



ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

**Об'єкти будівництва та промислова продукція
будівельного призначення**

Основи та фундаменти будинків і споруд

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ СПОРУД
Основні положення проектування

ДБН В.2.1-10-2009

*зі зміною №1
зі зміною №2
версія актуальна на 1 липня 2012 року*

Київ
Мінрегіонбуд України
2009

С. 2 ДБН В.2.1-10-2009

1 РОЗРОБЛЕНО:

Державне підприємство "Державний Науково-дослідний інститут будівельних констру-
кцій" (ДП НДІБК) Мін регіон буду України

Виконавці:

І. Матвєєв, канд. техн. наук (науковий керівник); **Г. Соловйова**, канд. техн. наук (від-
повідальний виконавець); **О. Петраков**, **Г. Черний**, доктори техн. наук;
І. Розенфельд, **Ю. Слюсаренко**, **В. Абросімов**, **М. Мар'єнков**, **В. Шокарєв**,
І. Степура, **А. Трегуб**, кандидати техн. наук; **Д. Калінчук**, **Ю. Іщенко**, **Ю. Мелашенко**,
В. Гречко).

Співвиконавці:

Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (ОП НДІБВ) Мінрегіонбуду
України (**В. Снісаренко**, д-р техн. наук; **С. Романов**, **А. Баглай**, **О. Галінський**,
М. Писанко, кандидати техн. наук);

Український зональний науково-дослідний і проектний інститут по цивільному будів-
ництву (ВАТ КиївЗНДІЕП) **Г. Поляков**, **Б. Гудков**, кандидати техн. наук;
В. Селезньов);

Донецький ПромбудНДІпроект (ДПБНДІП) Укрбуду (**Г. Афанасьєв**, **Г. Розенвасер**,
В. Жигарєв, **Ю. Чернишов**, кандидати техн. наук; **П. Бережной**);

Київський національний університет будівництва і архітектури (КНУБА) Міносвіти
України (**І. Бойко** д-р техн. наук; **М. Корнієнко**, канд. техн. наук);

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури (ПДАБА) Міносвіти
України (**В. Швець**, **В. Шаповал**, доктори техн. наук; **С. Головки**, канд. техн. наук);

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (ПНТУ) Мін-
освіти України (**М. Зоценко**, **Ю. Винников**, доктори техн. наук);

Співучасники:

Управління технічного регулювання в будівництві Мінрегіонбуду України
(**Д. Барзилович**);

Донбаська національна академія будівництва і архітектури (ДНАБА) Міносвіти України
(**Є. Дружко** д-р техн. наук; **В. Яркін**, **Е. Фролов**, кандидати техн. наук);

Український державний інститут азотної промисловості і продуктів органічного синте-
зу (УкрДІАП) (**С. Кушнєр**, канд. техн. наук);

Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури (ХДТУБА)
Міносвіти України (**І. Лучковський**, д-р техн. наук);

Інститут КримДІІНТР (**О. Снежко**, **Е. Кільвандер**, кандидати техн. наук);

Одеська державна академія будівництва і архітектури (ОДАБА) Міносвіти України
(**О. Школа**, д-р техн. наук; **О. Новський**, **Ю. Тугаєнко**, **А. Догадайло**, кандидати
техн. наук);

Запорізька державна інженерна академія (ЗДІА) Міносвіти України (**В. Банах**,
А. Руденко, **А. Марков**, кандидати техн. наук; **А. Банах**);

ДВАТ Спецтампонажгеологія Мінпалива і енергетики України (**Ю. Полозов**, д-р техн.
наук; **О. Лазебнік**);

Національний університет водного господарства та природокористування (НУВГП)
Міносвіти України (**О. Жеребятєв**, канд. техн. наук);

Український державний науково-дослідний і проектно-конструкторський інститут гір-
ничої геології, геомеханіки і маркшейдерської справи (УкрНДМІ) НАНУ (**В. Шнеєр**, **М.**
Басін, кандидати техн. наук; **С. Светницький**);

Інститут геологічних наук (ІГН) НАНУ (**М. Демчишин**, д-р техн. наук);

Український державний головний науково-дослідний і виробничий інститут інженерно-
технічних і екологічних вишукувань (УкрНДІІНТВ) Мінрегіонбуду України
(**Г. Стрижельчик**, канд. геол.-м. наук);

Одеський національний морський університет (**М. Дубровський**, д-р техн. наук)

2 ПОГОДЖЕНО:

Міністерство з питань житлово-комунального господарства У
(Мінжитлокомунгосп) – № 23/11-121 від 05.12.07

Міністерство охорони навколишнього природного середовища України (Мінприроди)
– № 13550/12/10-07 від 18.12.07

Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого на-
гляду (Держгірпромнагляд) – № 01/03-09/8886 від 05.12.07

3 ВНЕСЕНО:

Державне підприємство "Державний Науково-дослідний інститут будівельних конс-
трукцій" (ДП НДІБК) Мінрегіонбуду України

4 ПІДГОТОВЛЕНО

ДО ЗАТВЕРДЖЕННЯ:

Відділ промислової забудови та проблем ЧАЕС Міністерства регіонального
розвитку та будівництва України

5 ЗАТВЕРДЖЕНО:

наказ Мінрегіонбуду України від 19.01.2009 р. № 5 з наданням чинності з
01.07.09р.

З набуттям чинності ДБН В.2.1-10-2009 на території України втрачають чинність
СНІП 2.02.01-83. **Додано Зміну №1-2** від 1 липня 2012 року для ДБНУ

ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення	ДБН В.2.1 -10-2009
Основи та фундаменти будинків і споруд	
Основи та фундаменти споруд.	Введено вперше зі скасуванням
Основні положення проектування	на території України СНиП 2.02.01-83

Чинні від 2009-07-01

Ці Норми встановлюють основні положення і вимоги щодо проектування основ і фундаментів будівель та споруд (далі - об'єктів). Ці норми ґрунтуються на законодавчих та нормативних актах України, розроблених згідно з вимогами та правилами чинних національних НД України.

Вимоги цих Норм обов'язкові для виконання організаціями різних форм власності та підпорядкованості, юридичних та фізичних осіб (включаючи закордонні), які здійснюють проектування, будівництво, експлуатацію, переобладнання та ліквідацію об'єктів на території України.

Вимоги цих Норм є обов'язковими для органів управління, контролю та експертизи всіх рівнів.

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

Ці Норми поширюються на об'єкти цивільного та промислового призначення, в тому числі з підземними поверхами, підземні та заглиблені споруди, що проектуються на територіях, вільних від забудови і в умовах щільної забудови.

Норми застосовують при проектуванні основ і фундаментів нових об'єктів, а також при реконструкції та підсиленні таких, що експлуатуються.

Вимоги Норм поширюються на роботи з оцінки несучої здатності і деформативності основ і фундаментів при розробленні заходів щодо забезпечення довговічності пам'яток, використанні частин споруд, що збереглися, та об'єктів незавершеного будівництва.

Норми не поширюються на проектування протизсувних споруд, основ і фундаментів: спеціальних споруд промислових підприємств (газгольders, копри тощо), гідротехнічних споруд, доріг, аеродромних покриттів і споруд, машин і обладнання з динамічними навантаженнями, спеціальних споруд метрополітену, шахтного, портового і залізничного будівництва, дренажних і систем водопостачання, тунелів, меліоративних, підземних споруд, що влаштовуються закритим способом, а також насипів і кесонів.

2 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

2.1 Проектування основ і фундаментів будівель та споруд, вибір типу та/чи конструкції фундаментів, способу підготовки основ (за потреби) слід проводити з урахуванням:

- результатів інженерних вишукувань для будівництва згідно з ДБН А.2.1-1 та розділом 4. Для споруд класу СС3 відповідальності необхідно враховувати наявність геопатогенних зон;
- даних, що характеризують призначення, конструктивні і технологічні особливості споруди, навантаження, що діють на фундаменти, умови їх експлуатації;
- техніко-економічного обґрунтування варіантів технічних рішень фундаментно-підвальної частини (ФПЧ) об'єкта.

2.2 Прийнятий проектний варіант повинен забезпечувати найбільш повне використання характеристик міцності і деформативності ґрунтів основи та фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів та підземних конструкцій.

2.3 З метою запобігання руйнаціям існуючої інфраструктури в проекті повинні бути враховані: ґрунтові умови майданчика будівництва, розташування об'єкта на території (щільна забудова, складний рельєф), особливості об'єкта будівництва і сусідніх споруд, екологічні вимоги, можливості будівельної організації.

2.4 В обґрунтованих випадках допускається прийняття варіанту підвищеної вартості, якщо він забезпечує більш надійну, стабільну роботу об'єкта на весь нормативний строк його служби та збільшення тривалості експлуатації.

2.5 При проектуванні основ і фундаментів слід враховувати місцеві умови будівництва, а також існуючий досвід проектування, будівництва, експлуатації споруд в аналогічних інженерно-геологічних, гірничо-геологічних і гідрогеологічних (далі - інженерно-геологічних) умовах.

2.6 Інженерні вишукування для будівництва необхідно проводити відповідно до вимог ДБН А.2.1-1, розділу 4 та державних стандартів із визначення характеристик ґрунтів (додаток А).

У районах із складними інженерно-геологічними умовами, на територіях щільної забудови, для унікальних споруд та пам'яток інженерні вишукування повинні виконуватись організаціями, яким у встановленому в Україні порядку надано право на проведення певного виду робіт відповідно до завдань вишукувань.

2.7 Результати інженерних вишукувань повинні містити дані щодо умов ділянки будівництва (з урахуванням прогнозу їх можливих змін протягом будівництва й експлуатації), необхідні для: вибору типу, конструкцій, глибини закладання і розмірів фундаментів, визначення необхідності інженерної підготовки природних чи улаштування штучних основ, встановлення виду й обсягу інженерних заходів щодо облаштування ділянки чи захисту території від небезпечних процесів.

Проектування основ і фундаментів без відповідного інженерного обґрунтування або у разі його недостатності не допускається.

2.8 Проектні рішення основ і фундаментів усіх типів повинні задовольняти вимоги: безпеки, експлуатаційної придатності, довговічності (крім спеціально обумовлених випадків для тимчасових споруд), а також додаткові вимоги, встановлені технічним завданням на проектування об'єктів.

2.9 Забезпечення дотримання вимог, встановлених 2.8, повинно здійснюватись шляхом призначення відповідних вихідних параметрів: характеристик матеріалів фундаментів і ґрунтів основи; коефіцієнтів надійності; видів навантажень і впливів; розрахункових схем, що відповідають фактичній роботі основ і фундаментів на різних стадіях будівництва й експлуатації споруди; конструктивних, технологічних і експлуатаційних вимог; граничних значень деформацій (прогинів, максимальних і нерівномірних осідань, кренів).

2.10 Нормативні значення навантажень і впливів, коефіцієнтів надійності за навантаженнями, впливами, призначенню конструкцій і споруд в цілому встановлюють згідно з відповідними нормативними документами (додаток А).

2.11 При проектуванні основ і фундаментів необхідно повністю виключати можливість виникнення деформацій, що можуть призвести до руйнування основи чи споруди.

В окремих випадках у складних інженерно-геологічних умовах для будівель та споруд класу СС2, СС1 згідно з ДБН В.1.2-14 допускається виникнення наднормативних деформацій, які не призводять до загрози здоров'ю і життю громадян, майну і навколишньому середовищу і можуть бути усунуті у подальшому в процесі ремонту об'єкта, у т.ч. шляхом виправлення нерівномірних деформацій споруди або усунення кренів.

Можливість виникнення наднормативних деформацій повинна передбачатись технічним завданням на проектування, проект повинен містити обґрунтування та вказівки стосовно умов експлуатації, включати заходи щодо усунення ушкоджень і кошторис на ремонт об'єкта.

2.12 Проектування основ і фундаментів слід виконувати з урахуванням особливих властивостей ґрунтів згідно з розділом 9, складних інженерно-геологічних умов згідно з розділом 10, складних умов будівництва згідно з розділом 11 за будь-якого їх сполучення.

2.13 При розрахункових деформаціях основи, складеної ґрунтами з особливими властивостями (розділ 9), які перевищують граничні, або якщо несуча здатність основи недостатня, необхідно передбачати заходи щодо зменшення негативного впливу цих деформацій згідно з додатком К.

2.14 Проектом основ і фундаментів повинно передбачатись зрізання родючого шару ґрунту з наступним використанням для відновлення (рекультивуації) порушених чи малопродуктивних сільськогосподарських земель, озеленення району забудови тощо.

2.15 У проектах слід передбачати проведення натурних спостережень за деформаціями основ і фундаментів для будівельних об'єктів класу СС3 - у всіх випадках, СС2 – за спеціальним завданням, в основному, для об'єктів нової конструктивної системи і таких, що зводяться у складних інженерно-геологічних умовах.

Натурні спостереження можуть проводитись у складі науково-технічного супроводу (розділ 21) чи геомоніторингу (розділ 19).

3 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ТА СЕЙСМОНЕБЕЗПЕЧНІ УМОВИ

3.1 Проектування основ і фундаментів повинно виконуватись з урахуванням особливостей територій (ділянок) будівництва, які слід розрізняти за інженерно-геологічними умовами, наявністю небезпечних фізико-геологічних, техногенних процесів та категорії складності геотехнічного будівництва згідно з ДБН А.2.1-1.

3.2 Інженерно-геологічні умови територій і ділянок будівництва повинні характеризуватись літологічним складом (геологічною будовою), фізико-механічними властивостями порід (ґрунтів), що можуть складати основи будівель або бути середовищем розміщення та існування інженерних об'єктів,

та характером протікання геологічних процесів.

Показники, що характеризують інженерно-геологічні умови, повинні визначатись з урахуванням постійних, сезонних і вікових змін внаслідок зовнішніх впливів, господарської діяльності (техногенезу), зміни гідрогеологічного режиму.

3.3 Складність, особливість і ступінь сприятливості умов будівництва на ділянці забудови повинні визначатись за комплексом чинників, зазначених у 3.1 та 3.4, а також видів і методів використання цієї ділянки для конкретного типу будівництва.

3.4 За умовами будівництва та проявами несприятливих фізико-геологічних чи техногенних процесів слід розрізняти:

- ділянки, де основи складені ґрунтами з особливими властивостями, деформаційні якості (характеристики) яких збільшують небезпеку виникнення нерівномірних деформацій (структурно-нестійкі лесові, набрякливі, слабкі зв'язні з модулем деформації менше 5 МПа, коефіцієнтом водонасичення 0,8 і більше, у т.ч. біогенні, елювіальні, засолені, здимальні, техногенні насипні, пролювіальні і делювіальні ґрунти та мули тощо);
- території розвитку небезпечних природних фізико-геологічних процесів - площі, небезпечні за умов гравітаційного та водно-гравітаційного руйнування; осідання, обумовленого дренаванням; деформацій земної поверхні (карстові, суфозійне небезпечні, зсувонебезпечні, ділянки берегової абразії);
- ділянки на території дії техногенних факторів - підроблені (або передбачені для підробки) підземними виробками корисних копалин, техногенними підземними камерними виробками, міськими тунелями та іншими підземними спорудами; ділянки в зоні динамічних впливів, у т.ч. з виникненням коливань від техногенних джерел вібраційних хвиль, наприклад, гірничих підприємств, які проводять вибухові роботи; міські території щільної забудови; площі затоплення або підтоплення;
- сейсмонебезпечні території, де можливі сейсмічні впливи згідно з ДБН В.1.1-12.

3.5 Ділянки забудови, розташовані в умовах, зазначених у 3.4, слід відносити до таких, що знаходяться на територіях зі складними інженерно-геологічними та сейсмонебезпечними умовами.

4 ІНЖЕНЕРНІ ВИШУКУВАННЯ

4.1 Інженерні вишукування для проектування основ і фундаментів повинні виконуватись згідно з вимогами ДБН А.2.1-1, нормативних документів, що регламентують проведення їх в Україні (додаток А), та цих Норм.

4.2 Результати інженерних вишукувань повинні забезпечувати вихідні дані для проектування основ і фундаментів об'єктів, прогнозування їх деформування у часі, прийняття рішень щодо забезпечення збереження (захисту) навколишнього середовища.

4.3 Види інженерних вишукувань на майданчику об'єкта будівництва визначають у технічному завданні генерального проектувальника, яке узгоджують із замовником.

4.4 Вимоги до інженерних вишукувань на об'єкті викладають у технічному завданні, яке розробляє проектна організація в установленому порядку.

4.5 Інженерні вишукування на об'єкті слід виконувати згідно з програмою, яку розробляє вишукувальна організація (на основі технічного завдання) та погоджує проектна організація і замовник.

Примітка 1. За згодою замовника в програму вишукувань можуть включатись роботи, що не передбачені нормативними документами чи стандартами, але забезпечують прийняття оптимальних рішень при проектуванні і виконуються за спеціальним завданням.

Примітка 2. В обґрунтованих випадках програму вишукувань дозволяється коригувати в ході проведення робіт за узгодженням із проектувальником і замовником.

4.6 Для забезпечення надійного та якісного проектування основ і фундаментів технічне завдання на вишукування повинно містити (крім даних, встановлених ДБН А.2.1-1 та державними стандартами) відомості про архітектурно-планувальні та конструктивні рішення об'єкта проектування, передбачувані типи, глибину закладання та навантаження на фундаменти.

4.7 Для проектування в складних умовах будівництва у завданні на вишукування необхідно передбачати для об'єктів, розташованих:

- в умовах існуючої забудови - проведення вишукувань на прилеглій території в зоні прогнозованого впливу нового будівництва чи реконструкції;
- на схилах - проходку глибоких свердловин для визначення літологічного складу і характеристик ґрунтів по всій довжині схилу, починаючи з верхньої частини, прилеглої до ділянки будівництва;
- в районах дії карстових, суфозійних, ерозійних, схилових процесів, а також просідання ґрунту від власної ваги при дії гідрогеологічних впливів - отримання даних щодо прогнозованого виходу на поверхню деформацій, змін характеристик ґрунтів у зоні дії несприятливих процесів; деформації зем-

ної поверхні від дії вказаних чинників, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів, слід визначати у вигляді вертикальних (мульди чи локальні осідання, провали, уступи) і горизонтальних переміщень;

- на територіях, що підроблюються, - отримання даних щодо прогнозованого виходу на поверхню деформацій від підробки (при крутому чи похилому падінні пластів, виробках на малих глибинах), прогнозованих змін характеристик ґрунтів у межах основи і їх зміни в часі;

- на сейсмонебезпечних територіях - отримання даних щодо прогнозованого коливання поверхні основи, що контактує з фундаментами (сейсмограми, велосіграми, акселерограми), та змін характеристик ґрунтів основи фундаментів від сейсмічних впливів.

Для об'єктів, що реконструюються, необхідно передбачати влаштування інженерно-геологічних виробок (шурфів, свердловин тощо) на об'єкті реконструкції, прилеглих будівлях, спорудах і навколишній території (за необхідності).

4.8 В усіх випадках характеристики стисливості та міцності ґрунтів повинні визначатись у межах прогнозованої деформованої зони з урахуванням проектних глибин фундаментів, напружень, впливів та характеру їх прояву.

4.9 Комплексні інженерні вишукування для проектування основ і фундаментів, крім вказаних у ДБН А.2.1-1 (1.5, 3.2.1), повинні включати наступні види: історико-архітектурні та містобудівні, інженерно-економічні, гірничо-геологічні, сейсмометричні, обстеження технічного стану існуючих об'єктів.

Примітка 1. Вишукування можуть виконуватись однією чи декількома організаціями, що мають право на їх проведення в установленому порядку.

Примітка 2. З урахуванням умов і ступеня вивченості ділянки будівництва у програму вишукувань слід включати усі чи окремі види робіт. Вишукування, вказані у 4.9, виконують за спеціальним завданням.

4.10 Інженерно-геодезичні вишукування повинні забезпечувати можливість надійної прив'язки інженерно-геологічних виробок, об'єкта проектування, позначок для виконання земляних робіт, у тому числі планувальних, координування кутів капітальних будівель і споруд на прилеглий території, прив'язку місць нагляду та позначок території при проведенні режимних спостережень із вивчення небезпечних геологічних процесів (за необхідності) - карстових, схилових, режиму підземних вод тощо.

Інженерно-геодезичні вишукування повинні забезпечувати створення планово-висотної геодезичної підоснови, інженерно-топографічних планів будівельного майданчика і прилеглої території в межах їх прогнозованого взаємного впливу.

Топографічні плани складають із нанесенням на них існуючих об'єктів, підземних комунікацій, відвалів ґрунту та відходів виробництва, залишків будівельних конструкцій та матеріалів, якщо такі існують на даній території.

4.11 Інженерно-геологічні вишукування повинні забезпечувати визначення геологічної будови майданчика та показників фізико-механічних властивостей виділених інженерно-геологічних елементів у межах передбачуваної зони, що складає основу об'єкта проектування або реконструкції.

4.12 Інженерно-геотехнічні вишукування як самостійний вид вишукувань виконують на ділянках поширення скельних, штучно зміцнених або утворених ґрунтів, а також для вивчення стану ґрунтів основи існуючих об'єктів, що реконструюються.

4.13 Інженерно-гідрогеологічні вишукування як самостійний вид вишукувань виконують на ділянках можливої зміни режиму підземних вод. Вони повинні забезпечувати отримання даних для визначення впливу прогнозованого підтоплення або осушення майданчиків, змін фільтраційних властивостей та агресивності ґрунтів на: фізико-механічні властивості ґрунтів основи, інженерно-геологічні процеси та явища, зміну гідростатичного та гідродинамічного тиску на підземні частини будівель та споруд.

4.14 Обстеження технічного стану існуючих об'єктів необхідно виконувати при їх реконструкції чи розташуванні в зоні прогнозованого впливу нового будівництва. Обов'язковими є визначення стану несучого шару ґрунту основи та показників його фізико-механічних властивостей; типу, конструкції, стану фундаментів та оцінка їх несучої здатності і деформативності з урахуванням фізичного зносу несучих конструкцій.

4.15 За результатами обстежень повинні бути зроблені висновки про технічний стан існуючих об'єктів, які повинні підтверджуватись необхідними перевірними розрахунками основ і будівельних конструкцій, та надана оцінка впливу нового будівництва на оточуючу забудову. Обстеження виконують згідно з вимогами нормативних документів з питань обстежень (додаток А).

4.16 Історико-архітектурні та містобудівні дослідження виконують для майданчиків, де в зоні дії нового будівництва чи реконструкції розташовані об'єкти-пам'ятки або територія забудови відноситься до історичної зони. В разі необхідності виконують археологічні дослідження. Дані досліджень використовують для прийняття рішень із проектування збереження основ і фундаментів пам'яток та історичної зони.

4.17 Інженерно-економічні дослідження виконують для прийняття рішень щодо ефективних конструкцій фундаментів і підземних споруд.

4.18 Результати екологічних вишукувань повинні містити дані для прийняття рішень щодо забезпечення збереження екологічної рівноваги території, проектування основ і фундаментів відповідно до вимог природоохоронного законодавства.

4.19 На ділянках із складними умовами будівництва (3.4, 3.5, 4.7) при проведенні інженерних вишукувань необхідно врахувати додаткові вимоги щодо визначення параметрів деформацій земної поверхні та сейсмометричних даних згідно з розділами 9-11.

4.20 Інженерно-геологічні вишукування для проектування фундаментів заглиблених і глибокого закладання повинні включати визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів геомасиву, на якому розташована споруда, що зводиться чи реконструюється, і навколишня існуюча забудова в зоні дії нового будівництва чи реконструкції. Визначення параметрів геомасиву слід виконувати: для споруд класу відповідальності СС2 - у складних інженерно-геологічних і умовах щільної забудови, СС3 - в усіх випадках.

4.21 При інженерно-геологічних вишукуваннях для влаштування фундаментів глибокого закладання будова ділянки повинна вивчатись на глибину не менше прогнозованої величини стисливої товщі нижче підшви фундаментів, стін у ґрунті чи нижніх кінців паль з урахуванням глибини їх закладання.

Матеріали вишукувань повинні містити дані про рівні і режими підземних вод, ступінь їх агресивності, можливі напірні водомісткі горизонти і тиск у них, рівні розташування водотривких шарів.

4.22 При аналізі результатів інженерно-геологічних вишукувань для проектування фундаментів глибокого закладання і моделюванні основи при складанні розрахункової схеми системи "основа-фундамент-споруда" слід враховувати напружений стан ґрунту основи у геомасиві з урахуванням гідростатичного тиску та інших геотехнічних особливостей ґрунтового масиву основи.

5 КЛАСИФІКАЦІЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ЗА ПРИНЦИПАМИ ПРОЕКТУВАННЯ

5.1 Фундаменти слід проектувати виходячи з розрахункових схем, що передбачають сумісне деформування об'єктів з основами, з урахуванням типу основ (природні чи штучні), характеру чи способу передачі навантажень від будівель та споруд на основи; схеми можливого розвитку деформацій основи в залежності від глибини закладання фундаментів (малозаглиблені, мілкого закладання, заглиблені та глибокого закладання); типу власної конструкції фундаментів і жорсткості несучих конструкцій, що передають на них навантаження; способу влаштування фундаментів чи фундаментно-підвальних частин об'єктів (з вийманням чи без виймання ґрунту).

Примітка. Фундаменти поділяють також за матеріалом (залізобетонні, бутобетонні, цегляні), видом та характером навантажень (згідно з ДБН В.1.2-2), технологічними умовами виготовлення тощо. Термінологічне визначення типів основ і фундаментів наведено в додатку Б.

5.2 За характером передачі навантажень від несучих конструктивних елементів будівель та споруд на основи розрізняють фундаменти, що передають навантаження на основу: переважно по підшві (горизонтальній чи похилій), одночасно по підшві та бічним поверхням, які контактують з просторовою основою.

Деформації і несуча здатність фундаментів за властивостями основи обумовлюються розмірами і глибиною розташування від денної поверхні поверхонь контакту в ґрунтовому середовищі та властивостями ґрунтів, що складають основи.

5.3 Фундаменти малозаглиблені та мілкого закладання передають навантаження на основу по підшві тиском. Фундаменти заглиблені по підшві - тиском, по бічній поверхні фундаменту і заглибленій частині несучих огорожувальних конструкцій - тертям. Фундаменти глибокого закладання по підшві - тиском, по усіх поверхнях фундаменту і заглиблених частин несучих огорожувальних конструкцій, що контактують з просторовою основою, - тертям.

5.4 До малозаглиблених слід відносити фундаменти, підшва яких розташовується в межах глибини промерзання ґрунтів.

Перевірка за граничними станами по деформаціях малозаглиблених фундаментів повинна виконуватись за одним видом або комбінаціями деформацій за рахунок: стискання і ущільнення ґрунтів у деформованій зоні під підшвою фундаментів, горизонтального (по підшві) або глибинного зсуву з випором на поверхню, морозного здимання ґрунтів (підняття-осідання, підрозділ 9.7).

5.5 До мілкого закладання слід відносити фундаменти будівель із підпіллям, цокольним чи підвальним поверхнями.

Перевірка за граничними станами по деформаціях фундаментів мілкого закладання повинна ви-

конуватись за одним видом або комбінаціями деформацій (крім вказаних у 5.7) за рахунок випору ґрунту в підвальні, цокольні приміщення або підпілля. У разі наявності вище підшоши фундаментів ґрунтів, здатних до морозного здимання, необхідно враховувати додаткове навантаження від дії від'ємного тертя по бічній поверхні заглибленої частини несучих конструкцій.

5.6 До заглиблених слід відносити фундаменти будівель та споруд з одним або декількома підземними поверхнями.

Перевірка за граничними станами по деформаціях заглиблених фундаментів повинна виконуватись за одним видом або комбінаціями деформацій за рахунок: стискання і ущільнення ґрунтів у деформованій зоні під підшовою фундаментів, зменшення або втрати тертя по бічних поверхнях, що контактують з ґрунтом, глибинного зсуву чи випору в заглиблені приміщення або підпілля.

Примітка 1. Деформації випору ґрунту в підвальні, цокольні приміщення або підпілля згідно з 5.5 і 5.6 слід враховувати, якщо конструкції в рівні підшоши фундаментів не мають суцільної плити.

Примітка 2. Найменування поверхів надане згідно з класифікацією ДБН В.2.2-15.

5.7 До глибокого закладання слід відносити фундаменти, які прорізають шари ґрунтів з особливими властивостями і передають навантаження на інженерно-геологічні елементи ґрунтової основи, які забезпечать вимоги до несучої здатності і деформативності фундаменту і об'єкта в цілому.

Перевірка за граничними станами по деформаціях фундаментів глибокого закладання повинна виконуватись за одним видом або комбінаціями деформацій за рахунок: стискання і ущільнення ґрунтів у деформованій зоні під підшовою фундаментів, зменшення чи втрати тертя або зміни напрямку його дії по бічних поверхнях, що контактують з ґрунтом, глибинного стискання оточуючих ґрунтів та глибинного зсуву основи без виходу випору на поверхню.

5.8 Несучі огорожувальні конструкції підземних частин будівель, бічні поверхні фундаментів заглиблених і глибокого закладання, що контактують з ґрунтом, слід розраховувати на дію вертикальних та (чи) горизонтальних навантажень (деформацій) від впливів ґрунту, які можуть бути додатного чи від'ємного значення в залежності від деформаційних властивостей оточуючих ґрунтів.

5.9 За конструкцією фундаменти поділяють на:

- окремо розташовані стовпчасті, стрічкові, щільові просторові, спеціальні з анкерами, із забивних блоків чи коротких паль, перехресні системи стрічок, плитні, коробчасті, просторово-рамні, які можуть бути малозаглиблені, мілкового закладання та заглиблені для споруд, що влаштовують у котлованах;

- підземні просторові системи "палі-колони - перекриття - огорожувальні конструкції", що застосовують як заглиблені фундаменти для споруд із більш ніж одним підземним поверхом, які виконують з поверхні (без улаштування котловану);

- палі-колони, стовпи, глибокі опори, оболонки, кесони, "стіни в ґрунті"; комбіновані системи паль, глибоких опор або оболонок, об'єднаних кушовими, стрічковими, плитними ростверками або просторово-рамними чи коробчастими системами, які застосовують як фундаменти глибокого закладання.

Примітка. Стіни котлованів заглиблених фундаментів необхідно укріплювати згідно з розділом 6.

5.10 За видом несучих конструкцій розрізняють фундаменти під колони, стіни, розпірні конструкції, стовпи, споруди в цілому.

5.11 За способом улаштування розрізняють фундаменти з вийманням або без виймання ґрунту. З вийманням ґрунту влаштовують малозаглиблені, мілкового закладання та заглиблені фундаменти, що зводяться у котлованах.

З вийманням ґрунту в процесі заглиблення влаштовують: заглиблені фундаменти споруд з більш ніж одним підземним поверхом (системи "палі-колони - перекриття - огорожувальні конструкції"), а також фундаменти глибокого закладання (оболонки, бурові палі, стовпи, "стіни у ґрунті", кесони).

Без вийманням ґрунту (з дна котлованів чи траншей для ростверків) влаштовують фундаменти у витрамбованих котлованах, із забивних блоків, коротких, забивних чи вдавлених паль.

5.12 Принципово нові конструкції фундаментів допускається застосовувати після натурних випробувань та позитивних результатів апробації їх в експериментальному будівництві.

Спеціальні типи фундаментів заглиблених і глибокого закладання

5.13 До спеціальних типів фундаментів заглиблених і глибокого закладання згідно з класифікацією 5.9-5.10 слід відносити:

- опори глибокого закладання;

- конструкції стін, що заглиблені у ґрунт (далі - стіни у ґрунті);

- опускні колодезя, кесони;

- конструкції підземних або фундаментно-підвальних частин (далі - ФПЧ) споруд, що зводяться методом "зверху-вниз".

5.13.1 Конструкції стін, що заглиблені у ґрунт, опускних колодезів, кесонів, ФПЧ, що зводяться

способом "зверху-вниз", можуть бути як заглибленими, так і глибокого закладання в залежності від конструктивного рішення споруди.

Проектування таких конструкцій слід виконувати згідно з додатковими вимогами 5.14-5.18 та 8.3.5-8.3.7.

Виконання робіт з влаштування опор глибокого закладання у вигляді паль і пальових фундаментів, опускних коподязів, кесонів і конструкцій, що зводяться способом "стіна у ґрунті", слід проводити з дотриманням вимог СНиП 3.02.01.

Опори глибокого закладання

5.14 До опор глибокого закладання слід відносити конструкції глибиною закладання (довжиною) 20 м і більше: набивні чи складені забивні палі, палі-оболонки, барети.

Опори влаштовують у виїмках, які розробляють буровим, механічним, забивним або гідравлічним способами.

Розроблення буровим чи механічним способами виконують під захистом обсадних труб або глинистого розчину з послідовним закладанням арматури та бетону.

При виконанні виїмок забивним чи гідравлічним способами закладання цементно-піщаного розчину або бетону виконують одночасно з виконанням виїмок (джет-палі, палі-оболонки, палі РІТ тощо).

5.14.1 Опори, голови яких об'єднані ростверком (переважно плитним), створюють плитно-пальовий або плитно-баретний фундамент.

У якості окремо розташованих опор використовують набивні палі, палі-оболонки чи барети.

Опори, голови яких затиснуті у перекритті створюють безростверкові пальові чи баретні фундаменти.

Опори, що влаштовують траншейним способом "стіна у ґрунті" з котлованів, створюють щілинні фундаменти чи фундаментно-підвальні частини споруд із щілинними опорами.

5.14.2 Опори глибокого закладання застосовують для передачі навантаження від споруди на несучі шари ґрунту, розташовані на глибині 20 м і більше.

Для важких (висотних) та/чи з малою площею спирання споруд застосовують переважно опори об'єднані ростверком: барети, набивні палі, палі-оболонки.

5.14.3 Проектування опор глибокого закладання у вигляді паль слід виконувати згідно з вимогами 8.5 цього ДБН з урахуванням 4.20-4.22 та 5.14.

5.14.4 У безростверкових пальових чи баретних фундаментах голову опор (паль, барет) затискають у рівні перекриття над підвалом. Опори працюють як стояки багатоповерхової рами, ригелями рами є плити перекриттів підсилені стіновими панелями.

Така конструкція сприяє зменшенню ексцентриситету в опорах і перерозподілу вертикальних зусиль в окремих опорах від навантаження надземної частини споруди.

5.14.5 Щілинні опори застосовують у випадках, коли необхідно влаштувати глибоке технічне підпілля або багатоповерховий підвал із котловану в ґрунтах, які дозволяють відкопувати ділянки між опорами для влаштування стін шляхом установки стінових панелей чи іншими способами.

5.14.6 ФПЧ з щілинними опорами складаються з опор прямокутного поперечного перерізу, розташованих довгою стороною по периметру споруди, і встановленими між ними панелями.

Щілинні опори влаштовують з певним кроком і закладають нижче підлоги підвалу. Між ними встановлюють L-подібні панелі, які знизу затискають горизонтальною полицею у бетон підлоги підвалу і зверху об'єднують поясом з опорами.

5.14.7 У ФПЧ з щілинними опорами відстань між опорами призначають у залежності від характеристик міцності ґрунтів виходячи з необхідності забезпечення несучої здатності фундаменту, стійкості вертикальних опор і ґрунту між ними для подальших робіт із влаштування стін, у т. ч. установки L-подібних панелей.

Барети

5.15 Барети влаштовують шляхом розроблення траншеї механічними способами під захистом суспензії з подальшим опусканням арматури (за необхідності армування) і бетонуванням.

Послідовність виконання барет відповідає послідовності виконання однієї ділянки "стіни у ґрунті", що влаштовують траншейним способом, і наведена у додатку С.

5.15.1 Інженерно-геологічні вишукування для влаштування барет виконують згідно з додатковими вимогами 4.20-4.22.

5.15.2 При аналізі інженерно-геологічних умов слід звертати увагу на наявність крупних включень в інженерно-геологічних елементах, що складають товщу основи, в якій будуть влаштовуватись барети (великоуламкові та інші ґрунти), за яких суспензія не зможе без додаткових заходів утримувати стійкість траншеї.

При аналізі гідрогеологічних умов слід враховувати можливий тиск води на підшву траншеї і вживати заходи проти її розущільнення внаслідок тиску води.

5.15.3 Баретні фундаменти завдяки можливості проектувати опори великих розмірів застосовують при високих навантаженнях, як правило, - при висотному будівництві.

5.15.4 Барети працюють за принципом бурунабивних паль.

При виборі геометричних параметрів барет необхідно виходити з технологічних можливостей їх

виконання, наявності необхідних механізмів і матеріалів (грейфера, фрези, суспензії тощо).

5.15.5 Барети можуть застосовуватись як окрема опора під колону чи об'єднуватись плитним ростверком у групу чи декілька груп барет, розташованих у місцях концентрації навантажень від надземних конструкцій, утворюючи баретно-плитний фундамент.

5.15.6 При застосуванні барет як окремих опор для визначення їх розмірів слід керуватись можливістю їх розташування по осі передачі навантажень від вертикальних несучих елементів верхньої будови (стіни, колони, пілони тощо).

