. При цьому величина R не повинна перевищувати 20 000 кПа.

г) для ІГЕ-4 – суглинку тугопластичного з $I_L = 0.3$ маємо:

– точка 7 – $h = 6.8$ м:

$$R_7 = 2800 + \frac{3300 - 2800}{7 - 5} (6.8 - 5) = 3250 \text{ кПа;}$$

– точка 8 – $h = 15.0$ м: $R_8 = 4000$ кПа.

Розрахунковий опір по бічній поверхні забивної палі f_i , кПа, визначаємо за табл. 40 залежно: від глибини до середини розрахункового шару (ІГЕ) від поверхні; виду та стану ґрунту (у цьому випадку до розрахункової точки):

а) для ІГЕ-1 (див. пояснення для визначення R для цього шару ґрунту):

– точка 1 – $h = 0.8$ м, $f_1 = 0$;

– точка 2 – $h = 1.0$ м, $f_2 = 0$.

б) для ІГЕ-2 – супісок з $I_L = 0.40$:

– точка 3 – $h = 1.0$ м, $f_3 = 15$ кПа;

– точка 4 – $h = 3.4$ м, $f_4 = 25 + \frac{27 - 25}{4 - 3} (3.4 - 3) = 25.4$ кПа.

Примітка: величину f для супісків і суглинків з коефіцієнтом пористості $e < 0.5$ і глин з $e < 0.6$ потрібно збільшувати на 15 %.

в) для ІГЕ-3 – пісок дрібний, середньої щільності:

– точка 5 – $h = 3.4$ м, $f_5 = 35 + \frac{38 - 35}{4 - 3} (3.4 - 3) = 36.2$ кПа;

– точка 6 – $h = 6.8$ м, $f_6 = 42 + \frac{44 - 42}{8 - 6} (6.8 - 6) = 42.8$ кПа.

Примітка: для щільних пісків отримані величини f збільшують на 30 %.

г) для ІГЕ-4 – суглинок з $I_L = 0.3$:

- точка 7 – $h = 6.8$ м, $f_7 = 42 + \frac{44 - 42}{8 - 6} (6.8 - 6) = 42.8$ кПа;
- точка 8 – $h = 15.0$ м, $f_8 = 51$ кПа.

З урахуванням раніше зроблених зауважень (див. пояснення до табл. 39 і 40), потрібно мати на увазі, що в разі проведення планувальних робіт розрахункові глибини слід відкоригувати.

Отримані дані R та f відтворимо в табл. 45 і виконаємо подальші розрахунки в такому порядку:

1. У стовп. 7 заносимо F_{dR} , що визначені за формулою $F_{dR} = k_1 \cdot R \cdot A$;
2. Товщину шару, як різницю глибин підшови та покрівлі, записуємо для середини шару в стовп. 3. На цьому ж рівні проставляємо середню величину f_i у стовп. 8, як півсуму значень у крайніх точках шару зі стовп. 6;
3. Дані в стовп. 9 визначаємо як $1.2 \cdot f_i \cdot h_i$, а в стовп. 10 – як їх суму. При цьому несуча здатність на бічній поверхні плавно зростає і в точках сусідніх шарів, що межують, F_{df} залишається постійною;
4. Підсумовуємо F_{dR} (стовп. 7) та F_{df} (стовп. 10) і заносимо величину F_d до стовп. 11;
5. Поділивши F_d на $\gamma_k = 1.4$, записуємо $F_{d.g}$ в стовп. 12;
6. За формулою $\frac{F_{dR}}{F_d} \cdot 100, \%$ визначаємо долю F_{dR} від загальної величини несучої здатності палі F_{df} (стовп. 13);
7. Для оцінки ефективності роботи палі визначаємо F_{df}^I (формули $F_{d.g}^I = \frac{F_{d.g}}{V_p}$, $V_p = A \cdot L_p = A (\sum h_i + \Delta)$). Величина $\Delta = a = 300$ мм. Цей результат заносимо до стовп. 14.

За даними табл. 45 будуємо епюри зміни R , f , F_{dR} , F_d , $F_{d.g}$, F_{dR} , F_d , $F_{d.g}^I$ (рис. 33). Після цього таким же чином розглядаємо зміну цих показників із глибиною для забивної палі перерізом 350 x 350 мм. Величини, що записані в стовпчиках 1...6 і 8 табл. 45 залишаються постійними. Інші величини розраховуємо з урахуванням геометричних розмірів палі і заносимо до табл. 46.

За наведеними даними будуємо на геологічному перерізі для вибраної раніше точки (ділянки) графіки зміни R , f , F_{dR} , F_{df} , F_d , $F_{d.g} = N_p$, $\%F_{dR}$, $F_{d.g}^I$ з глибиною (рис. 34).

Таблиця 45

**Розрахунок несучої здатності забивної палі перерізом 300 x 300 мм
з глибиною за спрощеною схемою**

1	Номер розрахункової точки		4	Розрахунковий опір ґрунту, кПа			7	8	Несуча здатність по бічній поверхні палі, F_{df} , кН		11	12	13	14
	2	3		5	6	9			10					
1	Номер ІГЕ		Товщина розрахункового шару (ІГЕ), м	Несуча здатність палі по нижньому кінцю палі, F_{dR} , кН			Середня величина f_i , кПа, у межах розрахункового шару	у межах розрахункового шару	на повну довжину палі	Несуча здатність палі, F_{dt} , кН	Допустиме розрахункове навантаження на палю, F_{dg} , кН	Частка несучої здатності, %, що припадає на нижній кінець палі	Розрахункове навантаження, що припадає на 1 м ³ палі, F_{dg} , кН/м ³	
2	3	5		6	7	9								10
1	1	0.8	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	
2	1	1.0		0	0	0								
3	2	1.0	2.4	400	15	36.0	20.2	58.18	0	36.0	25.71	100.0	571.33	
4	2	3.4		1360	25.4	122.4								
5	3	3.4	3.4	2040	36.2	183.6	39.5	161.16	58.18	241.78	172.70	75.94	661.69	
6	3	6.8		2380	42.8	214.2								
7	4	6.8	8.2	3250	42.8	292.5	46.9	461.50	219.34	511.84	365.60	57.15	644.80	
8	4	15.0		4000	51.0	360.0								
									680.84	1040.84	743.46	34.59	569.70	

Примітка: точність розрахунку в стовп. 7...14 може бути 0.1.

Таблиця 46

**Розрахунок несучої здатності забивної палі перерізом 350 x 350 мм
з глибиною за спрощеною схемою**

Номер розрахункової точки	Номер ІГЕ	Глибина до розрахункової точки від поверхні, м	Товщина розрахункового шару (ІГЕ), м	Розрахунковий опір ґрунту, кПа		Несуча здатність палі по нижньому кінцю палі, F_{dR} , кН	Середня величина f_i , кПа, у межах розрахункового шару	Несуча здатність по бічній поверхні палі, F_{df} , кН		Несуча здатність палі, F_d , кН	Допустиме розрахункове навантаження на палю, F_{dg} , кН	Частка несучої здатності, %, що припадає на нижній кінець палі	Розрахункове навантаження, що припадає на 1 м ³ палі, F'_{dg} , кН/м ³
				під нижнім кінцем палі, R	по бічній поверхні палі, f_i			у межах розрахункового шару	на повну довжину палі				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1	0.8	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-
2	1	1.0		0	0	0			0	0	0	0	-
3	2	1.0	2.4	400	15	49.0	20.2	67.87	0	49.0	35.0	100.0	571.43
4	2	3.4		1360	25.4	166.6			67.87	234.47	167.48	71.05	471.44
5	3	3.4	3.4	2040	36.2	249.90	39.5	188.02	67.87	317.77	226.98	78.64	638.93
6	3	6.8		2380	42.8	291.65			255.89	547.44	391.03	53.26	506.68
7	4	6.8	8.2	3250	42.8	398.13	46.9	538.41	255.89	654.02	467.16	60.87	605.33
8	4	15.0		4000	51.0	490.0			794.30	1284.3	917.79	38.15	516.70

Примітка: див. примітку до табл. 45.

За такою ж схемою виконується дослідження несучої здатності і для вдавлених, буронабивних чи буроін'єкційних палей.

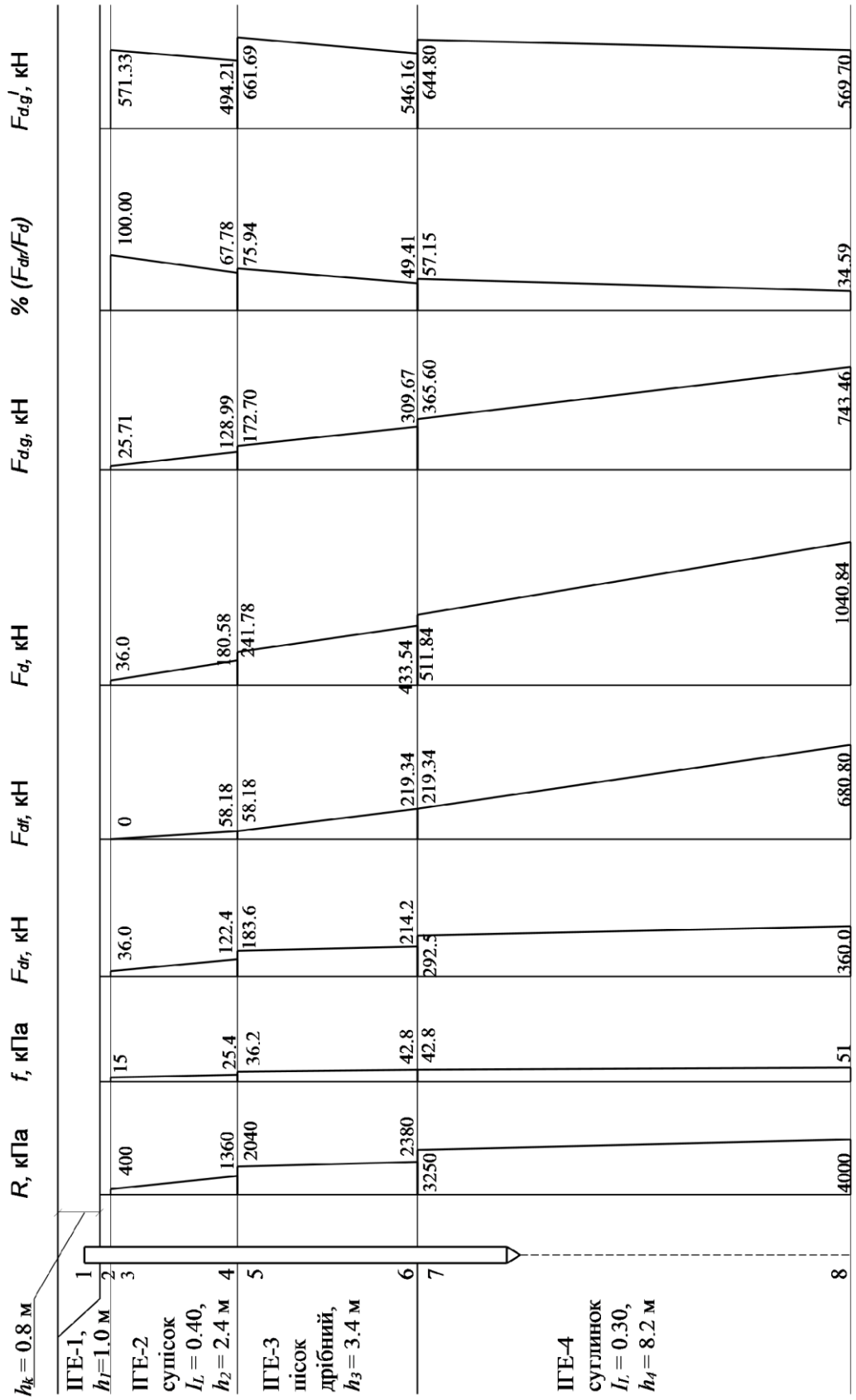


Рис. 33. Графіки зміни несучої здатності ґрунтів основи для палі перерізом 300 × 300 мм

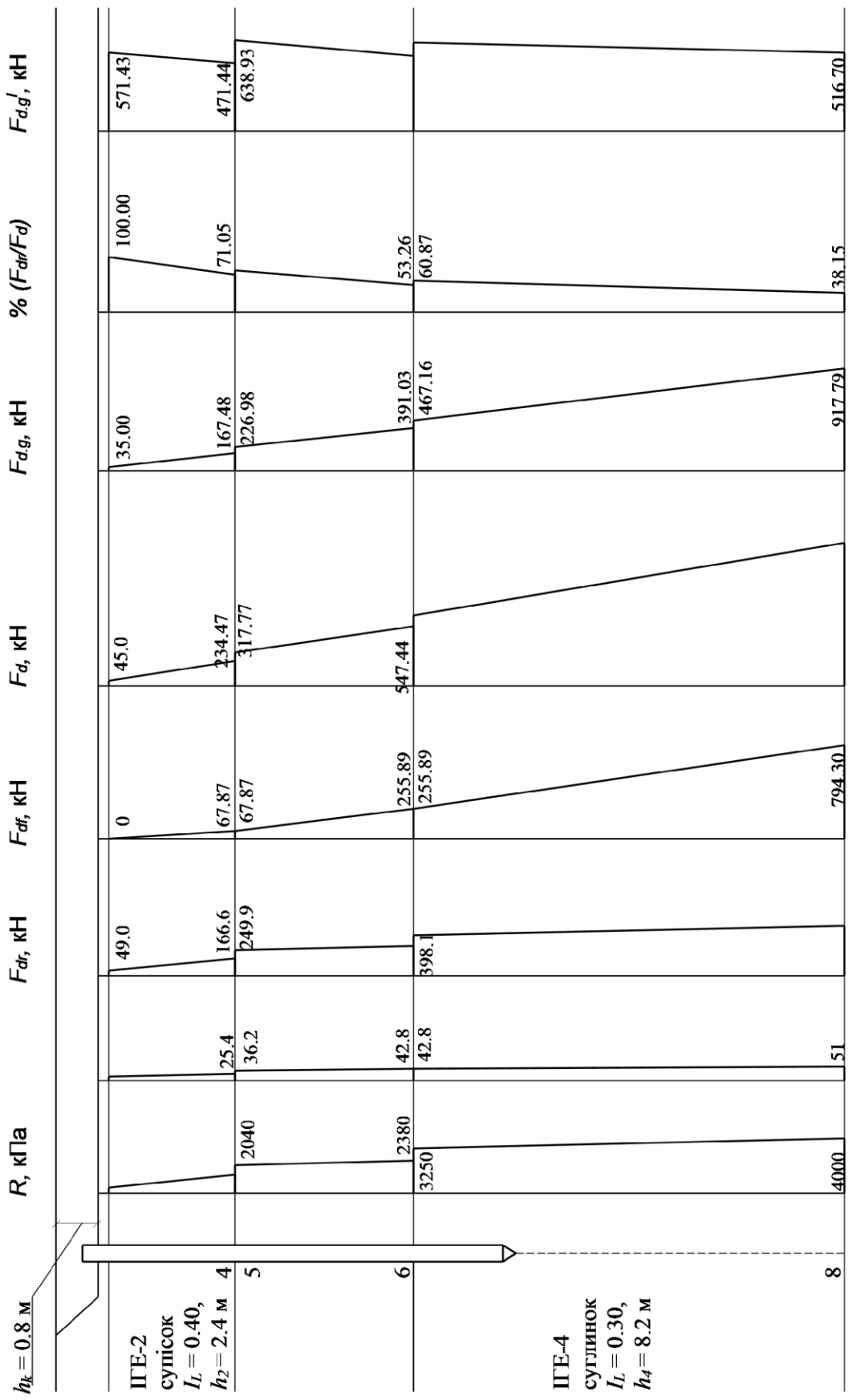


Рис. 34. Графіки зміни несучої здатності ґрунтів основи для палі перерізом 350 × 350 мм

6.4.6. Висновки та рекомендації щодо вибору раціональних параметрів палі

За отриманими даними складаються висновки за результатами дослідження несучої здатності палі і рекомендації щодо вибору раціональних параметрів палі для будівлі, палі в фундаменти якої розраховуються.

Тут повинні бути підкреслені особливості зміни та залежності, що витікають з аналізу. Рекомендації можуть носити як загальний, так і конкретний характер, що враховує конструкцію будівлі та величини навантажень на фундаменти. Покажемо це на прикладі, який розглянуто вище.

1. Для цього майданчика опір ґрунтів R під нижнім кінцем і по бічній поверхні f з глибиною зростає. Це стосується як окремих ІГЕ, так і всієї товщі.

Примітка: якщо для всіх видів ґрунту за витриманого їх стану за глибиною в межах ІГЕ R і f наростають, то для товщі загалом ця зміна може бути різною.