5.15.7 При проектуванні баретних фундаментів слід забезпечувати стійкість траншеї для влаштування барети шляхом розрахунку необхідної щільності суспензії.

За наявності в основі великоуламкових ґрунтів, стійкість яких не може бути забезпечена тиском суспензії, слід приймати додаткові заходи захисту - попереднє ін'єктування, спеціальні огорожувальні конструкції тощо.

5.15.8 Визначення несучої здатності барет за результатами випробувань у зв'язку з їх великими розмірами і значною несучою здатністю виконують наступними методами:

- випробування натурних барет - при влаштуванні масивної анкерної конструкції;
- випробування натурних барет, розділених на сегменти, за допомогою гідравлічних домкратів;
- випробування за допомогою стандартних статичних випробувань паль менших розмірів і за їх результатами за допомогою аналітичного рішення зворотної задачі визначати тертя за бічною поверхнею і під нижнім кінцем паль;
- випробування спеціальними пристроями, які не потребують застосування реактивних балок чи анкерних паль.

Стіни у ґрунті

5.16 Стіни у ґрунті застосовують при будівництві: несучих і огорожувальних конструкцій підземної частини споруд цивільного, промислового і транспортного будівництва, огорожень котлованів, тунелів і станцій метрополітену, гідротехнічних споруд, фундаментно-підвальних частин нових споруд в умовах щільної забудови, для влаштування протифільтраційних завіс.

5.16.1 Стіни у ґрунті застосовують у якості глибоких фундаментів за необхідності передачі навантажень від споруд на несучі шари ґрунту, розташовані на значній глибині, несучих конструкцій підземних частин споруд, як підземні споруди і тимчасові конструкції стін огороження котлованів, які забезпечують стійкість стін котловану на період зведення фундаментно-підвальної частини споруд.

5.16.2 Стіни у ґрунті улаштовують у дисперсних ґрунтах усіх видів, що не мають крупних включень (валунів).

Застосування стіни у ґрунті не допускається на ділянках із геологічно нестійкими умовами (карст, зсуви тощо), у крупноуламкових ґрунтах із незаповненими пустотами між частками, в мулах і інших ґрунтах текучої консистенції.

5.16.3 За конструкцією розрізняють стіни у ґрунті, які виготовляють: траншейним чи пальовим способами або за спеціальними технологіями.

Матеріалом для виготовлення стін у ґрунті служать: бетон, залізобетон, ґрунтобетон, цементно-глинопіщані розчини, бітумні суміші тощо у залежності від її призначення і характеру роботи споруди.

5.16.4 Траншейний спосіб влаштування стін у ґрунті передбачає розроблення траншей механічним способом (грейфером, гідрофрезою, машинами для розроблення ґрунту загального призначення) чи влаштування траншей із свердловин, що перетинаються, під захистом суспензії (глинистого розчину) за необхідності.

У якості пристрою для влаштування траншеї використовують також: елемент, що занурюється і виймається, забивну палу, шпунт, вібратор, металевий канат або струменево-водяний монітор для розроблення ґрунту чи розрядно-імпульсну чи джет-технології.

5.16.5 Стіни споруд, що влаштовують траншейним способом, проектують суцільними із монолітного залізобетону, збірних залізобетонних панелей або змішаного типу.

Стіни змішаного типу застосовують, коли вони можуть бути заглиблені до водотривкого шару. Верхню частину стін (на глибину підземних приміщень плюс величина заглиблення у ґрунт) влаштовують із збірних панелей, а нижню (до водотривкого шару) - з монолітного бетону. При цьому нижня частина конструкції виконує роль протифільтраційної завіси і послуговує основою для збірних панелей.

5.16.6 При пальовому способі стіни у ґрунті виготовляють з буронабивних паль, розташованих переривчасто, дотичних або паль, що перетинаються (буросічних), чи з буроін'єкційних паль (вертикальних і похилих) при їх багаторядовому розташуванні (за необхідності).

5.16.7 Для влаштування тонких стін (в основному для протифільтраційних завіс) застосовують спеціальні технології з обладнанням, в основу якого покладено ударний, вібраційний, ріжучий чи водоповітряний принцип дії або розрядно-імпульсну чи джет-технології.

5.16.8 При влаштуванні стіни у ґрунті суспензія повинна забезпечувати стійкість стін ґрунтових виробок (траншей, свердловин) і утримувати стіни траншеї від обвалення у період їх розроблення і заповнення бетоном або збірними елементами.

Розроблення нестійких ґрунтів із напірними водами повинно виконуватись з використанням су-

спензії підвищеної щільності.

Якість суспензії для повторного її використання слід відновлювати очисткою та/або додаванням глини.

5.16.9 Споруди, що зводять способом "стіна у ґрунті", можуть бути у плані будь-якої форми, яка визначається їх технологічним призначенням: лінійної, прямокутної, ломаної, кільцевої або змішаної.

Лінійні стіни застосовують для влаштування відсікаючих стін при щільній забудові, підпірних стін, фільтраційних завіс тощо.

Прямокутної, ломаної форми виконують стіни підземної частини будівель і підземних споруд, тунелі тощо.

Круглими у плані виконують стіни насосних станцій, резервуарів тощо.

Змішаної форми виконують підземні частини будівель і споруди складної конфігурації у плані.

Глибину споруд обмежують, як правило, можливостями механізмів для розроблення траншеї і технологічними вимогами.

5.16.10 Якщо стійкість стін на горизонтальні навантаження не забезпечена їх заглибленням у ґрунт, то проектом повинні передбачатись тимчасові та/чи постійні розпірки, анкерні конструкції (ґрунтові анкери), контрфорси у поєднанні з поясами жорсткості.

У якості розпірних конструкцій можуть використовуватись постійні міжповерхові перекриття підземної частини споруд згідно з 5.18.

Опускні колодязі

5.17 Опускні колодязі застосовують:

у цивільному, промисловому, комунальному і міському будівництві - для фундаментів і підвальних приміщень висотних будівель, підземних гаражів, насосних станцій, мереж глибокої магістральної каналізації тощо;

у гірничорудній промисловості - для підземних частин промислових споруд (дробарні, насосні тощо);

у металургії - для установок розливу сталі, ям доменних печей та інших підземних споруд;

у мостобудуванні - для фундаментів мостових переходів глибиною більше 20 м.

5.17.1 Опускні колодязі застосовують у якості заглиблених споруд, глибоких опор, фундаментів заглиблених і глибокого закладання.

Опускні колодязі проектують як відкриту зверху і знизу порожнисту конструкцію прийнятого згідно з 5.17.4 окреслення у плані, що занурюють під дією власної ваги (гравітаційні, масивні) або додаткового навантаження з поступовим розробленням ґрунту усередині нього (колодязі-оболонки).

5.17.2 У залежності від умов і економічної доцільності опускні колодязі можуть занурюватись одним із наступних способів:

без водовідливу - за відсутності підземних вод або при підводному розробленні ґрунту;

з відкритим водовідливом;

з влаштуванням протифільтраційної завіси;

комбінацією вказаних способів.

5.17.3 За конструктивним рішенням застосовують бетонні і залізобетонні опускні колодязі монолітні, збірно-монолітні, збірні.

Опускні колодязі із збірних залізобетонних елементів виконують:

з порожнистих криволінійних блоків, що укладають горизонтальними рядами з перев'язкою швів і з'єднанням шляхом зварювання закладних деталей;

з типових лоткових плит, що збирають на попередньо виконаному монолітному каркасі колодязя;

з порожнистих прямокутних блоків, що укладають без перев'язки швів і з'єднують за допомогою петльових стиків;

з вертикальних панелей, що з'єднують за допомогою петльових стиків або зварюванням із використанням металевих накладок і замонолічуванням з'єднань.

5.17.4 За формою у плані опускні колодязі виконують круглими, прямокутними та змішаної форми (наприклад, прямокутні з закругленими торцевими стінами), з внутрішніми перегородками і без них.

5.17.5 Нижню частину колодязів - ножову виконують, як правило, із залізобетону, вона повинна виступати за стіну оболонки колодязя для зменшення тертя при зануренні.

5.17.6 Для зменшення тертя по бічній поверхні оболонки колодязя при його зануренні, особливо при значних розмірах опускних колодязів, застосовують заходи, що забезпечують зниження тертя поверхні колодязя по ґрунту:

призначення (при проектуванні) товщини стін з умови необхідної ваги, яка повинна перевищувати сили тертя, що виникають при зануренні;

застосування гідропневмопідмиву ґрунту по поверхні стін колодязя при його зануренні;

покриття поверхні стін колодязя антифрикційними матеріалами, наприклад, обмазки поверхні епоксидними смолами;

занурення у тиксотропній сорочці;

застосування методу електроосмосу;
нагнітання за стіни колодязя стисненого повітря, внаслідок чого поверхня обволікається "пневматичною" сорочкою;

застосування засобів примусового впливу для зменшення сил тертя - додаткове довантаження, вдавлювання домкратами, занурення із застосуванням вібраторів.

5.17.7 При влаштуванні з колодязя фундаменту після його опускання на проектну глибину і видалення з середини ґрунту, порожнину, що утворилась, заповнюють бетоном на усю висоту або тільки частково для утворення підземної частини споруди.

5.17.8 Послідовність влаштування підземної частини споруд із застосуванням опускних колодязів наведена у додатку С.

5.17.9 В обґрунтованих випадках стіни опускного колодязя можуть бути запроєктовані як утримуючі стіни підвальної частини, на які спираються стіни надземної частини споруди.

5.17.10 Днище слід виконувати у монолітному залізобетоні незалежно від конструкції оболонки колодязя.

При зануренні колодязя насухо (за відсутності підземних вод або із застосуванням водопониження) основу днища слід вирівнювати дренуючим матеріалом (щебінь, гравій, пісок), укладаючи його від дрібних часток знизу до більш крупних - зверху.

При опусканні колодязя з вийманням ґрунту з під води в основу укладають подушку з дренуючого матеріалу чи бетону.

5.17.11 Дренажну подушку слід застосовувати при невисокому рівні підземних вод. Вона являється довантаженням ґрунтів основи для збереження їх стійкості при відкачуванні води з котловану для влаштування днища.

Бетонну подушку влаштовують методом підводного бетонування. Розрахунок подушки виконують з урахуванням гідростатичного тиску.

ФПЧ, що зводяться способом "зверху-вниз"

5.18 Влаштування підземної фундаментно-підвальної частини (ФПЧ) споруд способом "зверху-вниз" застосовують при зведенні висотних будівель в умовах щільної забудови у разі неможливості влаштування анкерів для кріплення стін котловану, при влаштуванні глибоких котлованів, багаторівневого підземного простору, за необхідності одночасного ведення робіт із влаштування надземної і підземної частин висотних споруд.

5.18.1 Конструкція ФПЧ, що зводиться способом "зверху-вниз", складається з паль-колон, з'єднаних між собою і з стінами огородження котловану плитами перекриттів, які разом повинні забезпечувати просторову жорсткість підземної частини споруди.

Конструкції перекриттів повинні виконувати функції розпірних систем.

5.18.2 Для забезпечення вертикальності улаштування колон і обмеження відхилення їх від осі у разі необхідності колони слід виконувати з жорсткою арматурою у вигляді металевих профілів.

Дозволяється використання збірних залізобетонних колон; у разі відхилень вони можуть вирівнюватись за допомогою гідравлічних домкратів або пневматичних подушок.

5.18.3 Заглиблені частини споруд впливають на геомасив і навколишню забудову на відстані, що залежить від розмірів, навантажень, способу зведення підземної частини чи влаштування котловану новобудови. Зону впливу для проектування в умовах щільної забудови визначають розрахунком згідно з вимогами підрозділу 11.3 цих норм.

Порядок влаштування підземної частини споруд способом "зверху-вниз" наведено у додатку С.

6 ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ КОТЛОВАНІВ ДЛЯ ВЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ І ЗАГЛИБЛЕНИХ СПОРУД

6.1 Тимчасові технологічні виробки в ґрунті - котловани і траншеї (далі - котловани) для влаштування фундаментів, фундаментно-підвальних частин та підземних поверхів будівель, підземних і заглиблених споруд відкритим способом слід проектувати з урахуванням розташування фундаментів будівлі (споруди) в плані, глибини її закладання, наявності сусідньої забудови, рівня підземних вод, можливих заходів щодо покращення несучого шару основи.

Розміри дна котловану в плані повинні без перешкоди забезпечувати виконання робіт із підготовки основи та влаштування фундаментів (підземної частини об'єкта).

6.2 Котловани проектують з укосами або вертикальними стінками, які можуть бути з укріпленням або без нього.

Укоси, стінки і дно котлованів повинні бути надійно захищені від недопустимих деформацій, обвалень, впливу підземних вод.

6.3 Вибір конструктивної системи та розрахунок систем штучного осушування котловану слід проводити за методикою СНиП 2.06.14.

6.4 Проектування укосів і стінок, визначення необхідності їх укріплення виконують в залежності від інженерно-геологічних, гідрогеологічних і техногенних умов ділянки, прогнозованої тривалості ро-

біт, а також технологічних можливостей потенційних підрядників.

6.5 Улаштування котлованів без укріплення в нескельних і незамерзлих однорідних ґрунтах вище рівня підземних вод і за відсутності поблизу підземних споруд, а також навантажень на борту допускається:

- при вертикальних стінках - згідно з 9.9 СНиП ІП-4;
- за наявності укосів - згідно з 9.10 СНиП ІП-4.

6.6 Крутизну незакріплених укосів котлованів при однорідних малого ступеня водонасичення ґрунтах, у тому числі осушених штучним шляхом, а також за наявності навантаження на борту необхідно визначати згідно з додатком 3 СНиП 3.02.01.

6.7 Крутизну незакріплених і закріплених укосів котлованів в неоднорідних, а також насичених водою ґрунтах, незалежно від наявності і виду навантаження на борту і укосі, необхідно визначати розрахунком.

6.8 Розрахунок укосів котлованів (разом з їх кріпленням) слід виконувати:

- на основі теорії граничного стану ґрунтової маси;
- із застосуванням круглоциліндричних, логарифмічних або ламаних поверхонь ковзання.

Вибір методики розрахунків і призначення розрахункових схем слід проводити згідно з розділом

7.

6.9 Вертикальні кріплення стінок котлованів проектують постійними чи тимчасовими на період улаштування нульового циклу об'єкта. Постійні кріплення проектують як самостійні утримуючі конструкції або такі, що входять до складу конструктивних елементів об'єкта.

6.10 Тиск на тимчасові кріплення котлованів і їх несучу здатність слід визначати методами, що використовують для розрахунку підпірних стін і вказані у розділі 13.

6.11 Тимчасові та постійні кріплення глибоких котлованів, для яких встановлюють спеціальні вимоги до переміщень, необхідно розраховувати з урахуванням послідовності робіт і характеру навантажень, використовувати уточнені моделі основи, характеристик ґрунтів та матеріалів конструкцій.

Несучі елементи тимчасових кріплень котлованів, для яких не встановлюють спеціальних вимог до переміщень, слід розраховувати за принципами розрахунків шпунтових огорожувальних конструкцій.

6.12 При проектуванні котлованів в умовах щільної забудови необхідно передбачати заходи захисту існуючих споруд шляхом:

- улаштування огорожувальних конструкцій котловану у вигляді стін із шпунта, бурових паль чи "стіни в ґрунті";
- виконання захисного екрана із паль вдавлюваних або бурових малого діаметра - при влаштуванні котлованів у рівні закладання підшви існуючих фундаментів;
- вжиття заходів щодо зменшення впливу нового будівництва на існуючу забудову (підрозділ 11.3), вибір яких здійснюється за результатами розрахунків додаткових осідань і деформацій при влаштуванні котлованів, заглиблених нижче підшви існуючих фундаментів.

Методи влаштування цих конструкцій повинні виключати додаткові впливи на існуючі об'єкти (вібрація, замочування, винос ґрунту із основи існуючих фундаментів тощо).

6.13 При проектуванні котлованів в умовах складного рельєфу (схили, зсувонебезпечні території) огорожувальні стіни повинні розраховуватись з урахуванням зсувного тиску.

6.14 Використання огорожувальних конструкцій котловану в якості несучих конструкцій фундаментно-підвальної та/чи підземної частини об'єкта, що проектується, допускається в окремих випадках при конструктивній можливості і обґрунтуванні розрахунком на сумісну дію навантажень від будівлі і тиску ґрунту при несприятливому їх сполученні.

7 ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

7.1 Загальні положення

7.1.1 Проектування основ і фундаментів повинно включати обґрунтований розрахунком вибір:

- типу основи, конструкцій, матеріалу і глибини закладання фундаментів згідно з класифікацією розділу 5;
- інженерних заходів для зменшення впливу деформацій основ на експлуатаційні якості споруд (додаток К) та забезпечення захисту навколишнього середовища за необхідності (розділ 18).

При цьому слід урахувати категорію складності інженерно-геологічних умов (згідно з ДБН А.2.1-1) та клас наслідків (відповідальності) об'єкта (згідно з ДБН В.1.2-14).

7.1.2 Фундаменти, ФПЧ повинні розраховуватись як частина будівель (споруд) за властивостями

ґрунтів основи (природної чи штучної) та за матеріалом їх конструкцій.

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи повинні виконуватись за двома групами граничних станів:

а) першою - за несучою здатністю (міцність, стійкість);

б) другою - за деформаціями: осіданнями (середнім, максимальним, відносною різницею осідань), креном, горизонтальними переміщеннями, з урахуванням параметрів деформування контактної поверхні у випадках їх прогнозованого виникнення в складних інженерно-геологічних умовах.

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи виконують:

- за несучою здатністю - у випадках, якщо на споруду передаються вертикальні і (або) горизонтальні навантаження, у т.ч. сейсмічні або динамічні; споруда розташована поблизу укосу або на схилі; основа складена скельними, слабкими, пилуватими піщаними, водонасиченими глинистими, біогенними ґрунтами чи крутоспадними шарами ґрунту; фундамент працює на висмикування, а також в усіх випадках, коли розрахунки за деформаціями основи виконують у нелінійній стадії;

- за деформаціями - в усіх випадках.

Якщо проектом передбачено зведення будівлі до зворотного засипання ґрунтом пазух котлованів або влаштування суцільних приямків вздовж стін підвалу, необхідно перевіряти фундаменти за несучою здатністю основи з урахуванням навантажень, що діють у процесі будівництва, а за наявності глибоких (до рівня цокольного чи підвального поверхів і нижче) приямків - з урахуванням навантажень, що діють і на стадії експлуатації.

7.1.3 Розрахунки фундаментів за матеріалом конструкції виконують на дії статичних і (або) динамічних навантажень від конструкцій, що на них спираються, впливів від нерівномірних деформацій основи, у випадках їх прогнозованого виникнення в складних інженерно-геологічних умовах і динамічних або сейсмічних впливів, що передаються через основу, за граничними станами:

а) першої групи - за міцністю матеріалів фундаментів у відповідності з вимогами норм проектування бетонних, залізобетонних або кам'яних конструкцій;

б) другої групи - за нерівномірністю деформацій, утворенням або розкриттям тріщин у бетонних та залізобетонних перерізах фундаментів у відповідності з вимогами норм проектування залізобетонних конструкцій (розділ 8).

7.1.4 Характеристики (показники) груп граничних станів слід визначати згідно з ДБН В. 1.2-14.

7.1.5 При проектуванні фундаментів малозаглиблених, мілкого закладання та заглиблених повинні виконуватись розрахунки:

- глибини закладання фундаментів - згідно з підрозділом 7.5;

- розмірів підшви фундаментів - згідно з підрозділом 7.11;

- напружень у рівні підшви фундаментів, що повинні зіставлятись із граничними значеннями, згідно з 7.1.6;

- деформацій основи - осідань (середніх, максимальних, різниці осідань), кренів, горизонтальних переміщень (зсувів по підшві) - згідно з підрозділом 7.6.

Для заглиблених фундаментів слід виконувати розрахунки несучих огорожувальних конструкцій, що контактують з ґрунтом, згідно з підрозділом 8.2.

7.1.6 Граничними напруженнями в рівні підшви фундаментів слід вважати:

σ_R - напруження, що відповідає розрахунковому опору основи R і означає допустиме напруження на межі умовно лінійної залежності між тиском і осіданням. При розрахункових напруженнях під підшвою фундаментів, що не перевищують величини σ_R , використовують моделі осідань у вигляді лінійно-деформованого суцільного середовища, визначення осідань виконують згідно з підрозділом 7.6;

σ_u - напруження, що відповідає межі несучої здатності ґрунтової основи, яке визначається її розрахунком за несучою здатністю згідно з підрозділом 7.10.

7.1.7 Розрахунки фундаментів необхідно виконувати з урахуванням комбінації навантажень (розділ 7.2) на різних стадіях будівництва та експлуатації об'єктів з прогнозом розвитку деформацій у часі, у тому числі з урахуванням впливів від дії прояву складних інженерно-геологічних процесів (розділ 3).

7.1.8 Перевірка загальної стійкості масиву ґрунту разом з будівлею (фундаментом) повинна виконуватись у випадках, якщо:

- будівля (фундамент) розташовані:

а) на природному схилі, штучному укосі чи поблизу них;

б) поблизу виїмки чи котловану сусіднього об'єкта;

в) біля гірничої виробки чи підземної споруди;

- основа складена крутоспадними шарами ґрунту;

- розрахункова схема системи "основа - фундамент - споруда" передбачає використання нелінійних моделей.

7.1.9 Розрахункова схема системи "основа - фундамент - споруда" чи "основа - фундамент" повинна вибиратись з урахуванням чинників, що визначають напружено-деформований стан основи і конструкцій об'єкта.

Розрахункова схема об'єктів: класу СС3 - в усіх випадках, СС2 - у складних інженерно-геологічних умовах та обґрунтованих випадках повинна враховувати просторову роботу конструкцій; рекомендується враховувати геометричну і фізичну нелінійність, анізотропні, пластичні і реологічні властивості деформування ґрунту і матеріалів конструкцій, послідовність зведення конструкцій, рівень навантажень та жорсткість будівлі, у т.ч. її зростання в процесі будівництва.

При виконанні розрахункової перевірки слід враховувати сейсмічні та техногенні динамічні впливи (працююче технологічне устаткування, транспорт, забивання паль тощо).

7.1.10 Розрахунки фундаментів як систем "основа - фундамент" чи "основа - фундамент - будівля" за деформаціями основ, у т.ч. в складних інженерно-геологічних умовах, слід виконувати з використанням лінійної або нелінійної залежності "напруження (тиск) - деформація (осідання)" з урахуванням величини навантаження і властивостей ґрунтів основи згідно з 7.1.6, 7.6.4, 7.6.9 та 4.19 ДБН В.1.1-5.

7.1.11 При розрахунках фундаментів за деформаціями основ з використанням лінійної залежності між напруженнями і деформаціями, виходячи з категорії складності інженерно-геологічних умов згідно з ДБН А.2.1-1, ґрунтових умов основи за розділом 5 і класу наслідків (відповідальності) будівлі згідно з ДБН В.1.2-14 слід керуватись вимогами підрозділів 7.6, 7.7, а при використанні нелінійної залежності слід застосовувати розрахункові моделі, зазначені у додатку Д цих норм.

7.2 Навантаження і впливи

7.2.1 Навантаження і впливи на основи, що передаються фундаментами будівель та споруд, повинні встановлюватись розрахунком, як правило, з урахуванням спільної роботи будівель з основою для різних розрахункових ситуацій. Види навантажень і впливів встановлюють згідно з ДБН В.1.2-2, а розрахункові ситуації - згідно з цими Нормами.

7.2.2 Навантаження на основу допускається визначати без урахування їх перерозподілу над фундаментною конструкцією для об'єктів класу СС1 та СС2 - при попередніх розрахунках, відповідно-му обґрунтуванні проектною організацією, визначенні середніх величин деформації основи або загальної стійкості ґрунтів основи разом з будівлею.

7.2.3 Розрахунок фундаментів за деформаціями основ повинен виконуватись на основне сполучення, за несучою здатністю - на основне сполучення, а за наявності особливих навантажень і впливів - на основне і особливе сполучення.

При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження, що згідно з нормами на навантаження і впливи можуть відноситись як до змінних тривалих, так і до короточасних, при розрахунку основ за несучою здатністю враховують їх як короточасні, а при розрахунку за деформаціями як довготривалі. Навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання в обох випадках враховують як короточасні.

7.2.4 Розрахункові величини навантаження від ваги ґрунтів для першого та другого граничного станів повинні прийматись з використанням характеристичних значень питомої ваги ґрунту, визначеної при інженерно-геологічних вишукуваннях, з коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_f , що приймаються відповідно до розрахункових схем і ситуацій згідно з ДБН В.1.2-2.

При розрахунку основ слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n і коефіцієнт моделі γ_d згідно з ДБН В.1.2-14

Навантаження від ваги ґрунту при проектуванні штучних основ, підготовки під підлогу, зворотної засипки необхідно визначати з урахуванням проектних вимог до їх щільності.

7.2.5 У розрахунках фундаментів за властивостями основ необхідно враховувати додаткові навантаження від матеріалів і обладнання, що складуються поблизу, планувальних насипів вище природного рельєфу, зміни навантажень при підсиленні основ і фундаментів та реконструкції існуючих будівель, зведенні сусідніх об'єктів.

7.2.6 Зусилля в конструкціях, що викликані кліматичними температурними впливами, при розрахунку фундаментів за деформаціями основ не повинні враховуватись, якщо відстань між температурно-усадовочними швами не перевищує значень, вказаних в будівельних нормах на проектування відповідних конструкцій.

7.2.7 Навантаження і впливи для нелінійного розрахунку й аналізу спільних деформацій споруди і основи слід призначати з урахуванням імовірної (можливої) історії їх дії для найбільш несприятливих різночасно діючих груп, що входять у розрахункові сполучення, регламентовані вимогами норм за навантаженнями і впливами (постійні і змінні тривалі, змінні короточасні, особливі).

7.3 Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів

7.3.1 Основними параметрами властивостей ґрунтів, що визначають несучу здатність основ і їх деформації, є характеристики:

- міцності - кут внутрішнього тертя ϕ , питоме зчеплення c , межа міцності на одновісний стиск скельного ґрунту R_c ;
- деформативності - модуль деформації E , модуль пружності E_n , коефіцієнт поперечної деформації ν ;
- фізичні - щільність ρ , щільність часток ґрунту ρ_s , коефіцієнт пористості e , питома вага γ , вологість W , показник текучості I_L ; крупність фракцій, однорідність складу.

Допускається застосування інших параметрів, що характеризують взаємодію фундаментів із ґрунтами основи, які встановлюють випробуваннями, у т.ч. за спеціальними методиками, якщо визначення необхідних параметрів не передбачені відповідними стандартами згідно з додатком А.

7.3.2 Характеристики ґрунтів основи природного складу (стану), а також штучного походження повинні визначатись, як правило, випробуваннями у польових і лабораторних умовах згідно з ДБН А.2.1-1. Випробування проводять у діапазоні діючих напружень, що складаються з напружень від проектних навантажень від фундаментів і природних напружень на відповідній глибині деформованої зони або збільшеної зони до глибини підшови слабких чи структурно нестійких нашарувань ґрунтів, з урахуванням можливої зміни вологості ґрунтів у процесі будівництва та експлуатації об'єктів.

7.3.3 Для забезпечення надійності розрахунків осідань фундаментів модуль деформації ґрунтів основи E слід визначати:

- для фундаментів споруд класу СС3 - за результатами польових випробувань ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-7) з урахуванням 7.3.2 або лабораторними випробуваннями зразків ґрунту непорушеної структури, що відібрані з кожного нашарування літологічної структури основи;
- для фундаментів споруд класу СС2 - за результатами зондування або лабораторних випробувань;

Значення E визначені для фундаментів споруд: класу СС3 за даними лабораторних та пресіометричних випробувань, методом статичного, а пісків (крім пилюватих водонасичених) - динамічного зондування (ДСТУ Б В.2.1-9), класу СС2 - визначені лабораторними методами та зондуванням в обґрунтованих випадках повинні уточнюватись на основі зіставлення з результатами паралельно проведених польових випробувань тих же ґрунтів штампами;

- для споруд класу СС1 та попередніх розрахунків фундаментів малозаглиблених та мілкого закладання допускається визначення E за результатами зондування і таблицями додатка В.

7.3.4 Нормативні і розрахункові значення характеристик ґрунтів установлюють на основі статистичної обробки результатів випробувань згідно з ДСТУ Б.В.2.1-5 (додаток А)

Нормативні і розрахункові значення параметрів деформацій земної поверхні встановлюють згідно з підрозділами 9.1, 10.1, 10.3.

7.3.5 Усі розрахунки повинні виконуватись із використанням розрахункових значень характеристик ґрунтів основ X , що визначають за формулою

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (7.1)$$

де X_n - нормативне значення характеристики;

γ_g - коефіцієнт надійності по ґрунту.

Коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g при обчисленні розрахункових значень характеристик ґрунтів X слід визначати згідно з додатком В (В.6-В.7).

При цьому вимоги В.6, В.7 слід вважати обов'язковими.

7.4 Підземні води

7.4.1 При проектуванні основ, фундаментів і підземних споруд необхідно враховувати гідрогеологічні умови території, можливість їх зміни в процесі будівництва й експлуатації з урахуванням технологічних особливостей об'єктів:

- наявність чи можливість утворення першого непостійного горизонту підземних вод - верховодки;
- природні (сезонні і багаторічні) коливання рівня підземних вод;
- можливі техногенні зміни рівня і режиму підземних вод;
- ступінь агресивності підземних вод до матеріалів підземних конструкцій і корозійну активність ґрунтів.

7.4.2 Прогноз змін гідрогеологічних умов повинен виконуватись на стадії інженерних вишукувань для об'єктів класів СС3 і СС2 з використанням математичного моделювання геофільтрації та урахуванням можливих природних сезонних коливань рівня, ступеня потенційного підтоплення території та інших факторів, які впливають на формування багаторічного режиму підземних вод.

7.4.3 Оцінку можливих природних сезонних і багаторічних коливань рівня підземних вод виконують за результатами багаторічних режимних спостережень по державній стаціонарній мережі з використанням даних короткострокових спостережень, у тому числі одноразових вимірів рівня підземних вод, що виконують при інженерних вишукуваннях на території будівництва.

7.4.4 Ступінь потенційного підтоплення території і його змін у часі повинен оцінюватись з урахуванням:

- рельєфу місцевості;
- кліматичних, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва і прилеглих територій;
- технологічних особливостей об'єктів, що проектуються й експлуатуються (з даними щодо витрат води);
- наявності і розташування на території забудови водонесучих інженерних мереж і водомістких об'єктів;
- витрат води комунальними службами і підприємствами.

7.4.5 При проектуванні основ, фундаментів, підземних конструкцій та споруд нижче п'єзометричного рівня напірних підземних вод необхідно враховувати тиск підземних вод і передбачати заходи захисту згідно з розділом 16.

7.5 Глибина закладання фундаментів

7.5.1 Глибина закладання фундаментів повинна прийматись з урахуванням:

- призначення і конструктивних особливостей об'єктів, що проектується, навантажень і впливів на фундаменти;
- глибини закладання фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій;
- рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови;
- інженерно-геологічних умов ділянки будівництва (з урахуванням 4.11- 4.13);
- гідрогеологічних умов ділянки будівництва й можливих їх змін у процесі будівництва й експлуатації об'єктів;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів.

7.5.2 Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту приймають такою, що дорівнює середній із щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів (за даними спостережень за період не менше ніж 10 років) на відкритій, оголеній від снігу і доступній для впливу вітру горизонтальній поверхні майданчика при рівні підземних вод, розташованому нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів.

При використанні результатів спостережень за фактичною глибиною промерзання слід урахувати, що вона повинна визначатись за температурою, що характеризує (згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2) перехід пластичномерзлого ґрунту у твердомерзлий.

7.5.3 Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту d_{fn} , м, за відсутності даних багаторічних спостережень слід визначати на основі теплотехнічних розрахунків, її нормативне значення допускається визначати за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (7.2)$$

де d_0 – величина, що дорівнює, м, для:

суглинків і глин $d_0 = 0,23$;

супісків і пісків пилуватих та дрібних $d_0 = 0,28$;

пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності $d_0 = 0,3$;
великоуламкових ґрунтів $d_0 = 0,34$.

Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначають як середньозважене в межах глибини промерзання;

M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі, визначають згідно зі СНиП 2.01.01, а за відсутності даних для конкретного району будівництва – за результатами спостережень гідрометорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

7.5.4 Визначення глибини закладання фундаментів за ознаками, вказаними у 7.5.1, наведені у додатку Г.

7.6 Розрахунок фундаментів за деформаціями основ

7.6.1 Розрахунок за деформаціями основ повинен виконуватись із метою обмеження абсолютних чи відносних переміщень об'єкта (фундаменту) сумісно з основою такими межами, за яких забезпечуються експлуатаційні якості та довговічність об'єкта, унеможлижуються прояви недопустимих осідань, підйомів, кренів, змін проектних рівнів і положень конструкцій, розладнання їх з'єднань тощо.

Міцність, деформативність і тріщиностійкість фундаментів і надфундаментних конструкцій повинні перевірятись розрахунком на зусилля, які виникають при взаємодії об'єкта з основою.

При проектуванні об'єктів, що зводяться у безпосередній близькості від існуючих, необхідно враховувати можливі додаткові деформації основ існуючих об'єктів від навантажень і впливів, які передаються на них спорудами, що проектуються, згідно з підрозділом 11.3.

7.6.2 Деформації основи в залежності від причин їх виникнення підрозділяють на:

- деформації від зовнішнього навантаження, яке передається на основу фундаментами (ФПЧ) і викликає їх переміщення разом з основою: осідання, горизонтальні зміщення (розпірні фундаменти, підпірні і утримуючі конструкції, підземні частини споруд, що контактують з основами тощо);

- деформації, що не пов'язані з зовнішнім навантаженням на основу, передаються на (через) фундаменти як впливи від нерівномірних деформацій основи (земної поверхні) внаслідок підробки, просідання від власної ваги ґрунту, набрякання чи здимання ґрунту, зсувів, карстопроявів, сейсмічних чи динамічних коливань тощо. Впливи проявляються у вигляді вертикальних та (чи) горизонтальних переміщень контактної поверхні основи з фундаментами (мульди осідання, провали, уступи, просідання, підняття і осідання, горизонтальні деформації) чи додаткових навантажень (при зсувах).

7.6.3 Розрахунки споруди за деформаціями основи повинні виконуватись виходячи з умови їх сумісної роботи.

Розрахунки за деформаціями основ допускається виконувати без урахування спільної роботи споруди і основи у випадках, обумовлених 7.2.2.

7.6.4 Розрахунок за деформаціями основ виконують виходячи з умови

$$s \leq s_u \quad (7.3)$$

де s – спільна деформація основи і споруди, яку визначають розрахунком згідно з 7.1.9, 7.1.10, підрозділом 8.3 та додатком Д;

s_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди, що встановлюють згідно з підрозділом 7.9.

Під величинами s , s_u може розумітись будь-яка з деформацій, вказаних у 7.6.5.

7.6.5 Спільна деформація основ і споруд характеризується:

- абсолютним осіданням (підйомом) s основи окремого фундаменту;
- середнім s і максимальним $s_{\max}$ осіданням споруди;
- відносною нерівномірністю осідань (підйомів) двох фундаментів ($\Delta s/L$), (L – відстань між фундаментами);
- креном фундаменту (споруди) i ;
- відносним прогином чи вигином f/L , L – довжина ділянки вигину чи прогину;
- кривизною ділянки споруди, що згинається, ρ ;
- відносним кутом прогину; закручування споруди Θ ;
- горизонтальним переміщенням фундаменту (споруди) u .

7.6.6 При розрахунках фундаментів за деформаціями основ необхідно враховувати можливість зміни як розрахункових, так і граничних значень деформацій основи за рахунок застосування інженерних заходів, передбачених проектом згідно з додатком К.

7.6.7 Розрахунок фундаментів за деформаціями основи слід виконувати на основі лінійних чи

нелінійних розрахункових моделей згідно з 7.1.10, 7.1.11.

Лінійні моделі застосовуються при дотриманні критерію

$$\sigma \leq \sigma_R \text{ — у загальному випадку або } p \leq R, \quad (7.4)$$

де σ_R — див. 7.1.6;

p або σ — середній тиск або напруження безпосередньо під подошвою фундаменту;

R — розрахунковий опір ґрунту основи під подошвою фундаменту згідно з 7.7.1.

7.6.8 Розрахункова схема основи для визначення спільних деформацій основи і будівлі, повинна вибиратись згідно з 7.1.9.

Розрахунок деформацій основи при дотриманні вимог 7.6.8 слід виконувати із застосуванням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням глибини стисливої товщі H_c або збільшеної товщі H_c до подошви слабких чи структурно нестійких ґрунтів згідно з Д. 10.

Примітка. Деформації основи повинні визначатись з урахуванням змін властивостей ґрунтів в результаті природних чи техногенних впливів на ґрунти.

7.6.9 При напруженні (тиску) під подошвою фундаментів, яке перевищує напруження, що відповідає розрахунковому опору R або $1,2R$ у випадках, обумовлених Е. 10, деформації основи слід визначати з урахуванням фізичної нелінійності деформування ґрунту.

Осідання за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями слід визначати згідно з Д.30 та Д.38.

7.7 Визначення розрахункового опору основи

7.7.1 При розрахунку фундаментів за деформаціями основ у випадках 7.6.7 визначення розрахункового опору R виконують згідно з додатком Е в залежності від фізико-механічних показників властивостей ґрунтів основи, розмірів подошви фундаменту, глибини його закладання.

7.8 Визначення кренів окремих фундаментів і споруд

7.8.1 Крен окремих фундаментів або споруди в цілому повинен обчислюватись з урахуванням ексцентриситету навантажень (згинального моменту) у рівні подошви фундаменту, впливу сусідніх фундаментів, навантажень на прилеглі площі і нерівномірної стисливості основи.

При визначенні кренів фундаментів необхідно також ураховувати заглиблення фундаменту, жорсткість надфундаментної конструкції, а також можливість збільшення ексцентриситету навантаження внаслідок нахилу фундаменту (споруди).

У необхідних випадках (при водонасичених глинистих ґрунтах тощо) слід ураховувати крени, обумовлені повзучістю скелету ґрунту.

7.8.2 Крен окремого фундаменту при дії позакентрового навантаження визначають згідно з Д.13.

7.8.3 Крен розвинутого в плані фундаменту, що виникає в результаті нерівномірної стисливості його основи, слід визначати чисельними методами (наприклад, розрахунками осідань по декількох розрахункових вертикалях).

7.9 Граничні сумісні деформації основ, фундаментів і споруд

7.9.1 Граничні значення сумісної деформації основи, фундаментів і споруди s_u установлюють виходячи з необхідності дотримання:

а) технологічних чи архітектурних вимог до деформацій споруди (недопустимості змін проектних рівнів і положень у просторі споруди в цілому, окремих її елементів і технологічного устаткування, включаючи вимоги до нормальної роботи кранів, ліфтів, приладів, устаткування, підйомників, а також погіршення естетичного вигляду об'єкта, його елементів і несприятливого психофізіологічного впливу на людей) — $s_{u,s}$;

б) вимог до міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій, включаючи загальну стійкість споруди — $s_{u,f}$.

7.9.2 Граничні значення $s_{u,s}$ повинні встановлюватись відповідними нормами проектування будівель та споруд, правилами технічної експлуатації технологічного устаткування або завданням на проектування з урахуванням (в обґрунтованих випадках) необхідності виправлення нерівномірних деформацій або кренів будівлі в цілому або рихтування устаткування в процесі експлуатації.

7.9.3 Граничні значення сумісної деформації основи, фундаментів і споруди за умов міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій $s_{u,f}$ повинні встановлюватись при проектуванні за розрахунками споруд у взаємодії з основою.

Значення $s_{u,f}$ допускається не встановлювати: для споруд, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань основи (шарнірні системи різного виду, піддатливі і гнучкі конструктивні системи тощо), жорстких споруд баштового типу.

7.9.4 Граничні значення сумісних деформацій основ, фундаментів і споруди допускається приймати згідно з ДБН В. 1.1-5 та додатком И, якщо конструкції об'єкта спеціально не розраховані на зусилля, що виникають при взаємодії з основою і в завданні на проектування значення s_u окремо не встановлені.

7.10 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ

7.10.1 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ виконують із метою забезпечення міцності та стійкості їх основ, а також недопущення зрушення по підшві й перекидання фундаменту. Схема руйнування основи, яку приймають при досягненні нею граничного стану, повинна бути статично і кінематично можлива для даного впливу і конструкції фундаменту або споруди.

7.10.2 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ виконують виходячи з умови

$$\sigma \leq y \text{ за загальним випадку або } F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (7.6)$$

де $\sigma = F/bl$;

σ_u – напруження, що відповідає межі несучої здатності основи (7.1.6);

F – розрахункове навантаження на основу згідно з підрозділом 7.2;

F_u – сила граничного опору основи; вертикальна складова сили граничного опору основи N_u згідно з додатком Ж;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який приймають:

для: пісків, крім пілуватих $\gamma_c = 1,0$

пісків пілуватих, а також глинистих ґрунтів у стабілізованому стані $\gamma_c = 0,9$

глинистих ґрунтів у стабілізованому стані $\gamma_c = 0,85$

невивітрілих і слабовивітрілих $\gamma_c = 1,0$

вивітрілих $\gamma_c = 0,9$

сильновивітрілих $\gamma_c = 0,8$

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності); визначається залежно від класу відповідальності об'єкта згідно з 7.6 ДБН В.1.2-14;

bl – розміри в плані (ширина і довжини) сторін фундаменту.

7.10.3 Сила граничного опору основи, складеної нескельними ґрунтами в стабілізованому стані, повинна визначатись виходячи з умови, що співвідношення між нормальними і дотичними напруженнями по всіх поверхнях ковзання, яке відповідає граничному стану основи, підпорядковується залежності

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (7.7)$$

де φ_1 і c_1 – відповідно розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту (підрозділ 7.3).

7.10.4 Сила граничного опору основи, що складається з ґрунтів, які повільно ущільнюються, водонасичених, пілуватих, глинистих і біогенних (при коефіцієнті водонасичення $S_r \geq 0,85$ і коефіцієнті консолідації $c_v \leq 10^{-7} \text{ см}^2/\text{рік}$), повинна визначатись з урахуванням можливого нестабілізованого стану ґрунтів основи за рахунок надлишкового тиску в поровій воді u . При цьому співвідношення між нормальними σ і дотичними напруженнями приймають за залежністю

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (7.8)$$

де φ_1 і c_1 – розрахункові значення, що відповідають стабілізованому стану ґрунтів основи і визначають за результатами консолідованого зрізу ДСТУ Б В.2.1-4, ДСТУ Б В.2.1-7.

Надлишковий тиск у поровій воді допускається визначати методами фільтраційної консолідації ґрунтів з урахуванням швидкості прикладання навантаження на основу.

При відповідному обґрунтуванні (високих темпах зведення споруди або швидкого її навантаження експлуатаційними навантаженнями, відсутності в основі водопроникних шарів ґрунту чи дренальних улаштувань) допускається в запас надійності приймати $\varphi_1 = 0$, c_1 – таким, що відповідає нестабілізованому стану ґрунтів основи і дорівнює міцності ґрунту за результатами неконсолідованого зрізу c_u (ДСТУ Б.В.2.1-4, ДСТУ Б.В.2.1-7).

7.10.5 Розрахунок за несучою здатністю основ в обґрунтованих випадках допускається виконувати графоаналітичними методами (круглоциліндричних чи ламаних поверхонь ковзання), якщо:

а) основа неоднорідна за глибиною і площею;

б) привантаження основи з різних сторін фундаменту неоднакове, при цьому інтенсивність більшого з них перевищує $0,5R$;

- в) споруда розташована на схилі або поблизу укосу;
- г) можливе виникнення нестабілізованого стану ґрунтів основи.

У всіх випадках, якщо на фундамент діють горизонтальні навантаження і основа складена ґрунтами в нестабілізованому стані, слід розраховувати фундамент на зрушення по підшві.

7.10.6 Розрахунок фундаменту на зрушення по підшві визначають виходячи з умови

$$\Sigma F_{s,a} \leq (\gamma_c \Sigma F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (7.9)$$

де $\Sigma F_{s,a}$ і $\Sigma F_{s,r}$ – суми проекцій на площину ковзання відповідно розрахункових сил, що зрушують і утримують, які визначають з урахуванням активного і пасивного тисків ґрунту на бічні грані фундаменту;

γ_c і γ_n – позначення ті самі, що у формулі (7.6).

7.10.7 Стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання ґрунтів необхідно перевіряти, якщо основа складена здимальними ґрунтами (підрозділ 9.7).

7.11 Критерії визначення розмірів підшви фундаментів

7.11.1 Визначення розмірів у плані підшви фундаменту виконують виходячи з його розрахунку за деформаціями основи з умови обмеження тисків на основу від розрахункових для II групи граничних станів навантажень, які слід визначати згідно з підрозділом 7.2.

7.11.2 Порядок розрахунку повинен включати: визначення навантажень згідно з підрозділом 7.2; визначення глибини закладання підшви фундаментів згідно з підрозділом 7.5; розрахунки попередніх розмірів підшви згідно з 7.11.3; розрахунки осідань згідно з підрозділом 7.6; коригування (за необхідності) розмірів фундаментів (ширини підшви, перерізу) за результатами розрахунків осідань.

7.11.3 Попередні розміри підшви фундаментів визначають виходячи з конструктивних міркувань або з умови обмеження тисків на основу від розрахункових для другої групи граничних станів навантажень табличними значеннями розрахункового опору ґрунту R_0 згідно з додатком Е.

7.11.4 Розміри позакентрово навантажених стовпчастих фундаментів колон виробничих будівель (у тому числі обладнаних мостовими кранами), фундаментів промислових споруд баштового типу слід призначати такими, щоб епюра тисків була трапецієподібною. Допускаються (за обґрунтування) трикутні епюри контактних напружень, у т.ч. вкороченої довжини, що означає кутовий відрив підшви фундаменту від ґрунту.

8 РОЗРАХУНКИ ФУНДАМЕНТІВ ЗА КОНСТРУКТИВНИМИ ОСОБЛИВОСТЯМИ ТА УМОВАМИ ВЗАЄМОДІЇ З ОСНОВОЮ

8.1 Фундаменти малоzagлиблені та мідного закладання

8.1.1 Проектування малоzagлиблених та мідного закладання фундаментів (згідно з розділом 5) слід виконувати в залежності від їх конструкції (5.9).

Розміри фундаментів слід призначати за розрахунками згідно з підрозділом 7.11.

8.1.2 При проектуванні фундаментів у складних умовах будівництва повинні враховуватися додаткові вимоги ДБН В.1.1-5, ДБН В.1.1-12, ДБН В.1.1-24, інших відповідних нормативних документів згідно з додатком А та розділами 9,10,11 цих Норм.

8.1.3 При визначенні навантажень, які діють на основу фундаментів, крім навантажень на обрізі фундаменту, що визначають згідно з підрозділом 7.2, слід додатково враховувати:

- власну вагу ґрунту на уступах;
- власну вагу фундаменту;
- навантаження на підлоги і проїзну частину поблизу фундаментів, які приймають за проектними даними, а за їх відсутності - 20 кПа для промислових будівель і 10 кПа для цивільних будинків.

8.1.4 Визначення розмірів у плані підшви фундаменту виконують згідно з підрозділом 7.11.

Конструкція перерізу залізобетонного фундаменту повинна задовольняти вимогам розрахунку за несучою здатністю (граничні стани першої групи) і за придатністю до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи), які приймають згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій.

Стовпчасті фундаменти під колони

8.1.5 Фундаменти під колони за властивостями ґрунтів основи повинні перевірятись розрахунками за:

- деформаціями основи - величиною середніх, крайових і кутових тисків; тиску на покриття сла-

бкого шару ґрунту; осідання (просідання) і крену - в усіх випадках;

- несучою здатністю основи - у випадках, встановлених 7.1.2.

Розрахунок конструктивних елементів (ступенів) стовпчастих фундаментів під колони за прогинами, як правило, не виконують.

8.1.6 Конструктивні елементи залізобетонних фундаментів під колони повинні перевірятись розрахунками за матеріалом конструкції згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій:

плитна частина

- на продавлювання під торцем колони, підколонника і ступенів;
- на розколювання при підколонниках стаканного типу;
- на прогин за згинальним моментом і поперечною силою;
- за зворотним моментом в зоні відриву підшви фундаменту від основи;
- за утворенням і шириною розкриття тріщин;

підколонник

- на косий позацентровий тиск суцільного перерізу;
- на згин стаканної частини по похилому перерізу;
- на зминання під торцем колони.

Стрічкові фундаменти

8.1.7 Стрічкові фундаменти повинні, як правило, розраховуватись як просторові конструкції на деформованій основі в складі системи "будівля - основа"(підрозділ 8.4).

Допускається їх розрахунок як перехресної системи балок під несучі стіни з узагальненою жорсткістю.

В обґрунтованих випадках та для будівель класу СС1 просторову розрахункову схему допускається розділяти на плоскі розрахункові схеми в поперечному і поздовжньому напрямках стрічкового фундаменту. При цьому для поперечного перерізу розрахунки виконують для фрагмента стрічкового фундаменту завдовжки 1 п. м.

8.1.8 Навантаження на стрічкові фундаменти слід визначати згідно з 8.1.3, для попередніх розрахунків навантаження допускається розподіляти за правилом вантажних площ.

8.1.9 Ширину підшви стрічкового фундаменту визначають згідно з підрозділом 7.11, при визначенні навантажень - згідно з 8.1.3, 8.1.8.

8.1.10 Стрічкові фундаменти під стіни в загальному випадку повинні перевірятись розрахунками за деформаціями основи згідно з підрозділом 7.6, при цьому визначають максимальні осідання в центральному перерізі і різниці осідань частин будинку, у т.ч. різниці осідань фундаментів, які перетинаються, якщо їх осідання визначались для фрагментів завдовжки 1 п. м. Згідно з 8.1.7.

8.1.11 Розрахунки конструктивних елементів стрічкових фундаментів за міцністю для I групи граничних станів виконують на розрахункові навантаження від: надземної частини на обрізі фундаменту та тих ділянок, що примикають (при їх розподілі згідно з 8.1.8); власної ваги фундаменту та ґрунту на уступах; активного і пасивного тиску ґрунту на стінову частину фундаменту; привантаження на підлоги і проїзну частину біля фундаменту.

Стрічкові фундаменти під колони повинні розраховуватись у поздовжньому напрямку виходячи з мінімальної жорсткості у вертикальній площині або з урахуванням змін висоти поперечного перерізу стрічки.

8.1.12 Розрахунок конструктивних елементів перерізу фундаменту за утворенням і розкриттям тріщин, а також за деформаціями (прогинами) виконують за розрахунковими для другої групи граничних станів навантаженнями згідно з 8.1.13.

Розрахунок плитної частини фундаменту в поперечному напрямку за деформаціями (прогинами), як правило, не виконують.

8.1.13 Конструктивні елементи стрічкового фундаменту повинні перевірятись розрахунками відповідно до норм на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій:

плитна частина

- на прогин у площині поперечного перерізу за згинальним моментом і поперечною силою;
- на прогин із крутінням у поздовжньому напрямку (тільки як складений переріз монолітного фундаменту);
- за утворенням і шириною розкриття тріщин;
- за прогинами у поздовжньому напрямку (тільки як складений переріз монолітного фундаменту);

стінова частина

- на прогин у вертикальній площині за згинальним моментом і поперечною силою (разом із пли-

тною частиною для монолітних фундаментів);

- на дію горизонтальних навантажень у поперечному напрямку (8.2.8);
- на дію горизонтальних навантажень від активного тиску ґрунту з урахуванням привантаження на підлоги і проїзну частину в поздовжньому напрямку,
- на вигин із крутінням для стрічкових фундаментів у виді перехресної системи балок чи балок-стінок;
- на стискальні напруження з урахуванням перерозподілу тисків на основу в результаті її нерівномірних осідань;
- на зминання під торцем колони;
- за утворенням і шириною розкриття тріщин;
- за прогинами у поздовжньому і поперечному напрямках.

8.1.14 Призначена з розрахунку за умов 8.1.9 ширина підшви фундаменту підлягає уточненню з умови забезпечення допустимих осідань і різниці осідань частин споруди.

8.1.15 При виконанні розрахунків стрічкових фундаментів як конструкцій на основі, що деформується, слід використовувати розрахункові навантаження і розрахункові характеристики матеріалів конструкцій і ґрунтів основи:

- для граничних станів першої групи, якщо результатами розрахунку є напруження (відпори) ґрунту, які використовують для розрахунку конструктивних елементів фундаменту за міцністю;
- для граничних станів другої групи, якщо результатами розрахунку є осідання фундаментів чи напруження (відпори) ґрунту, які використовують для розрахунку конструктивних елементів фундаменту за деформаціями (прогинами), за утворенням і шириною розкриття тріщин згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій.

Плитні фундаменти

8.1.16 Вимоги даного розділу поширюються на проектування і розрахунок крупнорозмірних (шириною $b \geq 10$ м чи діаметром $d \geq 10$ м) залізобетонних плитних фундаментів об'єктів різних конструктивних систем і призначення, I і II рівнів відповідальності, що зводяться на природних ґрунтових основах.

8.1.17 Розміри в плані плитного фундаменту попередньо, для підготовки вихідної інформації до спільного розрахунку основи, плитного фундаменту і надфундаментної (надплитної) частини споруди, визначають за габаритами надфундаментної будівлі з додаванням консольних ділянок та урахуванням умови формули (7.4).

Глибина закладання плитного фундаменту повинна призначатись згідно з підрозділом 7.5; вона приймається по низу бетонної підготовки.

8.1.18 Зусилля в плитному фундаменті і його деформації слід визначати, як правило, з розрахунку системи "основа - плитний фундамент - споруда".

8.1.19 Навантаження на споруди і впливи основи на фундамент повинні призначатись згідно з підрозділом 7.2 та урахуванням розрахункових ситуацій.

8.1.20 Розрахункова модель (розрахункова схема) плитного фундаменту у залежності від співвідношень розмірів поперечних перерізів повинна прийматись на основі теорії пластин, що згинаються, тонких, середньої товщини, товстих.

8.1.21 Розрахункову модель основи плитного фундаменту слід приймати згідно з підрозділом 7.6 та Д.31 – Д.40.

8.1.22 Для вивчення сумісних деформацій основи і споруди слід застосовувати окремі види просторових моделей основи або контактні моделі і використовувати програмні комплекси, які реалізують методи числового аналізу, що пройшли сертифікацію.

8.1.23 При розрахунку плитного фундаменту споруди слід застосовувати розрахункову модель основи, що характеризується змінним коефіцієнтом жорсткості, враховує неоднорідність основи в плані і по глибині, розподільну здатність основи.

8.1.24 Характеристики жорсткості (піддатливості) моделі основи допускається одержувати з використанням фундаментальних рішень про дію вертикальних і горизонтальних напружень на однорідний і неоднорідний (шаруватий, з модулем, що змінюється по глибині) лінійно-деформований півпростір; середні осідання плитного фундаменту визначати за методом, наведеним у додатку Д.

Примітка. При проектуванні плитних фундаментів на штучних основах характеристики жорсткості основи слід визначати згідно з розділом 15.

8.1.25 При визначенні сумісних деформацій основи і споруди з застосуванням моделі основи у

вигляді тривимірного півпростору його розміри повинні бути такими, щоб границі мало впливали на результати аналізу досліджуваних характеристик (напружень, деформацій, переміщень тощо).

У розрахункових ситуаціях, де розглядаються впливи (гідрологічні, геотехнічні, техногенні) на основу, як правило, повинні враховуватись способи навантаження, зміни властивостей ґрунтів основи і нелінійні властивості їх деформування.

Необхідні вхідні параметри, визначення яких не передбачене стандартними методами, встановлюють за спеціальним завданням згідно з 4.5.

8.1.26 При сумісному розрахунку системи "основа - плитний фундамент – надфундаментна частина споруди" у залежності від конструктивної системи надземної будови допускається приймати надфундаментну частину як жорсткий штамп (наприклад, безкаркасні будівлі з частим розташуванням поперечних стін при $H/L \geq 0,75$) чи не враховувати її жорсткість (наприклад, одноповерхові каркасні та багатоповерхові будівлі з металевим каркасом).

8.1.27 Сумісну деформацію основи і плитного фундаменту слід розглядати в розрахункових ситуаціях за характеристиками граничних станів згідно з 7.6.5.

8.1.28 Плитний фундамент за несучою здатністю основи розраховують у випадках, зазначених у 7.1.2.

8.1.29 Плитний фундамент слід перевіряти згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій на міцність, продавлювання підколонниками і стінами при всіх можливих схемах продавлювання, за утворенням і розкриттям тріщин.

8.1.30 Крен плитних фундаментів (споруд у цілому) складної конфігурації в плані повинен обчислюватись числовими методами з урахуванням:

- типу (виду), форми і заглиблення фундаменту;
- навантажень (вертикальних, горизонтальних, моментних), що діють на фундамент, і способу їх прикладання;
- фізико-механічних, у т.ч. міцнісних властивостей ґрунтів основи;
- геотехнічних впливів;
- впливу сусідніх фундаментів і навантажень на прилеглі площі;
- збільшення ексцентриситетів навантажень через нахил, вигин фундаменту (споруди).

Для плитних фундаментів, що мають просту форму (прямокутних, круглих, кільцевих) і розташовані на однорідній основі, крени можуть визначатись за формулами додатка Д.

8.2 Фундаменти заглиблені

8.2.1 Вимоги даного розділу розповсюджуються на основні принципи розрахунків заглиблених фундаментів (згідно з класифікацією розділу 5) і підземних частин (стіни підвалів та підземних поверхів, у т.ч. просторово-рамні системи) споруд, що зводяться відкритим способом у котловані.

8.2.2 Характеристики ґрунтів основи заглиблених фундаментів слід визначати з урахуванням глибини розташування частин фундаментів, що проектується.

8.2.3 При розрахунку контактних (нормальних і дотичних) напружень на контакті фундаментів і підземних частин споруд із ґрунтовою основою вибір розрахункових моделей конструкцій і основи слід визначати згідно з підрозділом 8.4.

8.2.4 Визначення активного тиску на огорожувальні конструкції заглибленої частини споруд слід виконувати згідно з розділами 12, 13.

8.2.5 Бічний тиск на огорожувальні конструкції підземних частин споруд слід визначати з урахуванням особливостей інженерних та гідрогеологічних умов, способу зведення, глибини, конструктивних особливостей споруди. При цьому слід урахувати:

- можливі перевищення вертикальним тиском ґрунту значень побутового тиску від власної ваги ґрунту зворотної засипки, що ущільнюється;
- збільшення тиску і горизонтальних зміщень за рахунок додаткових навантажень на поверхні;
- зміни напружено-деформованого стану масиву ґрунту і характеристик ґрунтів за рахунок прогнозованих змін гідрогеологічного режиму ділянки забудови і прилеглої території.

8.2.6 Стінова частина заглибленого стрічкового, плитного або просторово-рамного фундаменту будівлі з підвалом та/чи підземними поверхами повинна розраховуватись на дію активного тиску ґрунту, що визначають із коефіцієнтом надійності за навантаженням для першої групи граничних станів.

Допускається (в обґрунтованих випадках) проведення розрахунків за перерізами, розглядаючи роботу поперечного перерізу фундаменту (фрагмента) завдовжки 1 п. м.

Розрахункові зусилля в стіновій частині слід визначати: у стадії монтажу (за відсутності навантажень від надземної конструкції); у стадії експлуатації при дії повних навантажень; те саме, при дії

тільки постійних навантажень. У стадії монтажу при визначенні активного тиску ґрунту на стінову частину слід урахувувати навантаження від роботи технологічних машин і механізмів. У стадії експлуатації враховують розрахункові навантаження на підлоги і проїзну частину.

8.2.7 Основу стрічкового фундаменту будівлі з підвалом та підземними поверхами слід перевіряти на стійкість при дії розрахункових навантажень для першої групи граничних станів.

Допускається проведення розрахунків за перерізами згідно з 8.2.6. У цьому випадку розрахункову схему втрати стійкості основи допускається приймати у формі круглоциліндричної поверхні ковзання, що проходить через крайню точку підшви фундаменту, з центром у точці перетинання внутрішньої поверхні стінової частини з низом перекриття над підвалом чи підземним поверхом.

Крім цього, основа стрічкового фундаменту підлягає перевірці на зрушення по підшві від дії горизонтальних навантажень, включаючи навантаження від активного і пасивного тиску ґрунту.

8.2.8 При розрахунку заглиблених стрічкових фундаментів під стіни допускається враховувати їх сумісну роботу зі стінами з використанням розрахункових схем у вигляді балок узагальненої жорсткості.

Узагальнені згинальну і зсувну жорсткості стіни разом зі стрічковим фундаментом обчислюють із використанням гіпотези плоских перерізів як величини, пропорційні узагальненим зусиллям у перерізах, що викликають одиничні деформації цих перерізів. Розподіл узагальнених зусиль між конструкціями фундаментів і надземної частини здійснюють пропорційно жорсткостям конструктивних елементів.

8.2.9 Прогноз змін напружено-деформованого стану ґрунтового масиву при проектуванні слід виконувати шляхом математичного моделювання з використанням моделей згідно з підрозділом 8.4.

8.3 Фундаменти глибокого закладання

8.3.1 Вимоги 8.3.2-8.3.4 розповсюджуються на основні принципи розрахунків фундаментів глибокого закладання (згідно з класифікацією розділу 5) у вигляді систем паль, об'єднаних просторовими ростверками згідно з 5.9.

8.3.2 Розрахунки фундаментів глибокого закладання, які разом з основою складають просторову систему, слід виконувати числовими методами з формуванням просторової розрахункової моделі споруди згідно з 8.4.

8.3.3 Розрахункову модель фундаментів глибокого закладання слід представляти у вигляді комбінованої системи "палі - ростверк - основа". Модель конструктивних елементів системи повинна враховувати їх просторову жорсткість. Сумісну роботу паль і ростверків з основою моделюють по всіх контактних поверхнях згідно з підрозділом 8.4.

8.3.4 З застосуванням системи "палі - ростверк - основа" розраховують конструктивні елементи комбінованого фундаменту за несучою здатністю і деформаціями основи згідно з вимогами зміни №1 та №2 цих норм.

Стіни у ґрунті

8.3.5 Залізобетонні конструкції стіни у ґрунті лінійні у плані за винятком траншейних фундаментів працюють як підпірні стіни.

При розрахунку конструкцій, що зводяться способом "стіна у ґрунті", слід враховувати навантаження і впливи, які виникають в умовах будівництва та експлуатації.

При цьому слід враховувати наступні фактори: відпорний тиск ґрунту при бетонуванні їх у траншеї, бічний тиск від ваги ґрунту і тимчасового навантаження на поверхні, гідростатичний тиск ґрунтових вод, експлуатаційні навантаження, взаємодія з анкерами, розпирками (при їх встановленні).

8.3.5.1 Для визначення зусиль і переміщень в елементах стіни у ґрунті необхідно проводити розрахунки системи "підпірна стіна - споруда - ґрунт". Стіна моделюється як конструкція, що взаємодіє з пружнопластичною основою. Розрахунок проводиться числовими методами, ґрунт моделюється як вказано у додатку П цих норм. У розрахунку враховують неоднорідність нашарувань ґрунту і податливість опор.

8.3.5.2 Особливість розрахунку полягає у тому, що на першому етапі до початку розроблення котловану у стіні не змінюється напружено-деформований стан, у подальшому слід визначати найбільш несприятливі впливи на різних етапах зведення стіни в ґрунті і виймання ґрунту.

8.3.5.3 Загальна глибина стін у ґрунті визначається глибиною споруди плюс необхідна величина закладання у ґрунт нижче дна котловану у будівельний період.

8.3.5.4 При проектуванні стін у ґрунті в залежності від гідрогеологічних умов будівельного майданчика для визначення глибини закладання стіни необхідно враховувати стан ґрунтів у зоні розташування підземної частини споруди:

при сухих і водонасичених ґрунтах і відсутності водотривкого шару глибина закладання стіни у ґрунт визначається статичним розрахунком;

при водонасичених ґрунтах і відносно неглибокому розташуванні водотривкого шару при розрахунковому визначенні глибини закладання у ґрунт слід враховувати також можливість заглиблення у водотривкий шар.

8.3.5.5 Величина заглиблення у водотривкий шар повинна забезпечувати можливість видалення ґрунту з середини огороження без застосування водовідливу або водозниження.

Глибина закладання визначається розрахунком, але повинна бути не менше 0,5-1,0 м при заглибленні у скельні ґрунти, тверді глини і щільні піски. При цьому слід перевіряти розрахунком можливість прориву напірними водами водотривкого шару.

8.3.5.6 Споруди, що розташовуються нижче горизонту підземних вод, після влаштування днища слід розраховувати на спливання у будь-яких ґрунтах, за винятком випадку, коли під днищем передбачено постійно діючий дренаж.

8.3.5.7 Проектування "стін у ґрунті" для територій зі складними інженерно-геологічними умовами (підроблювані, сейсмонебезпечні, закарстовані, підтоплювані, зсувонебезпечні території; просідаючі, набрякливі, водонасичені, елювіальні, засолені, насипні, намивні, здимальні ґрунти) слід виконувати з урахуванням дій і впливів на конструкції ґрунтового середовища та змін його властивостей згідно з вимогами відповідних розділів цих норм.

Опускні колодязі

8.3.6 Розрахунки при проектуванні колодязів повинні проводитись на найбільш несприятливі поєднання навантажень і впливів як для умов будівництва, так і експлуатації споруди.

8.3.6.1 Для умов будівництва повинні виконуватись розрахунки за схемами, які враховують:

- міцність колодязя за наявності тільки зовнішніх стін;
- міцність колодязя чи першого ярусу при знятті з тимчасової основи, зануренні колодязя. За результатами розрахунків устанолюється необхідність влаштування перегородок чи розпірок;
- міцність колодязя при розрахунках за схемами, які враховують наявність зовнішніх стін і днища;
- міцність днища і ножа з урахуванням можливих перекосів при опусканні колодязя;
- спливання колодязя;
- стійкість колодязя на зсув і перекидання (при розробленні однобічних виробок, якщо це передбачено проектом).

Для умов експлуатації опускні колодязі повинні розраховуватись на:

- визначення необхідної ваги для перебільшення сил тертя ґрунту об стіни колодязя при його зануренні;
- на спливання колодязя;
- стійкість на зсув споруд, що розташовуються на схилі;
- міцність конструкцій стін, внутрішніх перегородок, ножа, залізобетонної плити чи бетонної підлоги;
- стійкість на зсув по підшві на перекидання і загальну стійкість разом з основою - при значних однобічних навантаженнях.

8.3.6.2 Розрахунки слід виконувати на розрахункові навантаження, що діють на різні елементи колодязя: сили тертя при зануренні колодязя, горизонтальний тиск ґрунту та води на стіни колодязя, власну вагу стін і перегородок колодязя, навантаження на днище та ніж.

8.3.6.3 Основні розміри у плані і глибину занурення опускного колодязя визначають:

при його використанні для влаштування підземної частини споруди - необхідними внутрішніми розмірами і висотним положенням підземних конструкцій;

при використанні у якості глибокого фундаменту - за розрахунком його на дію експлуатаційних навантажень.

8.3.6.4 Стіни опускних колодязів розраховують на дію бічних горизонтальних сил активного тиску ґрунту, якщо колодязь влаштовують із водовідливом - то і на дію тиску води.

8.3.6.5 Колодязі, що опускають в обводнених ґрунтах без водовідливу та заповнюють бетоном не на усю висоту з влаштуванням тільки водонепроникливого днища, повинні також розраховуватись і на тиск води, який виникає після відкачування її з колодязя.

8.3.6.6 Власну вагу колодязя при роботах без водовідливу визначають з урахуванням важувальної дії води.

8.3.6.7 При зануренні колодязя слід враховувати напруження розтягування внаслідок можливого перекоосу, за якого верхня частина може бути затиснута у ґрунті, а нижня при видаленні з неї ґрунту - опиниться у підвішеному стані.

8.3.6.8 Скошену (ножову) нижню частину оболонки слід розраховувати як консоль, що затиснута у нижній нескошеній частині оболонки.

Розрахунок консолі слід виконувати на наступні випадки завантаження:

- момент початку опускання, коли із зовнішнього боку ґрунту немає, а з внутрішнього боку на ніж діє тиск ґрунту на усю скошену грань. У цьому випадку консоль розраховується на дію пасивного

тиску ґрунту, що заходиться всередині оболонки і діє на усю внутрішню скошену поверхню консолі.

- момент, коли колодязь опущено на проекту позначку, ґрунт під ножем видалений. У цьому випадку консоль розраховується на повний активний тиск ґрунту і тиск води, що діє на зовнішню частину консолі.

8.3.6.9 Якщо стіни колодязя до початку встановлення його на ґрунт виготовляються не одразу на всю висоту, то нижню секцію розраховують на згин у процесі зняття її з підкладок.

8.3.6.10 Стіни колодязя, що входять до складу несучої огорожувальної конструкції підземної частини споруди, які будуть використовуватись у якості опори для перекриттів, обладнання тощо, повинні розраховуватись на дію відповідних експлуатаційних навантажень.

8.3.6.11 Розрахунок колодязів слід виконувати згідно з вимогами розділу 5 СНиП 2.09.03 та даного підрозділу.

8.3.6.12 Проектування опускних колодязів для територій зі складними інженерно-геологічними умовами слід виконувати з врахуванням дій і впливів на конструкції ґрунтового середовища і змін його властивостей згідно з вимогами відповідних розділів цих норм.

ФПЧ, що зводяться способом "зверху-вниз"

8.3.7 Розрахунок підземної фундаментно-підвальної частини (ФПЧ), що зводиться способом "зверху-вниз", слід виконувати шляхом складання просторової розрахункової моделі ФПЧ згідно з вимогами підрозділу 8.4 цих норм.

8.3.7.1 Розрахункові схеми ФПЧ, що зводяться способом "зверху-вниз", повинні враховувати особливості цього способу, такі як поетапність і черговість будівельно-монтажних робіт, що впливають на формування і передачу навантажень.

8.3.7.2 При проектуванні ФПЧ, що зводиться способом "зверху-вниз", у складних інженерно-геологічних умовах слід передбачати додаткові зв'язки та інші способи, що забезпечують вертикальність паль-колон і обмеження відхилень, особливо при включенні їх до складу постійних несучих конструкцій.

Розрахунок споруд, що зводяться способом "вверх-вниз", з ФПЧ що зводиться способом "зверху-вниз", слід виконувати шляхом складання просторової розрахункової моделі системи "споруда - ФПЧ - основа". При цьому складні інженерно-геологічні умови слід враховувати згідно з вимогами ДБН В 1.1-5 та цих норм.

8.4 Розрахунки системи "основа - фундамент - споруда"

8.4.1 Для розрахунку взаємодії споруди, фундаменту та основи слід формувати просторову розрахункову модель системи "основа - фундамент - споруда" з дотриманням таких принципів:

- розрахункова модель повинна забезпечувати роботу системи і її аналіз у розрахункових ситуаціях, які відповідають вимогам стандартів і завдання на проектування;
- модель повинна найбільш повно враховувати вхідні параметри конструктивних рішень наземних, фундаментно-підвальних частин будівлі (споруди) і ґрунтової основи, а також можливість їх змін у процесі будівництва та експлуатації;
- модель основи слід представляти у вигляді фрагмента півпростору, частіше з моделюванням плоскими або просторовими скінченними елементами, або через характеристики жорсткості основи, які визначають із застосуванням замкнених рішень про розподіл напружень у півпросторі;
- встановлені межі масиву моделі основи в першому випадку повинні бути поза межею впливу деформацій від фундаментів споруди, а в другому - обмежуватись затуханням напружень і літологічною будовою основи, якщо вона складена ґрунтами з особливими властивостями;
- ступінь дискретизації моделі основи повинен забезпечувати можливість моделювання меж шарів та лінз із різними властивостями ґрунту і задавати параметри особливих впливів;
- у розрахункову модель основи слід включати фактичне розташування розвіданих шарів ґрунту, дійсне розташування рівня підземних вод, у випадку необхідності - наявності місць виїмки ґрунту, зони локального обводнення ґрунту тощо;
- характеристики матеріалів слід призначати з урахуванням нелінійного характеру деформування (наприклад, використання критеріїв оцінки переходу ґрунту у стан пластичності, моделі в'язкопружного деформування тощо);
- розрахункова модель повинна передбачати виключення розтягнутих зв'язків між фундаментом та ґрунтовим масивом;
- ділянки розрахункової моделі, де перевищені значення характеристики міцності матеріалів, слід моделювати зниженням величин відповідних жорсткостей або виключенням із розрахунку відповідних скінченних елементів;
- геометричні характеристики перерізів елементів будівлі, включаючи фундамент, слід призначати з урахуванням допусків (приймати мінімальні значення) та/чи пошкоджень (приймати характеристики перерізів із дефектами);
- всі зовнішні і внутрішні зв'язки та граничні умови слід моделювати згідно з 8.4.2 .

8.4.2 Розрахункову модель системи "основа - фундамент - споруда" слід, як правило, представляти у вигляді просторових підструктур - основних моделей підсистем: основи, фундаменту і надфундаментної частини споруди.

При об'єднанні (з'єднанні) підсистем у повну систему "основа - фундамент - споруда" необхідно, щоб на їх межах задовольнялись умови сумісності переміщень основи і фундаменту, фундаменту і надфундаментної частини будівлі чи споруди та умови рівноваги зусиль (напружень), що діють на основу і фундамент, на фундамент і будівлю або споруду.

Для розрахунку основних підсистем можуть застосовуватись методи розділення на підсистеми (суперелементи) більш низьких рівнів із використанням методів пониження порядку рівнянь.