2. Величина R з глибиною наростає (збільшується в 10 разів) більш інтенсивно, ніж значення f (збільшується в 3,4 раза). За величиною співвідношення f/R перебувають у діапазоні 0.013...0.018, збільшуючись біля покрівлі ІГЕ-2 до 0.037. Зміна f стрибкоподібно спостерігається, як і для R на контакті окремих ІГЕ. Виняток становить перехід між пісками ІГЕ-3 та суглинками ІГЕ-4, де величина f залишається постійною. Усе це підтверджує, що в межах шарів R і f змінюються по-різному, хоча загальна залежність між R та f існує.
3. Зростання величини F_{dR} з глибиною відповідає зміні R та f , хоча ця залежність не є прямою.
4. Якщо F_{dR} змінюється стрибкоподібно, то F_{df} наростає плавно, починаючи з нуля. Останнє відповідає реалізації сил тертя ґрунту по бічній поверхні. Усе це приводить до того, що роль бічної поверхні палі в загальній несучій здатності палі з глибиною зростає (див. стовп. 13) від 0 до 62...66 %. Отже, у цих ґрунтових умовах зменшується несуча здатність палі по нижньому кінцю.
5. Питома величина несучої здатності на 1 м^3 палі підтверджує, що в даних ґрунтових умовах:
 - економними за вартістю за умов використання палі однакової довжини будуть палі перерізом $300 \times 300 \text{ мм}$;
 - доцільно використовувати палі, що заглиблюються в несучий шар на глибину 1...1.5 м. Як несучий шар можна використовувати дрібний пісок ІГЕ-3 (тоді будуть застосовані короткі палі довжиною 5 м) або суглинки тугопластичні ІГЕ-4 (палі довжиною 8...9 м).
6. Допустиме розрахункове навантаження на одиночну палю довжиною 5 м становитиме 210...290 кН. Очевидно, що такі палі придатні для незначно

завантажених будівель. Допустиме розрахункове навантаження на одиночну палю довжиною 9 м становить 420...530 кН. Такі палі мають задовільну несучу здатність, і їх можна використовувати в будівництві. У разі потреби збільшення величини $F_{d.g} = N_p$ палі слід додатково заглибити в суглинки ІГЕ-4, ніж це зазначалося під час обговорення.

Параметри палей уточнюються з урахуванням параметрів несучих конструкцій стін, колон чи стовпів та навантажень, що на них діють.

6.5. Розрахунок стрічкових палевих фундаментів

Розрахунок стрічкових палевих фундаментів під стіни передбачає призначення попередньої конструкції ростверка, як це зазначено в п.п. 6.1...6.3, визначення несучої здатності одиночної палі прийнятих розмірів за ґрунтом основи, перевірку достатності міцності палі за матеріалом за заданої несучої здатності за ґрунтом, визначення необхідної кількості палей та їх рядності в ростверку, розрахунок і конструювання самого ростверка. Розглянемо ці етапи проектування стрічкових палевих фундаментів послідовно.

6.5.1. Розрахунок несучої здатності палі за ґрунтом і матеріалом

Відповідно до прийнятого типу палей і проведених досліджень уточнюємо раціональні розміри палей з урахуванням діючих навантажень. При цьому потрібно мати на увазі, що для однієї будівлі бажано використовувати однакові палі за перерізом та довжиною. Тільки у випадку значної зміни залягання несучого шару або за великої різниці в навантаженнях на окремих ділянках будівлі можуть застосовуватися палі різних типорозмірів (у курсовому проєкті таке ускладнення роботи недоцільно).

Пояснимо це на прикладі.

1. Розрахунок несучої здатності палі за ґрунтом

Нехай навантаження на окремі перерізи фундаментів для будівлі, що проєктується, становлять: для зовнішньої поздовжньої стіни – $N'_1 = 1.2 \cdot N_{n1} = 1.2 \times 238 = 285.6$ кН/м, для внутрішньої поздовжньої – $N'_2 = 1.2 \cdot N_{n2} = 1.2 \times 324 = 388.8$ кН/м, для внутрішньої поперечної – $N'_3 = 1.2 \cdot N_{n3} = 1.2 \times 192 = 230.4$ кН/м. Візьмемо ґрунтові умови, за яких було виконано дослідження несучої здатності забивних палей у п. 6.4. Відповідно до побудованих графіків зміни допустимого розрахункового навантаження на палі з глибиною та максимального навантаження на верхньому обрізі фундаментів за однорядного розташування палей (найпростіша конструкція

ростверка) потрібно буде використати такі палі, щоб отримати несучу здатність:

а) для палі перерізом 300×300 мм:

$$N' \cdot k_1 \cdot \ell_{p,\min} = N'(1.05 \dots 1.15) \cdot 3d = 388.8 \times 1.05 \times 3 \times 0.30 = 367.4 \text{ кН},$$

тут k_1 – коефіцієнт, що враховує збільшення навантаження на рівні подошви через вагу ростверка та ґрунту на його обрізах. Для безпідвальних будинків можна взяти $k_1 = 1.05$;

$\ell_{p,\min}$ – мінімальний крок забивних палей. Для ґрунтів середньої щільності $\ell_{p,\min} = 3d$ (d – діаметр, або сторона перерізу палі, м). Для бурових, буронабивних та буроін'єкційних палей – $(1.0 + d)$ м.

Для будинку максимальне навантаження на ростверк становить $N'_2 = 388.8$ кН/м;

б) для палі перерізом 350×350 мм:

$$N' \cdot k_1 \cdot \ell_{p,\min} = 388.8 \times 1.05 \times 3 \times 0.35 = 428.7 \text{ кН}.$$

Виходячи із цього, візьмемо палю перерізом 300×300 мм за її заглиблення в суглинки ІГЕ-4 на 1 м (орієнтовне допустиме розрахункове навантаження за графіком близько 410 кН, що незначно перебільшує 367.4 кН).

Одночасно уточнюємо переріз ростверка та глибину котловану. Зробимо позначку 0.000 м і верхнього обрізу фундаменту (він вище за поверхню ґрунту на 0.3 м). Тоді конструкція пального фундаменту: один ряд стінових блоків висотою 0.6 м і ростверк висотою $d + 0.05 = 0.30 + 0.05 = 0.35$ м. Зазначимо $h_r = 400$ мм. Подошва ростверка буде заглиблена на $0.3 + 0.4 = 0.7$ м. Це відповідає глибині котловану.

Складаємо розрахункову схему для визначення несучої здатності одиночної палі (рис. 35).

Тепер розрахункова довжина палі з умови заглиблення в суглинки ІГЕ-4 на 1 м:

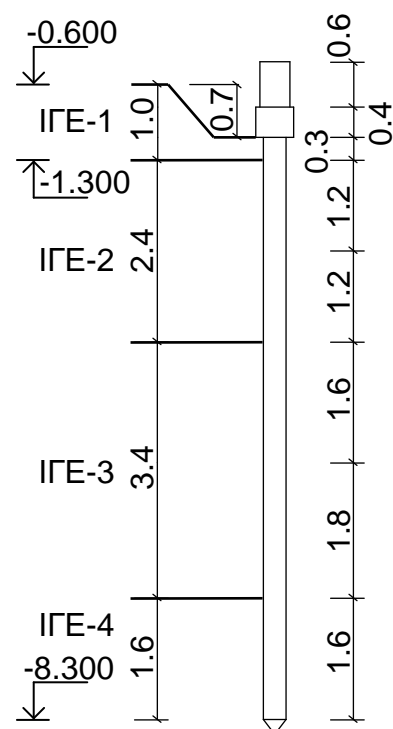
$$L_p = \sum h_i + \Delta h = 0.3 + 2.4 + 3.4 + 1.0 + 0.3 = 7.4 \text{ м},$$

де h_i – товщина окремих шарів ґрунту, що прорізаються палею;

Δh – висота палі над рівнем котловану після її забивання: $\Delta h = d = 0.3$ м.

Візьмемо палю довжиною 8.0 м. Це відповідає типорозміру С80.30 (додаток 4).

Така палля буде заглиблюватись в суглинки на 1.6 м, що враховуємо на розрахунковій схемі. Згідно з вимогами норм [5] зазначимо товщину розрахункових шарів $h_i \leq 2.0$ м. Для цього робимо додаткову розбивку окремих ІГЕ так, щоб зручно було



виконувати такі розрахунки (схема палі на рис. 35).

Визначення F_d робимо за вказівками п. 6.4.4 посібника. У разі заглиблення палі трубчатим молотом коефіцієнти у формулі для визначення F_d : $\gamma_c = 1.0$; $\gamma_{cR} = 1.0$; $\gamma_{cf} = 1.0$ (табл. 38).

Для суглинку з $l_L = 0.30$ на глибині 8.4 м від поверхні за табл. 39 за інтерполяцією:

$$R_{8.4} = R_{8.0} + \frac{R_{10} - R_7}{10 - 7} (8.4 - 7) = 3300 + \frac{3500 - 3300}{3} 1.4 = 3393.3 \text{ кПа.}$$

За табл. 40 визначаємо величини f для відповідних розрахункових шарів (схема на рис. 35):

1) для рослинного ґрунту ІГЕ-1: $h_1 = 0.3$ м; $f_1 = 0$;

2) для розрахункових шарів супіску ІГЕ-2 з $l_L = 0.40$ на глибині H_i :

а) $h_2 = 1.2$ м

$H_1 = 1.0$ м; $f_1 = 15.0$ кПа;

$$H_2 = 2.2 \text{ м; } f_2 = 21.0 + \frac{25 - 21}{3 - 2} (2.2 - 2.0) = 21.8 \text{ кПа;}$$

б) $h_3 = 1.2$ м

$H_2 = 2.2$ м; $f_2' = 21.8$ кПа;

$H_3 = 3.4$ м; $f_3 = 25.4$ кПа (див. п. 6.4.5);

3) для дрібного піску ІГЕ-3:

а) $h_4 = 1.6$ м

$H_3 = 3.4$ м; $f_3' = 36.2$ кПа (див. п.6.4.5);

$H_4 = 5.0$ м; $f_4 = 40.0$ кПа;

б) $h_5 = 1.8$ м

$H_4 = 5.0$ м; $f_4' = 40.0$ кПа;

$H_5 = 6.8$ м; $f_5 = 42.8$ кПа (див. п. 6.4.5);

4) для суглинку ІГЕ-4 з $l_L = 0.30$:

$h_6 = 1.6$ м

$H_5 = 6.8$ м; $f_5' = 42.8$ кПа (див. п.6.4.5);

$$H_6 = 8.4 \text{ м; } f_6 = 44 + \frac{46 - 44}{10 - 8} (8.4 - 8.0) = 44.4 \text{ кПа.}$$

Тоді несуча здатність палі С 80.30:

$$F_d = 1.0 \left[1.0 \times 3393.3 \times 0.09 + 1.2 \times 1.0 \times (0.3 \times 0 + 1.2 \frac{15.0 + 21.8}{2} + 1.2 \frac{21.8 + 25.4}{2} + 1.6 \frac{36.2 + 40.0}{2} + 1.8 \frac{40.0 + 42.8}{2} + 1.6 \frac{42.8 + 44.4}{2} \right] = 305.4 + 306.8 = 612.2 \text{ кН.}$$

Допустиме розрахункове навантаження на палю С 80.30:

$$N_p = F_{d.g} = \frac{612.2}{1.4} = 437.3 \text{ кН.}$$

Порівнюючи несучу здатність з табличною величиною несучої здатності залізобетонної палі за матеріалом (табл. 36), бачимо, що умова

$N_p < N_{p,m}$ ($N_p = 437.3 \text{ кН} < N_{p,m} = 1000 \text{ кН}$) виконується.

Але в окремих випадках виникає потреба в перевірці несучої здатності палі за матеріалом. Тоді слід виконати такий розрахунок.

2. Розрахунок несучої здатності забивної палі за матеріалом

Розглянемо забивну палю з ненапруженою арматурою (табл. 36 і додаток 4). Поздовжня арматура класу А400С, А500С. Поперечна арматура з проволочки класу В-І. Її можна взяти близько $\frac{1}{4} \varnothing$ поздовжньої арматури. Потрібно мати на увазі, що поздовжня арматура має бути: мінімально $\varnothing 12$, а поперечна – $\varnothing 3$. Бетон мінімально класу С12/15, максимально С20/25 для звичайних паль та умов, а за наявності щільних піщаних ґрунтів може підвищуватися до С25/30-С28/35. Як виняток, для коротких паль перерізом $20 \times 20 \text{ см}$ і $25 \times 25 \text{ см}$ дозволяється використовувати арматуру $\varnothing 10$, до того ж класу А240С. Використовують 4 або 8 \varnothing арматури (останнє для паль $40 \times 40 \text{ см}$), який змінюється від 10 до 20 мм. Петлі $\varnothing 6 \dots 8$ А240С.

Тіло палі розраховують на монтажні навантаження з урахуванням коефіцієнта динамічності (на згин) та на стиск за умови експлуатації. Виконаємо останній розрахунок, враховуючи випадковий ексцентриситет, який призначають, виходячи з таких умов (п. 3.50 посібника [35]):

$$\left. \begin{array}{l} \text{а) } e_a = 1/600 L; \\ \text{б) } e_a = 1/30 a; \\ \text{в) } e_a = 10 \text{ мм.} \end{array} \right\} \text{ – зазначимо більшу величину.}$$

Враховуємо також що розрахунковий ексцентриситет $e_0 = 0$.

За заданим класом арматури та бетону знаходимо за ДБН [7] або посібнику до нього [35] характеристики для розрахунку на стиск, враховуючи, що палі виготовляються з важкого бетону (табл. 32).

Для стиснутої арматури розрахунковий опір у розрахунках паль зазначимо з урахуванням вимог ДСТУ [14] і нормативних рекомендацій [41]. Ці величини наведено в табл. 33.

Палі розраховують, таким чином, як позацентрово навантажені.

Розрахункова довжина палі за [16] визначається за формулою:

$$l_1 = l_0 + 2 / \alpha_\epsilon,$$

де l_0 – довжина ділянки палі від підшви високого ростверка до рівня планування ґрунту, м. Для курсового проекту палі розглядаються в фундаменті з низьким ростверком, тобто $l_0 = 0$;

α_ϵ – коефіцієнт деформації, 1/м, що визначається за формулою:

$$\alpha_\epsilon = 5 \sqrt{\frac{k \cdot b_p}{\gamma_c \cdot E \cdot I}},$$

де k – коефіцієнт пропорційності, кН/м^4 , що визначається залежно від виду ґрунту за табл. 47.

Таблиця 47

Коефіцієнт пропорційності для розрахунку паль

Характеристика ґрунтів, що оточують палю	Коефіцієнт пропорційності, k , кН/м^3
Піски крупні ($0.55 \leq e \leq 0.7$), глини та суглинки тверді ($I_L < 0$)	18 000...30 000
Піски дрібні ($0.6 \leq e \leq 0.75$), середньої крупності ($0.55 \leq e \leq 0.7$); супіски тверді ($I_L < 0$); глини і суглинки тугопластичні та напівтверді ($0 \leq I_L \leq 0.5$)	12 000...18 000
Піски пилюваті ($0.6 \leq e \leq 0.8$); супіски пластичні ($0 \leq I_L \leq 1$); глини і суглинки м'якопластичні та ($0.5 \leq I_L \leq 0.75$)	7000...12 000
Глини та суглинки текучопластичні ($0.75 \leq I_L \leq 1$)	4000...7000
Піски гравелисті ($0.55 \leq e \leq 0.7$), крупноуламкові з піщаним заповненням	50 000...100 000

Для щільних пісків k зазначають на 30 % більшим, ніж наведені в табл. 47.

Призначаючи k , потрібно насамперед оцінювати верхню частину товщі, яку проходить паля.

Для прикладу визначимо величину k для палі П80.30 і ґрунтових умов майданчика, що розглянуті вище. Оскільки з поверхні біля палі залягають супіски з $I_L = 0.40$, то за табл. 47 візьмемо $k = 10\,000 \text{ кН/м}^3$ (відповідно до значення I_L) хоча ця вимога не є обов'язковою.

З урахуванням табл. 36 і додатка 4 вважатимемо, що паля П80.30 виготовляється з важкого бетону класу С16/20, а її стовбур армується стержнями $4 \varnothing 12 \text{ A400C}$.

Для палі 30×30 , маємо $b_p = 1.5 \times 0.30 + 0.5 = 0.95 \text{ м}$.

b_p – умовна ширина палі, якщо $d < 0.8 \text{ м}$ як $b_p = 1.5d + 0.5 \text{ м}$.

γ_c – коефіцієнт умов роботи для куца або плитного фундаменту, $\gamma_c = 1.0$;

E – модуль пружності бетону: E_b , для В 20 – $27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (табл. 32);

I – момент інерції поперечного перерізу палі, м^4 . Для палі $30 \times 30 \text{ см}$:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.3 \cdot 0.3^3}{12} = 0.000675 \text{ м}^4.$$

Тоді для палі С 80.30 за В20:

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{10000 \cdot 0.95}{1.0 \cdot 27000 \cdot 0.000675}} = \sqrt[5]{521.262} = 3.495, 1/\text{м}.$$

Звідси: $\ell_1 = \frac{2}{3.495} = 0.572, \text{ м}$.

Величина гнучкості $\lambda = l_1 / h = 0.572 / 0.3 = 1.91 < 4$, тобто розрахунок на стиск можна проводити без урахування гнучкості стовбура палі.

Оскільки $l_1 = 0.598 < 20$, $h = 20 \times 0.3 = 6.0$ м, для армування стержнями $4\varnothing 16$ А400 С розрахунок ведемо як центральностиснутого елемента, але з урахуванням випадкового ексцентриситету, що дорівнює:

а) $e_{a1} = 0.598 / 600 = 0.001$ м;

б) $e_{a2} = 0.30 / 30 = 0.01$ м;

в) $e_{a3} = 0.01$ м.

Тобто $e_a = 10$ мм.

Для центральностиснутого елемента використаємо таку формулу:

$$N = \varphi(R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}),$$

де $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s$. У разі симетричного завантаження, як це і має місце в забивних палях квадратного перерізу, відповідно до п. 3.64 посібника [35] величину φ спрощено можна взяти за табл. 48:

Таблиця 48

Величини коефіцієнта φ

l_1 / h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ	0.92	0.91	0.90	0.89	0.87	0.84	0.79	0.74

$A_{s,tot} = A_s + A'_s = 4\varnothing 12$ $A_s = 4 \cdot 113 = 452$ мм² = 4.52 см² – поздовжня арматура в стиснутій і розтягнутій зоні.