8.4.3 Для розрахунків слід застосовувати програмні засоби і комплекси, що пройшли сертифікацію.

8.4.4 Розрахункова модель, складена згідно з 8.4.1, може використовуватись при моніторингу згідно з 19.3. У цьому випадку проводять оперативну зміну параметрів моделі (наприклад, введення конструкцій підсилення, зростання вимушених деформацій) та коригування гідрогеологічних умов, що дозволяє отримувати нові дані про напружено-деформований стан масиву ґрунту та споруди при їх взаємодії.

8.5 Палі і пальові фундаменти

8.5.1 Класифікація і номенклатура паль. Види пальових фундаментів

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

8.5.1.2 За способом заглиблення у ґрунтову основу і матеріалом розрізняють палі:

а) забивні залізобетонні, дерев'яні і металеві, що занурюють у ґрунтову основу без виїмання ґрунту за допомогою палейних механізмів, віброзанурювачів, вібровдавлювальних і вдавлювальних пристроїв;

б) набивні бетонні і залізобетонні, що влаштовують у ґрунтовій основі шляхом укладання бетонної суміші в порожнини, утворені в результаті: примусового витіснення ґрунту (буроін'єкційні), буріння з утворенням свердловин (бурові) або екскавації ґрунту грейфером із прямокутних отворів (барети); у порожнини можуть бути встановлені залізобетонні елементи;

в) палі-оболонки залізобетонні, що заглиблюють віброзанурювачами без виїмання або з частковим виїманням ґрунту і не заповнюють бетонною сумішшю (забивні), а також із виїмкою ґрунту і заповненням частково або повністю бетонною сумішшю (набивні);

г) ґрунтоцементні, що влаштовують у ґрунтовій основі шляхом перемішування ґрунту з водоцементною суспензією за струменевою або бурозмішувальною технологіями;

д) гвинтові;

е) бурозагвинчувані (бурогвинтові).

8.5.1.3 За умовами взаємодії з ґрунтовою основою, в залежності від властивостей ґрунтів під нижніми кінцями, внаслідок чого складається відповідна розрахункова схема, палі слід поділяти на палі-стояки і висячі.

До паль-стояків належить відносити палі всіх видів, що прорізають слабкі шари ґрунту і передають навантаження нижнім кінцем на практично нестисливі (скельні) або малостисливі (напівскельні) ґрунти.

Примітка. До малостисливих ґрунтів відносять великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем середньої щільності і щільним, а також глини твердої консистенції у водонасиченому стані з модулем деформації $E \geq 50$ МПа.

Сили тертя (опору ґрунтів) по бічній поверхні паль-стояків (за винятком, коли вони є довантажувальними силами) у розрахунках несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи на стискувальне навантаження допускається не враховувати.

До висячих паль слід відносити палі всіх видів у стисливих ґрунтах, які передають навантаження в ґрунти основи бічною поверхнею і нижнім кінцем.

8.5.1.4 Забивні залізобетонні палі і палі-оболонки слід поділяти:

а) за способом армування – на палі і палі-оболонки з ненапруженою поздовжньою арматурою з поперечним армуванням і на попередньо напружені із стрижньовою або дротяною поздовжньою арматурою (з високоміцного дроту або арматурних канатів) з поперечним армуванням і без нього;

б) за формою поперечного перерізу – на палі квадратні, прямокутні, трикутні, ромбоподібні, круглі, таврового і двотаврового перерізів, квадратні з круглою порожниною, порожнисті круглого перерізу і отвору;

в) за формою поздовжнього перерізу – на призматичні і з похилими бічними гранями (пірамідальні, трапецеїдальні);

г) за конструктивними особливостями – на палі суцільні і складені (з окремих секцій);

д) за конструкцією нижнього кінця – на палі із загостреним або плоским нижнім кінцем, із плоским або об'ємним розширенням (булавоподібні) і на порожнисті палі із закритим або відкритим нижнім кінцем, з розширенням, утвореним механізмами, або з камуфлетною п'ятою, а також з нижнім кінцем, що збільшується в кількості (коренеподібні).

Номенклатура забивних залізобетонних паль наведена у ДСТУ Б В.2.6-65, ГОСТ 19804.5, ГОСТ 19804.6 та серіях: 1.011.1-10 вип. 1, 8; 3.015-5, 1.821.1-2.

8.5.1.5 Набивні палі за способом влаштування поділяють на:

а) набивні, що влаштовують шляхом занурення інвентарних труб, нижній кінець яких закритий башмаком, що залишається в ґрунті, або бетонною пробкою з подальшим витяганням цих труб у міру заповнення свердловин бетонною сумішшю;

б) набивні віброштамповані, що влаштовують у свердловинах або порожнинах прямокутного поперечного перерізу шляхом їх заповнення жорсткою бетонною сумішшю, що ущільнюється віброштампом у вигляді труби із загостреним нижнім кінцем і закріпленням на ній віброзанурювачем;

в) набивні у виштампованому ложі, що влаштовують шляхом виштампування в ґрунті порожнин пірамідальної або конусної форми з подальшим заповненням їх бетонною сумішшю.

8.5.1.6 Бурові палі за способом влаштування поділяють на:

а) буронабивні суцільного перерізу, у т.ч. буросічні з розширеннями і без них, що влаштовують:

- без кріплення стінок свердловин – у стійких ґрунтах;
- із кріпленням стінок свердловин глинистим розчином – у нестійких ґрунтах;
- із кріпленням стінок свердловин інвентарними обсадними трубами, які витягують, – в глинистих нестійких і піщаних маловологих ґрунтах;
- із кріпленням стінок свердловин інвентарними обсадними трубами, що витягують, чи глинистим розчином – у нестійких водонасичених піщаних ґрунтах;

б) буронабивні порожнисті круглого перерізу, що влаштовують із застосуванням багатосекційного вібросердечника;

в) буронабивні з ущільненим нижнім кінцем, що влаштовують шляхом втрамбування в забій свердловини щебеню або жорсткого бетону;

г) буронабивні з камуфлетною п'ятою під нижнім кінцем, що влаштовують шляхом буріння свердловин із подальшим утворенням розширення вибухом і заповненням свердловин бетонною сумішшю;

д) буроін'єкційні палі:

1) малих діаметрів (0,3 м і менше), що влаштовують у пробурених свердловинах шляхом нагнітання (ін'єкції) дрібнозернистої бетонної суміші або цементно-піщаного розчину через порожнистий шнек;

2) те саме, що і д1 з ущільненням навколопального ґрунту шляхом обробки свердловини за розрядно-імпульсною технологією (палі РІТ);

3) великих діаметрів (понад 0,3 м), що влаштовують як у стійких, так і нестійких ґрунтах, шляхом забурювання у ґрунт порожнистого шнека на проектну глибину з подальшим заповненням свердловини бетонною сумішшю, яка подається бетононасосом у процесі під-

йому шнека через клапан у нижньому торці шнека.

В основах, що містять глинисті ґрунти текучопластичної або текучої консистенції, застосування буроін'єкційних паль великого діаметра повинно бути обґрунтовано даними випробувань пробних паль, які підтверджують можливість якісного формування стовбура паль у цих ґрунтах.

Застосування буроін'єкційних паль великих діаметрів у водонасичених нестійких ґрунтах поряд з існуючими будівлями допускається тільки при виконанні заходів, що виключають деформації цих будівель внаслідок виносу ґрунту (механічної суфозії) із основи існуючих фундаментів;

е) палі-стовпи, що влаштовують шляхом буріння свердловин із розширенням або без нього, укладання в них цементно-піщаного розчину і опускання в свердловини циліндричних або призматичних елементів суцільного перерізу (прокату);

ж) буроопускні палі з камуфлетною п'ятою під нижнім кінцем, які відрізняються від буронабивних паль із камуфлетним нижнім кінцем (див. "г") тим, що після утворення камуфлетного розширення і заповнення його бетоном у свердловину опускають збірну залізобетонну палю;

и) буронабивні з розширеним нижнім кінцем, порожнину під яку влаштовують фрезовим розширювачем;

к) ґрунтоцементні, які виготовляються за бурозмішувальною чи струменевою технологіями для влаштування пальової основи.

Примітка 1. Застосування ґрунтоцементних паль, які виготовляють за струменевою технологією, не допускається у просідаючих ґрунтах.

Примітка 2. Обсадні труби допускається залишати в ґрунті у наступних випадках: при влаштуванні буронабивних паль у пластах ґрунтів із швидкістю фільтраційного потоку понад 200 м/доб, при застосуванні буронабивних паль для закріплення активних зсувів за наявності відповідного обґрунтування.

8.5.1.7 Дерев'яні палі виготовляють із колод (брусів) хвойних порід діаметром 22-34 см, завдовжки 6,5 м і 8,5 м у відповідності з вимогами ГОСТ 9463.

8.5.1.8 У стикованих по довжині і в пакетних дерев'яних палях стики колод або брусів здійснюють упритул, перекривають їх металевими накладками або патрубками і розташовують врозбіг на відстані один від одного не менше 1,5 м.

8.5.1.9 Пальові фундаменти проєктують відповідно до конструктивної схеми споруди і розрізняють за конструкцією в залежності від способу об'єднання у плані голов паль ростверком і відповідною розрахунковою схемою на:

а) палі-колони;

б) одиночні палі з оголовком під окремо розташовані опори;

в) пальові стрічки – пальово-стрічкові фундаменти зі стрічковим ростверком під стіни і колони споруд із розташуванням паль в один, два і більше рядів;

г) групи паль – пальові фундаменти під колони чи стовпи зі стовбчастим або плитним ростверком і розташуванням паль у плані прямокутної, трикутної, трапецієподібної та інших форм;

д) пальово-плитні фундаменти – пальові фундаменти під усю споруду з розташуванням паль у відповідності з розташуванням вертикальних несучих конструкцій і об'єднанням голів паль суцільною плитою-ростверком (можливо з отворами), розташованою на ґрунтовій основі.

Під пальовими угрупованнями розуміють:

е) пальове поле – велика група паль, призначена для передачі частини навантажень від пальового фундаменту в основу, або як пальову основу, призначену для її укріплення;

ж) пальові "стінки" – утримуючі конструкції стін котлованів або відсікаючі стіни (екрани) між фундаментами споруд в умовах щільної забудови.

8.5.1.10 Сполучення пальового ростверка з палями допускається виконувати як шарнірним, так і жорстким.

Шарнірне сполучення слід застосовувати:

- у звичайних умовах при вертикальних навантаженнях;
- при дії горизонтальних навантажень (сейсміка, вітер тощо) для зменшення згинальних моментів у палях;
- у складних інженерно-геологічних умовах, де можливі просідання основи від власної ваги ґрунту при зміні вологості.

Жорстке сполучення пальового ростверка з палями слід виконувати у разі, коли:

- а) стовбури паль розташовуються в слабких ґрунтах (пухких пісках, глинистих ґрунтах текучої консистенції, мулах, торфах тощо);
- б) вертикальне навантаження, яке передається на палю, прикладене до неї з ексцентриситетом, що виходить за межі її ядра перерізу;
- в) на палю діють горизонтальні навантаження, переміщення від яких при вільному спиранні (на палову основу) виявляються більше граничних для проекрованої будівлі або споруди (далі за текстом споруд);
- г) у фундаменті є похилі або складені вертикальні палі;
- д) палі працюють на висмикувальні навантаження.

8.5.2 Проектування паль і пальових фундаментів Загальні вимоги

8.5.2.1 Проектування паль і пальових фундаментів споруд слід виконувати з урахуванням конструктивно-планувальних рішень їх несучих конструкцій, результатів інженерно-геологічних вишукувань для будівництва з урахуванням особливостей для пальових фундаментів згідно з ДБН А.2.1-1, загальних вимог до проектування основ і фундаментів згідно з ДБН В.2.1-10, особливостей ґрунтових основ і територій з особливими умовами відповідно до ДБН В.1.1-5, ч. І і ч. ІІ та класу відповідальності об'єкта згідно з ДБН В.1.2-14.

8.5.2.2 Проектування пальових фундаментів повинно включати обґрунтований вибір конструкції, матеріалу і глибини закладання паль у відповідності з інженерно-геологічними умовами, конструктивною схемою споруди, класифікацією паль і пальових фундаментів згідно з підрозділом 8.5.1 на підставі визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи згідно з 8.5.3 та матеріалу конструкцій паль і ростверків згідно з вимогами до проектування залізобетонних конструкцій та деформацій пальових фундаментів згідно з підрозділом 8.5.4.

8.5.2.3 Кількість паль у фундаменті слід призначати з умови максимального використання міцності їх матеріалу при розрахунковому навантаженні, що допускається на палю за властивостями ґрунтової основи, з урахуванням допустимих перевантажень крайніх паль у фундаменті.

Вибір конструкції і розмірів паль повинен здійснюватися з урахуванням значень і напрямку дії навантажень на фундаменти (у тому числі технологічних навантажень), а також технології зведення споруди.

8.5.2.4 Шарнірне сполучення ростверка з палями повинно враховуватися в розрахунках умовно як шарнірне сполучення і при монолітних ростверках повинно виконуватися шляхом закладання голови палі в ростверк на глибину 5–10 см без армування.

Примітка. При невеликих (400 кН і менше) вертикальних навантаженнях допускається вільне спирання ростверка на вирівняну цементним розчином поверхню голови палі.

8.5.2.5 Жорстке сполучення залізобетонних паль із монолітним залізобетонним ростверком слід передбачати із закладанням голови та арматури палі в ростверк відповідно до вимог норм на проектування залізобетонних конструкцій.

8.5.2.6 Палі в групі паль позацентрово навантаженого фундаменту слід розміщувати так, щоб рівнодійна постійних навантажень, що діють на фундамент, проходила якомога ближче до центра тяжіння плану паль (рівнодійної опору групи).

8.5.2.7 Для сприйняття вертикальних навантажень і згинальних моментів, а також горизонтальних навантажень (залежно від їх значення і напрямку) слід передбачати вертикальні, похилі і козлові палі.

Нахил паль не повинен перевищувати значень, вказаних у таблиці 8.5.2.1.

Таблиця 8.5.2.1 – Відносні значення нахилу паль

Нахил забивних паль діаметром менше 1,0 м	Нахил бурових паль і паль-оболонки діаметром, м			
(відносні значення вертикальної проекції довжини палі віднесені до її відхилення від вертикалі)				
	1,0-1,2	1,6	2,0	3,0
1:1	4:1	5:1	6:1	7:1

8.5.2.8 Відстані між осями паль всіх типів вибирають з міркувань конструктивної доцільності. Прийняте рішення обґрунтовують розрахунками за першою і другою групами граничних станів.

Відстань між похилими або між похилими і вертикальними палями в рівні підшви ростверка слід приймати виходячи з конструктивних особливостей фундаментів і забезпечення їх надійного заглиблення в ґрунт, армування і бетонування ростверка.

8.5.2.9 Вибір довжини паль повинен виконуватися залежно від ґрунтових умов будівельного майданчика, рівня розташування підшви ростверка з урахуванням можливостей устаткування для влаштування пальових фундаментів.

Нижній кінець паль, як правило, слід заглиблювати в міцні ґрунти, прорізаючи слабкіші нашарування ґрунтів, при цьому заглиблення забивних паль у ґрунти, прийняті за основу під їх нижніми кінцями, має бути у великоуламкові, гравелісті, крупні і середньої крупності піщані, глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,1$ – не менше ніж 0,5 м, а в інші нескельні ґрунти – не менше ніж 1,0 м. Зупиняти (розташовувати) нижній кінець (вістря або п'яту) паль у глинистих ґрунтах із показником текучості $I_L \geq 0,6$ або в структурно нестійких ґрунтах (здатних до просідання при замочуванні) не допускається.

8.5.2.10 Глибину закладання підшви пальового ростверка слід призначати залежно від конструктивних рішень підземної частини будівлі або споруди (наявності підвалу, технічного підпілля) і проекту планування території (зрізанням або підсипанням), а також висоти ростверка, визначеної розрахунком.

8.5.2.11 Для фундаментів мостів підшву ростверка слід розташовувати вище або нижче за поверхню акваторії, її дна або поверхні ґрунту за умови забезпечення розрахункової несучої здатності і довговічності фундаментів, виходячи з місцевих кліматичних умов, особливостей конструкції фундаментів, забезпечення вимог судноплавства і лісосплаву, надійності заходів щодо ефективного захисту паль від несприятливого впливу знакозмінних температур середовища, льодоходу, впливу тертя донних відкладень, що переміщуються, та інших факторів.

8.5.2.12 Палі в плані споруд слід розташовувати (групувати) під несучими конструкціями. Кількість паль визначають в залежності від величини навантаження, що передають несучі конструкції, по відношенню до визначеного навантаження на палю за властивостями ґрунтової основи.

Тип ростверка для групи паль (окремо розташований стовпчастий, плитний, стрічковий або їх перехресна система, суцільна плита) визначають у залежності від конструктивної системи споруди та деформаційних властивостей ґрунтової основи.

8.5.2.13 При проектуванні споруд слід, як правило, застосовувати:

для малоповерхових (1-2 поверхи) каркасного і безкаркасного типу – окремо розташовані стовпчасті пальові фундаменти і пальово-стрічкові фундаменти;

для багатоповерхових (більше 2 поверхів) – стовпчасті та перехресно стрічкові пальові фундаменти;

для висотних – пальово-плитні фундаменти з плитним ростверком (за необхідності з отворами).

8.5.2.14 При розробленні проекту пальових фундаментів із забивних паль необхідно враховувати можливість підйому (випору) поверхні ґрунтової основи при забиванні паль, який, як правило, може бути у випадках, коли:

а) майданчик будівництва складений глинистими ґрунтами м'якопластичної і текучо-пластичної консистенції або водонасиченими пілуватими і дрібними пісками;

б) занурення паль виконується з дна котловану;

в) конструкція пальового фундаменту прийнята у вигляді пальового поля або пальових куців при відстані між їх крайніми палями, коли можливий взаємний вплив паль.

У випадку такого підйому поверхню ґрунтової основи необхідно зачистити до проектної позначки.

8.5.2.15 Середнє значення підйому поверхні ґрунту h , м, слід визначати за формулою

$$h = k \frac{V_p}{A_e}, \quad (8.5.2.1)$$

де k – коефіцієнт, що приймається 0,5–0,7 залежно від ступеня вологості ґрунту, який дорівнює 0,9–1,0;

V_p – об'єм всіх паль, занурюваних у ґрунт, м³;

A_e – площа забивання паль або площа дна котловану, м².

Розрахункові положення

8.5.2.16 Розрахунок пальових фундаментів (паль і ростверків) слід виконувати за властивостями (несучою здатністю і деформаціями) ґрунтової основи і матеріалу конструкції фундаментів та вищерозташованих конструкцій будівель і споруд, як правило, в загальній розрахунковій схемі "основа-фундамент-верхня споруда".

Розрахунок пальових фундаментів сумісно з їх основою має бути виконаний за граничними станами:

а) першої групи:

за міцністю матеріалу паль і пальових ростверків згідно з вимогами норм проектування залізобетонних (відповідних) конструкцій, у т.ч. конструкцій мостів і гідротехнічних споруд;

за несучою здатністю ґрунтів основи, що оточують палі, згідно з вимогами 8.5.3;

за несучою здатністю ґрунтів основи, що оточують пальові фундаменти, якщо на них передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стіни, фундаменти розпірних конструкцій, утримуючі конструкції стін котлованів тощо), у т.ч. сейсмічні або динамічні;

споруда розташована на укосі або основа складена крутоспадаючими шарами ґрунту згідно з ДБН В.2.1-10;

б) другої групи:

за осіданнями паль і пальових фундаментів сумісно з ґрунтовою основою та вищерозташованими конструкціями будівель і споруд від вертикальних навантажень згідно з 8.5.4 ;

за переміщеннями паль (горизонтальним i_p і кутом повороту голови палі ψ_p) сумісно з ґрунтовою основою та вищерозташованими конструкціями будівель і споруд від дії горизонтальних навантажень і моментів згідно з 8.5.4;

за утворенням або розкриттям тріщин в елементах залізобетонних конструкцій пальових фундаментів згідно з вимогами норм проектування залізобетонних конструкцій, у т.ч. конструкцій мостів і гідротехнічних споруд.

Примітка 1. При низьких ростверках необхідно враховувати реакції ґрунтової основи:

у вертикальному напрямку під нижніми кінцями (п'ятами) і на бічній поверхні паль та під подошвою і на бічних поверхнях ростверків;

у горизонтальному напрямку на бічних поверхнях паль і ростверків та подошвою ростверків.

При високих ростверках реакції ґрунтової основи на палі і ростверк вище поверхні ґрунту не враховують.

8.5.2.17 Навантаження і впливи, що враховують у розрахунках пальових фундаментів, коефіцієнти надійності за навантаженням, а також можливі поєднання навантажень слід приймати згідно з ДБН В.1.2-2 та ДБН В.2.1-10.

Значення навантажень необхідно множити на коефіцієнти надійності за класом відповідалності споруди, що приймають згідно з ДБН В.1.2-14.

8.5.2.18 Розрахунок паль, пальових фундаментів сумісно з основою та вищерозташованими конструкціями споруд за несучою здатністю необхідно виконувати на основні і особливі сполучення навантажень, по деформаціях – на основні сполучення.

8.5.2.19 Всі розрахунки паль, пальових фундаментів сумісно з основою та вищерозташованими конструкціями споруд слід виконувати з використанням розрахункових значень характеристик матеріалів і ґрунтів.

Розрахункові значення характеристик матеріалів залізобетонних паль і пальових ростверків та вищерозташованих конструкцій споруд слід визначати згідно з вимогами норм проектування залізобетонних конструкцій, у т.ч. конструкцій мостів і гідротехнічних споруд.

Розрахункові значення характеристик ґрунтів слід визначати згідно з ДБН В.2.1-10, а коефіцієнтів жорсткості ґрунту C_z , (кН/м³), що оточує палю на бічній поверхні і під нижнім кінцем, – відповідно до ДБН В.1.1-5, для попередніх розрахунків допускається приймати значення за формулою Н.8.1.

Розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем палі R і на бічній поверхні палі f_i для попередніх розрахунків допускається приймати за вказівками додатка Н.

8.5.2.20 При розрахунку паль всіх видів за міцністю матеріалу палю слід розглядати як стрижень, затиснений у ґрунтовій основі. Розрахункову довжину палі приймають у залежності від сполучення паль із ростверком та згідно з 8.5.2.21.

8.5.2.21 Розрахунок за міцністю матеріалу буроін'єкційних паль $d \leq 0,25$ м, що прорізають сильностисливі ґрунти з модулем деформації $E \leq 5$ МПа, слід виконувати на їх поздовжній згин. При інженерних методах розрахункову довжину паль l_d залежно від діаметра палі d слід приймати:

$$l_d = 25d - \text{при } E \leq 2 \text{ МПа};$$

$$l_d = 15d - \text{при } 2 < E \leq 5 \text{ МПа}.$$

Якщо l_d перевищує товщину шару сильностисливого ґрунту h_g , розрахункову довжину слід приймати $2h_g$.

8.5.2.22 При розрахунку набивних і бурових паль (крім паль-стовпів і буроопускних паль) за міцністю матеріалу розрахунковий опір бетону слід приймати з урахуванням коефіцієнта умов роботи $\gamma_{cb} = 0,85$ і коефіцієнта умов роботи γ'_{cb} , що враховує вплив способу виконання пальових робіт:

а) у глинистих ґрунтах, якщо можливі буріння свердловин і бетонування їх насухо без кріплення стінок при рівні підземних вод у період будівництва нижче п'яти паль, $\gamma'_{cb} = 1,0$;

б) у ґрунтах, в яких буріння свердловин і бетонування виконують насухо з витягненням обсадних труб, а також у стійких ґрунтах при влаштуванні буроін'єкційних паль великих діаметрів, $\gamma'_{cb} = 0,9$;

в) у ґрунтах, в яких буріння свердловин і бетонування здійснюють за наявності в них води з витягненням обсадних труб, $\gamma'_{cb} = 0,8$;

г) у ґрунтах, в яких буріння свердловин і бетонування виконують під глинистим розчином або під надлишковим тиском води (без обсадних труб), а також у нестійких ґрунтах при влаштуванні буроін'єкційних паль великих діаметрів, $\gamma'_{cb} = 0,7$.

Примітка. Бетонування під водою або під глинистим розчином слід виконувати лише методом вертикального переміщення труби (ВПТ) або за допомогою бетононасосів.

8.5.2.23 Розрахунки конструкцій паль всіх видів слід виконувати на дію навантажень, що пере даються на них від споруди, а забивних паль, крім того, на зусилля, що виникають у них від власної ваги при виготовленні, складуванні, транспортуванні, а також при підйомі їх на копер за одну точку, віддалену від голови палі на $0,3l$ (де l – довжина палі).

Зусилля в палі (що розраховується як балка) від дії власної ваги слід визначати з ура-

хуванням коефіцієнта динамічності:

1,5 – при розрахунку за міцністю;

1,25 – при розрахунку за утворенням і розкриттям тріщин.

У цих випадках коефіцієнт надійності за навантаженням від власної ваги палі приймають таким, що дорівнює одиниці.

8.5.2.24 Одиночну палю у складі фундаменту і поза ним за несучою здатністю ґрунтів основи слід розраховувати з умови:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (8.5.2.2)$$

де N – розрахункове навантаження, що допускається на палю при визначенні їх кількості в пальовому фундаменті;

F_d – несуча здатність палі за властивостями ґрунтової основи, визначається згідно з підрозділом 8.5.3;

γ_k – коефіцієнт надійності згідно з 8.5.2.25.

8.5.2.25 Коефіцієнт надійності γ_k приймають:

1,2 – якщо несуча здатність палі визначена розрахунком за результатами польових випробувань статичним навантаженням;

1,25 – якщо несуча здатність палі визначена розрахунком за результатами статичного зондування ґрунту, динамічних випробувань паль, виконаних з урахуванням пружних деформацій ґрунту, польових випробувань ґрунтів еталонною палею або палею-зондом;

1,4 – якщо несуча здатність палі визначена розрахунком або за результатами динамічних випробувань паль, виконаних без урахування пружних деформацій ґрунту;

1,4 (1,25) – для фундаментів опор мостів при низькому ростверку, висячих палях і палях-стояках, а при високому ростверку – лише при палях-стояках, що сприймають стискувальне навантаження незалежно від кількості паль у фундаменті.

При високому або низькому ростверках, підосва яких спирається на сильностислиивий ґрунт, і висячих палях, що сприймають стискувальне навантаження, а також при будь-якому ростверку і висячих палях і палях-стояках, що сприймають висмикувальне навантаження, γ_k приймають залежно від кількості паль у фундаменті:

1,4(1,25) – при 21 палі і більше;

1,55(1,4) – від 11 до 20 паль;

1,65(1,5) – від 6 до 10 паль;

1,75(1,6) – від 1 до 5 паль.

Для фундаментів з одиночної палі під колону при навантаженні на забивну палю квадратного перерізу більше ніж 600 кН і набивну палю більше ніж 2500 кН значення коефіцієнта γ_k слід приймати:

1,4 – якщо несуча здатність палі визначена за результатами польових випробувань статичним навантаженням;

1,6 – якщо несуча здатність палі визначена іншими способами.

Для суцільних пальових полів (пальово-плитні фундаменти) жорстких споруд із граничним осіданням 30 см і більше (при кількості паль більше 100), якщо несуча здатність палі визначена за результатами статичних випробувань, $\gamma_k = 1$.

Примітка 1. У дужках наведені значення γ_k у разі, коли несуча здатність палі визначена за результатами польових випробувань статичним навантаженням або розрахунком на основі статичного зондування ґрунтів.

Примітка 2. При розрахунку паль усіх видів як на вдавлювальні, так і на висмикувальні навантаження поздовжнє зусилля, яке виникає в палі від розрахункового навантаження N , слід визначати з урахуванням власної ваги палі з коефіцієнтом надійності за навантаженням, що збільшує розрахункове зусилля.

Примітка 3. Якщо розрахунок пальових фундаментів виконують з урахуванням вітрових і кранових навантажень, то розрахункове навантаження, що сприйма-

ється крайніми палями, допускається підвищувати на 20% (окрім фундаментів опор ліній електропередачі).

Примітка 4. Якщо палі фундаменту опори моста у напрямі дії зовнішніх навантажень утворюють один або декілька рядів, то при урахуванні (спільному або роздільному) навантажень від гальмування, тиску вітру, льоду і навалювання судів, що сприймаються найбільш навантаженою палею, розрахункове навантаження допускається підвищувати на 10 % при чотирьох палях у ряду і на 20 % при восьми палях і більше. При проміжній кількості паль відсоток підвищення розрахункового навантаження визначають інтерполяцією.

8.5.2.26 Для окремо розташованих фундаментів розрахункове навантаження на палю N , кН, допускається визначати, розглядаючи фундамент як рамну конструкцію, що сприймає вертикальні і горизонтальні навантаження та згинальні моменти.

Для окремо розташованих фундаментів із вертикальними палями розрахункове навантаження на палю допускається визначати за формулою:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (8.5.2.3)$$

де N_d , M_x , M_y – відповідно розрахункова стискувальна сила, кН, розрахункові згинальні моменти, кН·м, відносно головних центральних осей x і y у плану паль у площині підшви ростверка;

n – кількість паль у фундаменті;

x_i , y_i – відстані від головних осей до осі кожної палі, м;

x , y – відстані від головних осей до осі кожної палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження, м.

8.5.2.27 Горизонтальне навантаження, що діє на окремо розташований фундамент із верти кальними палями однакового поперечного перерізу і довжини, допускається приймати рівномірно розподіленим між усіма палями.

8.5.2.28 Перевірка стійкості пальового фундаменту і його основи повинна виконуватися відповідно до вимог цих норм з урахуванням дії додаткових горизонтальних реакцій від паль, прикладених до зрушуваної частини ґрунту.

8.5.2.29 Розрахунок паль і пальових фундаментів за деформаціями слід виконувати виходячи з умови

$$s \leq s_u, \quad (8.5.2.4)$$

де s – сумісна деформація палі, пальового фундаменту і споруди (осідання, горизонтальні переміщення, кут повороту голів паль, відносна різниця осідань паль, пальових фундаментів тощо), що визначається розрахунком згідно з 8.5.4;

s_u – граничне значення сумісної деформації основи палі, пальового фундаменту і споруди; визначається згідно з цим документом чи нормами на проектування мостів або встановлюється завданням на проектування.

8.5.2.30 Розрахунок системи "палі-основа" повинен також включати:

а) оцінку стійкості навколопального ґрунту основи, який повинен задовольняти умову обмеження тиску на ґрунт бічними поверхнями паль граничним опором ґрунту;

б) перевірку перерізів паль за властивостями матеріалу за граничними станами першої і другої груп (за міцністю, утворенням і розкриттям тріщин).

8.5.3 Визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи

8.5.3.1 Несучу здатність паль за властивостями ґрунтової основи слід визначати: розрахунковими методами – згідно з 8.5.3.2; за даними польових випробувань – згідно з 8.5.3.5, а для остаточного її визначення і робочого проектування – за даними випробувань натурних

паль.

Розрахункові методи

8.5.3.2 Визначення несучої здатності паль і пальових фундаментів за властивостями ґрунтової основи розрахунковими методами виконують:

із застосуванням математичного моделювання роботи палі сумісно з ґрунтовою основою на спільну дію вертикальних і горизонтальних сил та моменту – в усіх випадках розрахунків пальових фундаментів;

за розрахунком із використанням формул та табличних значень розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі згідно з додатком Н – для попереднього вибору і обґрунтування параметрів паль. У випадку близько розташованих паль необхідно враховувати груповий ефект (наприклад, замість периметрів паль застосовувати огинаючий периметр групи паль).

8.5.3.3 При складанні розрахункової схеми слід враховувати характер сполучення палі з ростверком (жорстке чи шарнірне) і конструкцію ростверка (високий чи низький).

У разі жорсткого сполучення палі з ростверком виключається можливість повороту її голови, що потребує врахування моментних зусиль, які виникають у місці сполучення палі з ростверком.

8.5.3.4 Довантажувальні сили тертя, що виникають на бічній поверхні паль при осіданні навколопального ґрунту і спрямовані вертикально вниз, слід враховувати у випадках:

- планування території підсіпкою товщиною більше 1,0 м;
- завантаження підлоги складів змінним (ДБН В.1.2-2) навантаженням більше 20 кН/м^2 ;
- завантаження підлоги біля фундаментів змінним навантаженням від устаткування більше 100 кН/м^2 ;
- збільшення ефективних напружень у ґрунті за рахунок зняття зважувальної дії води при пониженні рівня ґрунтових вод;
- незавершеної консолідації ґрунтів сучасних і техногенних відкладень;
- ущільнення незв'язних ґрунтів при динамічних впливах;
- просідання ґрунтів при замочуванні;
- впливу нового будівництва.

Примітка. Довантажувальні сили тертя, що виникають у просідаючих ґрунтах, слід враховувати відповідно до вимог підрозділу 8.5.5.

Польові випробування

8.5.3.5 Визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи за даними польових випробувань виконують згідно з ДСТУ Б.В.2.1-27 шляхом випробувань натурних паль і за результатами випробувань ґрунтів палями згідно з ДСТУ Б В.2.1-1 (ГОСТ 5686) та ДСТУ Б В.2.1-9 (ГОСТ 19912) наступними методами:

- випробуванням натурних паль вдавлювальним, висмикувальним та горизонтальним статичними навантаженнями;
- динамічними випробуваннями натурних забивних паль;
- встановленням окремого значення граничного опору забивної палі за даними випробувань ґрунтів еталонними палями типів I, II, III;
- встановленням окремого значення граничного опору забивної палі за даними випробувань палі-зонду;
- встановленням значення граничного опору паль за даними статичного зондування ґрунтів.

Примітка. Спеціалізованою організацією може бути встановлений розрахунковий опір ґрунтів для розрахунків несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи за результатами: статичного зондування ґрунтів; розрахунків несучої

здатності паль за властивостями ґрунту.

8.5.4 Розрахунок паль і пальових фундаментів за деформаціями ґрунтових основ споруд

8.5.4.1 Розрахунок пальових фундаментів за деформаціями основ для споруд класів відповідальності СС3, СС2 (згідно з ДБН В.1.2-14) слід, як правило, виконувати в складі загальних розрахункових схем, у нелінійній постановці з використанням адекватних моделей ґрунтової основи та числових методів розрахунку.

8.5.4.2 Для моделювання пальових фундаментів при складанні розрахункових схем слід використовувати можливості наявних програмних засобів. При цьому палі і об'єднуючі їх ростверки моделюють скінченними елементами деформованого твердого тіла.

Для моделювання роботи ґрунтової основи слід використовувати: скінченні елементи, призначені для розрахунку ґрунтового середовища; замкнені рішення для лінійно деформованого півпростору, що деформується під розподіленим навантаженням, прикладеним до його поверхні в плані та по вертикалях, починаючи з поверхні.

8.5.4.3 Розрахунки паль і їх груп слід виконувати розв'язуванням задачі про переміщення стрижня в пружному півпросторі (згідно з підрозділом П1).

8.5.4.4 При проектуванні пальово-плитних фундаментів із розстановкою паль під несучі конструкції (колони, стіни, сходові та ліфтові блоки) на відстані 4 м і більше з застосуванням суцільних стрічкових та плитних низьких ростверків, коли осідання поверхні від власної ваги ґрунту не прогнозуються, доцільно враховувати спирання ростверка на основу. У цьому випадку розрахунки виконують відповідно до підрозділу 7.6, додатка Д, цього розділу і підрозділу П1.

8.5.4.5 При складанні розрахункових схем та виконанні розрахунків пальових фундаментів за деформаціями основи слід враховувати взаємний вплив навантажень ґрунтової основи системою паль і ростверків.

8.5.4.6 Розрахунки слід виконувати, як правило, з застосуванням ітераційного процесу, оскільки реакції основи залежать від співвідношень деформаційних властивостей ґрунтів у різних зонах (під ростверком, між палями і нижче п'яти або вістря паль).

8.5.4.7 Розрахунки за деформаціями основи пальових фундаментів із забивних паль невеликої довжини (до 10...12 м) та їх груп з урахуванням взаємного впливу дозволяється виконувати за розрахунковою схемою умовного фундаменту (підрозділ П2).

8.5.4.8 При розрахунках пальових фундаментів, що влаштовують в глибоких (більше 5 м) котлованах, доцільно враховувати ефект повторного навантаження, за якого в межах напружень від вийнятого ґрунту застосовують модулі пружності.

8.5.4.9 Розрахунок паль за деформаціями основи на сумісну дію вертикальних і горизонтальних сил і моменту слід виконувати методами математичного моделювання системи "будівля – пальовий фундамент – основа".

При цьому ґрунт навколо палі може розглядатися як лінійно-деформоване середовище, що характеризується коефіцієнтом жорсткості C_z , кН/м^3 , згідно з 8.5.2.19, або застосовуватись інші сучасні моделі ґрунту і розрахункові комплекси.

8.5.4.10 При навантаженнях, що викликають в основі реакції, більші від розрахункових, слід використовувати схеми змінних параметрів (змінних коефіцієнтів жорсткості основи).

8.5.4.11 Фундаменти з паль, що працюють як палі-стояки, висячі одиночні палі, які сприймають поза групами висмикувальні навантаження, а також пальові групи, що працюють на висмикувальні навантаження, розраховувати за деформаціями не потрібно.

8.5.5 Проектування пальових фундаментів у ґрунтових основах з особливими властивостями

Загальні вимоги

8.5.5.1 При розробленні проекту пальових фундаментів у ґрунтах з особливими властивостями необхідно враховувати наступні дані: конструктивну схему проектованої споруди з урахуванням заходів захисту; розміри несучих конструкцій і матеріал, з якого вони проектується; наявність і геометричні розміри заглиблених конструкцій існуючих споруд і їх фундаментів; конструкції підлог і технологічні навантаження на них; навантаження на фундамент від будівельних конструкцій; розміщення технологічного устаткування; навантаження, що передаються від нього на будівельні конструкції, а також вимоги до граничних осідань і кренів будівельних конструкцій і фундаментів під устаткування.

Пальові фундаменти у просідаючих ґрунтах

8.5.5.2 Проектування пальових фундаментів у просідаючих ґрунтах повинне виконуватися спеціалізованими організаціями, які мають відповідні ліцензії на проектування споруд у складних інженерно-геологічних умовах згідно з вимогами ДБН В.1.1-5, ч.ІІ.

8.5.5.3 Інженерно-геологічні вишукування на будівельних майданчиках, складених просідаючими ґрунтами, слід проводити згідно з ДБН А.2.1-1. Результати вишукувань повинні містити окремі і максимально можливі значення просідання ґрунтів у діапазоні діючих напружень, що передбачаються в основі споруд в тому числі від власної ваги (при переплануванні, особливо з урахуванням ваги підсипки).

8.5.5.4 Пальові фундаменти на територіях із просідаючими ґрунтами слід застосовувати у випадках, коли можливе прорізання палями всіх шарів просідаючих і інших видів ґрунтів, деформаційні і міцнісні характеристики яких знижуються при замочуванні.

Нижні кінці паль мають бути заглиблені, як правило, в скельні, піщані щільні і середньої щільності ґрунти.

Заглиблення кінців паль у глинисті ґрунти допускається при такому показнику текучості у водонасиченому стані, який забезпечує необхідну несучу здатність при прийнятому для розрахунку осіданні палі, що не перевищує граничне осідання s_u , визначене статичними випробуваннями.

8.5.5.5 У випадку, якщо за результатами інженерних досліджень встановлено, що занурення забивних паль у просідаючі ґрунти може бути утруднене, в проекті має бути передбачене влаштування лідерних свердловин.

8.5.5.6 При проектуванні пальових фундаментів у ґрунтових умовах, де просідання ґрунтів від власної ваги становить 30 см і більше, слід, як правило, передбачати заходи щодо зменшення величини просідання шляхом зрізання ґрунту або ущільнення попереднім замочуванням, замочуванням із вибухом, влаштуванням у просідаючій товщі пальової основи фундаментів з ґрунтонабивних, ґрунтоцементних, піщано-вапняних паль чи іншими методами.

Вказані способи повинні забезпечувати усунення або зменшення просідання ґрунтової товщі від її власної ваги в межах площі забудови і на відстані, яка дорівнює половині просідаючої товщі довкола неї з метою зменшення довантажувальних сил на палі фундаментів.

Цієї ж мети можна досягти застосуванням антифрикційного покриття бічної поверхні паль у межах просідаючої товщі.

8.5.5.7 Розрахунок паль у ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, слід виконувати відповідно до підрозділу 8.5.3 і додатка Н з урахуванням того, що розрахункові опори ґрунтів під нижніми кінцями R і на бічній поверхні f_i палі (таблиці Н.2.1, Н.2.2 і Н.3.3), коефіцієнти пропорційності K (таблиця Н.8.1), модуль деформації E , кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c повинні визначатися за умов:

а) якщо можливе замочування ґрунтів основи, то при повному водонасиченні ґрунту розрахункові табличні характеристики слід приймати при показнику текучості, що визначається за формулою

$$I_L = \frac{\frac{0,9e\gamma_w}{\gamma_s} - w_p}{w_L - w_p}, \quad (8.5.5.1)$$

- де e – коефіцієнт пористості ґрунту природної щільності;
 γ_w – питома вага води; $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;
 γ_s – питома вага часток ґрунту, кН/м^3 ;
 w_p, w_L – вологість ґрунту на границі розкочування і на границі текучості в частках одиниці;
 якщо за формулою (8.5.5.1) $I_L < 0,4$, слід приймати $I_L = 0,4$;

б) якщо замочування ґрунтів основи неможливе, то при вологості w і показнику текучості I_L ґрунту – в природному стані (коли $w < w_p$ приймається w_p).

8.5.5.8 Несуча здатність паль у виштампованому ложі у ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, повинна призначатися відповідно до додатка Н як для забивних паль із похилими гранями при дотриманні вимог, викладених у 8.5.5.1.

8.5.5.9 Несучу здатність паль у ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, за результатами їх статичних випробувань, проведених з локальним замочуванням ґрунту в межах всієї довжини палі згідно з ДСТУ Б В.2.1-1 (ГОСТ 5686), слід визначати відповідно до ДСТУ Б В.2.1-27.

8.5.5.10 Не допускається визначати несучу здатність паль і паль-оболонки, що влаштовуються в просідаючих ґрунтах, за даними результатів їх динамічних випробувань, а також визначати розрахункові опори просідаючих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні палі f_i за даними результатів польових випробувань цих ґрунтів зондуванням. Статичне зондування необхідно виконувати на глибину, більшу за товщу просідання при виборі шарів ґрунту для спирання паль у відповідності з 8.5.5.4.

8.5.5.11 Палі за несучою здатністю ґрунтів основи в просідаючих ґрунтах слід розраховувати з умови

$$N \leq (F_d / \gamma_k) - \gamma_c P_n, \quad (8.5.5.2)$$

- де N – розрахункове навантаження, кН , на одну палю, що визначають при проектуванні пальових фундаментів споруд;
 F_d – несуча здатність, кН , що визначають у відповідності з 8.5.5.13;
 γ_k – коефіцієнт надійності згідно з 8.5.2.25;
 γ_c – коефіцієнт умов роботи, значення якого залежить від можливого значення просідання ґрунту s_{sl} : при $s_{sl} = 5 \text{ см}$ – $\gamma_c = 0$, при $s_{sl} \geq 2 s_{\mu}$ – $\gamma_c = 0,8$, для проміжних значень $s_{sl} - \gamma_c$ визначають інтерполяцією;
 P_n – довантажувальна сила тертя, яку визначають у відповідності з 8.5.5.12.

Примітка 1. Значення довантажувальної сили тертя слід визначати: P_n – для повністю водонасиченого ґрунту при можливому замочуванні ґрунтів зверху; P'_n – для ґрунтів природної вологості в разі замочування ґрунтів знизу (при підйомі рівня ґрунтових вод).

Примітка 2. За міцністю матеріалу палі мають бути розраховані на навантаження $N + P_n$ (при замочуванні ґрунтів зверху) або $N + P'_n$ (при замочуванні ґрунтів знизу), що діє на глибині h_{sl} (8.5.5.12).

8.5.5.12 Довантажувальна сила тертя P_n у водонасичених ґрунтах і P'_n в ґрунтах природної вологості, що діє на бічній поверхні палі, кН , приймається такою, що дорівнює найбільшому граничному опору палі завдовжки h_{sl} за випробуванням висмикувальним навантаженням згідно з ДСТУ Б В.2.1 (ГОСТ 5686) відповідно у водонасичених ґрунтах і ґрунтах природної вологості.

До проведення випробувань на висмикування значення P_n допускається визначати за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (8.5.5.3)$$

- де u – периметр, м, ділянки стовбура палі або групи близько розташованих паль;
 h_{sl} – розрахункова глибина, м, до якої виконується підсумовування сил бічного тертя просідаючих шарів ґрунту, що дорівнює глибині підшви товщі просідання ґрунту від дії власної ваги; значення просідання ґрунту основи повинне визначатися відповідно до ДБН В.2.1-10;
 τ_i – розрахунковий опір ґрунту, кПа, що визначають до глибини 6 м за формулою

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg,i} \operatorname{tg} \varphi_{I,i} + c_{I,i}, \quad (8.5.5.4)$$

- де ζ – коефіцієнт бічного тиску, який приймають таким, що дорівнює 0,7;
 $\varphi_{I,i}$, $c_{I,i}$ – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення, усереднені по глибині h_i відповідно до ДСТУ Б В.2.1-4 (ГОСТ 12248), отримані методом консолидовано-дренованого зрізу;
 σ_{zg} – вертикальне напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту, кПа;
 h_i – товщина, м, i -го шару ґрунту, що просідає при замочуванні, і дотичного з бічною поверхнею палі.

При глибині $6 \text{ м} < h < h_{sl}$ значення τ_i приймається постійним, яке дорівнює значенню τ_i на глибині 6 м;

8.5.5.13 Несучу здатність F_d , кН, паль, що працюють на стискувальне навантаження, слід визначати:

а) за результатами статичних випробувань паль із локальним замочуванням – як різницю між несучою здатністю паль довжиною l на вдавлювальне навантаження і несучою здатністю паль довжиною h_{sl} на висмикувальне навантаження;

б) розрахунком відповідно до 8.5.5.7 в умовах повного водонасичення ґрунтів у межах шарів ґрунту нижче за глибину h_{sl} .

8.5.5.14 Проведення статичних випробувань паль у ґрунтах, коли прогнозується просідання від власної ваги ґрунту, є обов'язковим.

8.5.5.15 Для споруд класу відповідальності ССЗ (згідно з ДБН В.1.2-14) і при масовій забудові в районах із невивченими ґрунтовими умовами слід виконувати випробування з тривалим замочуванням основи в котлованах до повного прояву просідань за програмою, розробленою для конкретних умов із залученням спеціалізованої науково-дослідної організації.

8.5.5.16 При розрахунках пальових фундаментів за деформаціями основ необхідно враховувати можливість проявлення (виникнення) просідання ґрунтових нашарувань основи при замочуванні. Розрахунки виконують для випадків ґрунтів основи природної вологості і можливого замочування при підйомі рівня підземних вод або з локальних джерел (ДБН В.1.1-5, ч.ІІ).

Для ґрунтів природної вологості модулі деформації визначають у межах діючих напружень і при цих значеннях розраховують осідання пальових фундаментів за додатком П.

8.5.5.17 У розрахунках на просідання за методикою стрижня в пружному півпросторі (підрозділ П.1) в основах, де просідання від власної ваги ґрунту відсутнє, модулі деформації знижують у залежності від відносного просідання ґрунтів при діючих сумарних напруженнях від власної ваги ґрунту і навантажень", що розподіляються, при ступені вологості $S_r > 0,6$.

Якщо в основі можливе просідання від власної ваги ґрунту, то на бічній поверхні пальових фундаментів можлива поява довантажувальних сил тертя. У цьому випадку в розрахунках на замочування основи модулі деформації визначають як і в першому випадку, а до ваги фундаментів додають довантажувальні сили тертя від просідання основи від власної ваги ґрунту, визначені за формулою (8.5.5.3) при периметрі u , м, що дорівнює периметру рост-верка в межах його висоти і периметра групи по зовнішніх гранях паль.

8.5.5.18 У розрахунках пальових фундаментів на просідання основи за методикою

умовного фундаменту (підрозділ П.2) необхідно враховувати наступне.

Якщо в основі відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, площа умовного фундаменту формується від позначки підшови просідючого ґрунту H_{sl} до позначки вістря або п'яти паль фундаменту під кутом $\varphi_{II, i}/4$ для ґрунту в замоченому стані. Осідання умовного фундаменту розраховують за модулями деформації ґрунтів у замоченому стані.

Якщо в основі пальового фундаменту можливе просідання ґрунтів від власної ваги ґрунту, то умовний фундамент формується аналогічно, а до навантажень на умовний фундамент додаються довантажувальні сили тертя, визначені за формулою (8.5.5.3) при периметрі u , м, який дорівнює периметру ростверка в межах його висоти і периметру групи по зовнішніх гранях паль.

8.5.5.19 Визначення нерівномірності осідань палових фундаментів у просідаючих ґрунтах для розрахунку конструкцій споруд повинно виконуватись із урахуванням прогнозованих змін гідрогеологічних умов площі забудови і можливого найбільш несприятливого виду і розташування джерела замочування по відношенню до фундаменту, що розраховується, або споруди в цілому згідно з ДБН В.1.1-5, ч.ІІ.

8.5.5.20 У ґрунтових умовах, коли можливе просідання ґрунту від власної ваги, застосування палових фундаментів не виключає необхідності реалізації водозахисних заходів. При цьому має бути також передбачене розрізання будівель деформаційними швами на блоки простої конфігурації.

У виробничих будівлях промислових підприємств, обладнаних кранами, крім того, мають бути передбачені конструктивні заходи, що забезпечують можливість рихтування підкранових колій на подвоєне значення розрахункового осідання палових фундаментів, але не менше половини просідання ґрунту від власної ваги.

8.5.5.21 При просіданні ґрунту від власної ваги більше 30 см слід враховувати можливість горизонтальних переміщень палових фундаментів, що потрапляють у межі криволінійної частини воронки просідання.

8.5.5.22 У ґрунтових умовах, коли прогнозується просідання від власної ваги ґрунту при визначенні навантажень, що діють на паловий фундамент, слід враховувати довантажувальні сили тертя, які можуть з'являтися на розташованих вище за підшову палового ростверка бічних поверхнях заглиблених у ґрунт частин будівлі або споруди.

8.5.5.23 При застосуванні палових фундаментів планування підсипанням ґрунтів понад 1 м на територіях, складених просідаючими ґрунтами, допускається лише за спеціального обґрунтування.

8.5.5.24 При проектуванні палових фундаментів, що влаштовуються в ґрунтових умовах, коли прогнозується просідання від власної ваги ґрунту, коефіцієнт надійності за призначенням приймають за одиницю.

Пальові фундаменти у набрякливих ґрунтах

8.5.5.25 При проектуванні палових фундаментів у набрякливих ґрунтах допускається передбачати як повне прорізання палями всієї товщі набрякливих ґрунтів (із спіранням нижніх кінців на ненабрякливі ґрунти), так і часткове прорізання (зі спіранням нижніх кінців безпосередньо в товщі набрякливих ґрунтів).

8.5.5.26 Розрахунок палових фундаментів у набрякливих ґрунтах слід виконувати за граничними станами відповідно до вимог підрозділу 8.5.2. При розрахунку палових фундаментів у набрякливих ґрунтах за деформаціями повинен також виконуватися додатковий розрахунок з визначенням підйому паль при набряканні ґрунту відповідно до вимог 8.5.5.27-8.5.5.31.

8.5.5.27 При розрахунку палових фундаментів у набрякливих ґрунтах за несучою здатністю, значення розрахункових опорів набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні f_i палі або палі-оболонки повинні прийматися на основі результатів статичних випробувань паль і паль-штампів у набрякливих ґрунтах із замочуванням на будівельному майданчику або прилеглих до нього територіях, що мають аналогічні ґрунти. За відсутності

до часу проектування пальових фундаментів результатів вказаних статичних випробувань розрахунковий опір набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні f_i паль і паль-оболонки діаметром менше 1 м допускається попередньо приймати за таблицями Н.2.1, Н.2.2 і Н.3.3 як для ненабрякливих ґрунтів із введенням додаткового коефіцієнта умов роботи ґрунту $\gamma_c = 0,5$, що враховують незалежно від інших коефіцієнтів умов роботи, наведених у таблицях Н.2.3 і Н.3.1.

8.5.5.28 Підйом $h_{sw,p}$, м, забивних паль, занурених у заздалегідь пробурені лідерні свердловини, набивних паль без розширення, а також паль-оболонки, що не прорізають зону набрякливих ґрунтів, слід визначати за формулою

$$h_{sw,p} = (h_{sw} - h'_{sw,p})\Omega + h'_{sw,p} - \left(\frac{0,0001\omega}{u} \right) N, \quad (8.5.5.5)$$

де h_{sw} – підйом поверхні набрякливого ґрунту, м;

$h'_{sw,p}$ – підйом шару ґрунту в рівні закладання нижнього кінця паль (в разі прорізання набрякливого ґрунту $h'_{sw,p} = 0$), м;

Ω, ω – коефіцієнти, що визначаються за таблицею 8.5.5.1, при цьому Ω залежить від показника α , який характеризує зменшення деформації по глибині масиву при набряканні ґрунту і приймається для набрякливих глин: сарматських – $0,31 \text{ м}^{-1}$, аральських – $0,36 \text{ м}^{-1}$ і хвалінських – $0,42 \text{ м}^{-1}$;

u – периметр палі, м;

N – розрахункове навантаження на палю, кН, визначене з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$.

Граничні значення підйому споруд, а також значення підйому поверхні ґрунту h_{sw} і підйому шару набрякливого ґрунту в рівні розташування нижніх кінців паль $h_{sw,p}$ слід визначати відповідно до ДБН В.2.1-10.

Таблиця 8.5.5.1 – Значення коефіцієнтів Ω, ω

Глибина занурення палі, м	Коефіцієнт Ω при значеннях $\alpha, \text{ м}^{-1}$					Коефіцієнт $\omega, \text{ м}^2/\text{кН}$
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	0,72	0,62	0,53	0,46	0,40	1,5
4	0,64	0,53	0,44	0,36	0,31	
5	0,59	0,46	0,36	0,29	0,24	1,1
6	0,53	0,40	0,31	0,24	0,19	0,7
7	0,48	0,35	0,26	0,20	0,15	0,5
8	0,44	0,31	0,22	0,17	0,13	0,4
9	0,40	0,27	0,19	0,14	0,11	0,3
10	0,37	0,24	0,17	0,12	0,09	0,2
11	0,34	0,21	0,15	0,10	0,08	0,2
12	0,31	0,19	0,13	0,09	0,07	0,1

8.5.5.29 При прорізання палями набрякливих шарів ґрунту і заглибленні їх у ґрунти, що не набрякають, підйом пальового фундаменту буде практично виключений за дотримання умови

$$N \geq F_{sw} - \frac{F_{du}}{\gamma_k}, \quad (8.5.5.6)$$

де F_{sw} – рівнодійна розрахункових сил підйому, кН, які діють на бічній поверхні палі, її визначають за результатами їх польових випробувань у набрякливих ґрунтах або з використанням даних таблиці Н.2.2 з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням для сил набрякання ґрунту $\gamma_f = 1,2$;

F_{du} – несуча здатність, кН, ділянки палі, розташованої у ненабрякливому ґрунті при дії висмикувальних навантажень;

γ_k – те саме, що у формулі (8.5.2.2).

8.5.5.30 Підйом палі діаметром більше 1 м, що не прорізають набрякливих шарів ґрунту, повинен визначатися як для фундаменту на природній основі відповідно до ДБН В.2.1-10. При цьому підйом палі з розширенням повинен визначатися при дії навантаження F_u :

$$F_u = N + \gamma_{II} V_g - F_{sw}, \quad (8.5.5.7)$$

де N, F_{sw} – те саме, що у формулі (8.5.5.6);

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³;

V_g – об'єм ґрунту, що перешкоджає підйому палі, м³, і дорівнює об'єму ґрунту в межах зрізаного конуса, який розширюється, висотою h , з нижнім (меншим) діаметром, що дорівнює діаметру розширення d , і верхнім діаметром $d' = h + d$ (тут h – відстань від природної поверхні ґрунту до середини розширення палі).

8.5.5.31 При проектуванні пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах між поверхнею ґрунту і підшовою ростверка має бути передбачена відстань не менша ніж максимальне значення підйому ґрунту при його набряканні.

При товщині шару набрякливого ґрунту менше 12 м допускається влаштовувати ростверк, що спирається безпосередньо на ґрунт, при дотриманні розрахункової умови (формула 8.5.5.6).

Пальові фундаменти у здимальних ґрунтах

8.5.5.32 При будівництві на ділянках із ґрунтами, схильними до морозного здимання, палі і пальові фундаменти слід застосовувати для прорізання шару здимальних ґрунтів.

8.5.5.33 При будівництві на здимальних ґрунтах необхідно передбачати заходи, що попереджають або зменшують вплив морозного здимання ґрунту на пальовий ростверк: влаштування зворотної засипки з нездимальних ґрунтів, застосування антифрикційної обмазки поверхонь ростверки, дотичних до здимальних ґрунтів, тощо.

8.5.5.34 Палі і пальові фундаменти споруд (особливо малонавантажених), в основі яких розташовані здимальні ґрунти, слід перевіряти розрахунком на стійкість фундаментів до їх можливого підйому при дії сил морозного здимання.

8.5.5.35 Несучу здатність палі у разі дії сил морозного здимання при здимальних ґрунтах слід визначати на основі результатів статичних випробувань палі і паль-штампів в аналогічних (зіставляваних) ґрунтових умовах.

8.5.6 Проектування пальових фундаментів в особливих умовах

8.5.6.1 При розробленні проекту пальових фундаментів в особливих умовах необхідно враховувати дані, зазначені в 8.5.5.1.

Пальові фундаменти на територіях із підземними виробками

8.5.6.2 При проектуванні пальових фундаментів на територіях із підземними виробками, крім вимог цих норм, слід дотримуватись також вимог ДБН В.2.1-10 та ДБН В.1.1-5, ч.1.

8.5.6.3 У завданні на проектування пальових фундаментів на територіях із підземними виробками повинні міститися отримані за результатами маркшейдерського розрахунку дані про очікувані максимальні деформації земної поверхні на ділянці будівництва, у тому числі осідання, нахил, відносні горизонтальні деформації розтягування або стискання, радіус кривизни земної поверхні, висота уступу.

8.5.6.4 Розрахунок пальових фундаментів будівель і споруд, що зводяться на територіях із підземними виробками, повинен виконуватись за граничними станами на особливе сполучення навантажень з урахуванням впливів з боку основи, що деформується при підроблюванні.

8.5.6.5 Залежно від характеру взаємодії фундаментів із ґрунтом основи в процесі розвитку в ньому горизонтальних деформацій від підробки території призначають схеми пальових фундаментів:

- а) жорсткі – при жорсткому сполученні голів паль із ростверком;
- б) податливі – при умовно-шарнірному сполученні палі з ростверком.

8.5.6.6 Розрахунок пальових фундаментів і їх основ на підроблюваних територіях повинен виконуватись з урахуванням:

- а) змін фізико-механічних властивостей ґрунтів, викликаних підробкою території, відповідно до 8.5.6.7;
- б) перерозподілу вертикальних навантажень на окремі палі, викликаного нахилом, викривленням і утворенням уступу земної поверхні, відповідно до 8.5.6.8;
- в) додаткових навантажень у горизонтальній площині, викликаних відносними горизонтальними деформаціями ґрунтів основи, відповідно до 8.5.6.9.

8.5.6.7 Несучу здатність за властивостями ґрунтової основи F_{cr} , кН, паль всіх видів, що працюють на стискувальне навантаження, на підроблюваних територіях слід визначати за формулою

$$F_{cr} = \gamma_{cr} F_d, \quad (8.5.6.1)$$

де γ_{cr} – коефіцієнт умов роботи, що враховує зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів і перерозподіл вертикальних навантажень при підробці території: для паль-стояків у фундаментах будь-яких споруд $\gamma_{cr} = 1$; для висячих паль у фундаментах податливих споруд (наприклад, одноповерхових каркасних із шарнірними опорами) $\gamma_{cr} = 0,9$; для висячих паль у фундаментах жорстких споруд (наприклад, безкаркасних багатопверхових будівель із жорсткими вузлами, силосних корпусів) $\gamma_{cr} = 1,1$;

F_d – несуча здатність палі, кН, визначена відповідно до 8.5.3 або додатка Н.

Примітка. У разі пластів крутого падіння, крім того, слід враховувати залежний від значення відносної горизонтальної деформації ε_h , мм/м, додатковий коефіцієнт $\gamma_{cr} = 1/(1 + 100 \varepsilon_h)$.

8.5.6.8 Перерозподілені і додаткові вертикальні навантаження ($\pm \Delta N$) на палі або палі-оболонки слід визначати залежно від розрахункових значень вертикальних переміщень паль, викликаних нахилом, викривленням, утворенням уступів земної поверхні, а також горизонтальними деформаціями ґрунтів основи.

Для споруд із жорсткою конструктивною схемою пальові фундаменти з висячих паль допускається замінювати умовним фундаментом на природній основі згідно з підрозділом П.2. Основа умовного фундаменту приймається лінійно-деформованою з постійними по довжині споруди або виділеного в ньому відсіку модулем деформації чи коефіцієнтом жорсткості ґрунту.

Визначення додаткових вертикальних навантажень виконується відносно поздовжньої і поперечної осей будівлі.

8.5.6.9 розрахунках пальових фундаментів, що зводяться на підроблюваних територіях, слід враховувати додаткові зусилля, що виникають у палях унаслідок їх роботи на вигин під впливом горизонтальних переміщень ґрунту основи при підробці території по відношенню до проектного положення паль.

8.5.6.10 Розрахункове горизонтальне переміщення u_{cr} , мм, ґрунту при підробці території слід визначати за формулою

$$u_{cr} = \gamma_f \gamma_c \epsilon_h x, \quad (8.5.6.2)$$

- де $\gamma_f \gamma_c$ – відповідно коефіцієнти надійності за навантаженням і умов роботи для відносних горизонтальних деформацій, що приймаються згідно з ДБН В.1.1-5, ч.1;
 ϵ_h – очікуване значення відносної горизонтальної деформації за результатами маркшейдерського розрахунку, мм/м;
 x – відстань від осі даної палі до центральної осі споруди з ростверком, що влаштовується на всю довжину споруди (відсіку), або до блока жорсткості каркасної споруди (відсіку) з ростверком, який влаштовується під окремі колони, м.

8.5.6.11 Пальові фундаменти споруд, що зводяться на підроблюваних територіях, слід проектувати виходячи з умов необхідності передачі на ростверк мінімальних зусиль від паль, що виникають у результаті деформації земної поверхні.

Для виконання цієї вимоги необхідно в проектах передбачати:

- а) розрізання споруди на відсіки для зменшення впливу горизонтальних переміщень ґрунту основи;
- б) застосування переважно висячих паль для споруд із жорсткою конструктивною схемою для зниження додаткових зусиль, які виникають у вертикальній площині від викривлення основи;
- в) проектування паль якомога меншої жорсткості, наприклад, призматичних, квадратного або прямокутного поперечного перерізу, причому палі прямокутного перерізу слід розташовувати меншою стороною в поздовжньому напрямі відсіку споруди;
- г) застосування переважно податливих конструкцій сполучень паль із ростверком;
- д) засоби вирівнювання будівель.

При розрізанні споруди на відсіки між ними в ростверку слід передбачати відстань (деформаційні шви), розміри яких визначають як для нижніх конструкцій споруд відповідно до вимог ДБН В.1.1-5, ч.1.

8.5.6.12 Пальові фундаменти слід застосовувати, як правило, на підроблюваних територіях I-IV груп, у тому числі:

- а) з висячими палями – на територіях I-IV груп для будь-яких видів і конструкцій споруд;
- б) з палями-стояками – на територіях III і IV груп для споруд, що проектується з податливою конструктивною схемою при викривленні основи, а для IV групи – також для споруд, що проектується з жорсткою конструктивною схемою.

Примітка 1. Розділення підроблюваних територій на групи прийняте згідно з ДБН В.1.1-5, ч.1.

Примітка 2. Палі-оболонки, набивні і бурові палі діаметром більше 600 мм і інші види жорстких паль допускається застосовувати, як правило, лише в пальових фундаментах із податливою схемою при сполученні їх з ростверком через шов ковзання.

Примітка 3. Заглиблення в ґрунт паль на підроблюваних територіях має бути не менше ніж 4 м, за винятком випадків спирання паль на скельні ґрунти.

8.5.6.13 На підроблюваних територіях Ік-ІVк груп із можливим утворенням уступів, а також на майданчиках із геологічними зрушеннями застосування пальових фундаментів допускається лише за наявності спеціального обґрунтування.

8.5.6.14 Конструкція сполучення паль з ростверком повинна призначатися залежно від

значення очікуваного горизонтального переміщення ґрунту основи, причому граничні значення горизонтального переміщення для паль не повинні перевищувати при сполученні з ростверком (8.5.6.5), см: 2 – жорсткому; 5 – податливому, умовно-шарнірному; 8 – те саме, через шов ковзання.

Примітка. Для зниження значень зусиль, що виникають у палях і ростверку від дії горизонтальних переміщень ґрунту основи, а також для забезпечення просторової стійкості пальових фундаментів споруди в цілому, палі пальового поля в зоні дії невеликих (до 2 см) переміщень ґрунту слід передбачати з жорстким сполученням, а інші – з податливим (шарнірним або сполученням через шов ковзання).

8.5.6.15 Пальові ростверки повинні розраховуватися на позацентрове розтягування і стискування, а також на кручення при дії на них горизонтальних опорних реакцій від паль (поперечної сили і згинального моменту), викликаних бічним тиском основи, що деформується при підроблюванні ґрунту.

8.5.6.16 При застосуванні пальових фундаментів із високим ростверком у бетонних підлогах або інших жорстких конструкціях, що влаштовуються на поверхні ґрунту, слід передбачати відстань по всьому периметру паль шириною не менше 8 см на всю висоту жорсткої конструкції. Відстань слід заповнювати пластичними або пружними матеріалами, що не створюють жорсткої опори для паль при дії горизонтальних переміщень ґрунту основи.

Пальові фундаменти на закарстованих територіях

8.5.6.17 У завданні на проектування пальових фундаментів на закарстованих територіях повинні міститися отримані за результатами інженерно-геологічних вишукувань згідно з ДБН А.2.1-1 дані про очікувані максимальні деформації земної поверхні на ділянці будівництва, у тому числі локальні осідання, радіус кривизни, діаметр провалу на поверхні, наявність, розташування і діаметри порожнин, а також ослаблених чи розуцільнених зон у масиві основи проектного будівництва.

8.5.6.18 Пальові фундаменти на закарстованих територіях застосовують у разі необхідності прорізання палями зон дезінтеграції і порожнин у породах покривних і таких, що карстуються, провалів і просідань поверхні.

8.5.6.19 Конструкції пальових фундаментів на закарстованих територіях повинні забезпечувати захист будівель при деформаціях земної поверхні у вигляді кривизни і стійкість фундаментів при утворенні карстових провалів.

8.5.6.20 Для захисту від провалів необхідно проектувати: палі-стояки при прорізанні порід, що карстуються; групи висячих паль із резервною їх кількістю; сполучення паль із ростверком, що забезпечує випадіння паль при утворенні провалу.

Пальові фундаменти у сейсмічних районах

8.5.6.21 При проектуванні пальових фундаментів у сейсмічних районах, крім вимог цих норм, слід дотримувати також вимог ДБН В.1.1-12 та ДБН В.2.1-10.

Інженерні вишукування для проектування пальових фундаментів мають бути доповнені матеріалами сейсмічного мікрорайонування майданчика будівництва.

8.5.6.22 Пальові фундаменти будівель і споруд з урахуванням сейсмічних впливів повинні розраховуватися на особливе сполучення навантажень за граничними станами І групи відповідно до 8.5.2. При цьому необхідно передбачати:

а) визначення несучої здатності палі на стискувальне, висмикувальне і горизонтальне навантаження;

б) перевірку стійкості за властивостями ґрунтової основи за умови обмеження тиску, що пере дається на ґрунт бічними поверхнями паль;

в) розрахунок паль за міцністю матеріалу на спільну дію розрахункових зусиль (поздовжньої сили, згинального моменту і поперечної сили), які визначаються залежно від розрахункових значень сейсмічних навантажень.

При вказаних у підпунктах "а"- "в" розрахунках повинні виконуватися також вимоги, наведені в 8.5.6.23-8.5.6.25.

Примітка. При визначенні розрахункових значень сейсмічних навантажень, що діють на будівлю або споруду, високий ростверк слід розглядати як каркасний нижній поверх.

8.5.6.23 Розрахункове визначення несучої здатності паль на стискувальне або висмикувальне навантаження F_{eq} допускається виконувати згідно з додатком Н за значеннями R і f_i , помноженими на знижувальні коефіцієнти умов роботи ґрунту основи γ_{eq1} і γ_{eq2} , наведені у таблиці Н.7.1, або отримані спеціалізованою організацією в результаті випробувань паль імітованими сейсмічними впливами.

8.5.6.24 Несуча здатність палі F_{eq} , кН, що працює на вертикальне стискувальне і висмикувальне навантаження, за результатами польових випробувань повинна визначатися з урахуванням сейсмічних впливів за формулою

$$F_{eq} = k_{eq} F_d, \quad (8.5.6.3)$$

де k_{eq} – коефіцієнт, що враховує зниження несучої здатності палі при сейсмічних впливах, який визначається розрахунком як відношення значення несучої здатності палі, обчисленої відповідно до 8.5.6.22-8.5.6.24, з урахуванням сейсмічних впливів і значення несучої здатності палі, визначеної згідно з вимогами підрозділу 8.5.2 без урахування сейсмічних впливів;

F_d – несуча здатність палі, кН, визначена за результатами польових випробувань відповідно до 8.5.3 (без урахування сейсмічних впливів).

8.5.6.25 Розрахунок паль у просідаючих і набрякливих ґрунтах на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів повинен виконуватися при природній вологості, якщо замочування ґрунту неможливе, і при повністю водонасиченому ґрунті, що має показник текучості за формулою (8.5.5.1), якщо замочування ґрунту можливе. Несучу здатність паль визначають без урахування можливості розвитку негативних сил тертя ґрунту.

Примітка. Розрахунок паль на сейсмічні впливи не виключає необхідності виконання їх розрахунку за умови складних інженерно-геологічних властивостей ґрунтових основ відповідно до 8.5.6.1-8.5.6.20 та підрозділу 8.5.5.

8.5.6.26 Для фундаментів у сейсмічних районах слід застосовувати палі всіх видів, крім паль без поперечного армування, булавоподібних і буроін'єкційних малого діаметра. Застосування буронабивних паль допускається лише в стійких ґрунтах, що не вимагає закріплення стінок свердловин, при цьому діаметр паль має бути не менше ніж 40 см, а відношення довжини палі до її діаметра – не більше ніж 25.

Примітка. Як виняток допускається прорізання водонасичених ґрунтів набивними і буровими палями із застосуванням обсадних труб, що видаляються.

8.5.6.27 При проектуванні пальових фундаментів у сейсмічних районах спирання нижнього кінця паль слід передбачати на скельні, великоуламкові, щільні і середньої щільності піщані і глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$.

Спирання нижніх кінців паль на пухкі водонасичені піски, глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$ не допускається.

8.5.6.28 Заглиблення в ґрунт паль у сейсмічних районах має бути не менше ніж 4 м, а за наявності в основі нижніх кінців паль водонасичених піщаних ґрунтів середньої щільності – не менше ніж 8 м. Допускається зменшення заглиблення паль за відповідного обґрунтування, отриманого в результаті випробувань паль імітованими сейсмічними впливами.

Для одноповерхових будівель класу відповідальності СС1 і в разі спирання паль на скельні ґрунти їх заглиблення в ґрунт приймається таким же, як в несейсмічних районах.

8.5.6.29 Ростверк пальового фундаменту під несучими стінами будівлі в межах відсіку має бути безперервним і, як правило, розташованим в одному рівні. Верхні кінці паль мають

бути закладені в ростверк на глибину, визначену розрахунком, що враховує сейсмічні навантаження.

Влаштування безростверкових пальових фундаментів будівель і споруд не допускається.

8.5.6.30 Допускається застосовувати пальові фундаменти з проміжною подушкою з сипких матеріалів (щебеню, гравію, піску крупного і середньої крупності). Такі фундаменти не слід застосовувати в біогенних ґрунтах, просідаючих ґрунтах із просіданням від власної ваги ґрунту, на підроблюваних територіях, геологічно нестійких майданчиках (на яких є або можуть виникнути зсуви, селі, карсти тощо) і на майданчиках, складених нестабілізованими ґрунтами.

Для пальових фундаментів із проміжною подушкою слід застосовувати такі ж види паль, як і в несейсмічних районах.

8.5.6.31 Розрахунок паль, що входять до складу пальового фундаменту з проміжною подушкою, на горизонтальні навантаження не виконується. Несучу здатність паль, що працюють на стис кувальне навантаження з урахуванням сейсмічних впливів, слід визначати відповідно до 8.5.6.23; при цьому опір ґрунту необхідно враховувати уздовж всієї бічної поверхні палі, тобто $h_d = 0$, а коефіцієнт умов роботи нижнього кінця палі при сейсмічних навантаженнях $\gamma_{eq1} = 1,2$.

8.5.6.32 При розрахунку пальових фундаментів із проміжною подушкою за деформаціями осідання фундаменту слід обчислювати як суму осідання фундаменту відповідно до вимог 8.5.4 і осідання проміжної подушки.