A – площа поперечного перерізу по бетону ($30 \times 30 = 900$ см²).

Оскільки $A_{s,tot} / A = 4.52 / 900 = 0.005$ (0.50 %), що менше 2 %, то $A = 0.09$ м².

Тоді несуча здатність палі за матеріалом буде (за $R_b = 11.5$ МПа за табл. 32 і $R_{sc} = 375$ МПа за табл. 33):

$$N = 0.92 \cdot (11500 \cdot 0.09 + 375000 \cdot 0.000452) = 1108 \text{ кН.}$$

Зазвичай ця величина стиснутого навантаження досить велика, але потрібно враховувати, що арматура в забивній палі підбирається за умови її роботи на згин під час транспортування.

Примітка: отримане значення N узгоджується з табличною оцінкою (табл. 36, $N=1000$ кН).

Розглянемо також як приклад визначення несучої здатності бетонної буроін'єкційної палі (така ситуація часто виникає, коли нижня частина палі не армується).

Розрахункове навантаження, допустиме на буроін'єкційну палю діаметром 620 мм, за міцністю матеріалу стовбура становить (за посібником [39]):

$$N = A \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{cb} = 0.3019 \cdot 14.5 \cdot 1.0 \cdot 0.85 \cdot 0.7 = 2.6046 \text{ кгс} = 2604.6 \text{ кН},$$

де A – площа поперечного перерізу стовбура палі:

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 0.62^2}{4} = 3019 \text{ см}^2 = 0.3019 \text{ м}^2$$

$R_b = 145$ МПа, відповідно до табл. 32 посібника;

$\gamma_{b2} = 1.0$ – коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження у водонасичених ґрунтах – за табл. 15, п. 2а норм [7];

$\gamma_{b3} = 0.85$ – коефіцієнт, що враховує бетонування у вертикальному положенні за висоти шару понад 1.5 м – за табл. 15 норм [7];

$\gamma_{cb} = 0.70$ – коефіцієнт умов роботи – відповідно до [16].

У цьому розрахунку коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 1.0$ (табл. 1 посібника [39]).

Із часом величина N значно підвищуватиметься за рахунок додаткового твердіння бетону проти зазначених у розрахунку 28 діб. За цих умов таке збільшення може становити до 30...50 % [39]. У випадку застосування залізобетонної буронабивної чи буроін'єкційної палі їх несуча здатність визначається за формулою, як і для забивних паль (див. вище), з урахуванням зменшення R_b .

6.5.2. Визначення необхідної кількості паль у пальному фундаменті

Звичайно, необхідна кількість паль, як в стрічкових, так і в стовпчастих палювих фундаментах, визначається за формулою:

$$n_p = \frac{N' \cdot k_1 \cdot k_e}{N_p},$$

де N' – вертикальне навантаження для першого граничного стану на верхньому обрізі фундаменту, кН. Воно визначається: для стрічкових фундаментів на 1 пог. м, а для стовпчастих – це загальна величина навантаження, що передається на весь фундамент;

k_1 – коефіцієнт, що враховує вагу пального фундаменту (ростверка) для першого граничного стану. Він призначається в межах $k_1 = 1.05...1.15$. Якщо конструкція фундаменту відома, то $k_1 = 1.0$, а навантаження, що передається на палі, враховується з вагою фундаменту (ростверка) і ґрунту на його обрізах. Загальне навантаження становитиме:

$$\Sigma N' = N' + G_f' + G_s',$$

де G_f' і G_s' – відповідно вага фундаменту (ростверка) та ґрунту на його обрізах.

Їх визначають за коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1.1$:

$$G_f' = V_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_f,$$

$$G_s' = V_s \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_f.$$

Як і для фундаментів неглибокого закладання, враховують питому вагу матеріалу: залізобетону – $\gamma_m = 25 \text{ кН/м}^3$, бетону – $\gamma_m = 24 \text{ кН/м}^3$. Ґрунт, що перебуває на уступах фундаменту (ростверка), теж зазначають як для зворотної засипки в межах – $\gamma_{mt} = 16.5 \dots 18.5 \text{ кН/м}^3$ (менше за значення для піску природної вологості). Часто G'_f та G'_s врахувати можна лише наближено, а тому можна приймати проміжне рішення: частково враховуючи G'_f і G'_s і вважаючи $k_1 > 1$;

k_e – коефіцієнт, що враховує дію моменту. Наближено його можна визначати як і для фундаментів неглибокого закладання, задаючись умовною величиною b (див. п. 5.2).

N_p – допустиме розрахункове навантаження на одиночну палю, кН (визначено вище, див. п. 6.4.5 та п. 6.5).

Для стрічкових фундаментів визначають кількість рядів паль і розрахунковий крок паль l_p . Це роблять за формулою:

$$l_p = \frac{1}{n_p}.$$

Якщо $l_p \geq l_{p,\min}$ ($l_{p,\min}$ див. п. 6.5.1), то палі розташовують в один ряд. У разі $l_p < l_{p,\min}$ потрібно переходити на два, а інколи і на три ряди паль. Так,

для двох рядів: $l_p = \frac{2}{n_p}$, а для трьох рядів паль - $l_p = \frac{3}{n_p}$.

Більше ніж три ряди паль у стрічковому фундаменті на практиці не влаштовують, а перетворюють його на плитний, що має значну ширину ростверка. Таке рішення вимагає збільшення товщини ростверка та його посилене армування.

Розрахунковий крок паль $l_{p,\min}$ зменшують до першої величини, кратної 0.05 (0.10) м. Цей крок є проектним – його наводять на кресленнях пальових фундаментів.

Після цього палі розміщують у плані стрічкового фундаменту так, щоб в місці перетину стрічок обов'язково була розміщена паля. У проміжку (по довжині стрічки в осях) розташовують палі з проектним кроком (він є основним). Там, де залишається інша відстань l'_p , що менше за l_p , вносять коректуру кроку: за $l'_p > l_{p,\min}$ її залишають такою, а за $l'_p < l_{p,\min}$ збільшують l'_p та корегують проектний крок паль на цій ділянці. У тих випадках, коли тут примикає поперечна стіна або існує торцева стіна, останній від кута крок паль може бути $l'_p > l_p$, якщо «зайве» навантаження може бути передано на ділянки поперечної стіни (це роблять шляхом зменшення проектного кроку на цій ділянці). Загалом потрібно, щоб проектний крок забивних чи вдавлених паль перебував у межах $3d < l_p < 6d$.

У разі стовпчастих фундаментів палі розташовують із кроком, який є мінімально допустимим $\ell_{p.min}$, щоб ростверк у плані мав теж мінімальні розміри. Тільки з метою покращення роботи пальового фундаменту на дію моменту палі встановлюють із більшим кроком (збільшується момент опору пальового фундаменту загалом).

Мінімально допустима відстань між палями визначається в осях: $\ell_{p.min}=3 d$ (для забивних і вдавлюваних паль) і $\ell_{p.min}= d + 1000$ мм для буронабивних паль (за наявності паль із підширенням діаметром D_p мають відповідно $\ell_{p.min}= D_p + 500$ мм). У цих випадках палі працюють як одиночні. Зменшення відстані між забивними палями унеможлиблює їх заглиблення на проєкту глибину та відхилення в бік неуцільненого палями ґрунтового масиву. Із застосуванням буронабивних і буроін'єкційних паль відстань між палями можна зменшувати, наприклад, для влаштування стінок огороження (тут зменшення величини вертикального допустимого розрахункового навантаження на палю не є вирішальним – палі сприймають горизонтальне навантаження).

Кількість паль у стовпчастому фундаменті може бути різною (бажано, щоб вона не виходила за межі 4...9 паль). Проте в окремих випадках кількість паль може зменшуватися до 2...3 штук (зі зміною форми плану ростверка) і навіть до однієї (конструкція «паля-колона», що може використовуватися за невеликих вертикальних і незначних горизонтальних навантажень, які діють на фундамент). За наявності слабких ґрунтів кількість паль може значно зростати – до 16...25 паль, але такі випадки на практиці поодинокі.

Після уточнення геометричних розмірів фундаментів (їх ступені влаштовують так, як і для стрічкових фундаментів, залежно від ширини ростверка та ширини стіни чи підколонника) збирають навантаження, що діють на підшві ростверка. Крім вертикального навантаження, $\Sigma N'$ визначають в разі потреби (див. пояснення для стовпчастих фундаментів неглибокого закладання):

$$\Sigma M' = M' + Q' \cdot h_r, \quad \Sigma Q' = Q'$$

За центрального навантаження роблять перевірку середнього розрахункового навантаження, що передається на кожну палю:

$$N = \frac{\Sigma N'}{n_p} \leq N_p.$$

Для стрічкових фундаментів ця формула може бути записана як:

$$N = \Sigma N' \cdot \ell_p \leq N_p.$$

Ці умови повинні виконуватись і за позацентрового навантаження фундаменту.

Навантаження на палі крайнього ряду в багаторядному стрічковому ростверка та для стовпчастих фундаментів визначаються за формулою:

$$N_{\max}^{\min} = \frac{\Sigma N^i}{n_p} \pm \frac{\Sigma M_x^i \cdot y_{\max}}{\Sigma y_i^2} \pm \frac{\Sigma M_y^i \cdot x_{\max}}{\Sigma x_i^2}.$$

У разі дії моменту в одному напрямку формула спрощується (це зустрічається в курсовому проектуванні):

$$N_{\max}^{\min} = \frac{\Sigma N^i}{n_p} \pm \frac{\Sigma M^i \cdot y_{\max}}{\Sigma y_i^2},$$

де x_{\max}, y_{\max} – відстань до крайньої палі від осі фундаменту, м;

x_i, y_i – відстань до кожної палі від осі фундаменту, м;

n_p – кількість палей у фундаменті.

При цьому повинна виконуватись умова:

– за постійних навантажень: $N_{\max} \leq N_p$, або

– $N_{\max} \leq 1.2 \cdot N_p$ – за тимчасових навантажень, що створюють момент (вітер, кранове навантаження та ін.).

З іншого боку потрібно, щоб $N_{\min} > 0$, тобто палі не працювали на висмикування.

Розглянемо як приклад розрахунок стрічкового пальового фундаменту. Несуча здатність забивної палі С 80.30 – $N_p = 437.2$ кН визначена вище. Розглянемо переріз 1–1 для фундаменту під зовнішню стіну (як у прикладі для стрічкового фундаменту із збірних блоків). Навантаження – $N^i = 285.6$ кН/м.

Кількість палей, що потрібна на 1 м погонний фундаменту:

$$n_p = \frac{285.6 \cdot 1.05 \cdot 1.0}{437.2} = 0.69.$$

Тут $k_1 = 1.05$, оскільки фундамент має обмежені розміри, а $k_1 = 1.0$ за центрального завантаження.

Розрахунковий крок палей:

$$l_p = \frac{1}{0.69} = 1.45 \text{ м.}$$

Оскільки $l_p = 1.45 \text{ м} > 3d = 3 \times 0.30 = 0.90 \text{ м}$, то ростверк однорядний.

Візьмемо проектний крок $l_p = 1.45 \text{ м}$.

Ескіз поперечного перерізу фундаменту за товщини цегляної стіни $b_c = 510$ мм та стінового блоку $b_{cf} = 500$ мм (ФБС-24.5.6-Т) наведено на рис. 36.

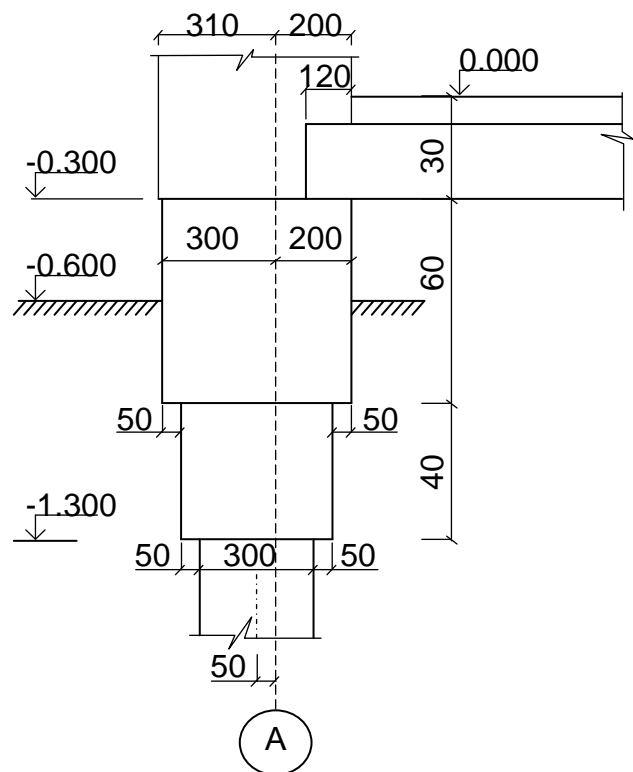


Рис. 36. Переріз пальового фундаменту 1–1

Навантаження для / граничного стану на 1 пог. м фундаменту по підшві ростверка наведено нижче в табл. 49:

Таблиця 49

Збір навантажень на 1 пог. м стрічкового фундаменту

Номер з/п	Вид навантажень	Формули визначення і розрахункові величини для визначення навантаження на 1 м погонний	N' , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту N' , кН/м	$238 \times 1.2 =$	285.6
2	Стінові фундаментні блоки (1 ряд)	$\frac{Q_6}{L_6} \cdot 1.1 = \frac{16.3}{2.38} \cdot 1.1 =$	7.53
3	Ростверк	$h_r \cdot b_r \cdot \gamma_m = 0.4 \times 0.4 \times 25.0 \times 1.1 =$	4.4
Усього $\Sigma N' =$			297.5

Перевіряємо допустимість навантаження на одну палю:

$$N = 297.5 \cdot 1.40 = 431.4 \text{ кН} < N_p = 437.2 \text{ кН.} \quad \text{Умова виконується.}$$

Розташуємо, як приклад, палі в плані ростверка на ділянці між торцевою та поперечною стінами за осями «1» і «2», відстань між якими 8.30 м (рис. 37).

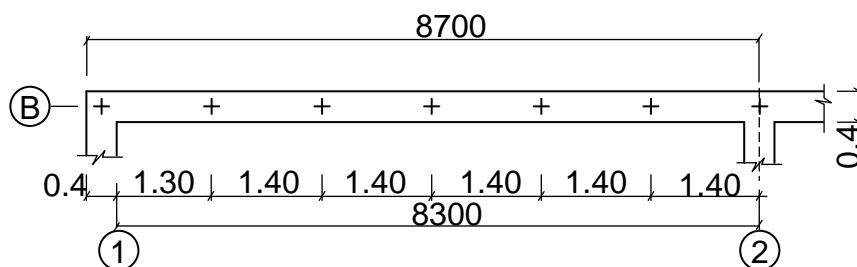


Рис. 37. Розташування паль в плані по осі «А» (фрагмент ростверка)

Безумовно, що розміщення паль навіть на ділянці в осях «1»...«2» може бути індивідуальним, але потрібно робити так, щоб крок для всієї стіни був постійним у максимальній кількості і близьким до ℓ_p .

У разі дворядного ростверка використовують розташування паль «одна навпроти одної» або а шаховому порядку. Останнє дає змогу мати оптимальні розміри стрічкового ростверка. Відстань між рядами паль, що розташовані в шаховому порядку, визначають, виходячи з проектного кроку паль ℓ_p . На основі цього визначається і ширина ростверка b_r :

$$b_r = \ell' + d + 2c,$$

де ℓ' – розрахункова відстань між рядами паль: $\ell' = \sqrt{\ell_{p,\min}^2 - \left(\frac{\ell_p}{2}\right)^2}$.

Ця величина береться з округленням в більший бік, кратною 0.05 м.

Схему розташування паль за дворядного стрічкового ростверка наведено на рис. 38.

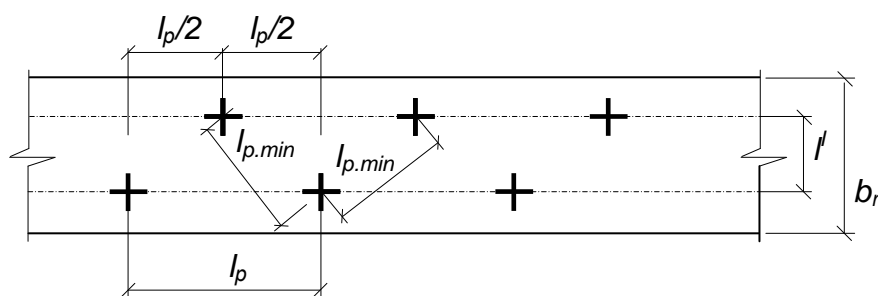


Рис. 38. Схема розташування паль у дворядному ростверку

Під час перенесення конструктивного рішення на робоче креслення цей крок паль може коригуватись, як це робиться в разі однорядного ростверка.

Стрічкові ростверки виконують із важкого бетону класу С10/12...С20/25 (для висотних будівель використовують навіть бетон класу С25/30-С32/40). Їх розрахунок за матеріалом для цегляних і крупнопанельних стін будівлі виконують, як для фундаментної монолітної нерозрізної балки, що спирається на окремі опори в місцях розміщення паль [37]. За цим розрахунком визначають поздовжнє та поперечне армування ростверка. Як виняток, такий розрахунок виконується під час курсового проектування з основ і фундаментів за індивідуальним завданням керівника (викладача).