8.5.7 Пальові фундаменти опор повітряних ліній

8.5.7.1 Пальові фундаменти опор повітряних ліній електропередачі різних типів згідно з класифікацією розділу 14 ДБН В.2.1-10 допускається застосовувати у всіх видах ґрунтів, у яких забезпечуються можливість їх занурення і необхідна несуча здатність за властивостями ґрунту.

8.5.7.2 Для пальових фундаментів опор повітряних ліній електропередачі не допускається застосування булавоподібних, пірамідальних і ромбоподібних паль.

8.5.7.3 Глибина занурення в ґрунтову основу паль, що сприймають висмикувальні або горизонтальні навантаження, визначається розрахунком, але має бути не менше ніж 4,0 м, а для фундаментів дерев'яних опор – не менше ніж 3,0 м.

8.5.7.4 Дерев'яні палі для фундаментів дерев'яних опор повітряних ліній електропередачі допускається застосовувати незалежно від наявності і рівня підземних вод. При цьому в зоні змінної вологості необхідно передбачати посилений захист деревини від гниття.

8.5.7.5 Для попередніх розрахунків несучу здатність за властивостями ґрунтової основи забивних висячих і набивних паль опор повітряних ліній електропередачі, що працюють на стискувальне навантаження, допускається визначати згідно з додатком Н.

8.5.7.6 При розрахунку на висмикувальні навантаження палі, що працюють у групі з чотирьох паль і менше, розрахункову несучу здатність палі слід зменшувати на 20 %.

8.5.7.7 Для паль, що сприймають висмикувальні навантаження, допускається передбачати занурення їх в лідерні свердловини, при цьому різниця між поперечним розміром палі і діаметром лідерної свердловини має бути не менше ніж 0,15 м.

8.5.8 Пальові фундаменти малоповерхових та котеджних будівель

8.5.8.1 Особливості проектування пальових фундаментів поширюються на малоповерхові будівлі адміністративного, культурно-побутового і сільськогосподарського призначення, будинки садибного типу, котеджні будівлі з розрахунковим навантаженням в рівні цоколя стіни до 150 кН/м, а на колону – до 400 кН.

8.5.8.2 При проектуванні пальових фундаментів малоповерхових будівель слід застосовувати переважно палі-колони, короткі пірамідальні палі із попередньо напруженою арма-

турою без поперечного армування, бурові палі довжиною до 3 м з ущільненим трамбуванням забоєм, набивні палі, що влаштовуються в пробитих свердловинах, буроін'єкційні палі малих діаметрів, ґрунтоцементні і пальові основи.

У фундаментах будівель розпірної конструкції слід застосовувати пірамідальні, а також палі таврового і двотаврового перерізів із консолями.

Примітка 1. Використання паль-колон для малоповерхових будівель, що зводяться в сейсмічних районах, допускається при глибині занурення паль-колон у ґрунт не менше ніж 2 м.

Примітка 2. Ущільнення забою свердловин при влаштуванні бурових паль довжиною до 3 м повинні здійснюватися шляхом втрамбування в ґрунт шару щебеню товщиною не менше ніж 10 см.

Примітка 3. У проектах пальових фундаментів малоповерхових будівель на просідаючих ґрунтах із просіданням від власної ваги до 15 см допускається не передбачати повного прорізання палями просідаючої товщі, якщо надземні конструкції будівель проектується із застосуванням конструктивних заходів, що забезпечують можливість їх нормальної експлуатації при визначених розрахунком нерівномірних осіданнях і просіданнях фундаментів.

8.5.8.3 Визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи для попередніх розрахунків допускається виконувати згідно з додатком Н.

8.5.8.4 Для пальових фундаментів і паль-колон одноповерхових будівель необхідно виконувати перевірку стійкості фундаментів при дії сил морозного здимання ґрунтів.

8.5.8.5 Розрахункові характеристики ґрунтів при визначенні несучої здатності паль згідно з 8.5.8.3 слід приймати для найбільш несприятливого випадку їх сезонної зміни в процесі будівництва й експлуатації будівлі.

8.5.9 Пальові фундаменти при реконструкції та підсиленні

8.5.9.1 При реконструкції споруд пальові фундаменти застосовують у разі збільшення навантажень на фундаменти і за наявності в основі слабких ґрунтів.

8.5.9.2 При проведенні реконструкції і підсиленні фундаментів палями застосовують переважно палі: вдавлюванні, буронабивні, набивні, буроін'єкційні, бурозагвинчувані та пальові основи фундаментів із використанням похилих і вертикальних ґрунтоцементних паль.

Застосування забивних паль допускається в окремих випадках за відповідного обґрунтування. При цьому будівля, що реконструюється, і навколишня забудова повинні перевірятись на безпеку за умови динамічних впливів.

8.5.9.3 Пальові фундаменти при реконструкції слід проектувати з урахуванням вимог підрозділів 8.5.2-8.5.6 та 11.4 ДБН В.2.1-10.

Вихідні дані для проектування повинні містити результати обстеження основ, фундаментів і конструкцій будівлі, що реконструюється, і навколишньої забудови, яка потрапляє в зону впливу реконструкції.

8.5.9.4 При застосуванні вдавлюваних або підведення додаткових паль для підсилення основ і фундаментів будівель, що реконструюються, їх фундаменти і підземні конструкції повинні перевірятись на сприйняття додаткових зусиль від вдавлювання F та/чи підведення додаткових паль і, за необхідності, підсилюватись.

8.5.9.5 При застосуванні буронабивних паль для реконструкції необхідно оцінювати можливе технологічне осідання при розбурюванні свердловин, яке може викликати осідання близько розташованих фундаментів.

8.5.9.6 Для зменшення додаткових впливів від технологічних факторів при влаштуванні буро-набивних і додаткових паль підсилення, а також при заглибленні підземної частини і влаштуванні поблизу підземних споруд слід застосовувати бурозагвинчувані та буроін'єкційні палі малих діаметрів.

8.5.9.7 Загальні сумарні осідання підсилених будівель, що складаються з осідань, отриманих у процесі будівництва, експлуатації і реконструкції, не повинні перевищувати

встановлених гранично-допустимих значень для даної споруди.

8.5.10 Пальові фундаменти в умовах щільної забудови

8.5.10.1 Проектування пальових фундаментів об'єктів, що зводяться в умовах щільної забудови, слід виконувати згідно з вимогами цього підрозділу та підрозділу 11.3 ДБН В.2.1-10.

8.5.10.2 Пальові фундаменти при будівництві в умовах щільної забудови слід застосовувати для об'єктів нового будівництва при:

необхідності збільшення несучої здатності фундаментів за властивостями ґрунтової основи внаслідок обмеженої площі забудови і передачі навантажень на несучі шари ґрунту;

влаштуванні утримуючих стін котлованів;

влаштуванні розділяючих стін або екранів при будівництві впритул до існуючої забудови, у тому числі при заглибленні фундаментів нових будинків нижче існуючих.

8.5.10.3 Розрахунковий прогноз деформацій основ будівель і споруд, розташованих в зоні впливу об'єктів нового будівництва чи реконструкції, виконують у випадках, коли:

1) нове будівництво чи реконструкція викликає збільшення напружень, що діють у межах як стисливої товщі, так і нижче в основі близько розташованого об'єкта;

2) основа існуючого об'єкта розвантажується у зв'язку з вийманням ґрунту при будівництві нового об'єкта внаслідок розробки глибоких котлованів, розвитку несприятливих геологічних процесів (суфозії, зсувів тощо), переміщення і деформацій утримуючих стін котлованів, недотримання технології влаштування буронабивних чи буроін'єкційних паль, внаслідок чого можливий суфозійний винос ґрунтів з основи існуючих фундаментів;

3) зведення нового чи реконструкція існуючого об'єкта супроводжується динамічними навантаженнями і впливами на основу розташованого поблизу об'єкта (наявність трас метрополітену, вплив руху транспорту, дії будівельних механізмів на майданчику нового будівництва тощо);

4) зведення нового чи реконструкція існуючого об'єкта супроводжується зміною гідрогеологічного режиму основи на території внаслідок баражного ефекту при влаштуванні часто розташованих паль.

8.5.10.4 Розрахунки додаткових деформацій існуючих об'єктів від впливу новобудови на пальових фундаментах, як правило, слід виконувати в нелінійній поставці з використанням числових методів розрахунку. У розрахунковій моделі необхідно враховувати стан несучих конструкцій існуючих споруд, властивості ґрунтів у основі і їх зміну за час експлуатації.

8.5.10.5 Осідання точок поверхні основи існуючих споруд від впливу новобудови на пальових фундаментах дозволяється визначати з використанням розрахункових схем, що ґрунтуються на моделі ґрунту як лінійно-деформованого середовища за формулою:

$$s_{\text{inf}} = \sum_{i=1}^n p_i s_i, \quad (8.5.10.1)$$

де s_{inf} – осідання точки поверхні основи існуючих фундаментів від новобудови на пальовому фундаменті;

s_i – осідання точки поверхні від впливу i -ої палі фундаменту при одиничному навантаженні на відстані a від осі i -ої палі до точки розгляду визначається за формулою (П.1.5);

p_i – навантаження на i -ту палю у фундаменті.

8.5.10.6 Сумісне осідання фундаменту існуючої споруди від власного навантаження s_0 та впливу новобудови на пальових фундаментах s_{inf} не повинно перевищувати граничного значення середнього осідання споруди

$$s_0 + s_{\text{inf}} \leq s_u. \quad (8.5.10.2)$$

9 ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА ҐРУНТАХ З ОСОБЛИВИМИ

ВЛАСТИВОСТЯМИ

9.1 Проектування на просідаючих ґрунтах

9.1.1 Проектування основ і фундаментів будівель та споруд в умовах будівельних майданчиків, що розташовані на просідаючих ґрунтах, необхідно виконувати згідно з ДБН В. 1.1 -5, частина II. При цьому необхідно враховувати можливе просідання ґрунтів основи від зовнішнього навантаження та (чи) власної ваги ґрунту при підвищенні вологості до рівня, що відповідає початковій вологості просідання в зоні прогнозованого обводнення (підйому рівня підземних вод або купола техногенного заможування) згідно з вимогами цих Норм.

9.1.2 Властивості просідання ґрунтів характеризуються відносною просадочністю ϵ_{sl} , початковим тиском просідання p_{sl} , початковою вологістю просідання w_{sl} . Значення ϵ_{sl} , p_{sl} визначають згідно з додатком Д.

9.1.3 При проектуванні будівель на основах, що складені просідаючими ґрунтами, повинні враховуватись: а) просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$; б) просідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$; в) нерівномірність просідання ґрунтів Δs_{sl} ; г) горизонтальні переміщення основи u_{sl} в межах криволінійної частини просадочної воронки при просіданні ґрунтів від власної ваги; д) втрата стійкості укосів і схилів; е) додаткові навантаження внаслідок утворення в ґрунтовій товщі водних куполів.

9.1.4 У залежності від прояву просідання від власної ваги ґрунту основи слід розрізняти ґрунтові умови, в яких:

- а) виникає просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl,p}$, відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;
- б) виникають просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl,p}$ і власної ваги ґрунту в нижній зоні основи $h_{sl,g}$;
- в) зовнішнє навантаження на основу не викликає просідання у верхній зоні $h_{sl,p}$, має місце лише просідання в нижній зоні $h_{sl,g}$.

9.1.5 Обчислення просідань ґрунтів основи виконують згідно з Д.14 – Д.19. При проектуванні об'єктів на просідаючих ґрунтах необхідно враховувати групи складності умов будівництва на майданчику об'єкта проектування і території забудови згідно з ДБН В. 1.1-5.

9.1.6 При проектуванні малозаглиблених та мілкового закладання фундаментів деформації у вигляді криволінійної поверхні осідання (викривлення) основи, що виникають при просіданні товщі від власної ваги ґрунту в зоні $h_{sl,g}$, враховують при розрахунках як впливи, що не пов'язані з дією напружень від розподільних навантажень. Просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl,p}$ ураховують як зниження жорсткісних властивостей основи.

9.1.7 При проектуванні заглиблених і глибокого закладання фундаментів, підземних і заглиблених споруд слід ураховувати в умовах: 9.1.4а - опір ґрунту по бічній поверхні заглибленої частини; 9.1.4б, 9.1.4в - довантажувальні сили тертя ґрунту по бічній поверхні заглиблених частин споруди і фундаментів, що виникає при просіданні ґрунтів від власної ваги та осідання земної поверхні згідно з 9.1.6.

9.2 Проектування на набрякливих ґрунтах

9.2.1 При проектуванні фундаментів на основах, що складені набрякливими ґрунтами, слід ураховувати здатність ґрунтів до зростання в об'ємі (набрякання) - при підвищенні вологості; зменшення в об'ємі (усадки) - при зниженні вологості.

9.2.2 Набрякливі ґрунти характеризуються тиском набрякання p_{sw} , вологістю набрякання w_{sw} , відносною набрякливістю при заданому тиску ϵ_{sw} і відносною усадкою при висиханні ϵ_{sh} .

9.2.3 Деформації основ фундаментів, що виникають внаслідок набрякання або усадки ґрунту, обраховують методом підсумовування деформацій окремих шарів ґрунтів згідно з Д.20 – Д.27.

Підняття основи внаслідок набрякання ґрунтів обчислюють виходячи з припущення, що осідання основи від зовнішнього навантаження вже стабілізувалося.

9.2.4 Граничні значення деформацій об'єктів, які викликані набряканням або усадкою ґрунтів їх основи, визначають розрахунком згідно з підрозділом 7.9 або приймають згідно з додатком И в залежності від наявності (відсутності) в будівлі захисних інженерних заходів для сприйняття впливів деформацій основи.

9.3 Проектування на водонасичених біогенних ґрунтах і мулах

9.3.1 При проектуванні фундаментів на основах, що складені водонасиченими біогенними ґрунтами та мулами або містять такі ґрунти, слід ураховувати: підвищену стисливість, розвиток осідань у

часі, можливість виникнення нестабілізованого стану, мінливість та анізотропію характеристик міцності, деформативності, фільтрації і зміни їх у процесі консолідації основи. Необхідно враховувати для мулів - тиксотропію, газовиділення; біогенних ґрунтів та мулів – агресивність підземних вод до матеріалів конструкцій у ґрунті.

9.3.2 Спирання фундаментів безпосередньо на поверхню сильнозоторфованих ґрунтів, торфів, слабомінеральних сапропелей та мулів не допускається.

9.3.3 Фундаменти на заторфованих ґрунтах та торфах слід розраховувати за несучою здатністю і деформаціями.

9.3.4 На території майбутньої забудови з різними умовами залягання і нашарування (за глибиною і в плані) водонасичених мінеральних та біогенних ґрунтів, де застосовують комплекс інженерних заходів з підготовки основи (тимчасове або постійне завантаження, дренажування тощо), характеристики ґрунтів основи необхідно визначати за результатами їх випробувань після ущільнення.

9.4 Проектування на елювіальних ґрунтах

9.4.1 Фундаменти на основах, які складені елювіальними ґрунтами, слід проектувати з урахуванням: неоднорідності по глибині та в плані внаслідок наявності ґрунтів з відмінністю властивостей міцності та деформативності (у т.ч. вивітрілих скельних); схильності до зниження міцності елювіальних ґрунтів (особливо великоуламкових та сильновивітрілих скельних) та зростання дисперсності у верхньому шарі під час їх знаходження у відкритих котлованах; можливості переходу до пливунного стану елювіальних супісків та пилюватих пісків у разі їх водонасичення у період улаштування котлованів та фундаментів; можливої наявності властивостей просідання в елювіальних пилюватих пісках з коефіцієнтом пористості $e > 0,6$ та коефіцієнтом водонасичення $S_r < 0,7$.

9.4.2 Необхідно враховувати, що елювіальні ґрунти можуть виявляти властивості набрякання при замочуванні відходами виробництва (лужними чи кислими розчинами); елювіальні супіски малого ступеня водонасичення можуть мати властивості просідання.

9.4.3 Розрахунок фундаментів за деформаціями основ, що складені елювіальними ґрунтами, виконують згідно з розділом 7.

Якщо елювіальні ґрунти є просідаючими або здатними до набрякання, слід враховувати вимоги підрозділів 9.1, 9.2.

9.5 Проектування на засолених ґрунтах

9.5.1 Фундаменти на основах, які складені засоленими ґрунтами, необхідно проектувати з урахуванням: утворення суфозійного осідання під час тривалої фільтрації води та вилуговування солей; зміни у процесі вилуговування солей фізико-механічних властивостей ґрунту, яка супроводжується, як правило, зниженням властивостей міцності та деформативності і підвищенням деформацій основи; набрякання або просідання ґрунтів при замочуванні; підвищену агресивність підземних вод до матеріалів конструкцій у ґрунті.

9.5.2 Засолені ґрунти характеризують відносним суфозійним стиском ϵ_{sf} .

Нормативне значення ϵ_{sf} , визначають згідно з додатком Д.

Розрахункове значення ϵ_{sf} допускається приймати таким, що дорівнює нормативному з коефіцієнтом надійності по ґрунту $\gamma_g = 1$.

Розрахунок фундаментів за деформаціями основ, які складені засоленими ґрунтами, виконують згідно з розділом 7. Якщо засолені ґрунти є просідаючими або набрякливими, слід враховувати вимоги підрозділів 9.1, 9.2.

9.5.3 Розрахунки фундаментів за деформаціями основ, що складені засоленими ґрунтами, слід виконувати з урахуванням осідання від зовнішнього навантаження, просідання, набрякливості або усадки і суфозійного осідання.

За відсутності можливості тривалого замочування ґрунтів та вилуговування солей деформації основи обчислюють як для ґрунтів незасолених із використанням деформаційних характеристик ґрунтів при повному водонасиченні.

9.5.4 При проектуванні фундаментів на основах, складених засоленими просідаючими ґрунтами, необхідно враховувати, що заходи з ліквідації просадочності (попереднє замочування, ущільнення важкими трамбівками, хімічне закріплення тощо) практично виключають можливість розвитку суфозійного осідання.

Розрахунок суфозійного осідання в таких ґрунтах необхідно виконувати у випадках, коли фактичний середній тиск на основу під фундаментами споруди не перевищує початкового тиску просідання і відсутні заходи, що ліквідують властивості просідання ґрунту.

9.6 Проектування на насипних та наливних грунтах

Насипні ґрунти

9.6.1 При проектуванні фундаментів на основах, що складені насипними ґрунтами, слід урахувати: мінливість та неоднорідність складу, нерівномірність стисливості, здатність до самоущільнення протягом часу, ущільнення від вібраційних навантажень, замочування і розкладання органічних речовин, що містяться у насипу.

Примітка. У насипних ґрунтах, що складаються зі шлаків та глин, необхідно враховувати можливість їх набрякання при замочуванні водою або хімічними відходами виробництв.

9.6.2 Визначати характеристики насипних ґрунтів як основ фундаментів слід у залежності від складу та особливостей будови, за якими їх поділяють на:

- штучні планомірно зведені насипи, утворені організованим відсіпанням гальки, гравію, пісків, шлаків, глинистих ґрунтів, що укладають сухим способом з ущільненням. Ступінь однорідності складу, рівномірності стисливості і відповідності завданню на їх зведення повинні визначатись при виконанні робіт із відсіпання насипів;

- відвали ґрунтів або відходи підприємств (шлаки, формувальний ґрунт, відходи збагачувальних фабрик тощо), які відсіпають неорганізоване, без ущільнення. Ступінь однорідності складу, показники стисливості і їх нерівномірності повинні визначатись при проведенні інженерно-геологічних вишукувань для проектного будівництва;

- неорганізовані звалища відходів підприємств, побутових відходів та різних ґрунтів. Придатність і умови їх використання в якості основ для будівництва повинні визначатись при проведенні інженерно-геологічних вишукувань.

9.6.3 Тривалість процесу самоущільнення, внаслідок якого відбувається підвищення фізико-механічних властивостей та зниження стисливості насипних ґрунтів протягом часу, наведена у таблиці 9.1. Після закінчення терміну, вказаного в таблиці 9.1, насипні ґрунти і відвали відходів виробництв відносять до злежаних.

Таблиця 9.1 - Тривалість самоущільнення насипних ґрунтів

Види насипних ґрунтів	Тривалість самоущільнення, років		
	планомірно зведених насипів	відвалів	звалищ
Великоуламкові	0,2-1	1,3	2,5
Піщані	0,5-1	2,5	5-10
Глинисті	2-5	10-15	20-30

9.6.4 Фундаменти за деформаціями основ, що складаються з насипних ґрунтів та відходів виробництва, повинні розраховуватись згідно з розділом 7. Якщо насипні ґрунти мають властивості просідання, набрякання або відносний вміст органічної речовини $I_{\text{аіо}} > 0,1$, слід урахувати вимоги підрозділів 9.1-9.3. Повна деформація основи повинна визначатись підсумовуванням осідань від зовнішнього навантаження і додаткових осідань від самоущільнення насипних ґрунтів та розкладання органічних включень, а також осідань (просідань) підстильних ґрунтів від ваги насипу та навантажень від фундаменту.

9.6.5 При проектуванні фундаментів об'єктів на основах із насипних ґрунтів і відходів виробництва необхідно аналізувати варіанти їх використання у якості природно сформованих основ; для влаштування штучних основ, подушок, насипів; із застосуванням будівельних заходів для зниження стисливості; шляхом прорізання фундаментами глибокого закладання, у тому числі пальовими.

Намивні ґрунти

9.6.6 Фундаменти об'єктів на основах, що складені намивними ґрунтами, слід проектувати з урахуванням: неоднорідності нашарувань (багатошаровість, мінливість складу і властивостей по глибині та у плані), здатності змінити фізико-механічні властивості у часі, у тому числі внаслідок коливань рівня підземних вод, чутливості до вібраційних впливів, можливих осідань підстильних шарів основи.

9.6.7 Розрахунки фундаментів на намивній основі за деформаціями виконують згідно з розділом 7 з урахуванням сполучень розрахункових факторів.

Якщо в складі намитого ґрунту або під ним є заторфований чи слабкий шар ґрунту або товща намивних ґрунтів підстеляється біогенними ґрунтами чи мулами, необхідно додатково враховувати вимоги підрозділу 9.3.

Для основи, складеної з намитого та природного ґрунту, слід урахувати осідання підстильних шарів та самоущільнення намитого ґрунту.

9.6.8 Повну деформацію основи, складеної намивними ґрунтами, обчислюють підсумовуванням осідань основи від зовнішнього навантаження, самоущільнення товщі намитого ґрунту та додаткових осідань за рахунок незавершеної консолідації завантажених намивом підстильних шарів основи.

9.7 Проектування на здимальних ґрунтах

9.7.1 Фундаменти на основах, які складені здимальними ґрунтами, необхідно проектувати з урахуванням впливів сил та/чи деформацій морозного здимання на фундаменти і заглиблені чи підземні частини об'єктів.

Впливи виникають внаслідок здатності здимальних ґрунтів змінюватись в об'ємі: збільшуватись при сезонному промерзанні і зменшуватись - при відтаванні.

Впливи проявляються: підняттям поверхні ґрунту і виникненням дотичних сил морозного здимання при замерзанні; осіданням, знещільненням та зниженням несучої здатності ґрунту - при відтаванні.

9.7.2 Здимальні ґрунти характеризуються: величинами повної та відносної деформації морозного здимання; питомим значенням дотичної сили морозного здимання, яка діє вздовж бічної поверхні фундаментів та заглиблених чи підземних частин об'єктів.

Характеристики здимальних ґрунтів слід встановлювати з урахуванням прогнозних змін гідрогеологічних умов.

9.7.3 Розрахунок фундаментів на основах, складених здатними до морозного здимання ґрунтами, слід виконувати з урахуванням впливів згідно з 9.7.1.

9.7.4 При закладанні фундаментів нижче розрахункової глибини промерзання необхідно виконувати розрахунок стійкості фундаментів на дію дотичних сил морозного здимання.

При закладанні фундаментів вище розрахункової глибини промерзання (малозаглиблені фундаменти) необхідно виконувати розрахунок деформацій морозного здимання ґрунтів основи з урахуванням дотичних та нормальних сил морозного здимання.

9.7.5 Розрахункові деформації фундаментів від дії сил морозного здимання, що обчислюють з урахуванням навантаження від споруди, не повинні перевищувати граничних значень, які допускають-

ся згідно з підрозділом 7.9 для набрякливих ґрунтів (підрозділ 9.2).

9.7.6 Якщо розрахункові деформації малоzagлиблених фундаментів від дії сил морозного здимання основи більше граничних або стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання недостатня, окрім можливості зміни глибини закладання фундаменту, слід розглядати доцільність застосування інженерних заходів для зменшення сил та деформацій морозного здимання.

10 ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА ТЕРИТОРІЯХ З ОСОБЛИВИМИ УМОВАМИ

10.1 Проектування на територіях із підземними виробками

10.1.1 Фундаменти об'єктів, які зводять на основах, що підроблюються гірничими виробками, необхідно проектувати з урахуванням характеру і величин зрушень ґрунтового (гірничого) масиву від підземного видобування корисних копалин (вугілля, залізна руда, сіль, калій, сірка тощо).

Параметри деформацій земної поверхні повинні бути наведені в гірничо-геологічному обґрунтуванні до проектування будівництва чи реконструкції.

Проектування фундаментів об'єктів на підроблюваних територіях вугільних родовищ слід виконувати згідно з ДБН В. 1.1-5, частина І.

10.1.2 Характеристики зрушень, визначені в результаті маркшейдерських розрахунків для вільної від зовнішніх навантажень земної поверхні, представляють у розрахункових схемах (моделях) системи "основа - фундамент - споруда" як впливи від нерівномірних деформацій основи у вигляді переміщень і деформацій підроблюваного ґрунтового масиву в трьох ортогональних напрямках Х, Y, Z.

Напрямки осей Х і Y приймають такими, що збігаються з напрямками головних осей фундаменту будівлі (споруди) чи її відсіку.

10.1.3 При розробленні розрахункових схем впливи від зрушень ґрунтового масиву на основу і конструкції фундаментів допускається приймати у вигляді:

- вертикальних переміщень (осідань) у межах глибини активної стисливої зони основи такими, що дорівнюють осіданням земної поверхні;
- горизонтальних переміщень і деформацій такими, що розподіляються за глибиною (у вертикальних перерізах) півпростору рівномірно, а їх величини дорівнюють величинам горизонтальних переміщень поверхні, вільної від зовнішніх навантажень;
- уступів, що характеризуються вертикальним переміщенням суміжних ділянок ґрунтового масиву.

10.1.4 У розрахункових схемах деформаційних впливів від зрушень гірничого масиву слід урахувати компоненти вертикальних і горизонтальних переміщень:

а) при плавних осіданнях, що характеризуються випуклістю: $+u_z^R(x, y)$ – вертикальні переміщення через радіус кривизни; $u_z^i(x, y)$ – вертикальні переміщення через нахил; $+u_z^E(x, y)$ – горизонтальні переміщення через відносні деформації розтягнення ґрунтового масиву;

б) при плавних осіданнях, що характеризуються угнутістю: $-u_z^R(x, y)$ – вертикальні переміщення через кривизну угнутості; $u_z^i(x, y)$ – вертикальні переміщення через нахил; $-u_z^E(x, y)$ – горизонтальні переміщення через відносні деформації стиску ґрунтового масиву;

в) при осіданнях, що характеризуються уступом: $-u_z^h(x, y)$ – вертикальні переміщення через уступ; $u_z^i(x, y)$ – вертикальні переміщення через нахил; $+u_z^E(x, y)$ – горизонтальні переміщення через відносні деформації розтягнення ґрунтового масиву.

Розрахункове спрямування лінії уступу в плані будівлі (споруди) слід приймати таким, за якого виникають найбільші зусилля в несучих конструкціях або найбільший крен будівлі (споруди).

10.1.5 Деформації та зусилля у фундаментах і конструкціях надземної частини будівлі (споруди) на підроблюваних територіях слід визначати при розрахунку системи "основа - фундамент - споруда" згідно з підрозділом 8.3 з урахуванням параметрів деформації земної поверхні.

При розрахунку фундаментів існуючих об'єктів на впливи зрушень гірничого масиву, що підроблюється, характеристики ґрунтів основи повинні визначатись з урахуванням впливу зрушень ґрунтового (гірничого) масиву від підземного видобування корисних копалин.

10.1.6 При проектуванні фундаментів об'єктів, розташованих в умовах існуючої забудови, величини зрушень земної поверхні повинні бути визначені (задані) не тільки для об'єктів, що проектується, але і близько розташованих існуючих наземних і підземних споруд; для підроблюваних територій вугільних родовищ - у відповідності з ГСТУ 101.00159226.001-2003. "Правила підробки будівель, споруд і

природних об'єктів при видобуванні вугілля підземним способом".

10.1.7 Проектування і будівництво чи реконструкція фундаментів об'єктів I і II рівнів відповідальності на підроблюваних територіях I, II, III і Пк, Пік, ІУк груп повинно виконуватись з науково-технічним супроводом.

10.1.8 На підроблюваних територіях, де ділянки забудови складені просідаючими чи іншими ґрунтами з особливими властивостями, проектування об'єктів повинно виконуватись з урахуванням можливого спільного впливу на них деформацій від зрушень і просідань ґрунтів основи.

10.1.9 Проектування об'єктів на територіях, розташованих над старими гірничими виробками, пройденими на глибинах до 80 м, допускається при обов'язковому проведенні інженерно-вишукувальних робіт з виявлення порожнин і їх повної ліквідації.

10.2 Проектування у сейсмічних районах

10.2.1 Проектування фундаментів за властивостями ґрунту основи об'єктів, які розташовані у сейсмічних районах, слід виконувати на підставі їх розрахунків відповідно до інженерно-геологічних чи гірничо-геологічних умов будівництва з урахуванням змін деформаційних і міцнісних характеристик ґрунтів при коливаннях і перевірки результатів розрахунків з урахуванням сейсмічних впливів згідно з вимогами ДБН В. 1.1-5, ДБН В. 1.1-12.

10.2.2 Розрахунки фундаментів об'єктів і їх основ на сейсмічні впливи слід виконувати в наступному порядку.

Визначають сейсмічність майданчика будівництва і розрахункову сейсмічність об'єктів.

Розробляють розрахункову динамічну модель об'єкта як системи "основа - фундамент - споруда" на підставі статичної моделі за рахунок призначення параметрів жорсткості, інерційності та загасання (демпфірування) коливань.

Обчислюють частоти і форми власних коливань системи.

Визначають розрахункове сейсмічне навантаження і виконують перевірочний розрахунок фундаментів об'єкта і їх конструктивних елементів як додаток до розрахунків на статичні навантаження і впливи.

10.2.3 Сейсмічність майданчика будівництва встановлюють на підставі сейсмічного мікро-районування, а за відсутності таких даних - згідно з ДБН В. 1.1-12 у залежності від сейсмічності району і категорії (I, II, або III) ґрунту за сейсмічними властивостями.

10.2.4 При проектуванні відповідальних та висотних (16 поверхів і більше) будівель та споруд розрахункові сейсмічні навантаження слід визначати не тільки за спектральним методом згідно з ДБН В.1.1-12, але і з використанням інструментальних записів прискорень основи при землетрусі, найбільш небезпечних для даного об'єкта, або синтезованих акселерограм. При цьому максимальні амплітуди прискорень основи слід приймати не менше ніж 50, 100, 200 чи 400 cm/s^2 при сейсмічності майданчиків будівництва 6, 7, 8 чи 9 балів відповідно.

Урахування сейсмічних навантажень

10.2.5 Параметри сейсмічних навантажень призначають у залежності від прийнятої моделі основи.

10.2.6 При використанні динамічних моделей основи у вигляді пружин з демпфером характеристиками ґрунтової основи є коефіцієнти жорсткості та параметри загасання (демпфірування).

Коефіцієнти жорсткості основи визначають як для лінійно-деформованого півпростору згідно з розділом 8 з урахуванням тільки пружних деформацій відповідно до формули (3) додатка 5 ДБН В.1.1-5, частина II або Д.4 цих Норм.

Параметри загасання в основі визначають згідно зі СНиП 2.02.05 або дослідженнями за спеціальною методикою.

10.2.7 При моделюванні основи інерційним півпростором характеристиками ґрунту основи є питома вага, швидкість поздовжніх і поперечних хвиль, коефіцієнт пружного опору, параметр загасання.

Характеристики допускається задавати згідно з геологічним розрізом основи під спорудою як середнє значення на глибину деформованої зони і відстань від краю фундаменту не менше двох характерних розмірів фундаменту в плані в кожну сторону.

При проектуванні споруд 1 рівня відповідальності характеристики ґрунту слід задавати для кожного шару ґрунту на геологічному розрізі.

Примітка. Допускається використовувати розрахункові моделі основи, відмінні від наведених у 10.2.6, 10.2.7, при цьому у завданні на проектування повинні встановлюватись вимоги щодо визначення необхідних розрахункових параметрів.

10.2.8 Характеристиками сейсмічного впливу на споруду є інтенсивність сейсмічного навантаження в балах шкали MSK-64 або розрахункові акселерограми на рівні денної поверхні чи приведені до рівня підшви фундаменту.

Допускається проведення розрахунків фундаментів споруд при незалежному завданні сейсмічного впливу у взаємно перпендикулярних напрямках (двох горизонтальних і вертикальному). Вертикальна компонента впливу приймається з коефіцієнтом $K = 0,5$.

10.2.9 При розрахунку протяжних споруд із точковим обпиранням на основу зусилля в конструкції складаються з двох складових зусиль: від інерційних сейсмічних навантажень і взаємного зсуву точок обпирання. Для оцінки цих зусиль проводять декомпозицію рішень на дві складові. Першу складову зусиль визначають у конструкції на жорсткій основі при заданих переміщеннях опору $u_0(t)$; другу складову зусиль визначають у розрахунковій схемі "основа - фундамент - споруда" при сейсмічних впливах з урахуванням швидкості розповсюдження хвиль у ґрунті.

10.2.10 При завданні сейсмічних впливів для заглиблених об'єктів слід ураховувати вплив заглиблення фундаменту та інерційні характеристики ґрунтової основи і фундаментів.

10.2.11 Крім інерційних сейсмічних навантажень, до споруди необхідно прикладати навантаження D від тиску ґрунту основи на бічні поверхні фундаменту, підземні частини об'єкта чи підпірної стіни, які визначають за формулою

$$D(t) = - M_{ep} \ddot{Y}_1(t), \quad (10.1)$$

де M_{ep} – маса ґрунту в об'ємі заглибленої частини фундаменту, споруди або підпірної стіни;

$\ddot{Y}_1(t)$ – акселерограма коливань ґрунту на глибині $h_1 = h/\sqrt{3}$ (h – глибина закладання підшви фундаменту).

Проектування фундаментів

10.2.12 Проектування фундаментів за деформаціями основ з урахуванням сейсмічних впливів повинне виконуватись на підставі розрахунку на особливе сполучення навантажень за інженерно-геологічними умовами.

Попередні розміри фундаментів слід визначати розрахунком за деформаціями основ на основне сполучення навантажень (без урахування сейсмічних навантажень).

10.2.13 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основи слід виконувати на дію вертикальної складової позацентрового навантаження в особливому сполученні, яке передається фундаментом, виходячи з умови

$$N_a \leq \gamma_{c, eg} N_{u, eg} / \gamma_n, \quad (10.2)$$

де N_a – вертикальна складова розрахункового позацентрового навантаження в особливому сполученні (з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, яке спрямоване вниз);

$N_{u, eg}$ – вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах;

$\gamma_{c, eg}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, який приймають 1,0; 0,85; 0,7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями згідно з ДБН В.1.1-12;

γ_n – коефіцієнт надійності, який приймають у залежності від рівня відповідальності споруд згідно з розділом 7.

10.2.14 Перевірку на зрушення по підшві фундаменту слід виконувати на горизонтальну складову сейсмічного навантаження в рівні низу фундаментів з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, спрямованого наверх, і сейсмічного коефіцієнта умов роботи $\gamma_{c, eg}$.

При визначенні утримуючих та зрушувальних сил слід обраховувати складові активного і пасивного тисків ґрунту на бічні поверхні фундаментів з урахуванням сейсмічних навантажень.

10.2.15 При дії навантажень від моментів за двома напрямками розрахунок за несучою здатністю основ повинен виконуватись роздільно на дію сил і моментів у кожному напрямку незалежно один від одного.

10.3 Проектування на закарстованих територіях

10.3.1 Фундаменти об'єктів, основи яких складені ґрунтами, здатними до карстоутворення, повинні проектуватись з урахуванням карстових або карсто-суфозійних деформацій (далі - карстових деформацій) та особливостей розвитку карстових процесів.

10.3.2 Проектування з карстопроявами на поверхні (відкритий карст) або в масиві ґрунту (покривний карст) слід виконувати в залежності від розподілення карстових деформацій за геометричними розмірами, інтенсивністю проявлення і параметрами, що їх характеризують:

- діаметр карстового провалу;
- ширина ослабленої зони навколо провалу;
- радіус кривизни поверхні осідання;
- розміри в плані та глибина карстових просідань;
- діаметр та глибина розташування у масиві ґрунту карстової порожнини;
- розміри та глибина розташування у масиві ґрунту розуцільнених зон;
- інтенсивність проявлення карстових деформацій по площі (кількість карстових провалів, порожнин чи просідань на одиницю площі території);
- інтенсивність проявлення карстових деформацій у часі (кількість карстових провалів, порожнин чи просідань за одиницю часу).

10.3.3 Параметри карстопроявів із прогнозом щодо їх можливих змін внаслідок гідрогеологічних умов та/чи техногенних впливів повинні визначатись на стадії проведення інженерно-геологічних вишукувань.

10.3.4 Розрахунки фундаментів і систем "основа - фундамент - споруда" за несучою здатністю і деформативністю повинні виконуватись з урахуванням прогнозних деформацій земної поверхні і характеристик ґрунту закарстованих шарів згідно з розділом 8.

10.3.5 За наявності декількох особливих навантажень (карст і просадка, карст і гірничі виробки) урахування сполучення навантажень слід виконувати згідно з ДБН В.1.2-2.

10.3.6 При проектуванні нових об'єктів на закарстованих територіях слід передбачати заходи захисту території, що виключають можливість виникнення карстових деформацій, або зменшити їх несприятливий вплив на споруди згідно з ДБН В.1.1-24.

10.3.7 Якщо вжиття заходів, вказаних у 10.3.6, не виключає повністю можливість утворення карстових деформацій або з технічних чи економічних причин неможливе вжиття цих заходів, повинні використовуватись методи конструктивного захисту споруд.

10.3.8 Застосовані заходи захисту і способи проведення робіт не повинні забруднювати навколишнє середовище та порушувати екологічну рівновагу, призводити до активізації карстових процесів на території забудови і прилеглих ділянках.

10.3.9 Закарстовані території в зоні будівництва чи реконструкції та розташовані на них споруди в обґрунтованих випадках повинні бути обладнані системою нагляду за розвитком карстових процесів при будівництві та експлуатації.

10.3.10 При проектуванні об'єктів на площадках, де закарстовані шари знаходяться на глибині до 80 м, необхідно передбачати ліквідацію карстових порожнин.

10.4 Проектування на зсувонебезпечних територіях

10.4.1 Проектування фундаментів об'єктів, розташованих на схилах, слід виконувати з урахуванням можливості дії зсувних процесів згідно з ДБН В.1.1-3, ДБН В.1.1-24 щодо заходів захисту об'єктів на зсувонебезпечних територіях.

10.4.2. Проектування об'єктів на схилах повинно виконуватись за результатами комплексних інженерних вишукувань згідно з розділом 4.

При проведенні інженерно-геологічних вишукувань фізико-механічні властивості ґрунтів повинні вивчатись для зсувної зони, підстильної товщі, прилеглих ділянок і в зоні зрушення окремо. Для ґрунтів зсувної маси та підстильної товщі визначають кут внутрішнього тертя, зчеплення, питому вагу, коефіцієнт поперечної деформації, модуль деформації. Для ґрунтів у зоні зрушення зсуву кут внутрішнього тертя, зчеплення (структурне та водно-колоїдне) визначають при тисках, яких зазнають ґрунти у природних умовах.

10.4.3 При розрахунках схилів слід встановлювати: маси порід, що зміщуються або підготовлені до зміщення по схилах, відношення діючих на певні частини схилів у зазначений час зсувних та утримуючих сил, різниці між зсувними та утримуючими силами за прогнозованими (розрахунковими) поверхнями зсувів на різних рівнях. Необхідно враховувати вплив водоносних горизонтів, які дренируються на схилах, зважування порід, фільтраційний тиск та суфозійний винос, величини водозбірних басейнів, стік із яких спрямований на ділянку схилу, що розглядається, з метою виявлення зволоження порід на схилах масиву.

10.4.4 Розрахунки схилів слід проводити за другим граничним станом для врахування взаємодії об'єктів із ґрунтовим масивом у дограничній стадії.

10.4.5 Розрахунки протизсувних споруд проводять за граничними станами першої (за міцністю і стійкістю) та другої (за деформаціями) груп.

Статичний розрахунок утримуючих споруд слід виконувати як просторових систем відповідно "основа - утримуюча споруда" і "основа - фундамент - надфундаментні конструкції".

10.4.6 Заходи інженерного захисту об'єктів будівництва і реконструкції повинні входити до складу проекту інженерної підготовки території.

10.4.7 Проектування утримуючих споруд як конструкцій, що одночасно служать конструктивними елементами заглиблених частин об'єктів, підземних споруд, допускається в окремих випадках при відповідному розрахунковому обґрунтуванні або конструктивних можливостях.

10.5 Проектування на підтоплюваних територіях

10.5.1 Фундаменти споруд, основи яких розташовані на територіях, що підтоплюються, повинні проектуватись згідно зі ДБН В.1.1-25 і ДБН В.1.1-24.

10.5.2 До територій, що підтоплюються, на які розповсюджуються вимоги даного розділу, відносять регіони, ділянки або майданчики забудови, де існує або прогнозується підвищення природного рівня підземних вод або утворення тимчасового чи постійного рівня верховодки природного чи техногенного походження.

10.5.3 У проектах споруд на підтоплюваних територіях слід передбачати водозахист на стадії влаштування котлованів (траншей) і на стадії експлуатації основ, фундаментів, фундаментно-підвальних та заглиблених частин і підземних споруд згідно з розділом 16.

10.5.4 При застосуванні фундаментів у вигляді суцільного ряду паль, заглиблених частин будівель, підпірних стін і інших заглиблених споруд в умовах щільної забудови слід проводити розрахунки щодо визначення: можливого підняття рівня підземних вод внаслідок баражного ефекту, шляхів їх розтікання, впливу змін гідрогеологічного режиму на стійкість і деформації споруд оточуючої забудови.

10.5.5 При проектуванні на території існуючої забудови заходів щодо зниження рівня підземних вод слід ураховувати можливі осідання внаслідок зміни фізико-механічних характеристик ґрунтів, зменшення їх вологості і зняття зважувальної дії води, проводити розрахункову оцінку впливу цих факторів на додаткові осідання споруд існуючої забудови.

11 ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ОСОБЛИВИХ ВПЛИВАХ, УМОВАХ, НАВАНТАЖЕННЯХ

11.1 Проектування в зоні динамічних впливів

11.1.1 При проектуванні фундаментів за деформаціями і несучою здатністю основи будівельних об'єктів (нове будівництво або реконструкція), які розташовані в зоні впливів промислових підприємств, будівельних майданчиків, транспортних магістралей, відкритих кар'єрів із видобутку корисних копалин тощо, необхідно враховувати можливі техногенні динамічні впливи.

11.1.2 Джерела вібрації викликають розповсюдження в ґрунті хвиль, що діють на основу і фундаменти об'єктів, розташованих у зоні впливу.

Негативна дія вібрації проявляється у вигляді розуцільнення ґрунтів, нерівномірних осідань, наднормативних деформацій, виникнення нових або збільшення існуючих тріщин у конструкціях споруд.

11.1.3 Основними вимогами до проектування фундаментів об'єктів, основи яких розташовані в зоні розповсюдження джерел вібрації, є визначення безпечної відстані до джерела вібрації на підставі розрахунків несучої здатності і деформацій основ з урахуванням частот і амплітуд коливань фундаменту-джерела.

11.1.4 Безпечну відстань до об'єкта визначають за умов, що найбільша амплітуда коливань фундаментів сумісно з основою не повинна перевищувати гранично-допустимих значень за санітарними нормами та вимогами чинних норм (додаток А).

11.1.5 Найбільшу амплітуду коливань фундаменту сумісно з основою визначають розрахунком або експериментальним шляхом.

Розрахунки коливань виконують з урахуванням власних коливань споруди-приймача і вібраційного фону: фактичного - за наявності експериментальних даних, прогнозованого - за відповідного обґрунтування.

11.1.6 Гранично-допустимі амплітуди коливань фундаментів та перекриттів об'єктів визначають розрахунками, встановлюють завданням на проектування, регламентують санітарними нормами.

Примітка. Дотримання санітарних норм впливу вібрацій на людей забезпечує будівельні вимоги щодо міцності та стійкості споруд за умов відсутності багаторічних осідань фундаментів, у т.ч. від динамічних впливів.

11.1.7 Розрахунки фундаментів за несучою здатністю основ у зоні дії джерел вібрації слід виконувати з урахуванням об'ємних сил інерції.

11.1.8 Осідання фундаментів при сумісній дії статичних та динамічних навантажень слід визначати з використанням динамічних характеристик ґрунту, отриманих за результатами випробувань вібраційними штампами, або за даними експериментальних випробувань фундаментів вібромашинами.

11.1.9 При проектуванні фундаментів, які розташовані в зоні дії джерел вібрації, слід передбачати заходи щодо зниження параметрів динамічних впливів у джерелі - зміна технологічного процесу, перенесення джерела коливань, віброізоляція (пружинні, гумові, комбіновані ізолятори тощо), улаштування екранів у вигляді стін або траншей на шляхах розповсюдження коливань від джерела, зміна маси фундаменту чи жорсткості основи, зрівноважування і балансування машин, зміна робочої частоти машин і механізмів, динамічні гасителі тощо.

11.1.10 Використання віброзахисних екранів у ґрунті дозволяється тільки за наявності експериментальних даних щодо коефіцієнта зменшення коливань ґрунту за екраном та геометричних параметрів "тіні" екрана в залежності від довжини хвилі у ґрунті даного будівельного майданчика.

11.1.11 За наявності в основі споруд водонасичених пісків дрібних, пілуватих, з включенням органічних речовин слід проводити дослідження за спеціальною методикою для визначення характеристик ґрунтів при вібрації в залежності від частот динамічних навантажень та їх виду (силове або кінематичне) для прогнозу можливості розушлювання та (або) віброповзучості ґрунтів.

11.1.12 За необхідності влаштування біля існуючих об'єктів (у т.ч. підземних споруд, трубопроводів, колекторів тощо) пальових фундаментів або шпунтового огородження, що занурюють забиванням або за допомогою вібрації, слід урахувувати додаткові деформації основи існуючих фундаментів від динамічних впливів.

Допустимість їх застосування і безпечну відстань до існуючих об'єктів визначають за результатами інструментальних вимірювань коливань при пробному зануренні паль чи шпунта.

11.1.13 При реконструкції об'єктів у зоні дії джерела вібрації необхідно проводити вібраційні обстеження для визначення динамічних характеристик об'єкта та частот і амплітуд коливань ґрунту, отримання фактичних даних про коливання ґрунту і фундаментів, а також прогнозу рівнів коливань об'єкта, що реконструюється.

Висновок за результатами вібраційних обстежень фундаментів, плит перекриттів, стін об'єктів повинен містити дані про умови їх нормальної експлуатації і допустимі рівні коливань або рекомендації щодо зменшення рівня коливань чи захисту від дії вібраційних навантажень.

11.1.14 При будівництві (реконструкції) об'єктів, розташованих у зоні впливу вібрацій при функціонуванні метрополітену, необхідно передбачати заходи захисту:

- у джерелі - віброізоляція або зниження рівня коливань згідно з ДБН В.2.3-7 шляхом улаштування додаткової залізобетонної плити, динамічних гасителів, віброізоляції колій тунелю тощо;
- у середовищі-провіднику - улаштування "стіни в ґрунті", віброзахисного екрана тощо;
- в об'єкті - улаштування вертикальної та горизонтальної віброізоляції, плаваючої підлоги, використання звукозахисних матеріалів тощо.

Примітка 1. Захисні зони відчуження для автодоріг і метрополітену мілко закладання забезпечують захист об'єктів до рівня санітарних норм.

Примітка 2. При проходженні наземної або підземної магістралі на відстані ближче ніж 40 м від існуючого об'єкта слід проводити спеціальні експериментально-теоретичні дослідження для оцінки рівня коливань ґрунту, фундаментів, перекриттів і розробки заходів захисту (за необхідності).

11.2 Проектування при вирівнюванні деформованих будівель і усуненні кренів

11.2.1 Проектування фундаментів з урахуванням можливого вирівнювання деформацій будівель, споруд або окремих конструктивних елементів слід виконувати згідно з ДБН В.1.1-5.

Вирівнювання застосовують для ліквідації наднормативних деформацій, які вже зафіксовані, або як заходи захисту об'єктів, коли прогнозуються наднормативні нерівномірні деформації основи фундаментів, що змінюють характер розподілу реактивних напружень в ґрунті, спричиняють додаткові деформації та переміщення конструкцій, призводять до аварійних осідань та кренів.

Вирівнювання застосовують для захисту об'єктів від руйнацій, коли іншими методами їх захистити неможливо або економічно недоцільно.

11.2.2 Вирівнювання об'єктів при ліквідації наднормативних осідань слід здійснювати шляхом:

- зміни деформаційних властивостей основи з застосуванням вибурування та (чи) регульованого замочування ґрунтів;
- регулювання висотного положення точок і ділянок конструкцій за допомогою: гідравлічних домкратів, випускання сипкого матеріалу з пісочниць, розплавлення термопластичних елементів.

Спосіб вирівнювання слід вибирати з урахуванням особливостей конструктивного рішення об'єкта, ґрунтів основ, умов будівництва та економічної доцільності.

11.2.3 Конструкції фундаментно-підвальних частин об'єктів, що вирівнюються, повинні бути розраховані на сприйняття зусиль, які викликаються перерозподілом реактивних напружень в основі або силовим устаткуванням, мати ряд обов'язкових елементів (розподільні пояси, шов відриву, ніші для розміщення технологічних елементів устаткування для вирівнювання тощо).

11.3 Проектування в умовах щільної забудови

11.3.1 До розташованих в умовах щільної забудови слід відносити об'єкти, в основах яких зони напружень і переміщень (визначені як для незалежних, окремо розташованих об'єктів) перетинаються, а також випадки будівництва багатосекційних будинків, що споруджуються чергами. При цьому зведення кожної черги (секції або кількох секцій) слід розглядати як будівництво нового об'єкта біля існуючого.

11.3.2 У проектах фундаментів об'єктів, які розташовані в умовах щільної забудови, необхідно передбачати забезпечення: збереження експлуатаційних якостей існуючих споруд, розташованих поряд та на прилеглий території в зоні впливу нового будівництва; стійкості території в умовах складного рельєфу і наявності інженерно-геологічних особливостей (карст, підтоплення, підземні виробки, зсуви); захисту навіколишнього середовища від негативних впливів нового будівництва.

Прийняті проектні рішення (конструктивні і технологічні) повинні відповідати вимогам ДБН В.1.2-12 і унеможливити виникнення будь-яких (серед можливих) граничних станів у період будівництва та експлуатації.

Особливості інженерних вишукувань

11.3.3 Інженерні вишукування при проектуванні нового будівництва поблизу існуючих об'єктів повинні проводитись згідно з ДБН А.2.1-1, нормативними документами згідно з додатком А та врахуванням особливостей умов будівництва, стану території та оточуючої забудови.

Інженерні вишукування повинні забезпечувати отримання необхідних даних для визначення і перевірки впливу нового будівництва на деформації існуючих об'єктів і території, проектування заходів зменшення впливу нового будівництва, а за необхідності, підсилення основ і фундаментів існуючих об'єктів.

11.3.4 До складу інженерних вишукувань на стадії розроблення проектної документації для нового будівництва в умовах існуючої забудови повинні включатись додаткові роботи з урахуванням їх особливостей:

- проведення інженерно-геологічних вишукувань не тільки на ділянці забудови, але і на навіколишній території у потенційно можливій зоні впливу будівництва;
- натурне обстеження технічного стану, включаючи стан фундаментів і основи, споруд у зоні впливу нового будівництва;
- геодезичні спостереження існуючих об'єктів, території в зоні впливу нового будівництва, стабільних елементів ситуації;
- обмірні роботи з визначення натурних габаритів споруд, прилеглих до ділянки будівництва, з визначенням відстані між об'єктами.

11.3.5 Фіксацію дефектів існуючих об'єктів у зоні впливу нового будівництва проводять з метою: виключення можливості віднесення дефектів, що існували до початку будівництва, до таких, що виникли в результаті несприятливого впливу нового будівництва; вибору типу фундаментів та розроблення проекту і способу виконання робіт, що забезпечать нормальну експлуатацію існуючих об'єктів, а в необхідних випадках розроблення проекту їх підсилення; розроблення (за необхідності) заходів захисту від негативних впливів нового будівництва.

11.3.6 Інженерно-геологічні вишукування повинні забезпечувати отримання додаткових даних для перевірки (в разі необхідності) деформацій і стійкості розташованих в зоні впливу будівництва існуючих об'єктів і території.

11.3.7 Геодезичні вимірювання виконують із метою виявлення фактичного геометричного положення об'єктів і їх конструктивних елементів (за необхідності): крени, осідання, відхилення від вертикалі, різниця осідань, визначення абсолютних і відносних висотних позначок конструктивних елементів та інших стабільних елементів (ситуації до початку нового будівництва і при виконанні окремих етапів будівельних робіт).

Конструктивні рішення та заходи захисту

11.3.8 Для зниження впливу нового будівництва на існуючі об'єкти слід використовувати заходи

щодо зниження додаткових навантажень на основу у зоні впливу:

- улаштування розриву між об'єктами;
- зниження кількості поверхів нового об'єкта, що примикає до існуючого (всього об'єкта або частини в зоні примикання);
- застосування в новому об'єкті конструкцій із полегшених матеріалів;
- улаштування в зоні примикання проїзду заввишки 1-2 поверхи;
- улаштування стрічкових фундаментів нового об'єкта перпендикулярно до фундаментів стін у зоні примикання;
- улаштування огороження котловану у вигляді шпунтової стіни або паль у ґрунті різних конструкцій;
- застосування консольних фундаментів у зоні примикання;
- улаштування нових фундаментів методом "стіна в ґрунті";
- виключення заглиблених частин нових об'єктів, підвалів у зоні примикання;
- виключення складної форми примикання;
- улаштування нових фундаментів із паль, що зменшують додаткові навантаження, виключають динамічні впливи (палі, що занурюють через лідерні свердловини, вдавлюють або загвинчують, буронабивні палі в трубі тощо);
- укріплення в зоні примикання нових об'єктів ґрунтів основи шляхом цементації, силікатизації, смолізації, армування геоматеріалами тощо;
- влаштування роз'єднувальної стінки із шпунту або паль тощо.

11.3.9 За необхідності захисту, для забезпечення експлуатаційних якостей існуючих об'єктів, поблизу яких планується нове будівництво, у проекті слід передбачати:

- для фундаментів на природній основі - посилення основ, збільшення опорної площі, влаштування перехресних стрічок чи фундаментної плити, зміцнення фундаментної плити, посилення палями різних видів: буроін'єкційними, буронабивними, забивними або вдавлюваними, що складаються з коротких фрагментів до необхідної довжини;
- для пальових фундаментів - посилення (ремонт) паль, влаштування додаткових паль із розширенням ростверків, зміна конструкції пальового фундаменту за рахунок передачі навантажень від несучих конструкцій на додаткові палі з більшою несучою здатністю, влаштування перехресних стрічок чи суцільної залізобетонної плити на пальових фундаментах, розширення ростверків, посилення перерізу ростверків;
- улаштування огорожувальних конструкцій (пальові ряди з забіркою, шпунт, "стіна в ґрунті") різних конструкцій і способів виготовлення;
- попереднє закріплення ґрунтів (цементацією, силікатизацією, бурозмішувальним методом тощо) у зонах сполучення існуючого і нового об'єктів;
- використання конструктивних рішень, що не створюють додаткових впливів на існуючі конструкції (рішення консольного типу, застосування паль вдавлюваних або загвинчуваних тощо).

Принципи проектування

11.3.10 Зону впливу нових фундаментів визначають розрахунком.

Осідання за межами впливаючого фундаменту слід встановлювати згідно з розділами 7, 8.

Напруження в основі за межами впливаючого фундаменту визначають згідно з додатком Д.

11.3.11 При виконанні розрахунків основ і фундаментів існуючих об'єктів, що піддаються впливу нового будівництва, слід урахувати: зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів і гідрогеологічних умов у процесі сусіднього будівництва; додаткові навантаження і впливи з урахуванням їх найбільш несприятливих сполучень і характеру (послідовності) прикладання.

До складу особливих слід включати суму впливів від навантажень близько розташованих об'єктів, що будуються або реконструюються, змін гідрогеологічного режиму внаслідок зниження або підвищення рівня підземних вод.

11.3.12 Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за несучою здатністю основи (перша група граничних станів) в умовах щільної забудови слід виконувати згідно з розділом 7 у випадках:

- улаштування котлованів поблизу об'єктів;
- улаштування виробок і траншей (у тому числі під захистом тискотропних розчинів) поблизу об'єктів;
- передачі на існуючі фундаменти додаткових навантажень і впливів;
- зниження планувальних позначок поблизу зовнішніх стін об'єктів;
- зміни порових тисків у ґрунтовому масиві при незавершеному будівництві.

Метою розрахунку за першою групою граничних станів є забезпечення міцності і стійкості основи, недопущення зрушення чи перекидання існуючих фундаментів при змінах умов експлуатації.

11.3.13 Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за деформаціями основи за другою групою

граничних станів виконують у всіх випадках, якщо вони знаходяться в зоні впливу нового будівництва.

Додаткові деформації визначають у залежності від виду впливу у випадках:

- зміни гідрогеологічних умов;
- збільшення навантажень при будівництві нового об'єкта;
- влаштування поблизу об'єкта котловану чи зміни планувальних позначок;
- динамічних впливів.

11.3.14 Деформації фундаментів існуючого об'єкта при впливі нового будівництва повинні задовольняти вимоги:

$$s + s_d \leq s_{u,c}, \quad (11.1)$$

$$s_c = s + s_d, \quad (11.2)$$

де s – величина деформації фундаментів існуючого об'єкта, що виникла до початку дії впливів від нового будівництва;

s_d – додаткова (приріст) деформація фундаментів, викликана впливом нового будівництва;

s_c – повна деформація фундаментів існуючої будівлі (споруди) з урахуванням впливу нового будівництва та збільшення вертикальних напружень, викликаних сусіднім будівництвом.

Повна деформація в загальному випадку характеризується згідно з 7.6.4;

$s_{u,c}$ – граничне значення повної деформації фундаментів.

Значення деформацій фундаментів s , $s_{u,c}$, s_d , s_u визначають згідно з 7.6, 8.3 та урахуванням характеристик стану об'єктів і ґрунтів на період нового будівництва.

11.3.15 Граничне значення повної деформації фундаментів $s_{u,c}$ слід визначати як

$$s_{u,c} = \gamma_c s_u \quad (11.3)$$

де s_u – граничне значення деформації для нового будівництва;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, що призначають у залежності від стану будівлі згідно з визначенням нормативних документів з питань обстежень і приймають 1,0 – для I і II стану, 0,8 – для III стану.

11.3.16 Розрахунок фундаментів за деформаціями основи існуючих об'єктів при підвищенні рівня підземних вод, викликаного новим будівництвом, слід виконувати згідно з підрозділами 7.6, 10.5.

Розрахунок деформацій слід проводити з урахуванням:

- виникнення додаткових ефективних напружень у ґрунті за рахунок підйому рівня підземних вод;
- зниження величин модуля деформації ґрунту при його водонасиченні;
- змін характеристик ґрунту за рахунок зважувальної дії води.

11.3.17 Деформації фундаментів існуючих об'єктів при тимчасовому чи постійному (дренаж) водозниженні поблизу них слід визначати від впливу виникаючих додаткових ефективних напружень у ґрунтах основи, викликаних зняттям зважувальної дії води.

11.3.18 Розрахунок осідань і горизонтальних зрушень існуючих фундаментів, викликаних деформаціями огорожувальних конструкцій при влаштуванні поблизу будинків підкріплених котлованів, для перевірки необхідності вжиття захисних заходів допускається проводити без урахування жорсткості елементів об'єкта.

Для визначення переміщень фундаментів існуючих об'єктів, що попадають у зону впливу, необхідно виконати розрахунок огорожувальних конструкцій згідно з розділом 6 і побудувати епюру їх горизонтальних переміщень.

У випадку, якщо існуючий фундамент попадає в призму активного тиску ґрунту, слід вважати, що його переміщення безпосередньо залежать від величин горизонтальних зсувів огорожувальної конструкції.

11.3.19 Допустимість застосування забивних паль чи шпунтових огорожень поблизу існуючих об'єктів повинна бути встановлена згідно з підрозділом 11.1.

11.3.20 При проектуванні нового об'єкта впритул до існуючого мінімальну відстань між краями нового й існуючого фундаменту встановлюють при проектуванні в залежності від способу розробки ґрунту і глибини котловану, конструкції фундаментів і розділяючої стінки.

Якщо проектом нового об'єкта не передбачене опирання його конструкцій на конструкції існуючого об'єкта, слід влаштовувати осадочний шов між новим об'єктом і існуючим.

11.3.21 За необхідності використання захисних заходів щодо зниження величин додаткових деформацій фундаментів існуючих об'єктів, викликаних новим будівництвом, ефективність цих заходів повинна оцінюватись шляхом розрахунків на основі математичного моделювання ситуаційного розташування об'єктів на ділянці будівництва.

11.3.22 У випадку влаштування тимчасового анкерного кріплення огороження котловану споруджуваного об'єкта слід враховувати можливість його впливу на деформації фундаментів поруч розташованих існуючих об'єктів за рахунок: технології виконання бурових робіт, додаткових зусиль, переданих на основу при натягу анкерів, а також за рахунок повзучості коренів анкерів у процесі екскавації котловану.

Величини додаткових деформацій фундаментів існуючих об'єктів при розташуванні коренів анкерів у межах стислої товщі їх основи, а також у випадку можливості передачі на фундаменти додаткових горизонтальних складових навантажень повинні оцінюватись розрахунками з використанням методів математичного моделювання.

11.3.23 Конструкції, розміри і взаємне розміщення фундаментів нових об'єктів, призначених для зведення поблизу існуючих, повинні призначатись згідно з 11.3.10, 11.3.14 і 11.3.15 та урахуванням можливих додаткових нерівномірних деформацій фундаментів і перекосів несучих конструкцій існуючих об'єктів, викликаних додатковим осіданням.

11.3.24 За необхідності закладання фундаментів нового об'єкта в непідкріпленому котловані нижче позначки закладання існуючих фундаментів допустиму різницю позначок закладання Δh визначають виходячи з умови забезпечення стійкості укосу.

У тому випадку, коли стійкість укосу не забезпечується чи величини деформацій існуючого об'єкта від впливу нового будівництва перевищать гранично-допустимі значення, необхідно вживати заходів, спрямованих на зменшення впливу осідання нового будинку на існуючий згідно з 11.3.9.

11.3.25 При зведенні нових об'єктів поблизу існуючих в умовах щільної забудови необхідно здійснювати геотехнічний моніторинг згідно з розділом 19.

11.4 Проектування при реконструкції (підсилення, поглиблення, зміни)

11.4.1 Проектування і розрахунок фундаментів за деформаціями основи при реконструкції об'єктів, необхідності посилення їх конструкцій виконують згідно з ДБН В.1.1-5, ДБН В.3.1-1, СНІП 3.02.01 та ін.

11.4.2 Проектуванню при реконструкції повинні передувати натурні інженерні обстеження технічного стану основ, фундаментів, конструкцій об'єктів у відповідності з нормативними документами з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд, ДБН А.2.1-1 тощо.

11.4.3 Зміцнення і підсилення основ слід забезпечувати шляхом водозахисних заходів (осушення, дренаж), закріплення і зміцнення ґрунтів згідно з розділами 15, 16, влаштування по периметру нижче підпошки фундаменту огорожувальної стінки, що перешкоджає випору слабкого ґрунту.

11.4.4 Підсилення чи реконструкцію фундаментів мілкового закладання в залежності від причин, що викликають їх необхідність, конструктивних особливостей і стану існуючих фундаментів, несучих конструкцій будівлі та ґрунтових умов майданчика, слід забезпечувати шляхом:

- влаштування бетонних і залізобетонних обойм, ін'єктування закріплюючих розчинів тощо;
- збільшення глибини закладання підведенням конструктивних елементів (плит, стовпів, паль) під існуючі фундаменти;
- зміни підземної частини будинку влаштуванням просторово-рамної системи;
- встановлення фундаментів на виносні конструкції, зведені по периметру, у т.ч. способом "стіна в ґрунті";
- перебудови стовпчастих фундаментів у стрічкові і стрічкових у плитні тощо.

11.4.5 Застосування різних типів конструкцій підсилення не допускається для будівель без осадочних швів у межах температурного блока без оцінки різниці осідань ділянок фундаментів.

При цьому згідно з ДБН В.3.1-1 перевагу слід віддавати однотипним способам підсилення (наприклад, різні види і способи улаштування паль).

11.4.6 При зміні конструкцій чи глибини закладання фундаментів, підсиленні основи слід враховувати зміни умов спільної роботи системи "основа - фундамент" (зміна глибини стислої товщі, характеристик ґрунту, умов обпирання фундаментів тощо), перевіряти величини прогнозованих осідань і їх нерівномірності.

11.4.7 При проектуванні підсилення необхідно:

- максимально використовувати існуючий фундамент; виключення з роботи по ґрунту існуючих фундаментних конструкцій допускається тільки при встановленні їх технічної непридатності;
- враховувати стан ґрунтів на час підсилення, можливе їх зміцнення внаслідок тривалого обтиснення під підпошкою фундаментів або розсуцільнення під дією техногенних впливів.

11.4.8 При проведенні реконструкції основ і фундаментів необхідно проводити геотехнічний мо-

ніторинг згідно з розділом 19.

12 ПРОЕКТУВАННЯ ПІДЗЕМНИХ І ЗАГЛИБЛЕНИХ СПОРУД

12.1 Вимог даного розділу слід дотримуватись при проектуванні лінійних (інженерні комунікації, транспортні тунелі) та компактних (розташовані окремо) споруд, що зводяться відкритим способом і влаштовують у котлованах (траншеях).

12.2 Проектувати підземні і заглиблені споруди у котлованах слід згідно з підрозділом 8.2 у залежності від способу влаштування котловану: з непідкріпленими бортами-укосами; з тимчасовими огорожувальними стінами - шпунт, палі з забіркою, нагельні кріплення; з постійними огорожувальними конструкціями - "стіна в ґрунті", бурові палі, у тому числі такі, що перетинаються; із закріпленням стін заможуванням, силікатизацією, цементацією тощо згідно з розділом 6.

12.3 Розрахунки підземних споруд за першою і другою групами граничних станів повинні виконуватись згідно з розділом 7 і включати визначення: несучої здатності основи, стійкості споруди і окремих її елементів; місцевої міцності скельної основи; стійкості схилів, що примикають до споруди, укосів, бортів котлованів; стійкості огорожувальних конструкцій; внутрішніх зусиль в огорожувальних, розпірних, анкерних і фундаментних конструкціях; фільтраційної міцності основи, тиску підземних вод на конструкції підземної споруди, фільтраційних втрат; деформацій системи "підземна споруда - основа".

При виконанні розрахунків слід урахувувати можливі зміни гідрогеологічних умов, а також фізико-механічні властивості ґрунтів з урахуванням промерзання і відтавання, просідання, набуття.

12.4 Розрахунки системи "заглиблена (підземна) споруда - основа" слід виконувати шляхом математичного моделювання їх взаємодії.

Моделювання ґрунтового середовища на контакті зі спорудою слід виконувати в залежності від наявності зворотної засипки та способу її укладання.

12.5 При проектуванні заглиблених і підземних споруд в умовах існуючої забудови слід виконувати геотехнічний прогноз впливу нового будівництва на зміну напружено-деформованого стану ґрунтового масиву і деформацій існуючих об'єктів. Розрахунки слід виконувати згідно з підрозділами 8.2, 8.3, 11.3.

12.6 При проектуванні підземних і заглиблених споруд в умовах існуючої забудови слід виконувати прогноз змін гідрогеологічного режиму.

Необхідність прогнозу обумовлюється тим, що підземні споруди перекривають частково чи повністю шляхи природних (або таких, що склались за певних умов) фільтраційних потоків у масиві ґрунту, змінюють умови і шляхи міграції підземних вод, що може викликати підтоплення ділянок і територій.

12.7 Для підземних і заглиблених споруд, у яких є горизонтальні навантаження з внутрішнього боку і можливий реактивний опір основи, тиск на огорожувальні конструкції слід визначати як алгебраїчну суму активного тиску і реактивного опору основи.

12.8 При проектуванні підземних споруд I і II рівнів відповідальності необхідно передбачати проведення моніторингу (розділ 19), а також інженерні заходи з екологічної безпеки (розділ 18).

13 ПРОЕКТУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН

13.1 Підпірні стіни слід проектувати згідно зі СНиП 2.09.03, СНиП 2.06.07 (при використанні теорії граничного напруженого стану).

13.2 У залежності від конструкції та призначення слід розрізняти підпірні стіни:

- гравітаційні кутові, масивні (жорсткі) та чарункові - зводяться на нескельній та скельній основі, виконуються, зазвичай, з монолітного або збірного бетону та залізобетону; стійкість забезпечується за рахунок ваги власної і ґрунту засипки;

- гнучкі - шпунтові, у т.ч. підвищеної жорсткості, пальові, стіни-діафрагми з ребрами жорсткості, "стіни в ґрунті"; зводяться на основах, що дозволяють занурювати в них шпунт чи палю, використовують у стиснених умовах будівництва; стійкість забезпечується анкеруванням у ґрунті, анкерними і розпірними конструкціями;

- комбіновані - заанкерені в скелю; з армованого ґрунту; гнучкі у комбінації з різними елементами.

13.3 Підпірні стіни слід проектувати на навантаження та впливи:

- розпірний тиск, у граничному стані - мінімальний активний тиск, що реалізується при зміщенні стіни від ґрунту;

- відірний (реактивний) тиск, у граничному стані - максимальний пасивний тиск, що реалізується при зміщенні стіни на ґрунт (засипка чи ґрунт у природному стані);
- бічний тиск у стані спокою;
- зсувний тиск при впливах зсувних процесів;
- навантаження від верхньої будови, що безпосередньо діють на підпірну стіну, якщо стіна використовується в якості несучої конструкції, наприклад, огорожувальна конструкція підземної споруди чи заглибленої частини будівлі;
- додаткове навантаження на поверхні ґрунту.

13.4 При розрахунку підпірних стін за першою групою граничних станів слід виконувати розрахунки з визначення:

- стійкості положення стіни проти зсуву, перекидання, повороту;
- стійкості, несучої здатності і місцевої міцності основи;
- міцності елементів конструкцій і вузлів з'єднання;
- несучої здатності і міцності анкерних елементів;
- стійкості і міцності розпірних елементів;
- фільтраційної стійкості основи.

За другою групою граничних станів виконують розрахунки:

- за деформаціями основи - підпірні стіни і їх конструктивні елементи;
- за розкриттям тріщин - елементи залізобетонних конструкцій стін.

13.5 Підпірні стіни повинні бути розбиті по довжині на окремі секції деформаційними швами.

Бетонні та залізобетонні конструкції масивних підпірних стін необхідно розбивати на блоки бетонування тимчасовими будівельними швами.

13.6 За наявності фільтраційних вод у засипці за підпірними стінами необхідно розглядати доцільність влаштування дренажу, який забезпечує зниження рівня та тиску ґрунтової води на тилу грань споруди.

13.7 Підпірні стіни з армованого ґрунту проектують виходячи з внутрішньої та зовнішньої стійкості.

13.8 Перевірку внутрішньої стійкості підпірної стіни з армованого ґрунту виконують з урахуванням: кількості, розміщення, довжини та перерізу армуючих елементів, коефіцієнта тертя цих елементів по ґрунту зворотної засипки, величини активного тиску армованого ґрунту на облицювання.

13.9 Залізобетонні лицьові плити, металеві та геотекстильні оболонки необхідно розраховувати у відповідності з їх фактичними схемами обпирання на армуючі елементи та завантаження активним розпірним напруженням.

13.10 Перевірку зовнішньої стійкості на перекидання, плоский та глибинний зсув виконують, як для тонкостінних підпірних стін.

13.11 В якості армуючих елементів слід використовувати металеві рифлені смуги, армовані елементи із застосуванням буроін'єкційної та бурозмішувальної технології, геотекстильні матеріали та полімерні георешітки, тип яких визначається з урахуванням агресивності ґрунтової засипки.

14 ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД РІЗНИХ КОНСТРУКТИВНИХ ТИПІВ

Фундаменти для малоповерхового будівництва

14.1 Для малоповерхових житлових і садових будинків, громадських і виробничих сільськогосподарських будівель, гаражів та інших споруд слід застосовувати малозаглиблені та мілкого закладання фундаменти:

- на природній основі - збірні, монолітні або збірно-монолітні стрічкові у вигляді суцільних, переривчастих, перехресних стрічок (іноді стрічок під колони), стовпчасті, плитні, щільові тощо.

У сухих зв'язних ґрунтах (за обґрунтування) стрічкові фундаменти можуть виконуватись методом "стіна в ґрунті" або у витрамбованих котлованах без опалубки;

- на ущільнених основах - у витрамбованих котлованах, пробитих свердловинах з наступним заповненням ґрунтобетonom, бетоном або залізобетоном, забиванням блоків;
- з коротких паль, у т.ч. із влаштуванням у нижній частині свердловини розширення з витрамбованого щебеню, зануренням лідера забиванням, віброзануренням, віброштампуванням тощо.