У пояснювальній записці або на кресленні листа показують розташування всіх паль, дають їх прив'язку до осей і проставляють нумерацію.

6.6. Розрахунок стовпчастих пальових фундаментів

Особливості розрахунку стовпчастих пальових фундаментів розглянемо на спрощеному прикладі.

Потрібно розрахувати необхідну кількість паль і сконструювати ростверк під збірну залізобетонну колону перерізом 400×400 мм, що передає такі навантаження в рівні верхнього обрізу фундаменту: $N^l = 2135$ кН, $M^l = 192$ кНм, $Q^l = 121$ кН.

Положення підшви ростверка (фундаменту) на геологічному перерізі визначають так само, як і для стовпчастого (під колону) фундаменту неглибокого закладання (див. п. 3.3): верхній обріз ростверка має бути на позначці -0.150 м. Висоту ростверка призначають з урахуванням конструкції підколонника та конструкції плитної частини ростверка, для якої повинні виконуватися такі умови:

- товщина плити під стаканом повинна бути більшою за 200 мм;
- товщина консольних виступів, як і для стрічкових ростверків, повинна бути більшою за $d + 50$ мм.

За глибини стакана 900 мм (вимога щодо заведення колони в фундамент за типовим рішенням) і в разі потреби в заведенні випусків арматури з палі в тіло ростверка загальну висоту фундаменту (ростверка) можна взяти: $h_2 = 0.15 + 0.90 + 0.45 = 1.50$ м.

При цьому можна використовувати забивні палі перерізом 300×300 мм або 350×350 мм.

Наносимо переріз фундаменту на геологічний переріз з урахуванням висотної «прив'язки» будівлі (рис. 32 – як приклад).

Зазначаємо тип і геометричні розміри палі, будуємо розрахункову схему та визначаємо несучу здатність одиночної палі, як це показано в розрахунках для стрічкового фундаменту. Як приклад, вважатимемо, що використані палі П80.30 з несучою здатністю $F_d = 732$ кН (у розрахунках використовуються табличні значення R і f). Тоді допустиме стискує навантаження на палю (гарантована несуча здатність палі) становить:

$$N_p = F_{dg} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{732}{1.4} = 522.9 \text{ кН.}$$

Визначимо необхідну кількість палі у фундаменті, застосовуючи відповідні коефіцієнти $k_1 = 1.05$, $k_e = 1.0$:

$$n_p = \frac{N^l \cdot k_1 \cdot k_e}{N_p} = \frac{2135 \cdot 1.05 \cdot 1.0}{522.9} = 4.29 \text{ шт.}$$

Візьмемо для подальшого розрахунку 5 палі і розмістимо їх у плані так, щоб мінімальна відстань між центральною розміщеною палею та палями по кутах ростверка не була меншою за $l_{p,\min} = 3d = 3 \times 0.3 = 0.90$ м. З урахуванням цього визначаємо розміри квадратного ростверка в плані:

$$b_r = l_r = l^l + d + 2c = 1.30 + 0.30 + 2 \times 0.10 = 1.80 \text{ м.}$$

Будуємо ескізне рішення (рис. 39):

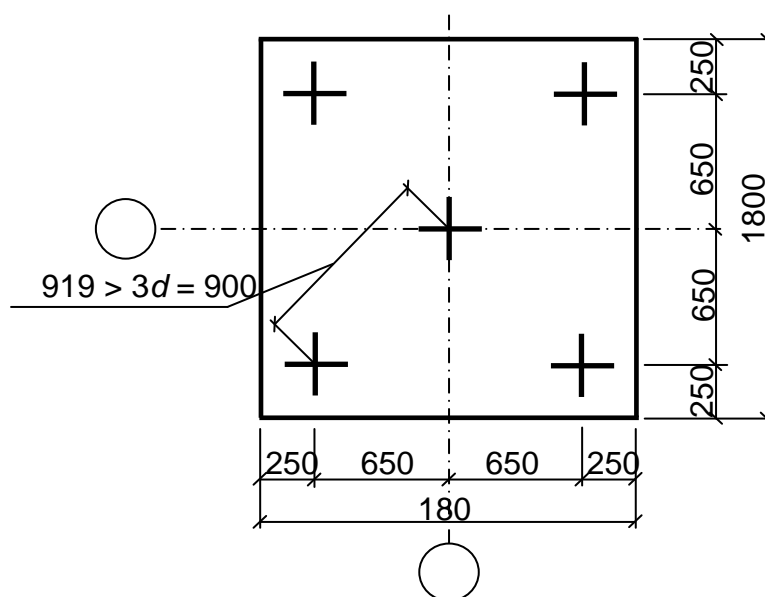


Рис. 39. Схема розміщення палі у плані ростверка

Візьмемо переріз підколонника 1000×1000 мм. Консольні частини плити ростверка мають виліт: $(1800 - 1000) / 2 = 400$ мм. Товщина плити ростверка – 450 мм.

Зберемо навантаження на рівні підшви ростверка (табл. 50):

Таблиця 50

Збір навантажень на рівні підшви ростверка

Номер з/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення навантаження на 1 м погонний	N_i' , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N' (за завданням)	2135.0
2	Від підколонника	$N_{під}'$ $A_{під} h_{під} \gamma_b \gamma_f = 1.0 \times 1.0 \times 0.9 \times 25 \times 1.1 =$	24.75
3	Від плитної частини ростверка	N_n' $A_n h_n \gamma_b \gamma_f = (1.8 \times 1.8 \times 0.45) \times 25 \times 1.1 =$	40.10
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверка	N_3' $(A_n - A_{під})(h_{під} + 0.15) \gamma_s \gamma_f = [(1.8 \times 1.8) - (1.0 \times 1.0)] \times (0.90 + 0.15) \times 17.0 \times 1.1 =$	44.00
Усього:		$\Sigma N'$ $2135.0 + 24.75 + 40.1 + 44.0 =$	2243.85

На рівні підшви фундаменту також діють:

а) момент: $\Sigma M' = M' + Q' h_f = 192 + 121 \times (0.9 + 0.45) = 355.35$ кН·м;

б) поперечна сила: $\Sigma Q' = Q' = 121$ кН.

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\Sigma N'}{n_p} = \frac{2243.85}{5} = 448.77 \text{ кН} < N_p = 522.9 \text{ кН}.$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{\max}^{\min} = \frac{\Sigma N'}{n_p} \pm \frac{\Sigma M' y_{\max}}{\Sigma y_i^2} = 448.77 \pm \frac{355.35 \times 0.65}{4 \times 0.65^2} = 448.77 \pm 136.67 \text{ кН}.$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю: $N_{\max} = 448.77 + 136.67 = 585.44$ кН $< 1.2 \times 522.9 = 627.48$ кН. Умова $N_{\max} < 1.2 N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду: $N_{\min} = 448.77 - 136.67 = 312.10$ кН > 0 . Умова $N_{\min} > 0$ виконується. У палювому фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Примітки:

1. За виконання умови $N_{mt} < N_p$, але невиконання умови $N_{\max} < 1.2 N_p$, потрібно внести зміну в планове положення палей. Для цього рекомендується збільшити відстань від палей до осі фундаменту в напрямку дії моменту. Якщо ж така дія не приводить до потрібного результату, то кількість палей потрібно збільшити.
2. Оцінку необхідності зменшення кількості палей в стовпчастому фундаменті зазвичай робимо наближено, без повторних розрахунків. Для розглянутого прикладу: якщо $n_p = 4$, маємо наближене середнє навантаження $N_{mt} = 2243.85 / 4 = 560.96$ кН > 522.9 кН. Тому зменшувати кількість палей не можна.

3. Якщо ж буде встановлено, що кількість паль у фундаменті проти розрахунку можна зменшити на одну, то на практиці враховують допустимість симетричного розміщення паль у плані зі зменшенням їх кількості (при цьому втрати бетону на влаштування ростверка можуть бути не оптимальними або в умовах перемінної дії моменту таке рішення не буде раціональним).

Остаточно складаємо ескіз стовпчастого пальового фундаменту (рис. 40).

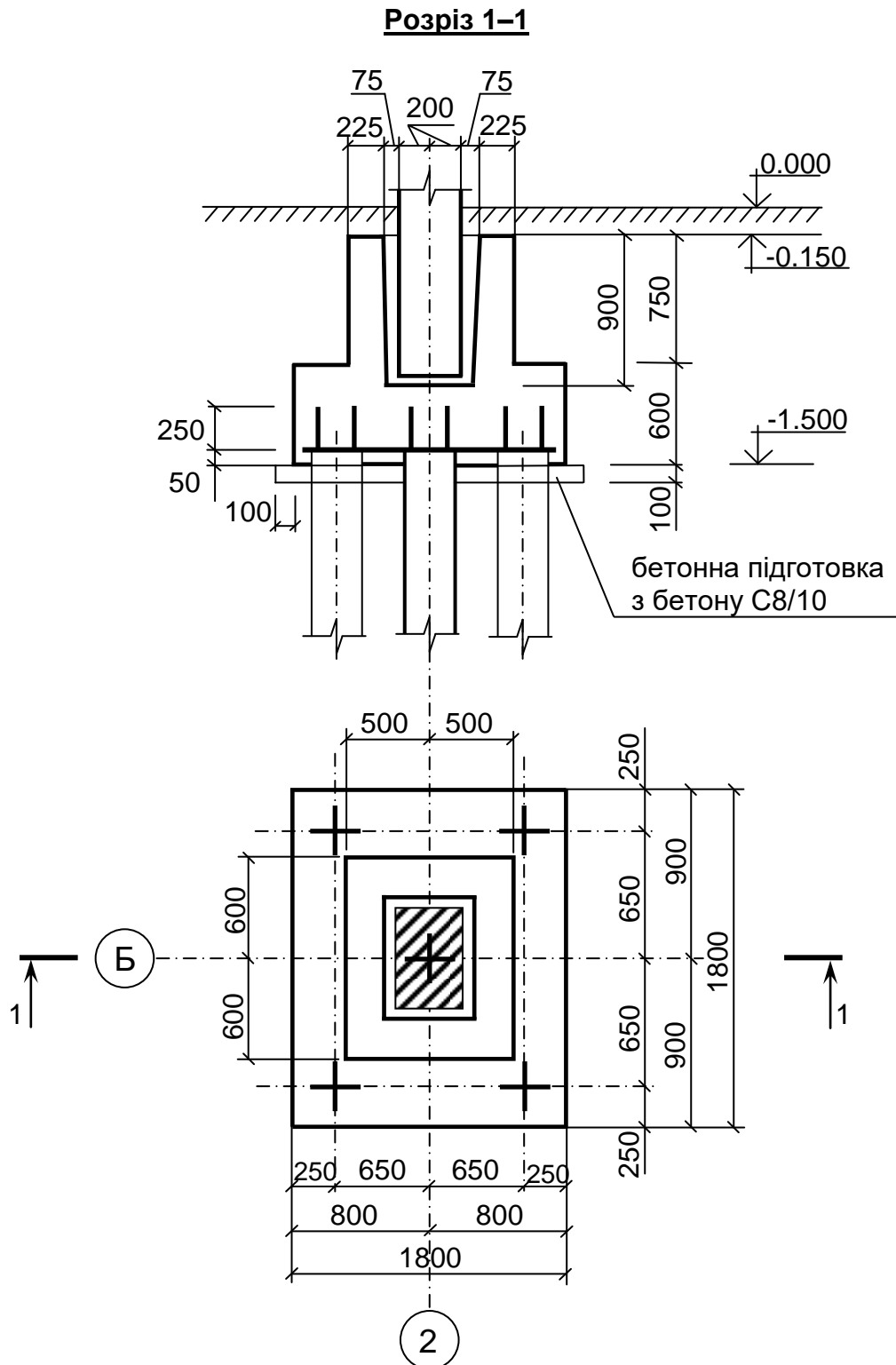


Рис. 40. Креслення прийнятого варіанта фундаменту

Розрахунок за міцністю матеріалу ростверка виконують як і для стовпчастого фундаменту (див. п. 5 посібника). При цьому потрібно враховувати, що в розрахунку на продавлювання колоною призма продавлювання в разі попадання паль до її пограничної частини в основі може проводитися до рівня бічної поверхні паль під кутом, більшим ніж 45° , так, щоб ці палі були за межами призми продавлювання. Зусилля на продавлювання визначається з урахуванням навантаження на палі, що розташовані за межами призми продавлювання. Крім того, плитна частина ростверка перевіряється на продавлювання кутовою палею. Це дає змогу уточнити прийнятну конструктивну товщину плитної частини ростверка.

Розрахунок армування плитної частини ростверка виконується з урахуванням завантаження консольних частин зосередженим навантаженням її від паль. Підколонник фундаменту конструюють та армують як і для стовпчастого фундаменту неглибокого закладання.

Загалом у разі потреби в розрахунку стовпчастих фундаментів за матеріалом рекомендується скористатись довідковою літературою [32, 37].

Розділ 7. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ОСНОВИ

7.1. Загальні умови розрахунку осідання основи методом пошарового підсумовування

Цей розрахунок є завершальним в розрахунку фундаментів неглибокого закладання. Попередній підбір розмірів фундаменту ставив за мету визначення такої площі подошви фундаменту, за якої тиск, що передається на несучий шар основи, не перевищує розрахункового опору несучого шару основи, тобто із центральним завантаженням виконується умова $p = \sigma_{mt} \leq R$ або з позацентровим – $p_{max} = \sigma_{max} \leq 1.2 R$. Цим гарантується, що ґрунт основи працює як лінійно-деформоване середовище, а отже, розраховувати осідання можна за формулами, що враховують деформації на прямолінійній частині графіку $S = f(p)$.

Визначаючи осідання основи потрібно мати на увазі те, що його величина буде такою ж, як і величина осідання фундаменту. При цьому повинна виконуватися умова п. 7.6.4 [3]:

$$S = S_f \leq S_u,$$

де S – осідання основи, або S_f – осідання фундаменту, величина якого встановлюється за розрахунком;

S_u – величина граничної деформації, яка для окремих типів будівель і споруд визначена з досвіду і наведена в таблиці додатка 6 посібника (або табл. Н.1 додатка Н [3]).

За можливості проявлення нерівномірних деформацій основи, що призводить до прогину, вигину, перекосу чи крену будівель і споруд, додатково повинна виконуватися умова:

$$\frac{\Delta S}{L} \leq \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u \text{ або } i \leq i_u,$$

де $\frac{\Delta S}{L}$ – розрахункова величина: перекосу $\frac{\Delta S}{L} = \frac{S_1 - S_2}{L}$; прогину (вигину)

$\frac{\Delta S}{L} = \frac{2S_2 - S_1 - S_3}{2L}$ на ділянці будівлі або споруди, де крайні фундаменти, для яких визначалось осідання S_1 і S_2 (у разі прогину) чи величини S_1 і S_3 , розташовані на відстані L ;

i – розрахункова величина крену жорстких будівель і споруд, що визначається за формулою (Д. 12) додатка Д [3]:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{\left(\frac{a}{2} \right)^3},$$

де E і ν – відповідно модуль деформації і коефіцієнт поперечної деформації ґрунту основи;

k_e – коефіцієнт, що враховує форму фундаменту та напрямок дії моменту (змінюється в межах $k_e = 0.07 \dots 2.00$). Його визначення наведено в додатку Д [3];

$N = \sum N''$ – вертикальне навантаження на підшві фундаменту;

$e = \frac{\sum N''}{\sum M''}$ – ексцентриситет;

a – діаметр круглого або сторона фундаменту в напрямку дії моменту.

$\left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u$, i_u – гранична величина відповідно нерівномірної деформації (осідання за звичайних ґрунтових умов) та крену, що визначаються за таблицею додатка 5 посібника.

У більшості випадків для фундаментів неглибокого закладання (стрічкових, стовпчастих, плитних) для розрахунку осідання основи можна використовувати розрахункову схему у вигляді лінійно-деформованого напівпростору з умовним обмеженням глибини стисливої зони H_c . Цей метод розрахунку S звичайно називають методом пошарового підсумовування. Величина осідання основи при цьому, за класичною схемою, визначається як сума осідань розрахункових шарів, у яких тиск ґрунту відбувається під дією додаткового тиску без можливості бічних деформацій:

$$S = \beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i},$$

де β – коефіцієнт, що враховує наближеність розрахункової схеми і є для всіх видів ґрунтів постійним і рівним $\beta = 0.8$;

n – кількість розрахункових шарів у межах товщини стисливої зони H_c , товщиною $h_i \leq \frac{1}{4}b$ (де b – ширина підшви фундаменту), яка припадає на однорідний шар ґрунту (ІГЕ) з модулем деформації E_i . Верхня границя H_c збігається з підшвою фундаменту, а нижня визначається за виконанням умови: $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, де k – для фундаментів шириною $b \leq 5$ м становить 0.20;
 $\sigma_{zp.i}$ – середнє додаткове напруження в межах i -го розрахункового шару ґрунту, що визначається як:

$$\sigma_{zp.i} = \sigma_{zp.mt.i} = \frac{\sigma_{zp.i}^{\text{покрівлі}} + \sigma_{zp.i}^{\text{підшви}}}{2},$$

де $\sigma_{zp.i}^{\text{покрівлі}}$ і $\sigma_{zp.i}^{\text{підшви}}$ – додаткове напруження відповідно: на покрівлі (на глибині z_{i-1}) та на підшві (на глибині z_i) цього розрахункового шару.

Додаткове напруження на рівні підшви фундаменту $\sigma_{zp.0}$ визначається за формулою:

$$\sigma_{zp.0} = \sigma_{mt} - \sigma_{zg.0},$$

де σ_{mt} – середнє напруження на підшві фундаменту: $\sigma_{mt} = \frac{\sum N''}{A}$ (його

величина в курсовому проекті визначена під час перевірки напружень на підшві фундаменту – тиску на ґрунт основи – для кожного з розрахункових перерізів фундаментів);

$\sigma_{zg.0}$ – напруження на рівні підшви фундаменту від власної ваги ґрунту (природний тиск), що визначається за формулою:

$$\sigma_{zg.0} = \sum_1^n \gamma_{II.i} \cdot h_i,$$

де n – кількість шарів ґрунту (відповідно до інженерно-геологічних вишукувань), що залягають від поверхні до глибини закладання підшви фундаменту d (для перерізу фундаменту, осідання якого розраховується).

При цьому потрібно враховувати, що $d = \sum_1^n h_i$. Величини питомої ваги

ґрунту $\gamma_{II.i}$ беруться з таблиці розрахункових показників відповідних шарів ґрунту.

Для межі кожного розрахункового шару за глибиною z_i , починаючи від підшви фундаменту ($z_i = \sum_i^n h_i$), визначають $\sigma_{zp.i}$ з врахуванням величини коефіцієнта розсіювання (затухань) додаткових напружень з глибиною α_i :

$$\sigma_{zp.i} = \alpha_i \cdot \sigma_{zp.0}.$$

Величини α_i беруть (у разі потреби з інтерполяцією) за таблицею додатка 5 посібника) з урахуванням форми підшви фундаменту $\eta = L / b$

(L – довжина, b – ширина підшви фундаменту) та відносного заглиблення від підшви фундаменту точки (розрахункового шару), що розглядається – $\zeta = \frac{2z}{b}$. Зазвичай для стрічкових фундаментів, незалежно від довжини їх у межах розрахункового перерізу, $\eta \geq 10$, тоді як для стовпчастих фундаментів величину η розраховують за фактичними розмірами підшви фундаменту.

Для зручності проведення розрахунків рекомендується взяти $h_i = \frac{1}{5} b$.

Тоді величини ζ дорівнюватимуть табличним, а це означає, що інтерполяцію для α_i за величиною ζ виконувати не доведеться.

Розбиваючи основу на розрахункові шари, потрібно контролювати, щоб у межах кожного шару був один вид ґрунту. Якщо ж тут будуть ґрунти двох ІГЕ, цей розрахунковий шар слід додатково поділити на два (рис. 41).

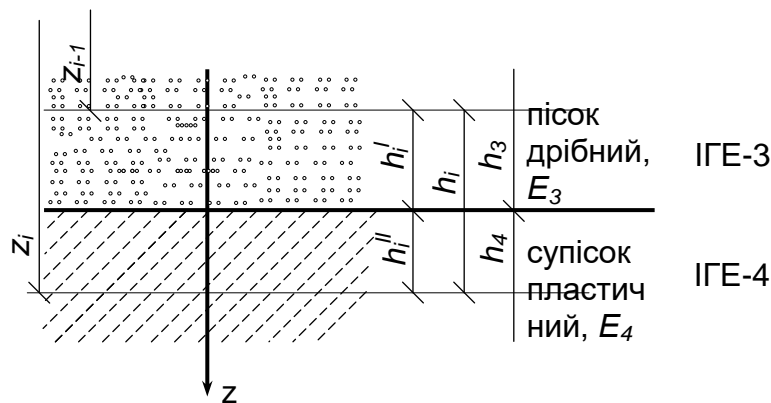


Рис. 41. Умова додаткового поділу основи на розрахункові шари

Величину напруження від власної ваги ґрунту визначають за формулою:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_1^n \gamma_{II,i} \cdot h_i$$

Для загальної оцінки наростання природного тиску з глибиною рекомендується спочатку визначити $\sigma_{zg,i}$ для окремих ІГЕ. Оскільки значення $\sigma_{zg,i}$ використовуються тільки для пошуку нижньої границі стисливої зони, дозволяється розрахунок цього напруження робити не для всіх розрахункових шарів, а забезпечити їх визначення в зоні, яка визначає умову $0.2 \cdot \sigma_{zg,i} = \sigma_{zp,i}$.

Також потрібно мати на увазі, що для водопроникних ґрунтів (пісків, супісків і в окремих випадках суглинків – лесовидних, алювіальних і сильно пористих) нижче за рівень ґрунтових вод величину $\sigma_{zg,i}$ потрібно визначати з урахуванням їх виваженого стану, тобто вводити в розрахунок $\gamma_{II,i}^I$. І, навпаки, на рівні покрівлі водонепроникного шару ґрунту (глина, суглинок, за винятком тих, що вважаються водопроникними – див. вище) потрібно

додати тиск від шару води: $\Delta\sigma_{zg} = \sigma_w = H_w \cdot \gamma_w$. У межах водотривкого шару величина $\gamma_{l,i}$ враховується без впливу виважування.

Розрахункова схема, позначення та пояснення до методу пошарового розрахунку осідання основи наведені нижче в прикладі.

Розрахунок осідання є обов'язковим для кожного розрахункового перерізу фундаментів. Проте у випадку близьких розмірів фундаментів, тиску на підшві фундаментів і витриманій геологічній будові, а також близьких характеристик ІГЕ можна обійтися виконанням контрольних розрахунків S для окремих характерних перерізів фундаментів (якщо величина S гарантовано менша за S_u). На практиці часто не виконують розрахунок осідань, якщо виконується умова $\sigma_{mt} \leq R$, а в основі залягають горизонтальні шари пісків і супісків із коефіцієнтом пористості $e \leq 0.65$ або щільні суглинки та глини, що не мають ознак особливих. Такі ж розрахунки не виконують і в разі використання типових проєктів будівель і споруд, якщо ґрунтові умови майданчика задовольняють вимогам до основи, що оговорені типовим проєктом.

Сьогодні на практиці в розрахунок величини S за методом пошарового підсумовування внесені зміни (див. зауваження в п. 7.3) нижче.

7.2. Порядок розрахунку осідання основи методом пошарового підсумовування

У курсовому проєкті для зменшення об'єму механічних розрахунків потрібно виконати тільки один розрахунок осідання для перерізу фундаменту, що вказаний у завданні.

Рекомендується при цьому дотримуватися такого порядку розрахунку:

1. Скласти основу розрахункової схеми, для чого на спрощеному інженерно-геологічному перерізі в масштабі показати нашарування з поверхні ґрунтів – ІГЕ на ділянці розрахункового перерізу фундаменту, вказавши їх товщину (потужність) і показники ($\gamma_{l,i}$, E_i , $\gamma_{l,i}^I$). Нанести на цю схему переріз фундаменту (вказавши розміри b , d).
2. Визначити напруження σ_{mt} , $\sigma_{zg,0}$, $\sigma_{zp,0}$.
3. Побудувати епюру природного тиску σ_{zg} , для чого визначити величини $\sigma_{zg,i}$ на підшві кожного ІГЕ, що залягає нижче підшви фундаменту. Доцільно визначати $\sigma_{zg,i}$ до глибини $(3 \dots 4) \cdot b$ від підшви фундаменту, де b – ширина підшви фундаменту. Перенести отримані дані на розрахункову схему.
4. Призначити товщину розрахункових шарів $h_i = 1/5 \cdot b$. Нанести їх на розрахункову схему.

5. Побудувати епюру додаткового тиску σ_{zp} , для чого визначити додатковий тиск на покрівлі та підшві кожного розрахункового шару. Нанести ці дані на розрахункову схему.
6. Визначити положення нижньої границі стисливої зони за співвідношенням $0.2 \cdot \sigma_{zg,i} = \sigma_{zp,i}$. Умова вважається виконаною, якщо різниця між правою та лівою частинами рівності не перевищуватиме 1 кПа. Визначити величину стисливої зони H_c . Нанести її на розрахункову схему.
7. Розрахувати осідання кожного розрахункового шару, що перебуває в межах стисливої зони. Для цього потрібно визначити середнє значення $\sigma_{zp,i}$ і величину S_i (при цьому береться $\beta = 0.8$). Сума всіх значень S_i дає розрахункове значення осідання S . На практиці вручну цей розрахунок виконують у табличній формі або у вигляді аналітичного ряду.
8. Перевірити виконання умови $S \leq S_u$. Якщо умова не виконується, приймається рішення про зміну розмірів фундаменту, щоб в новому розрахунку осідання ця умова виконувалась. Тут також можливий варіант покращення властивостей ґрунту основи через ущільнення, закріплення або заміну слабого ґрунту на надійний (улаштування ґрунтової подушки).

7.3. Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту

Розглянемо приклад розрахунку осідання основи стрічкового фундаменту з урахуванням розрахунків, що наведені вище.

Вихідні дані. Інженерно-геологічні умови ґрунтів основи характеризуються показниками, що наведені в табл. 51 розрахункових показників (зазначені лише окремо вибрані дані, потрібні для розрахунку).

Таблиця 51

Характеристики ґрунтів майданчика

Но- мер ІГЕ	Назва ґрунту	Глибина підшви шару від поверхні, м	Тов- щина шару, м	Рівень ґрунтових вод на глибині, м	Питома вага, γ_{II} , кН/м ³	Модуль дефор- мації, E , МПа
1	Рослинний	0.7	0.7	–	14.8	–
2	Супісок пилуватий твердий	2.9	2.2	–	$\frac{16.6}{19.4}$	$\frac{11}{8}$
3	Пісок дрібний середньої щільності малого ступеня водонасичення	4.7	1.8	–	17.1	20
3а	Пісок дрібний середньої щільності, насичений водою	6.7	2.0	4.7	19.6	17
4	Глина напівтверда	20.0	13.3	–	19.4	24

Примітка: для супіску ІГЕ-2 наведені значення: у чисельнику – природної вологості, у знаменнику – за можливого водонасичення.

Стрічковий фундамент із збірних блоків для розрахункового перерізу має такі характеристики: а) геометричні розміри: $d = 1.2$ м, $b = 2.4$ м; б) середній тиск на підшві фундаменту $\sigma_{mt} = 221.4$ кПа (умова $\sigma_{mt} = 221.4$ кПа $< R = 224.6$ кПа виконується).

Розрахункову схему складаємо з поступовим нарощуванням її за таких розрахунків (рис. 42).

Тиск від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg.0} = 14.8 \times 0.7 + 16.6 \times 0.5 = 10.36 + 8.3 = 18.66 \text{ кПа (з точністю до 0.01 кПа);}$$

Додаткове напруження на підшві фундаменту по його осі:

$$\sigma_{zp.0} = 221.4 - 18.66 = 202.74 \text{ кПа.}$$

Напруження від власної ваги ґрунту:

а) на підшві ІГЕ-2 (з урахуванням заглиблення фундаменту в шар ІГЕ-2 на 0.5 м):

$$\sigma_{zg.2} = 18.66 + 16.6 \times (2.2 - 0.5) = 46.88 \text{ кПа;}$$

б) на рівні ґрунтових вод WL: $\sigma_{zg.3} = 46.88 + 17.1 \times 1.8 = 77.66$ кПа;

в) біля підшви піску ІГЕ-3а – у водонасиченому стані з урахуванням виважування:

$$\sigma_{zg.3a} = 77.66 + (19.6 - 9.81) \times 2.0 = 77.66 + 9.79 \times 2.0 = 97.24 \text{ кПа;}$$

д) на покрівлі глин ІГЕ-4 – з урахуванням тиску стовпа ґрунтової води висотою $6.7 - 4.7 = 2.0$ м:

$$\sigma_{zg.4}^I = 97.24 + 9.81 \times 2.0 = 116.86 \text{ кПа;}$$

е) на рівні підшви (розвіданої глибини) глини ІГЕ-4:

$$\sigma_{zg.4} = 116.86 + 19.4 \times 13.3 = 374.88 \text{ кПа.}$$

Очевидно, що визначення $\sigma_{zg.4}$ на глибині, яка перевищує $(3...4) \times 2.0 + 1.2 = 7.2...9.2$ м, можна було б не робити.

Отримані значення $\sigma_{zg.i}$ переносимо в масштабі на розрахункову схему зліва від осі фундаменту та будуємо епюру природного тиску, з'єднуючи відкладені величини $\sigma_{zg.i}$.

Визначаємо товщину розрахункових шарів: $h_i = \frac{1}{5} \cdot 2.4 = 0.48$ м.

У межах ІГЕ-2 під підшвою фундаменту кількість таких розрахункових шарів становитиме: $(2.9 - 1.2)/0.48 = 1.70/0.48 = 3.542$. Оскільки товща не розбивається на однакові розрахункові шари без остачі, то виділяємо 3 повні за висотою розрахункові шари $h_i = 0.48$ м і один шар висотою (товщиною) $0.542 \cdot h_i = 0.542 \times 0.48 = 0.26$ м.

У межах ІГЕ-3 (потужність шару 1.8 м):

спочатку виділяємо шар товщиною:

$$h_i - 0.542 \cdot h_i = 0.458 \cdot h_i = 0.458 \times 0.48 = 0.22 \text{ м.}$$

$$\text{Нижче: } (1.8 - 0.22) \div 0.48 = 1.58 \div 0.48 = 3.292 ,$$

тобто 3 повні за висотою розрахункові шари й останній за глибиною один шар висотою (товщиною) $0.292 \cdot h_i = 0.292 \times 0.48 = 0.14$ м.

У межах ІГЕ-3а (потужність шару 2.0 м):

спочатку виділяємо шар товщиною $h_i - 0.292 \cdot h_i = 0.708 \cdot h_i = 0.708 \times 0.48 = 0.34$ м.
Нижче: $(2.0 - 0.34)/0.48 = 1.66/0.48 = 3.458$, тобто 3 повні за висотою розрахункові шари й останній за глибиною один шар висотою $0.458 \cdot h_i = 0.458 \times 0.48 = 0.22$ м.

У межах ІГЕ-4 (розвідана потужність шару 13.3 м):

спочатку виділяємо шар товщиною

$$h_i - 0.458 \cdot h_i = 0.542 \cdot h_i = 0.542 \times 0.48 = 0.26 \text{ м,}$$

а нижче будемо відкладати потрібну кількість розрахункових шарів товщиною по 0.48 м.

Щоб не будувати зайвих розрахункових шарів на розрахунковій схемі в основі під фундаментом, визначимо спочатку величини додаткового напруження $\sigma_{zp,i}$ на підшві кожного розрахункового шару. Коефіцієнт α_i беремо як для стрічкового фундаменту з таблиці додатка 5 з кроком коефіцієнта ζ , що дорівнює $\frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot h_i}{b} = \frac{2 \times 0.48}{2.4} = 0.40$. У випадку, коли розрахункові точки лежать між значеннями, кратними $0.4 \cdot n$ (на границі шарів ІГЕ-2–ІГЕ-3, ІГЕ-3 – ІГЕ-3а, ІГЕ-3а–ІГЕ-4), потрібно визначити відносне заглиблення ζ за інтерполяцією.

Далі розрахунки ведемо в табличній формі (табл. 52).

Визначаючи $\sigma_{zp,mt,i}$ як середню величину між двома сусідніми значеннями $\sigma_{zp,i}$, записуємо її між розрахунковими точками так, щоб це відповідало розрахунковому шару, номер якого записуємо в передостанньому стовпчику цієї таблиці.

Величину модуля деформації ґрунту записуємо в кПа (в табл. 51 розрахункові значення модулів деформації наведено в МПа).

Після заповнення таблиці добудовуємо розрахункову схему та проставляємо позначки поверхні NL , підшви фундаменту FL та нижньої границі стисливої зони BC , а також показуємо потужність стисливої товщі H_c .

Після того як встановлена нижня границя стисливої зони – на глибині 8.64 м від підшви фундаменту:

$0.2 \times 177.78 = 35.6$ кПа ≈ 35.48 кПа – різниця 0.12 кПа < 1 кПа. Тому розрахунок за глибиною після точки № 18 припиняємо, оскільки тут різниця за цих умов знову наростає.

Розрахункова величина осідання основи не перевищує граничного осідання для багатопверхового безкаркасного цегляного будинку:

$S = 4.07$ см $< S_u = 10$ см (табл. додатка 6). Тому визначені розміри фундаментів залишаються без змін.

Таблиця 52

Розрахунок осідання основи фундаменту

Номер розрахункової точки	Глибина точки від підшви фундаменту, Z_i , м	Відносне заглиблення, ξ	Коефіцієнт α_i	Напруження в ґрунті, кПа			Товщина розрахункового шару, h_i , см	Модуль деформації, E_i , кПа	Осідання розрахункового шару, ΔS_i , см	Номер розрахункового шару	Заглиблення від поверхні, м
				$\sigma_{zg.i}$	$\sigma_{zp.i}$	$\sigma_{zp.mt.i}$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ІГЕ-2											
0	0.00	0.00	1.000	18.66	202.74						1.20
						200.41	48	11000	0.700	1	
1	0.48	0.40	0.977	26.63	198.08						1.68
						188.35	48	11000	0.657	2	
2	0.96	0.80	0.881	34.60	178.61						2.16
						165.84	48	11000	0.579	3	
3	1.44	1.20	0.755	42.56	153.07						2.64
						146.86	26	11000	0.278	3a	
3a	1.70	1.42	0.694	46.88	140.66						2.90
ІГЕ-3											
3a	1.70	1.42	0.694	46.88	140.66						2.90
						135.41	22	20000	0.119	4	
4	1.92	1.60	0.642	50.64	130.16						3.12
						120.83	48	20000	0.232	5	
5	2.40	2.00	0.550	58.85	111.51						3.60
						104.11	48	20000	0.200	6	
6	2.88	2.40	0.477	67.06	96.71						4.08
						90.93	48	20000	0.175	7	
7	3.36	2.80	0.420	75.27	85.15						4.56
						83.79	14	20000	0.047	7a	
7a	3.50	2.92	0.407	77.66	82.43						4.70
ІГЕ-3a											
7a	3.50	2.92	0.407	77.66	82.43						4.70
						79.13	34	17000	0.127	8	
8	3.84	3.20	0.374	80.99	75.82						5.04
						72.07	48	17000	0.163	9	
9	4.32	3.60	0.337	85.69	68.32						5.52
						65.18	48	17000	0.147	10	
10	4.80	4.00	0.306	90.39	62.04						6.00
						59.40	48	17000	0.134	11	
11	5.28	4.40	0.280	95.09	56.77						6.48
						55.75	22	17000	0.058	11a	
11a	5.50	4.58	0.270	97.24	54.72						6.70

Закінчення табл. 52

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ІГЕ-4											
11a	5.50	4.58	0.270	116.86	54.72						6.70
						53.51	26	24000	0.046	12	
12	5.76	4.80	0.258	121.90	52.31						6.96
						50.38	48	24000	0.081	13	
13	6.24	5.20	0.239	131.22	48.45						7.44
						46.83	48	24000	0.075	14	
14	6.72	5.60	0.223	140.53	45.21						7.92
						43.69	48	24000	0.070	15	
15	7.20	6.00	0.208	149.84	42.17						8.40
						40.95	48	24000	0.066	16	
16	7.68	6.40	0.196	159.15	39.74						8.88
						38.62	48	24000	0.062	17	
17	8.16	6.80	0.185	168.46	37.51						9.36
						36.49	48	24000	0.058	18	
18	8.64	7.20	0.175	177.78	35.48						9.84
Сумарне осідання основи $S = \sum S_i =$									4.072	см	

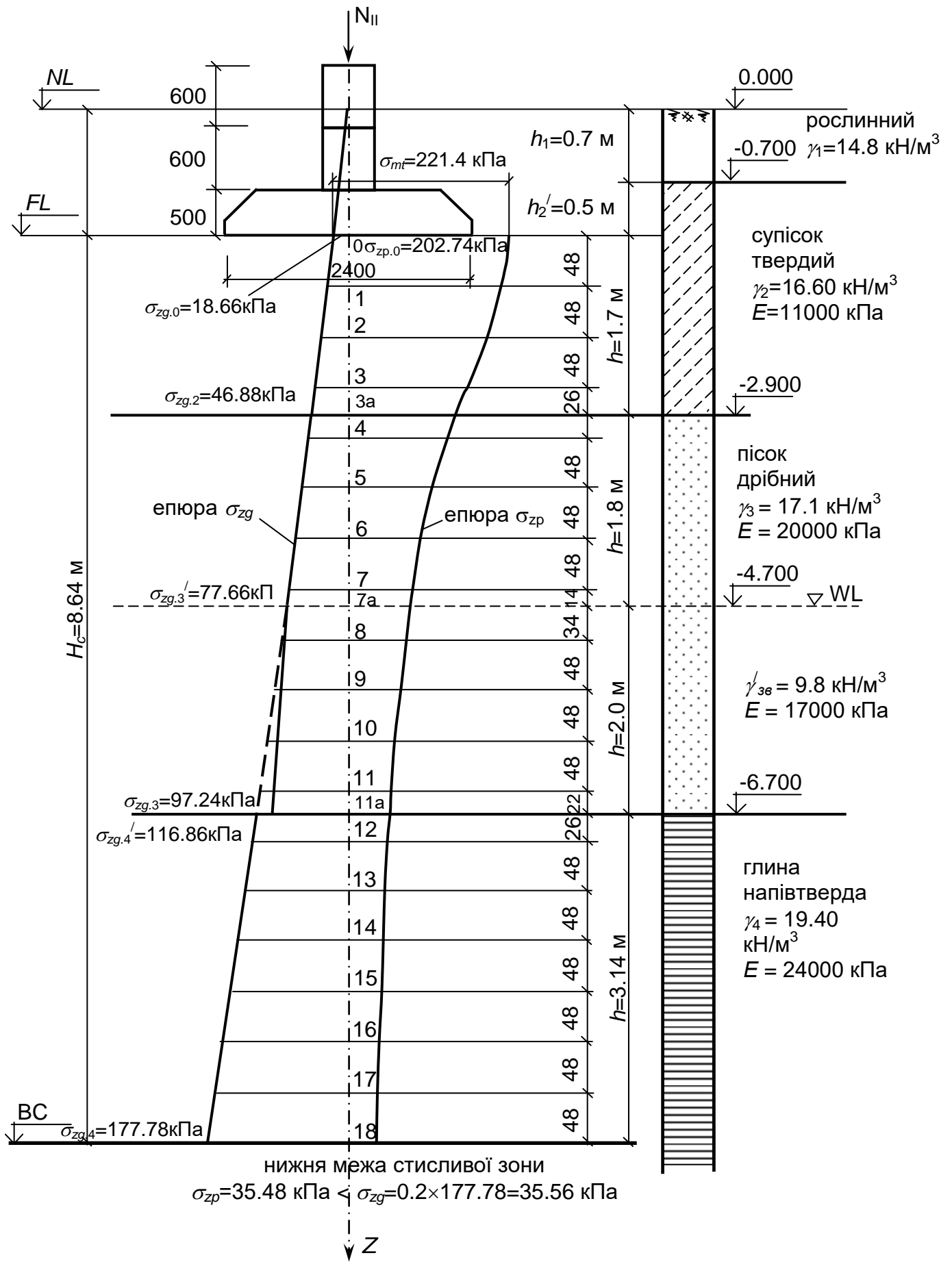


Рис. 42. Схема до розрахунку осідання фундаменту

Зауваження

Останнім часом глибина котлованів значно збільшилася, досягаючи 15 м і навіть більше. Це змінило ставлення не тільки до класифікації фундаментів неглибокого закладання, але й до визначення розрахункового осідання основи. Тому норми за глибини котловану понад 5 м (п. Д4 додатка Д [3]) вимагають враховувати додатково і деформації, що проявляються через ущільнення розущільненого під час влаштування котловану ґрунту (зі зняттям тиску, що дорівнює природному σ_{zg} в рівні дна котловану).

Якщо враховувати можливість додаткових деформацій у глибоких котлованах, то осідання основи (формула Д.1 [3]) становитиме:

$$S = \beta \cdot \sum_1^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_1^n \frac{\sigma_{z,i} \cdot h_i}{E_{e,i}},$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0.8;

$\sigma_{zp,i}$ – вертикальне напруження, що формується як додаткове від величини тиску по подошві фундаменту $p = \sigma_{mt}$;

$\sigma_{z,i}$ – вертикальне напруження від тиску вийнятого з котловану ґрунту $\sigma_{zg,0}$ (з урахуванням зміни рельєфу);

h_i – товщина i -го розрахункового шару ґрунту, як і в класичному методі пошарового підсумування. Тут товщину розрахункових шарів h_i наведено в см,

E_i і $E_{e,i}$ – модулі деформації ґрунту природного стану та ґрунту, що зазнав впливу розвантаження. Допускається взяти $E_{e,i} = 5 \cdot E_i$. Напруження, як і в класичному випадку (див. вище), визначаються з урахуванням коефіцієнтів розсіювання α_i (для $\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot \sigma_{mt}$) і α_k (для $\sigma_{z,i} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$). При цьому α_k визначається з врахуванням впливу ширини котловану B_k (беруть співвідношення $\xi = 2z/B_k$ для визначення α_k). Коефіцієнти α і α_k визначають за таблицею додатка 5.

Величину стисливої зони H_c визначають за положенням її нижньої границі (позначають ВС). Вона визначається за умовою $\sigma_{zp,i} = k \cdot \sigma_{zg,i}$, де коефіцієнт k застосовують залежно від ширини фундаменту b : якщо $b \leq 5$ м, то $k = 0.2$; якщо $b > 20$ м – $k = 0.5$; якщо 5 м $< b < 20$ м, k визначають за інтерполяцією. Для ґрунтів з $E < 5$ МПа (якщо такий шар ґрунту перебуває в межах до границі ВС) застосовують $k = 0.1$.

У разі глибини котловану менше за 5 м дозволяється використовувати для визначення S тільки першу складову. Порівнюючи цю складову з класичною формулою визначення деформації осідання ґрунту (вона використана в прикладах розрахунку осідань основи вище) доходимо висновку, що формула [3] відповідає класичній за умови, що $b = B_k$.

Щоб показати вплив котловану на визначення осідання основи, проведемо порівняльний розрахунок, як і раніше, у табличній формі (табл. 53), залишаючи всі вихідні дані з табл. 51 і табл. 52.

Таблиця 53

**Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту, що
влаштовується в котловані шириною $B_k=13.8$ м**

Номер розрахункової точки	Глибина точки від підосви фундаменту, Z_i , м	Відносне заглиблення, ξ	Коефіцієнт α_i	Напруження в ґрунті, кПа			Товщина розрахункового шару, l_i , см	Модуль деформації, E_i , кПа	Відносне заглиблення, $\xi_s=2Z/B_k$	h_k	$\sigma_{zy,i}$	$\sigma_{zy,mt,i}$	$\sigma_{zp,i} \cdot \Gamma \sigma_{zy,i} = \sigma_{zp,mt,i} \cdot \Gamma \sigma_{zy,mt,i}$	Осідання розрахункового шару, S_i , см
				$\sigma_{zg,i}$	$\sigma_{zp,i}$	$\sigma_{zp,mt,i}$								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ІГЕ-2														
0	0.00	0.00	1.000	18.66	221.40				0.000	1.000	18.66			
						218.86	48	11000				18.63	200.23	0.699
1	0.48	0.40	0.977	26.63	216.31				0.070	0.996	18.59			
						205.68	48	11000				18.55	187.13	0.653
2	0.96	0.80	0.881	34.60	195.05				0.139	0.992	18.51			
						181.11	48	11000				18.48	162.63	0.568
3	1.44	1.20	0.755	42.56	167.16				0.208	0.988	18.44			
						160.30	26	11000				18.42	141.88	0.268
3a	1.70	1.42	0.693	46.88	153.43				0.246	0.986	18.40			
ІГЕ-3														
3a	1.70	1.42	0.693	46.88	153.43				0.246	0.986	18.40			
						147.79	22	20000				18.38	129.41	0.114
4	1.92	1.60	0.642	50.64	142.14				0.278	0.984	18.36			
						131.96	48	20000				18.33	113.63	0.218
5	2.40	2.00	0.550	58.85	121.77				0.348	0.980	18.29			
						113.69	48	20000				18.19	95.50	0.183
6	2.88	2.40	0.477	67.06	105.61				0.417	0.973	18.16			
						99.30	48	20000				18.01	81.29	0.156
7	3.36	2.80	0.420	75.27	92.99				0.486	0.957	17.86			
						91.44	14	20000				17.80	73.64	0.041
7a	3.50	2.92	0.406	77.66	89.89				0.508	0.951	17.75			
ІГЕ-3a														
7a	3.50	2.92	0.406	77.66	89.89				0.508	0.951	17.75			
						86.35	34	17000				17.65	68.70	0.110
8	3.84	3.20	0.374	80.99	82.80				0.556	0.940	17.54			
						78.71	48	17000				17.33	61.38	0.139
9	4.32	3.60	0.337	85.69	74.61				0.626	0.923	17.22			
						71.18	48	17000				17.07	54.11	0.122
10	4.80	4.00	0.306	90.39	67.75				0.696	0.906	16.91			

Закінчення табл. 53

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
						64.87	48	17000				16.75	48.12	0.109
11	5.28	4.40	0.280	95.09	61.99				0.766	0.889	16.59			
						60.78	22	17000				16.53	44.25	0.046
11 a	5.50	4.58	0.269	97.24	59.56				0.797	0.882	16.46			
ІГЕ-4														
11 a	5.50	4.58	0.269	116.86	59.56				0.797	0.882	16.46			
						58.34	26	24000				16.35	41.99	0.036
12	5.76	4.80	0.258	121.90	57.12				0.834	0.870	16.23			
						55.02	48	24000				16.03	38.99	0.062
13	6.24	5.20	0.239	131.22	52.91				0.904	0.848	15.82			
						51.14	48	24000				15.62	35.52	0.057
14	6.72	5.60	0.223	140.53	49.37				0.974	0.826	15.41			
						47.71	48	24000				15.21	32.50	0.052
15	7.20	6.00	0.208	149.84	46.05				1.043	0.804	15.00			
						44.72	48	24000				14.80	29.92	0.048
16	7.68	6.40	0.196	159.15	43.39				1.113	0.782	14.59			
						42.18	48	24000				14.39	27.79	0.044
17	8.16	6.80	0.185	168.46	40.96				1.183	0.760	14.18			
						39.86	48	24000				14.00	25.86	0.041
18	8.64	7.20	0.175	177.78	38.75				1.252	0.740	13.81			
						37.37	48	24000				13.63	24.12	0.039
19	9.12	7.60	0.166	187.09	36.75				1.322	0.721	13.45			
Сумарне осідання основи $S = \sum S_i =$													3.805 см	

Бачимо, що нижня границя стисливої зони в розрахунку за вимогами [3] збільшилася. Вона перебуває на глибині 9.12 м від поверхні (умова $\sigma_{zp,i} = 0.2 \cdot \sigma_{zg,i}$ виконується: $0.2 \times 187.09 = 37.42$ кПа ≈ 36.75 кПа – різниця 0.67 кПа < 1 кПа). Сумарна величина осідання за уточненим розрахунком $S = 3.805$ см близька до $S = 4.07$ см, отриманого за класичною схемою. Отже, для фундаментів мілкого закладання та за невеликого тиску по підшві фундаменту в розрахунках осідань можна користуватись і класичною схемою.

Примітка: розрахункову схему осідання і в цьому випадку будують, як це показано на рис. 42.

Розрахунок осідання основи стовпчастого фундаменту виконують за таким самим порядком, як і для стрічкового. При цьому величини коефіцієнта розсіювання α_i застосовують з урахуванням форми підшви фундаменту, яка враховується показником $\eta = l/b$ (де l і b – відповідно довжина і ширина фундаменту).

Допустимість отриманих розрахункових значень S в усіх випадках перевіряють за виконання умови: $S < S_u$ (величини S_u залежно від виду будівлі та її конструктивного рішення наведені в таблиці додатка 6 посібника).

7.4. Особливості розрахунку осідання основи пального фундаменту

Для розрахунку основи пального фундаменту виходять із того, що палі разом з основою зазнають вертикальних деформацій під дією навантажень від будівлі. Розрахунок ведеться за другою групою граничних станів за деформаціями. Отже, при цьому визначають вертикальну складову навантажень, що діють на площині, яка проходить через нижні кінці палей. Таке спрощення в розумінні характеру деформації основи отримало назву «побудова умовного масивного фундаменту», що охоплює об'єм пального фундаменту з урахуванням поширення напружень від палей у боки. Для побудови нашого «умовного фундаменту» від бічної поверхні палей крайнього ряду, починаючи від рівня підшви ростверка, проводять лінії під кутом $\alpha = \varphi_{llmt} / 4$ до перетину з площиною, що проходить через нижні кінці палей (так знаходять точки B і D на лінії BD). Кут внутрішнього тертя беруть середньовиваженим, а формула для його визначення має вигляд:

$$\varphi_{llmt} = \frac{\sum \varphi_{ll,i} \cdot h_i}{\sum h_i},$$

де $\sum h_i = \ell_p$ – розрахункова довжина палей, що по бічній поверхні контактує з окремими шарами ґрунту, які мають товщину h_i .

Тоді ширина «умовного фундаменту» в межах ВД становитиме:

$$b_y = b + 2 \cdot \ell_p \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{llmt} / 4).$$

Проводимо вертикальні площини (лінії AB і CD), що проходять через точки B і D до поверхні. Повне навантаження на підшві фундаменту визначається як:

$$\sum N'' = N'' + G_f'' + G_r'' + G_s'' + G_p'',$$

де N'' – навантаження на верхньому обрізі фундаменту;

$G_f'' + G_r''$ – вага фундаментної частини і плитного ростверка;

G_s'' – вага ґрунту в межах об'єму умовного фундаменту, яка визначається в межах $ABCD$, за винятком об'єму ростверка й верхньої частини фундаменту.

Вага всіх палей G_p'' може і не враховуватися (особливо для набивних, буронабивних і буроін'єкційних), оскільки прибавка у вазі для такого об'єму не є вирішальною.

Визначають середній тиск на підшві «умовного фундаменту»:

$$p = \sigma_{mt} = \frac{\sum N''}{A_y} = \frac{\sum N''}{b_y \cdot \ell_y}.$$

Умова $p = \sigma_{mt} \leq R$ дає змогу виконувати розрахунок S за методом пошарового підсумовування. Розрахунковий опір R визначають, підставляючи $d_1 = d$; $d_b = 0$, а $b = b_y$.

Для стрічкового фундаменту величина ℓ_y – довжина, визначається так само, як і ширина b_y . Для стрічкового фундаменту розрахунок ведуть на 1 пог. м.

Розрахункову схему умовного фундаменту наведено на рис. 43.

Розрахункова схема для визначення осідань складається до цього фундаменту, як і для стрічкового (як приклад – рис. 42). Порядок розрахунку осідання для фундаменту $ABCD$ такий самий, як і для стовпчастих фундаментів (див. п. 7.2 посібника). Перевіряють виконання умови $S < S_u$.

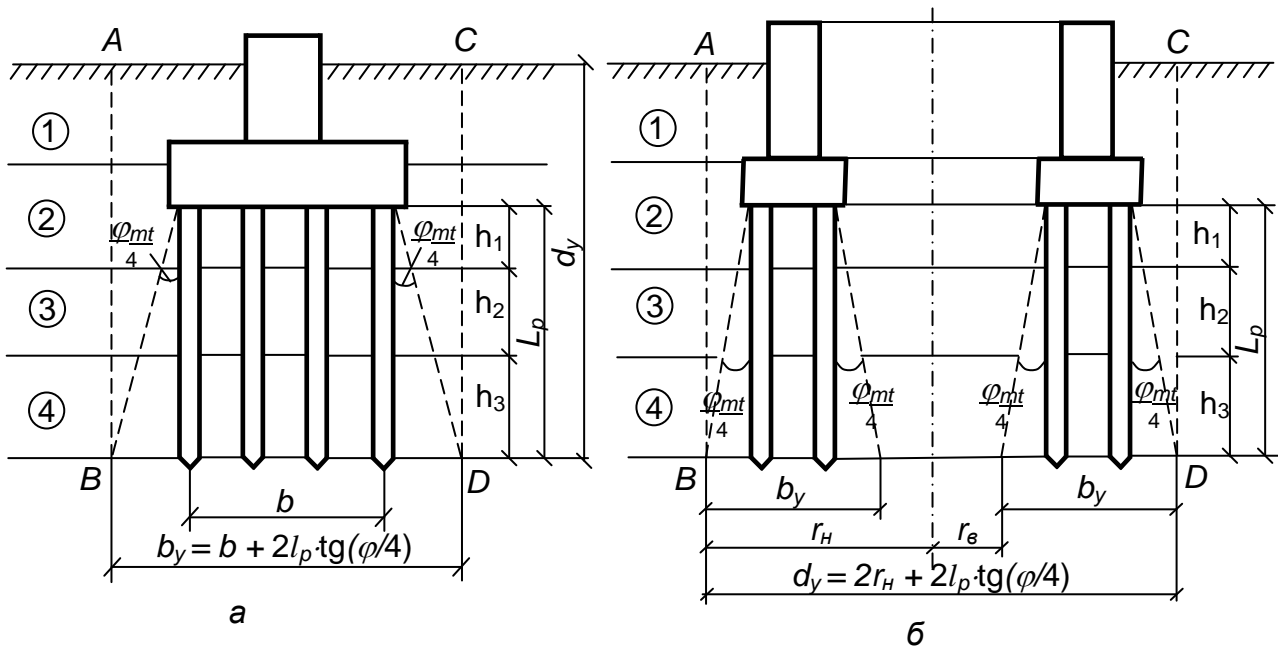


Рис. 43. Схеми до розрахунку осідання пальового фундаменту:
 а – у разі пальового куща; б – у разі розташування паль по колу
 (наприклад, для водонапірної вежі)

7.5. Розрахунок осідання основи за підвищення рівня ґрунтових вод (підтоплення основи)

За прогнозними розрахунками на майданчику, що розглянутий в п. 7.3, рівень ґрунтових вод підніметься до глибини 2.3 м від поверхні. Це означає, що величина σ_{zg} , починаючи з ІГЕ-2 і нижче, зміниться. Оскільки нижня границя стисливої зони заглибиться, зміниться і розрахункова схема. Епюра σ_{zp} залишиться без змін. Відповідно до цього попередньо виконаємо визначення $\sigma_{zg,i}$:

а) $\sigma_{zg,0} = 18.66$ кПа (залишається без змін);

б) на рівні ґрунтових вод ($H_{WL} = 2.3$ м):

$$\sigma_{zg,WL} = 18.66 + 16.6 \times (2.3 - 1.2) = 36.92 \text{ кПа};$$

в) на підшві ІГЕ-2 з урахуванням сили виважування у воді
($\gamma_w = 19.4 - 9.81 = 9.59 \text{ кН/м}^3$):

$$\sigma_{zg,2} = 36.92 + 9.59 \times 0.6 = 42.67 \text{ кПа};$$

г) на підшві пісків ІГЕ-3 з урахуванням водонасичення на всю товщу
($h_w = 1.8 + 2.0 = 3.8 \text{ м}$), якщо $\gamma_w = 19.6 - 9.81 = 9.79 \text{ кН/м}^3$:

$$\sigma_{zg,3} = 42.67 + 9.79 \times (1.8 + 2.0) = 79.87 \text{ кПа};$$

д) на покрівлі глини ІГЕ-4: $\sigma_{zg,4}^I = 79.87 + 9.81 \times (0.6 + 1.8 + 2.0) = 123.03 \text{ кПа}$;

е) на рівні підшви ІГЕ-4: $\sigma_{zg,4} = 123.03 + 19.4 \times 13.3 = 381.05 \text{ кПа}$.

Заповнюємо таблицю (табл. 54) розрахунку осідання для цього випадку за методикою, наведеною вище.

Таблиця 54

Розрахунок осідання основи фундаменту за умови підтоплення

Номер розрахункової точки	Глибина точки від підшви фундаменту, Z_i , м	Відносне заглиблення, ξ	Коефіцієнт α_i	Напруження в ґрунті, кПа			Товщина розрахункового шару, l_i , см	Модуль деформації, E_i , кПа	Осідання розрахункового шару, S_i , см	Номер розрахункового шару	Заглиблення від поверхні, м
				$\sigma_{zg,i}$	$\sigma_{zp,i}$	$\sigma_{zp,mt,i}$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ІГЕ-2											
0	0.00	0.00	1.000	18.66	202.74						1.20
						200.41	48	11000	0.700	1	
1	0.48	0.40	0.977	26.63	198.08						1.68
						188.35	48	11000	0.657	2	
2	0.96	0.80	0.881	34.60	178.61						2.16
						174.89	14	11000	0.178	2a	
2a	1.10	0.92	0.844	36.92	171.16						2.30
ІГЕ-2 (за водонасичення)											
2a	1.10	0.92	0.844	36.92	171.16						2.30
						162.12	34	8000	0.551	3	
3	1.44	1.20	0.755	40.18	153.07						2.64
						146.86	26	8000	0.382	3a	
3a	1.70	1.42	0.694	42.67	140.66						2.90
ІГЕ-3 (повністю водонасичений шар ґрунту)											
3a	1.70	1.42	0.694	42.67	140.66						2.90
						135.41	22	17000	0.140	4	
4	1.92	1.60	0.642	44.83	130.16						3.12
						120.83	48	17000	0.273	5	
5	2.40	2.00	0.550	49.53	111.51						3.60
						104.11	48	17000	0.235	6	
6	2.88	2.40	0.477	54.23	96.71						4.08
						90.93	48	17000	0.205	7	

Закінчення табл. 54

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	3.36	2.80	0.420	58.93	85.15						4.56
						80.49	48	17000	0.182	8	
8	3.84	3.20	0.374	63.62	75.82						5.04
						72.07	48	17000	0.163	9	
9	4.32	3.60	0.337	68.32	68.32						5.52
						65.18	48	17000	0.147	10	
10	4.80	4.00	0.306	73.02	62.04						6.00
						59.40	48	17000	0.134	11	
11	5.28	4.40	0.280	77.72	56.77						6.48
						55.75	22	17000	0.058	11a	
11a	5.50	4.58	0.270	79.88	54.72						6.70
ІГЕ-4											
11a	5.50	4.58	0.270	123.04	54.72						6.70
						53.51	26	24000	0.046	12	
12	5.76	4.80	0.258	128.08	52.31						6.96
						50.38	48	24000	0.081	13	
13	6.24	5.20	0.239	137.40	48.45						7.44
						46.83	48	24000	0.075	14	
14	6.72	5.60	0.223	146.71	45.21						7.92
						43.69	48	24000	0.070	15	
15	7.20	6.00	0.208	156.02	42.17						8.40
						40.95	48	24000	0.066	16	
16	7.68	6.40	0.196	165.33	39.74						8.88
						38.62	48	24000	0.062	17	
17	8.16	6.80	0.185	174.64	37.51						9.36
						36.49	48	24000	0.058	18	
18	8.64	7.20	0.175	183.96	35.48						9.84
Сумарне осідання основи $S = \sum S_i =$											4.463 см

Розрахункова величина осідання збільшилась. Проте її значення не перевищує допустиму величину: $S = 4.463 \approx 4.46 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$.

Збільшення осідання з підвищенням рівня води становитиме:

$$\Delta S = 4.46 - 4.07 = 0.39 \text{ см}$$

$$\text{або відносне збільшення: } \frac{4.46 - 4.07}{4.07} \cdot 100 = 9.58 \approx 9.6\%.$$

Таким чином, розрахунковим шляхом доведено, що підняття рівня ґрунтових вод у межах стисливої зони призводить до збільшення осідання. Визначальним при цьому є не зміна σ_{zg} , а зменшення модуля деформації в разі зволоження ґрунту.

Післямова

Як показує практика, виконання проєкту в об'ємі, що викладений у посібнику, забезпечує якісну підготовку майбутнього інженера до самостійного проєктування найбільш поширених у будівництві фундаментів – стрічкових і стовпчастих неглибокого (мілкового) закладання та пальових. Додаткові пояснення й рекомендації, що надавалися, спрямовані на розуміння того, що фундаменти є одним з елементів несучих конструкцій і їх розрахунок за матеріалом є обов'язковим в реальному проєктуванні. З іншого боку, в дипломному проєктуванні та під час складання проєктів з основ і фундаментів для складних інженерно-геологічних умов, де рівень розв'язання задач складніший, можна користуватися не тільки порядком розрахунків, а й рекомендаціями з використання нормативної, довідкової та технічної літератури, де ці питання розкриті більш глибоко.

Націлюючи здобувача на освоєння основних положень і методів розрахунку в межах курсу основ і фундаментів, завжди доводиться спрощувати вплив знань з інших дисциплін на отримання оптимальних рішень з підготовки основ, розрахунку та конструювання фундаментів.

На перше місце сьогодні тут виходить урахування технологічних особливостей влаштування фундаментів і контролю їх якості під час зведення. Тому в процесі проєктування основ і фундаментів доцільно врахувати насамперед додаткові вимоги інших нормативних документів [6, 36]. Реальна потреба в цьому виникає вже під час виконання дипломного проєкту, де ставляться й вирішуються комплексні завдання з проєктування та зведення будівель і споруд.

Останнім часом в Україні намітився позитивний процес використання нових конструктивних рішень і технологій влаштування фундаментів, а тому – покращення методів проєктування та контролю якості робіт. Інженери-будівельники повинні сприймати як належне підвищення рівня своєї кваліфікації за умови роботи на виробництві.

Список літератури

1. *ДБН А.2.2-3:2014*. Склад та зміст проектної документації на будівництво. Зі змінами № 1 та № 2. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – [Чинний від 01.09.2022]. – Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 33 с.
2. *ДБН В.2.1-10:2018*. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – [Чинний від 01.01.2019]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.
3. *ДБН В.2.1-10-2009*. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – [Скасований 01.01.2019]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с. (Використовується як довідковий матеріал).
4. *ДБН А.2.1-1-2008*. Вишукування, проектування і територіальна цілісність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва. – [Чинний від 01.07.2008]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.
5. *ДБН В.1.2-2-2006*. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі змінами № 1 та № 2. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – [Чинний від 01.01.2007. Зміна № 1 чинна від 01.10.2007. Зміна № 2 чинна від 01.06.2020]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2020. – 68 с.
6. *ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013*. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНиП 3.02.01-87, МОД). – [Чинний з 01.01.2014]. – Київ : Мінрегіон України, 2013. – 123 с.
7. *ДБН В.2.6-98:2009*. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі зміною № 1. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – [Чинний з 01.06.2020]. – Київ : Міністерство розвитку та територій України, 2020. – 68 с.
8. *ДБН В.2.6-162:2010*. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Із зміною № 1. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – [Чинний з 01.09.2022]. – Київ : Міністерство розвитку та територій України, 2022. – 97 с.
9. *ДСТУ Б В.2.6-145:2010*. Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги (ГОСТ 31348:2008, NEQ). – [Чинний з 01.07.2011]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 52 с.
10. *ДСТУ Б В.2.1-2-96* (ГОСТ 25100-95). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. – [Чинний від 01.04.1997]. – Київ : Держкоммістобудування, 1997. – 47 с.
11. *ДСТУ Б А.2.4-13:2009*. Умовні графічні зображення та умовні позначки в документації з інженерно-геологічних вишукувань. – [Чинний від 01.01.2010]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с.
12. *ДСТУ Б В.2.1-5-96* (ГОСТ 20522-96). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань / НИИОСП ім. Герсеванова. – [Чинний від 01.01.1997]. – 24 с.
13. *ДСТУ Б А.2.4:2009* (ГОСТ 21.101-97). Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації. Зі зміною № 1. – [Чинний від 01.01.2010. Зміна № 1 чинна від 01.02.2012]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 57 с.

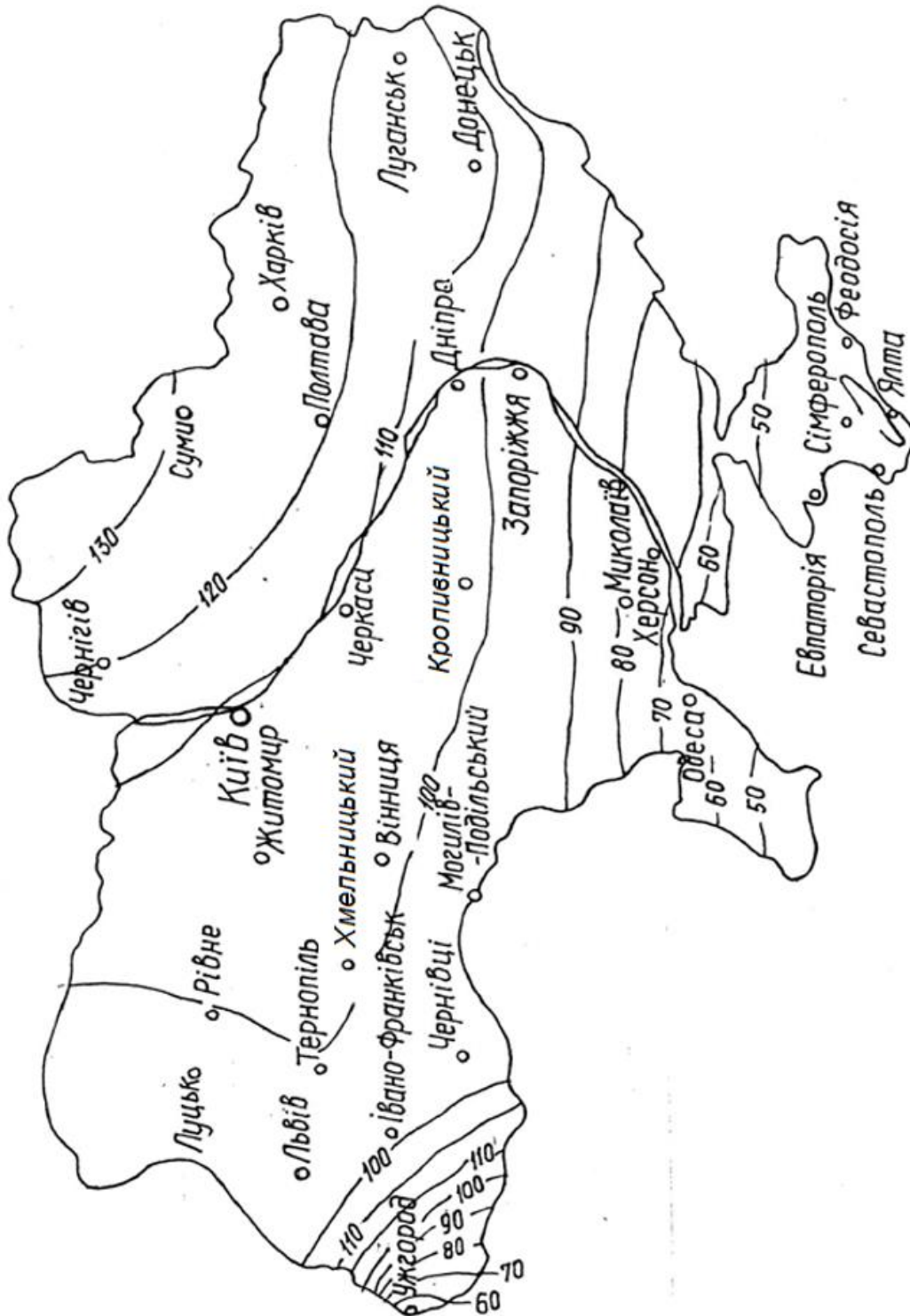
14. *ДСТУ 3760:2019*. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – [Чинний з 01.08.2019]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 18 с.
15. *ДСТУ Б В.2.1-1-95* (ГОСТ 5686-94). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи випробування палями. – [Чинний з 01.01.1996]. – Київ : Держкоммістобудування, 1997. – 58 с.
16. *ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1*. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – [Скасований 01.01.2019]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. (Використовується як довідковий матеріал).
17. *ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 2*. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – [Скасований 01.01.2019]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 24 с. (Використовується як довідковий матеріал).
18. *ДСТУ Б В.2.6-65:2008*. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. – [Чинний з 01.01.2010]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 24 с.
19. *ГОСТ 24 476-80**. Фундаменты железобетонные сборные под колонны каркаса межвидового применения для многоэтажных зданий. Технические условия. – [Введен с 01.01.1982]. – М.: Изд-во стандартов, 1981.
20. *Зоценко М. Л.* Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко та ін. – Полтава : ПНТУ, 2004. – 568 с.
21. *Далматов Б. И.* Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с. (Використовується як довідковий матеріал).
22. *Веселов В. А.* Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета): учебное пособие для вузов / В. А. Веселов. – М.: Стройиздат, 1990. – 304 с. (Використовується як довідковий матеріал).
23. *Основания, фундаменты и подземные сооружения* / под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
24. *Метелюк Н. С.* Сваи и свайные фундаменты: справочное пособие / Н. С. Метелюк и др. – Київ : Будівельник, 1977. – 256 с.
25. *Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений* (к СНиП 2.02.01-83) / НИИ ОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986 – 415 с.
26. *Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений* (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) / Ленпромстройпроект Госстроя СССР. – Л.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 112 с.
27. *Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры* (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
28. *Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов* / НИИ ОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 567 с.
29. *Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений* (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИпромзданий и НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 50 с.

30. *Пособие* по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-2281 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.

31. *Руководство* по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1980. – 151 с.

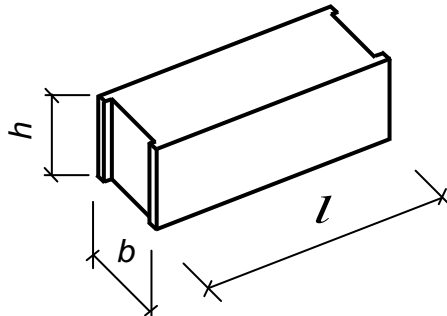
32. *Руководство* по проектированию и устройству фундаментов из буронабивных свай и опор-колонн / НИИСП Госстроя УССР. – Київ : НИИСП, 1991. – 155 с.

33. *Рекомендации* по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры / Госстрой Украины. – [Чинний з 12.04.2002]. – Київ : НИИСК, 2002. – 39 с.



Карта нормативних глибин промерзання піщаних ґрунтів території України (ізолінії через 10 см)

Блоки бетонні для стін підвалів за ДСТУ Б В.2.6-108:2010

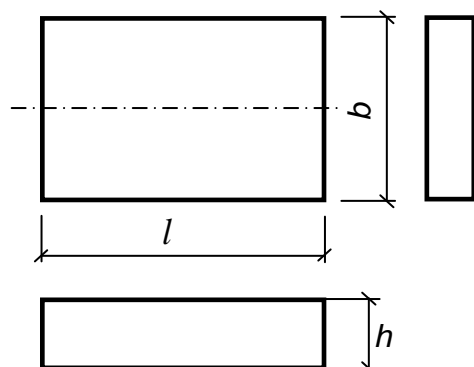


Марка блоків	Розміри, мм			Вага, т	Об'єм, м ³
	<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>		
1	2	3	4	5	6
ФБС 24.3.6-Т	2380	300	580	0.97	0.406
ФБС 24.4.6-Т	2380	400	580	1.30	0.543
ФБС 24.5.6-Т	2380	500	580	1.63	0.679
ФБС 24.6.6-Т	2380	600	580	1.93	0.815
ФБС 12.4.6-Т	1180	400	580	0.64	0.265
ФБС 12.5.6-Т	1180	500	580	0.79	0.331
ФБС 12.6.6-Т	1180	600	580	0.96	0.398
ФБС 12.4.3-Т	1180	400	280	0.31	0.127
ФБС 12.5.3-Т	1180	500	280	0.38	0.159
ФБС 12.6.3-Т	1180	600	280	0.46	0.191
ФБС 9.3.6-Т	880	300	580	0.35	0.146
ФБС 9.4.6-Т	880	400	580	0.47	0.195
ФБС 9.5.6-Т	880	500	580	0.59	0.244
ФБС 9.6.6-Т	880	600	580	0.70	0.293

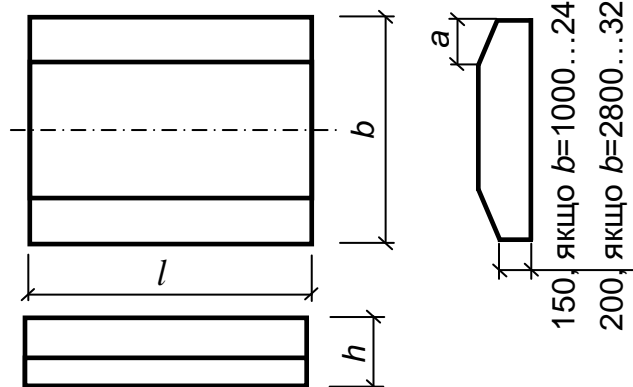
Приклад умовного позначення блоку типу ФБС довжиною 2380 мм, шириною 400 мм і висотою 580 мм із важкого бетону: ФБС 24.4.6-Т.

Плити залізобетонні стрічкових фундаментів за ДСТУ Б В.2.6-109:2010

Плити шириною 600...800 мм

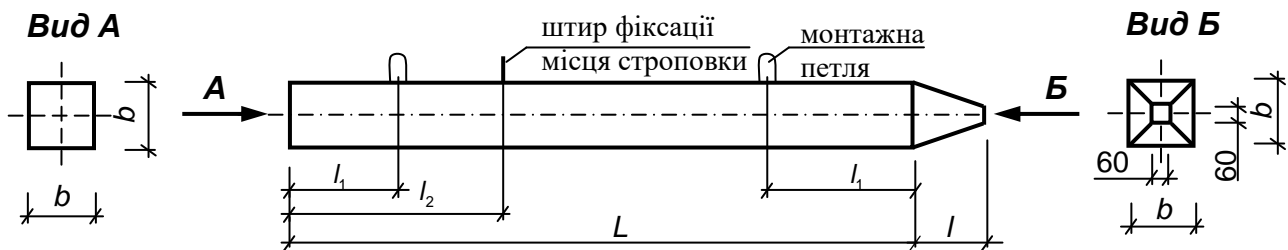


Плити шириною 800...3200 мм



Марка плити	Основні розміри, мм				Вага, т	Об'єм, м ³	
	b	L	h	a			
1	2	3	4	5	6	7	
ФЛ 6.24-4	600	2380	300	-	0,93	0,37	
ФЛ 6.12-4		1180			0,45	0,18	
ФЛ 8.24-3	800	2380		-	1,15	0,46	
ФЛ 8.12-3		1180			0,55	0,22	
ФЛ 10.30-2	1000	2980		250	-	1,75	0,69
ФЛ 10.24-2		2380				1,38	0,55
ФЛ 10.12-2		1180				0,65	0,26
ФЛ 10.8-2		780				0,42	0,17
ФЛ 12.30-2	1200	2980		350	-	2,05	0,82
ФЛ 12.24-2		2380				1,63	0,65
ФЛ 12.12-2		1180				0,78	0,31
ФЛ 12.8-2		780				0,5	0,2
ФЛ 14.30-2	1400	2980		400	-	2,4	0,96
ФЛ 14.24-2		2380				1,90	0,76
ФЛ 14.12-2		1180				0,91	0,36
ФЛ 14.8-2		780				0,58	0,23
ФЛ 16.30-2	1600	2980	500	-	2,21	1,09	
ФЛ 16.24-2		2380			2,15	0,86	
ФЛ 16.12-2		1180			1,03	0,41	
ФЛ 16.8-2		780			0,65	0,26	
ФЛ 20.30-2	2000	2980	700	-	5,10	2,04	
ФЛ 20.24-2		2380			4,05	1,62	
ФЛ 20.12-2		1180			1,95	0,78	
ФЛ 20.8-2		780			1,25	0,50	
ФЛ 24.30-2	2400	2980	500	900	5,98	2,39	
ФЛ 24.24-2		2380			4,75	1,90	
ФЛ 24.12-2		1180			2,30	0,91	
ФЛ 24.8-2		780			1,45	0,58	
ФЛ 28.24-2	2800	2380	1000	-	5,90	2,36	
ФЛ 28.12-2		1180			2,82	1,13	
ФЛ 28.8-2		780			1,80	0,72	
ФЛ 32.12-2	3200	1180	1200	-	3,23	1,29	
ФЛ 32.8-2		780			2,05	0,82	

**Залізобетонні забивні палі суцільного квадратного перерізу із
звичайною поздовжньою арматурою за ДСТУ Б В.2.6-65:2008**



Марка палі	Номінальні розміри палі, мм					Клас бетону	Об'єм бетону, м ³	Маса палі, т	Витрати сталі на палю, кг	
	L	l	l ₁	l ₂	b					
C30.30	3000	250	600	-	300	B15	0.28	0.70	15.2	
C35.30	3500		700				0.33	0.83	16.9	
C40.30	4000		800				0.37	0.93	18.5	
C45.30	4500		900				0.42	1.05	20.1	
C50.30	5000		1000				0.46	1.15	21.8	
C55.30	5500		1100				0.51	1.28	23.4	
C60.30	6000		1200				0.55	1.38	25.0	
C70.30	7000	250	1400	-	300	B20	0.64	1.60	36.7	
C80.30	8000		1600				2400	0.73	1.83	41.1
C90.30	9000		1800				2600	0.82	2.05	45.5
C100.30	10000		2100				2900	0.91	2.28	50.5
C110.30	11000		2300				3200	1.00	2.50	69.3
C120.30	12000		2500				3500	1.09	2.73	74.9
C80.35	8000	300	1600	2400	350	B20	1.00	2.50	44.4	
C90.35	9000		1800				2600	1.12	2.80	48.9
C100.35	10000		2100				2900	1.24	3.10	54.5
C110.35	11000		2300				3200	1.37	3.43	73.5
C120.35	12000		2500				3500	1.49	3.73	79.2
C130.35	13000		2700				3800	1.61	4.03	85.9
C140.35	14000		2900				4100	1.73	4.33	112.9
C150.35	15000		3100				4400	1.86	4.65	146.0
C160.35	16000	3300	4700	1.98	4.95	154.8				
C130.40	13000	300	2700	3800	400	B25	2.10	5.25	111.3	
C140.40	14000		2900				4100	2.26	5.65	118.8
C150.40	15000		3100				4400	2.42	6.05	152.1
C160.40	16000		3300				4700	2.58	6.45	193.3

Примітки:

1. Висота вістря є додатковою частиною до загальної довжини палі. У розрахунках несучої здатності за ґрунтом та матеріалом не враховується.

Інші дані до наведених палі див. у табл. 36 посібника.

Значення коефіцієнтів α для розрахунку осідання фундаментів

$\xi = 2z/b$	Круглий фундамент	Прямокутний фундамент зі співвідношенням сторін $\eta = l/b$						Стрічковий фундамент за $\eta \geq 10$
		1.0	1.4	1.8	2.4	3.2	5.0	
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.949	0.960	0.972	0.975	0.976	0.977	0.977	0.977
0.8	0.756	0.800	0.848	0.866	0.876	0.879	0.881	0.881
1.2	0.547	0.606	0.682	0.717	0.739	0.749	0.754	0.755
1.6	0.390	0.449	0.532	0.578	0.612	0.629	0.639	0.642
2.0	0.285	0.336	0.414	0.463	0.505	0.530	0.545	0.550
2.4	0.214	0.257	0.325	0.374	0.419	0.449	0.470	0.477
2.8	0.165	0.201	0.260	0.304	0.349	0.383	0.410	0.420
3.2	0.130	0.160	0.210	0.251	0.294	0.329	0.360	0.374
3.6	0.106	0.131	0.173	0.209	0.250	0.285	0.319	0.337
4.0	0.087	0.108	0.145	0.176	0.214	0.248	0.285	0.306
4.4	0.073	0.091	0.123	0.150	0.185	0.218	0.255	0.280
4.8	0.062	0.077	0.105	0.130	0.161	0.192	0.230	0.258
5.2	0.053	0.067	0.091	0.113	0.141	0.170	0.208	0.239
5.6	0.046	0.058	0.079	0.099	0.124	0.152	0.189	0.223
6.0	0.040	0.051	0.070	0.087	0.110	0.136	0.173	0.208
6.4	0.036	0.045	0.062	0.077	0.099	0.122	0.158	0.196
6.8	0.031	0.040	0.055	0.064	0.088	0.110	0.145	0.185
7.2	0.028	0.036	0.049	0.062	0.080	0.100	0.133	0.175
7.6	0.024	0.032	0.044	0.056	0.072	0.091	0.123	0.166
8.0	0.022	0.029	0.040	0.051	0.066	0.084	0.113	0.158
8.4	0.021	0.026	0.037	0.046	0.060	0.077	0.105	0.150
8.8	0.019	0.024	0.033	0.042	0.055	0.071	0.098	0.143
9.2	0.017	0.022	0.031	0.039	0.051	0.065	0.091	0.137
9.6	0.016	0.020	0.028	0.036	0.047	0.060	0.085	0.132
10.0	0.015	0.019	0.026	0.033	0.043	0.056	0.079	0.126
10.4	0.014	0.017	0.024	0.031	0.040	0.052	0.074	0.122
10.8	0.013	0.016	0.022	0.029	0.037	0.049	0.069	0.117
11.2	0.012	0.015	0.021	0.027	0.035	0.045	0.065	0.113
11.6	0.011	0.014	0.020	0.025	0.033	0.042	0.061	0.109
12.0	0.010	0.013	0.018	0.023	0.031	0.040	0.058	0.106

Примітка: для проміжних значень ξ і η коефіцієнт α визначається інтерполяцією. z – відстань до точки основи від підшови фундаменту. Тут b – ширина, l – довжина фундаменту. Для круглих фундаментів значення α визначають за $b = d$ (d – діаметр фундаменту).

Граничні осідання і крени споруди з основою
(табл. А.1 додатка А ДБН В.2.1-10:2018 [2])

	Граничні деформації основи		
	відносна різниця осідань $(\Delta S / L)_u$	крени i_u	середні \bar{S}_u (у дужках максимальні $S_{\max,u}$) осідання, см
1. Виробничі та цивільні одноповерхові й багатоповерхові будинки з повним каркасом:			
залізобетонним;	0.002	–	(10)
те саме, із влаштуванням залізобетонних або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції;	0.003	–	(15)
сталевим;	0.004	–	(15)
те саме, із влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів.	0.005	–	(18)
2. Будинки і споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань.	0.006	–	(20)
3. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами із:			
крупних панелей;	0.0016	0.005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування;	0.0020	0.005	12
те саме, з армуванням, у тому числі із влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції.	0.0024	0.005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робочий будинок 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 розташований робочий будинок.	–	0.004	25
5. Димові труби (димарі), заввишки H , м:			
$H \leq 100$;	–	0.005	40
$100 \leq H \leq 200$;	–	$1/ (2H)$	30
$200 \leq H \leq 300$;	–	$1/ (2H)$	20
$H > 300$.	–	$1/ (2H)$	10
6. Жорсткі споруди, заввишки до 100 м, крім зазначених у поз. 4 і 5.	–	0.004	20

7. Антенні споруди зв'язку:			
стовбури щогл заземлені;	–	0.002	20
те саме, електрично ізольовані;	–	0.001	10
вежі радіо;	0.002	–	–
вежі короткохвильових радіостанцій;	0.0025	–	–
вежі (окремі блоки).	0.001	–	–
8. Опори повітряних ліній електропередачі:			
проміжні прямі;	0.003	0.003	–
анкерні й анкерно-кутові, проміжні кутові, кінцеві, портали відкритих розподільних пристроїв;	0.0025	0.0025	–
спеціальні перехідні.	0.002	0.002	–

Примітка 1. Граничні значення відносного прогину будинків, зазначених у поз. 3, становлять $0.5(\Delta S / L)_u$, а відносного вигину – $0.25(\Delta S / L)_u$.

Примітка 2. Для визначення відносної різниці осідань $(\Delta S / L)$ у поз. 8 за L враховують відстань між осями блоків фундаментів у напрямку горизонтальних навантажень, а в опорах із відтяжками – відстань між осями стиснутого фундаменту й анкера.

Примітка 3. Якщо основа складена горизонтальними (з ухилом не більше ніж 0.1), витриманими за товщиною шарами ґрунтів, граничні значення максимальних і середніх осідань допускається збільшувати на 20 %.

Примітка 4. Допустимі граничні значення підйому основи, складеної ґрунтами, що набухають: максимальний і середній підйом у розмірі 25 % і відносна різниця осідань у розмірі 50 % відповідних граничних значень деформацій, наведених у цьому додатку, а відносний вигин – у розмірі $0.25(\Delta S / L)_u$.

Примітка 5. Для споруд, перерахованих у поз. 1–3 з фундаментами у вигляді суцільних плит, граничні значення середніх осідань допускається збільшувати в 1,5 раза.

Примітка 6. На основі узагальнення досвіду проектування, будівництва й експлуатації окремих видів споруд допускаються граничні значення деформацій основи, які відрізняються від зазначених у цьому додатку.

Навчальне видання

**Корнієнко Микола Васильович,
Ращенко Андрій Миколайович,
Диптан Тетяна Василівна**

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Навчальний посібник

Редагування та коректура *Т. В. Івченко*
Комп'ютерне верстання *Л. В. Лабунець*

Підписано до друку 19.06.2024. Формат 60×84_{1/16}
Ум. друк. арк. 9,76. Обл.-вид. акр. 10,5.
Тираж 25 прим. Вид. № 14/І-24 Зам. №32/1-24

Видавець і виготовлювач
Київський національний університет будівництва і архітектури

Повітрофлотський проспект, 31, Київ, 03037

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів
видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002