14.2 Проектування малозаглиблених фундаментів у ґрунтах, здатних до здимання, необхідно виконувати згідно з підрозділом 9.7.

Фундаменти для багатоповерхових і висотних будівель та споруд

14.3 У багатоповерхових каркасних житлових, громадських, виробничих об'єктах під опори балок, ферм та інших несучих конструктивних елементів застосовують стовпчасті фундаменти, у т.ч. у витрамбованих котлованах.

Для багатоповерхових безкаркасних об'єктів застосовують фундаменти: стовпчасті в комбінації з фундаментними балками (рандбалками) під стіни; плитні; у вигляді системи перехресних стрічок; комбіновані плитно-пальові; просторово-рамні.

14.4 Проектування фундаментів висотних будинків слід виконувати у відповідності з вимогами ДБН В.2.2-24. Для висотних будівель та споруд житлового, громадського та виробничого призначення, а також для споруд баштового типу застосовують фундаменти: плитні - плоскі безбалочні, ребристі, коробчасті (монолітні, збірно-монолітні, зрідка збірні); просторово-рамні; комбіновані плитно-пальові; комбіновані фундаментно-підвальні системи типу "стіна в ґрунті - палі-колони - диски перекриттів".

14.5 Плитні фундаменти застосовують при будівництві на сильно та нерівномірно стисливих ґрунтах для об'єктів різних конструктивних та архітектурно-планувальних рішень.

В об'єктах безкаркасної конструктивної системи плитні фундаменти розташовують під усією будівлею, а в стоволово-стінових та каркасно-стоволових конструктивних системах - під стволами (ядрами жорсткості).

14.6 Просторово-рамні фундаменти проектує для будівництва в складних інженерно-геологічних умовах для підсилення фундаментно-підвальної частини. ПРО складаються з нижньої та верхньої плит, об'єднаних системою поздовжніх та поперечних стінок (діафрагм) з отворами, розміщення яких відповідає схемі розміщення несучих надземних конструкцій, які передають навантаження на фундамент.

14.7 Плитно-пальові фундаменти (як правило, з набивних та буроін'єкційних паль) застосовують при будівництві об'єктів: різного конструктивного типу та архітектурно-планувальної структури в складних інженерно-геологічних умовах; висотних з обмеженою площею підземної частини; в зонах щільної забудови у випадках, коли неможливе збільшення площі фундаментної плити і виникає небезпека високої локальної концентрації тиску на ґрунт при розвитку кренів.

14.8 Фундаментно-підвальні комбіновані системи застосовують: у висотних спорудах громадського та виробничого призначення, в нестійких ґрунтах, на основах з високим рівнем підземних вод, для утворення підземних поверхів або допоміжних чи технологічних приміщень.

14.9 Розрахунки фундаментів за деформаціями основ висотних об'єктів слід виконувати згідно з ДБН В.2.2-24 та урахуванням наступних вимог.

Фундаменти за властивостями основ слід розраховувати за двома групами граничних станів: за несучою здатністю та деформаціями (осідання, відносна різниця осідань, крени, прогини тощо).

Гранично-допустимі значення відносної різниці осідань і кренів слід уточнювати в сторону більш жорсткого обмеження спеціальним розрахунком надземної частини будівлі з урахуванням її функціональних і експлуатаційних особливостей.

Граничні значення слід встановлювати і видавати у технічному завданні на проектування основ і фундаментів.

14.10 Опускні колодязі використовують переважно при влаштуванні заглиблених підземних приміщень виробничого призначення, а також як фундаменти (іноді групи фундаментів, що об'єднуються плитою) для важких (у тому числі висотних) споруд різного призначення в несприятливих ґрунтових умовах.

Фундаменти будівель і споруд із каркасом із рам та арок

14.11 Фундаменти рам, арок, інших розпірних систем проектує у вигляді:

- фундаментів мілкового закладання з похилою нижньою гранню на природній основі з розпірною дошкою по бетонній (піщаній, гравійній, щебеневій) подушці;
- паль таврового перерізу з консоллю для спірання стояка рами;
- похилих набивних паль із кутом нахилу, який дорівнює куту нахилу рівнодіючої сил, що діють в системі;
- фундаментів у витрамбованих котлованах із похилою підшою;
- монолітних фундаментів у траншеї, що влаштовують у площині рами;
- забивних залізобетонних блоків;
- щільових фундаментів, які бетонують врозпір.

14.12 Фундаменти трьохшарнірних рам будівель сільськогосподарського та виробничого призначення і розпірних систем унікальних споруд (спортивних і кіноконцертних залів, басейнів, стадіонів тощо), на які діють вертикальні, а також сили розпору і зовнішні горизонтальні сили (від вітрового, сейсмічного навантаження, активного бічного тиску ґрунту, впливів технологічного устаткування тощо),

розраховують на дію вертикальних та горизонтальних сил і застосовуються в звичайних і складних інженерно-геологічних умовах, а також у районах із сейсмічністю до 9 балів.

Основи і фундаменти опор повітряних ліній

14.13 Вимог цього розділу слід дотримуватись при проектуванні фундаментів за деформаціями основ опор: повітряних ліній електропередачі (ПЛ), відкритих розподільних підстанцій напругою від 1кВ і вище (РП), вітроенергоустановок (ВЕУ), антенних споруд зв'язку (АЗ). При проектуванні конструкцій фундаментів опор в особливих умовах будівництва повинні враховуватись додаткові вимоги, викладені у відповідних нормах будівельного проектування згідно з додатком А та розділами 9, 10, 11 цих Норм.

14.14 За характером навантаження опори ПЛ підрозділяють на проміжні, анкерні і кутові. У залежності від напрямку складової навантаження, яка діє на опори, фундаменти опор ПЛ розподіляють на такі, що перекидаються і висмикуються.

14.15 Розрахунок фундаментів ПЛ за деформаціями і несучою здатністю основ виконують для всіх режимів роботи. Визначення нормативних та розрахункових навантажень на фундаменти опор (від проводів, тросів, лінійної арматури тощо), також їх сполучень виконують відповідно до діючих правил влаштування енергоустановок. Динамічну дію поривів вітру на конструкцію опори враховують лише при розрахунку фундаментів за несучою здатністю основи.

14.16 Фундаменти ПЛ, РП, ВЕУ, АЗ повинні перевірятись розрахунками:

за деформаціями основ - за величиною:

- середніх, крайових і кутових тисків;
- тиску на покриття слабого шару ґрунту;
- осідання і крену;
- горизонтальних сил на рівні верха фундаменту;
- кута повороту стояка в рівні поверхні ґрунту;

за несучою здатністю основи - за:

- міцністю скельної основи;
- міцністю і стійкістю нескельної основи;
- зрушенням по підшві;
- зрушенням по слабкому шару;
- величиною горизонтальних сил на рівні верха фундаменту.

14.17 Конструктивні елементи фундаментів опор усіх видів необхідно перевіряти розрахунками згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій:

- продавлення плитної частини;
- вигин плити і опори на вплив згинального моменту і поперечної сили;
- утворення і ширину розкриття тріщин.

14.18 Розрахунок фундаментів, що висмикуються (анкерних плит), за несучою здатністю основ виконують виходячи з умови

$$(F - \gamma_f \cdot G_n \cdot \cos\beta) \leq \gamma_c \cdot F_{u,a} / \gamma_n \quad (14.1)$$

де F - розрахункове значення сили, що висмикує, кН;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням, який дорівнює 0,9;

G_n - нормативне значення ваги фундаменту (плити), кН;

β - кут нахилу сили, що висмикує до вертикалі, град;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, який дорівнює 1;

$F_{u,a}$ - сила граничного опору основи фундаменту, що висмикується, кН, яку визначають згідно з 7.10.2 та додатком Ж;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням, який приймають для опор: проміжних прямих - 1,0; анкерних прямих без різниці тяжінь - 1,2; кутових (проміжних і анкерних), анкерних (прямих і кінцевих) з різницею тяжінь, порталів відкритих розподільних пристроїв - 1,3; спеціальних - 1,7.

15 ПРОЕКТУВАННЯ ІНЖЕНЕРНОЇ ПІДГОТОВКИ ОСНОВ (ПОКРАЩЕННЯ, УЩІЛЬНЕННЯ, ЗАКРІПЛЕННЯ)

15.1 При недостатній несучій здатності природних ґрунтових основ слід застосовувати їх інженерну підготовку шляхом покращення властивостей до необхідного рівня на місці їх залягання або підсилення за рахунок влаштування в них несучих або дренажних конструктивних елементів із ґрунтів та інших матеріалів.

15.2 Для покращення властивостей ґрунтів на місці їх залягання застосовують ущільнення механічне (поверхневе і глибинне) або фізичне, закріплення фізичне чи хімічне.

15.3 Поверхневе (пошарове) механічне ущільнення виконують трамбуванням, укочуванням, віб-

роукочуванням або поєднанням указаних способів, у т.ч. із застосуванням замочування попереднього або двостадійного для просідаючих ґрунтів.

15.4 Глибинне ущільнення досягають армуванням товщі слабких або просідаючих ґрунтів із застосуванням ґрунтових паль, у т.ч. у свердловинах, розширених вибухами та пробитих зарядами; віброущільненням, гідровіброущільненням, гідровибуховим ущільненням тощо.

15.5 Фізичне ущільнення або закріплення ґрунтів досягають зниженням рівня підземних вод, за рахунок чого відбувається самоущільнення ґрунтів; впливом фізичних полів при накладанні на ґрунтовий масив електричного поля, що викликає електроосмос; накладанням теплового поля, яке викликає термозакріплення.

15.6 Хімічне закріплення ґрунтів досягають нагнітанням у пори ґрунту цементних: розчинів (цементация), бітумів (бітумізація), силікатних розчинів (силікатизація), синтетичних смол (смолізація), що призводить до підвищення міцності та водонепроникності ґрунтів.

15.7 Для підсилення ґрунтових основ застосовують інженерні заходи:

- заміну слабких шарів ґрунтами з більш високими характеристиками міцності та деформативності;
- дренавання водонасичених ґрунтів дренами з природних та/чи штучних матеріалів;
- обтиснення основ тимчасовими насипами, у т.ч. з улаштуванням водовідвідних дренажів;
- змішування слабких ґрунтів із цементними або іншими скріплюючими розчинами;
- армування ґрунтових масивів конструктивними елементами (жорсткими та/чи кінцевої жорсткості);
- оконтурення основ постійними шпунтовими або пальовими стінами.

15.8 Покращення будівельних властивостей ґрунтів основи шляхом армування ґрунту досягають введенням вертикальних, похилих або горизонтальних армуючих елементів (залізобетонних стрічок, геотекстильних полотнищ, полімерних георешіток, склотканин).

15.9 Проектування армованих основ необхідно виконувати згідно з 13.7-13.9 та врахуванням анізотропії шару армованого ґрунту.

15.10 Для ліквідації природних і техногенних порожнин, ущільнення, закріплення та гідроізоляції ґрунтів і порід основ слід передбачати тампонаж гірських порід (ін'єкційні завіси) із застосуванням цементации, глинизації, смолізації, силікатизації, електрохімії і комплексного тампонажу (ін'єкційне нагнітання тампонажних розчинів, виготовлених із цементу, глини, суглинків, золи-винесення, шлаків збагачення тощо).

15.11 Тампонаж гірських порід проектують по всій площі, контуру або лінійній ділянці основи (у залежності від особливостей об'єкта) згідно з технічним завданням. Допускається тампонаж для закріплення ґрунтів і порід на окремих ділянках підготовки основ.

15.12 У залежності від гірничо-геологічних та гідрогеологічних умов залягання ґрунтів і порід тампонажні завіси слід проектувати у поєднанні з пальовими або траншейними завісами.

15.13 Застосування відповідного методу інженерної підготовки основи визначають при проектуванні в залежності від особливостей об'єкта проектування, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика та вимог до необхідних параметрів основи.

До складу проекту інженерної підготовки основи слід включати основні вимоги з виконання робіт.

15.14 Розрахунок споруд за деформаціями основ після їх інженерної підготовки слід виконувати з урахуванням умов:

$$s_{\Sigma} \leq s_u,$$

де s_u - граничне значення деформації споруди, що проектується, визначають за розрахунком або згідно з додатком И;

s_{Σ} - сумарна сумісна деформація основи і споруди від діючих факторів і впливів

$$s_{\Sigma} = s_1 + s_2 + s_3 \dots s_n,$$

де s_1 - осідання основи від власної ваги споруди, що визначають згідно з підрозділом 7.6;

s_2 - осідання закріпленої, ущільненої, армованої основи від дії навантажувального тертя при просіданні оточуючих ґрунтів.

Значення s_2 слід розраховувати при обводненні просадочної товщі від джерела, розташованого зверху, та при замочуванні ґрунтової товщі знизу внаслідок підйому рівня підземних вод. У всіх випадках слід урахувувати вплив арочного ефекту;

s_3 - осідання за рахунок стиснення шару ґрунту, що підстеляє підготовлену інженерними засобами (закріплену) основу, з урахуванням усіх навантажень, що діють на основу;

s_n - осідання від інших факторів.

Для основ, закріплених та/чи ущільнених (крім армування), модуль деформації i -го шару визначають за результатами лабораторних випробувань зразків ґрунту, відібраних на дослідній ділянці, розташованій на будівельному майданчику об'єкта проектування.

Для основ армованих, а для закріплених чи ущільнених - в обґрунтованих випадках модуль деформації визначають штамповими випробуваннями за спеціальною методикою на дослідній ділянці, розташованій на будівельному майданчику, при повному обводненні основи на глибину закріплення чи армування.

За наявності в основі ґрунтів з особливими властивостями слід урахувати вимоги розділу 9 цих Норм.

16 ПРОЕКТУВАННЯ ВОДОЗАХИСТУ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

16.1 Проектування водозахисту основ, підземних інженерних споруд, заглиблених конструкцій, ФПЧ і фундаментів виконують з метою збереження довговічності споруд, усунення прискореного зносу залізобетонних елементів в обводненому середовищі. Вимоги до водозахисту слід розробляти з урахуванням впливу води:

- тимчасового через атмосферні опади, паводкові підтоплення, аварії на водовідводах;
- постійного через наявність ґрунтової вологи або підземних вод.

16.2 У разі прогнозу змін гідродинамічного режиму в проекті необхідно передбачати водозахисні заходи: водозахист основи, гідроізоляцію фундаментів, підземних будівельних конструкцій, приміщень та об'єктів.

Для об'єктів, що споруджують на територіях існуючої забудови, у проекті необхідно передбачати водозахист оточуючої забудови.

16.3 Для водозахисту основ від фільтрації поверхневих вод передбачають гарантований водовідвід зливових і технологічних вод із території проектного будівництва з урахуванням розташування оточуючої забудови.

16.4 Для водозахисту основ від фільтрації підземних вод слід передбачати захисні екрани чи гідроізоляційні завіси.

16.5 Захисні екрани з використанням гідроізоляційних мембран слід застосовувати при влаштуванні фундаментів відкритим способом у котловані.

Конструктивне рішення гідроізоляційної мембрани захисного екрана повинно відповідати вимогам нормативних документів із питань проектування гідроізоляції.

16.6 Гідроізоляційні завіси слід передбачати в основі фундаментів мілкового закладання траншейного типу, заглиблених фундаментів та підземних споруд ін'єкційного типу.

16.7 Гідроізоляційні завіси траншейного типу проектують у вигляді конструкції "стіна в ґрунті" із тампонажного розчину розрахункової товщини.

16.8 "Стіну в ґрунті" для водозахисту будівельного об'єму не допускається проектувати у великоуламкових ґрунтах, пливунах і артезіанських водоносних шарах з надлишковим напором, що перевищує тиск глинистої суспензії на стінки траншей.

16.9 Гідроізоляційні завіси ін'єкційного типу проектують у вигляді шару основи, перетвореної ін'єктуванням розчинами мінеральних, полімермінеральних чи полімерних складів.

16.10 Заходи запобігання підтопленню територій промислових площадок і заселених зон повинні включати дотримання вимог:

- активних, спрямованих на скорочення водоспоживання та водовідведення;
- пасивних (вимушених), призначених для захисту від підтоплення та запобігання чи виключення його шкідливих наслідків.

16.11 Активні вимоги передбачають:

- зниження нормативів споживання;
- вдосконалення технології та системи контролю за водоспоживанням та водовідведенням промисловими підприємствами, населенням, комунальними службами;
- виключення чи зменшення інфільтрації техногенних і поверхневих вод у ґрунт.

16.12 Пасивні заходи передбачають:

- гідроізоляцію підземних конструкцій;
- влаштування дренажів усіх видів під об'єктами, а у необхідних випадках під планувальними насипами;
- влаштування протифільтраційних завіс, екранів і огорожувальних стінок;
- вжиття заходів, що перешкоджають розвитку несприятливих фізико-геологічних процесів (протизсувні, протиерозійні тощо) у вигляді поверхневого водовідводу, дренажів, утримуючих споруд, зелених насаджень тощо;
- вжиття заходів, що перешкоджають механічній суфозії ґрунтів (дренажі, шпунт, закріплення ґрунтів).

16.13 Якщо підземні води чи промислові стоки агресивні до матеріалів заглиблених конструкцій чи можуть підвищити корозійну активність ґрунтів, повинні передбачатись антикорозійні заходи згідно зі СНиП 2.03.11.

16.14 При проектуванні основ, фундаментів і підземних споруд нижче п'єзометричного рівня напірних підземних вод необхідно враховувати їх тиск і передбачати заходи щодо попередження прориву у котловани, спучування дна котловану і спливання споруди.

Вимоги до проектування і розрахунку гідроізоляції фундаментів і заглиблених частин споруд

16.15 Проектування гідроізоляції окремо розташованих фундаментів і підземних будівельних конструкцій, що знаходяться під впливом гідростатичного напору, слід виконувати згідно з вимогами нормативних документів із питань проектування гідроізоляції.

16.16 Для фундаментів, будівельних підземних конструкцій, що знаходяться без впливу гідростатичного напору, необхідно передбачати гідроізоляцію протикапілярного типу по всіх поверхнях, що контактують з ґрунтом, з підняттям над поверхнею не менше ніж на 500 мм.

16.17 Гідроізоляцію паль слід передбачати шляхом підвищення водостійких характеристик бетону до W-4.

16.18 Проектування гідроізоляції фундаментів, фундаментно-підвальних частин будинків і підземних споруд, визначення вимог із забезпечення надійності, довговічності покриття необхідно виконувати з урахуванням:

- типу, конструкції споруди і її призначення;
- природних умов, властивостей ґрунтів, температурних умов, можливості нерівномірних осідань, просідань основи, мінералізації підземних вод і можливості впливу промислових стоків.

16.19 Для забезпечення надійності покриття від проникнення (впливу) води при сукупності силових, деформаційних, температурних впливів на покриття напруження, що допускається $\sigma_{доп}$ у покритті, визначають за формулою:

$$\sigma_{доп} \geq K_3(\alpha_n - \alpha_0)t^\circ E_z \quad (16.1)$$

де K_3 - коефіцієнт запасу, приймається 2,04-2,2;

α_n - коефіцієнт лінійної температурної зміни гідроізоляційного покриття;

α_0 - те саме для основи;

t° - температура середовища;

E_z - модуль пружності при розтягуванні.

16.20 Довговічність покриття повинна бути не менше ніж довговічність об'єкта, що ізолюється, при допустимих термінах капітального ремонту.

16.21 Для забезпечення тривалої водостійкості слід застосовувати матеріали, у яких вміст водорозчинних компонентів (емульсії, розріджені бітуми, фарби й емалі на органічних розчинниках) не повинен перевищувати 0,3 %.

16.22 Для забезпечення хімічної стійкості в умовах агресивної води - середовища слід застосовувати покриття з хімічно стійкими в даному середовищі наповнювачами.

16.23 Вибір типу гідроізоляції здійснюють у залежності від величини гідростатичного напору, тріщиностійкості конструкцій, властивостей гідроізоляції. Слід застосовувати гідроізоляцію: фарбувальну, обклеювальну, штукатурну (цементну, асфальтову гарячу чи холодну), пластмасову, металеву тощо.

16.24 У проектній документації повинне бути передбачене спостереження за станом водозахисту (через наглядові свердловини), підтримка необхідного рівня підземних вод, проведення поточних і капітальних ремонтів гідроізоляції та водозахисних споруд.

17 ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАХОДІВ ОХОРОНИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПАМ'ЯТОК

Загальні положення

17.1 Проектування геотехнічних і конструктивних заходів охорони об'єктів культурної спадщини (захист, збереження, утримання, консервація, реставрація), що внесені до Державного реєстру нерухомих пам'яток України (далі - пам'яток), що регламентується даними Нормами, повинно виконуватись у відповідності з Законом України "Про охорону культурної спадщини", ДБН В.3.2-1 та даними Нормами.

17.2 Наведені у тексті розділу терміни "культурна спадщина", "об'єкт культурної спадщини", "пам'ятка", "охорона культурної спадщини", "зона охорони пам'ятки", "консервація", "реабілітація", "реставрація" вживаються у значенні, наведеному у Законі України про охорону культурної спадщини.

17.3 Вимогами даного розділу слід керуватись при проведенні інженерно-геологічних, гідрогеологічних та екологічних вишукувань, обстеженні та проектуванні заходів захисту фундаментно-підвальних частин та підземних споруд - пам'яток, що відносяться до споруд класу СС2.

При проведенні таких робіт для споруд II рівня відповідальності слід керуватися вимогами розділу 11.4.

17.4 Проведення комплексу робіт з охорони основ та фундаментів пам'яток повинно виконуватись за спеціальною програмою.

17.5 Програма геотехнічних досліджень може бути самостійним документом або входити до складу комплексної програми науково-реставраційних досліджень пам'ятки, яка складається з метою розроблення проектів консервації і виконання невідкладних робіт щодо її збереження.

17.6 Програма комплексних досліджень технічного стану, а також проект заходів охорони основ, фундаментів споруд-пам'яток повинні бути узгоджені відповідальним органом виконавчої влади у сфері охорони культурної спадщини.

Особливості інженерних вишукувань

17.7 Програмою інженерних вишукувань, крім загальних вимог згідно з ДБН А.2.1-1, повинно бути передбачено:

- вивчення особливих властивостей ґрунтів (розмокання, капілярне підняття, тиксотропні характеристики, морозостійкість тощо) та особливостей умов території (несприятливі інженерно-геологічні процеси, гідрогеологічні умови, наявність підземних виробок, структурно-нестійких ґрунтів, техногенних зон тощо);
- проведення комплексного моніторингу споруд і зон охорони пам'ятки, що дозволить оперативно виявити відхилення, що виникають, і приймати рішення щодо методів захисту, збереження, реставрації;
- натурні вимірювання деформацій ґрунтів, фундаментів за закладеними спеціальними марками, що не порушують умов збереження та естетичного стану споруди, влаштування п'єзометричних свердловин для вивчення стану і коливань рівня підземних вод.

Стаціонарні спеціальні натурні вимірювання проводять із метою визначення змін властивостей ґрунтів і протікання цих процесів у часі.

17.8 Програмою геотехнічних досліджень пам'ятки повинні передбачатись заходи із забезпечення збереження споруди під час проведення вишукувань.

Місця розташування шурфів для досліджень стану фундаментів і основи споруди слід узгоджувати з органами охорони пам'ятки.

Розкриття шурфів слід проводити під наглядом і у присутності спеціалістів-археологів, архітекторів із числа відповідальних співробітників з охорони пам'ятки, що визначаються рішенням органів охорони пам'ятки.

Шурфи з зовнішнього боку споруди повинні бути захищені від потрапляння води, мати відвід води з поверхні прилеглої території.

Дослідження стану кладки фундаментів і підземних частин споруд слід проводити переважно неруйнівними методами. Можливість і місце відбору зразків кладки для лабораторних досліджень повинні бути узгоджені зі спеціалістами з охорони пам'ятки.

17.9 Роботи з інженерних вишукувань і проектування заходів захисту, збереження, реставрації пам'яток повинні проводитись при науковому супроводженні спеціалізованих науково-дослідних організацій згідно з ДБН В.3.2-1.

Принципи проектування

17.10 При проектуванні заходів охорони (захист, реставрація, збереження) слід урахувати основний принцип наукової реставрації - нові матеріали за своїми фізико-хімічними властивостями повинні не завдавати шкоди, бути сумісними та найбільш наближеними до автентичних.

17.11 Виявлені в процесі обстежень ушкоджені ділянки кладки фундаментно-підвальної і цокольної частин, а також штукатурки цоколю, що представляють наукову цінність, підлягають реставрації. Картограма ушкоджень та методика реставрації повинні бути погоджені згідно з 17.8.

17.12 З метою уникнення замокання кладки цоколю, як найбільш розповсюдженого дефекту, що призводить до руйнування кладки і штукатурки в рівні цоколю, слід проектувати і виконувати водозахисні заходи: вертикальну гідроізоляцію з глини (глиняний замок) по всьому периметру будівлі, влаштування (або ремонт) вимощення, благоустрою території з організацією водовідведення з поверхні. Для збереження кладки застосовують її обмурування цеглою.

17.13 Захист фундаментів від руйнувань внаслідок замокання слід проводити поетапно: розкриття ділянок кладки фундаментів, висушування її, обкладання цегляними вертикальними стінками, улаштування глиняного замка та зворотної засипки.

17.14 За необхідності підсилення основи в місцях розташування культурного шару, що є археологічною цінністю, не дозволяється застосування методів хімічного закріплення ґрунтів (силікатизація, смолізація, цементація тощо).

При виникненні порожнин в основі їх слід заповнювати піском, супіском або суглинком чи проходити палями підсилення фундаментів.

Можливість застосування паль і місця їх розташування слід узгоджувати з органами охорони пам'ятки.

17.15 Проект заходів охорони повинен містити розділ із забезпечення охорони пам'яток від дії негативних природних і техногенних чинників, які можуть спричинити ушкодження пам'ятки, що охороняється, і мають місце або прогнозуються на даній та (чи) прилеглої до пам'ятки території.

18 ЕКОЛОГІЧНІ ВИМОГИ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ (НОВЕ БУДІВНИЦТВО, РЕКОНСТРУКЦІЯ, ПОСИЛЕННЯ, ВІДНОВЛЕННЯ)

18.1 При проектуванні основ, фундаментів, підземних та заглиблених споруд із метою оцінки існуючої інженерно-екологічної обстановки і прогнозу її можливої зміни на території (ділянці) будівництва (реконструкції) проводять інженерні вишукування згідно з ДБН А.2.1-1 та розділом 4 цих Норм.

18.2 Склад і обсяг інженерно-екологічних вишукувань повинен бути достатнім для отримання інформації, необхідної для висновку щодо екологічної безпеки території при будівництві.

18.3 Погіршення екологічної обстановки, яке необхідно враховувати при проектуванні, може бути викликано: змінами умов забудови, гідрогеологічними процесами та технічними рішеннями об'єктів будівництва.

18.4 Проект повинен містити необхідні інженерні рішення для збереження, захисту або покращення екологічної обстановки на ділянці розташування будівництва і прилеглої території.

При виборі варіанта проекту необхідно враховувати ступінь вирішення екологічних проблем і фактори, що забезпечують найбільш сприятливі умови для життєдіяльності людей.

18.5 У проекті повинні бути передбачені заходи щодо запобігання чи захисту зони й об'єкта будівництва від негативного впливу:

- забруднених шарів ґрунту - очищення або видалення і переміщення на узгоджені місця захоронення;
- токсичних газів (радону) - створення бар'єрів (екранів) для затримки, влаштування підпілля, що вентильовується, для видалення і недопущення попадання в житлові приміщення,
- забруднених підземних і поверхневих вод - будівництво дамб, протифільтраційних завіс, водозахисних стін, осадочних басейнів тощо.

18.6 За необхідності в проекті повинні бути передбачені заходи: протикарстові, протизсувні, водозахисні, захисту від динамічних впливів, токсичних речовин, дотримання екологічної безпеки при будівництві на звалищах, техногенних відходах; вирішені питання відвалів забрудненого ґрунту і збереження родючого шару та зелених насаджень.

18.7 При розробленні проекту захисту навколишнього природного середовища слід передбачати заходи охорони земельних та водних ресурсів, атмосферного повітря, використовувати комплексний підхід при проведенні інженерної діяльності.

18.8 З метою охорони земельних ресурсів слід дотримуватись правил їх збереження при проектуванні будівництва.

При виборі території для нового будівництва перевагу слід віддавати земельним ділянкам, непридатним для використання в сільському господарстві (засолені, заболочені землі, ділянки, де немає родючого шару внаслідок ерозії).

На майданчиках, де є родючий шар землі, проектом повинно бути передбачено його зняття з подальшим використанням при відновленні (рекультивациі) земель, озелененні тощо. При цьому слід урахувати, що при довготривалому складуванні в буртах родючий шар втрачає свої якості за рахунок мінералізації органіки.

При виборі типу фундаментів слід віддавати перевагу рішенням із влаштування фундаментів без виймання ґрунту або зі зниженням об'ємом земляних робіт, що зменшує кількість механізмів для їх проведення.

При будівництві в районах, де великі площі земель зайняті відвалами і полігонами промислових відходів, слід використовувати ці відходи (розкриті породи, шлаки, очищені від органіки відходи будівельного виробництва, скляний бій тощо) при влаштуванні основ та фундаментів (підготовки і подушки, матеріал для втрамбування у свердловини, заповнювачі бетонів і асфальтів).

При проведенні земляних робіт для влаштування основ і фундаментів слід вживати заходів, які перешкоджають розвитку водної і вітрової ерозії, абразії і утворенню зсувів. Для цього необхідно зберігати рослинний покрив, упорядковувати скидання стоків атмосферних опадів, проводити закріплення схилів і укосів.

18.9 З метою охорони водних ресурсів у фундаментобудуванні необхідно раціонально використовувати прісну воду на виготовлення будівельних розчинів і бетону, зволоження поверхні бетону при твердінні, пропарювання бетону, проведення земляних робіт методом гідромеханізації, зволоження ґрунтів для їх ущільнення і укріплення.

Для раціонального використання води на будівельній ділянці слід поділити воду на господарську, питну та технічну і обмежити використання питної води у технічних та господарських цілях.

Технічну воду слід переводити на зворотне водопостачання, використовувати, де можливо, воду інших підприємств.

Для недопущення попадання у водойми стоків із будівельної площадки після миття техніки, про-

ведення робіт з інженерної меліорації ґрунтів основи (сілікатизація, цементація, смолізація тощо) на будовах слід влаштовувати тимчасові очисні споруди.

18.10 Охорону атмосферного повітря при влаштуванні основ і фундаментів слід забезпечувати шляхом: використання екологічно чистих технологій при підігріванні матеріалів (виготовлення гідроізоляційних мастил і асфальту, проведення робіт із гідроізоляції та розмороження ґрунту тощо), зменшення кількості пилу при проведенні земляних робіт за рахунок вологих покриттів, зменшення кількості викидів в атмосферне повітря при роботі землерийних і транспортних машин за рахунок покращення стану і дотримання режиму роботи техніки.

18.11 Для зменшення шуму і динамічних навантажень при проведенні будівельних робіт (занурення паль, руйнування та зрізування оголовків недобитих паль, робота вібраторів для ущільнення бетону, механічне руйнування залишків будівельного брухту, ущільнення та трамбування ґрунтів, робота компресорів та інших механізмів) слід використовувати і віддавати перевагу технологіям, де навантаження від роботи будівельних механізмів пов'язане з меншою кількістю децибелів і коливань (використання електроприводів у будівельних машинах, застосування вдавлюючих агрегатів замість динамічних молотів при зануренні паль тощо).

18.12 При проведенні геотехнічного проектування з метою розроблення заходів захисту від негативних впливів будівництва на навколишнє природне середовище слід виконувати розрахунки щодо можливості підняття рівня підземних вод (виникнення баражного ефекту) при влаштуванні підземних і заглиблених споруд, протифільтраційних завіс, паль, шпунтових стінок тощо; оцінки осідань земної поверхні внаслідок зниження рівня підземних вод, видобутку корисних копалин; прогнозу розвитку несприятливих інженерно-геологічних процесів (карст, суфозія, зсуви); оцінки впливу хімічного закріплення ґрунту на властивості ґрунтів і підземних вод на оточуючій території; оцінки динамічних та вібраційних впливів при будівництві на розташовані поряд споруди і їх основи.

18.13 У необхідних випадках слід проводити науково-геотехнічне супроводження згідно з розділом 21, організовувати моніторинг впливу будівництва на навколишнє природне середовище у відповідності з вимогами розділу 19.

19 ГЕОТЕХНІЧНИЙ МОНІТОРИНГ

19.1 Геотехнічний моніторинг (додаток Б) проводять з метою забезпечення збереження експлуатаційних якостей споруди, що будується, реконструюється або зберігається, основи, прилеглої території, оточуючої забудови, комунікацій і навколишнього природного середовища.

19.2 Основні завдання моніторингу - проведення нагляду і своєчасне виявлення відхилень від проекту при будівництві або реконструкції об'єктів (фундаментів, ФПЧ) та їх основ, фіксація перевищення критеріїв безпеки, встановлення ступеня їх (відхилень) небезпеки, розроблення заходів щодо попередження і усунення негативних наслідків будівництва, проведення нагляду і забезпечення заходів збереження оточуючої забудови, території, природного середовища, що знаходяться у зоні ризику від впливу будівництва, впровадження контролю за виконанням рішень.

19.3 Геотехнічний моніторинг слід проводити при будівництві, реконструкції, роботах із збереження споруд: I рівня відповідальності - в усіх випадках, II рівня відповідальності - в складних інженерно-геологічних умовах, на ділянках щільної забудови, в зоні впливу нового будівництва або реконструкції, в обґрунтованих випадках за спеціальним завданням замовника (інвестора).

19.4 Визначення необхідності організації моніторингу слід проводити на стадії розробки концепції будівництва чи проектування.

19.5 Геомоніторинг повинен проводитись на стадії проектування, будівництва (реконструкції) та експлуатації (не менше року після завершення будівництва).

З урахуванням особливостей і рівня відповідальності об'єкта на стадії проектування чи експлуатації геомоніторинг може не проводитись.

19.6 Геомоніторинг на стадії будівництва та експлуатації за функціональним призначенням повинен містити візуально-інструментальні натурні спостереження і обстеження (у т.ч. геодезичний контроль) споруд, основ, територій, гідрогеологічну та екологічну систему спостережень, аналітичний аналіз.

19.7 В необхідних випадках на стадії проектування проводять комп'ютерний моніторинг системи "споруда - основа". Комп'ютерний геомоніторинг включає розробку геомоделі основи, складання розрахункової схеми комп'ютерної моделі системи "споруда - основа", проведення варіантів розрахунків і їх числового аналізу з виявлення найбільш несприятливих впливів чи навантажень.

Комп'ютерний геомоніторинг дозволяє передбачити виникнення найбільш несприятливого стану споруд і основ та вжити заходів із їх недопущення.

Комп'ютерний геомоніторинг проводять для споруд: унікальних, з особливими чи новими конструктивними та об'ємно-планувальними рішеннями, деформованих та тих, що реконструюються зі зміною конструктивної схеми у складних інженерно-геологічних умовах.

19.8 Натурні спостереження проводять у відповідності з вимогами нормативних документів з питань обстежень (додаток А). Спостереження проводять за станом основ, фундаментів, споруди в цілому, а також прилеглої території і оточуючої забудови.

19.9 Гідрогеологічні спостереження включають систему нагляду за станом ґрунтів, рівнем і складом підземних вод, розвитком деформацій земної поверхні (осідання, ерозія, зсуви тощо), станом температурного, електричного та інших фізичних полів.

19.10 Екологічні спостереження включають нагляд за змінами навколишнього природного середовища та виникненням додаткових впливів на споруду і основу (вібрація, шум, динамічні впливи, загазованість, поява газу у підвальних приміщеннях тощо). Екологічний моніторинг слід проводити згідно з ДБН А.2.1-1.

19.11 Аналітична робота включає: аналіз і оцінку результатів спостережень, розрахунки і прогноз деформацій основ та фундаментів згідно з розділом 7 (розрахунки напружено-деформованого стану масиву ґрунту і змін гідрогеологічного режиму), розроблення рекомендацій щодо заходів попередження або усунення негативних впливів, коригування (за необхідності) проектних рішень (конструкції, конструктивно-планувальні рішення, методи і порядок виконання робіт), розроблення технічних рішень захисних та протиаварійних заходів.

19.12 На стадії проектування повинні бути передбачені, а на початку будівництва виконані роботи з встановлення системи нагляду, закладання марок та станцій нагляду, проведення вимірювань та реєстрації результатів.

При проектуванні повинні бути закладені вимоги про можливість коригування проекту і процесу будівництва за даними моніторингу.

19.13 У необхідних випадках моніторинг додатково може включати: обґрунтування необхідності додаткових інженерно-геологічних вишукувань та їх складу і об'єму; вимоги до допустимих граничних (середніх і нерівномірних) деформацій у залежності від технічного стану споруд; розрахунки діючих навантажень та несучої здатності і деформативності; аналіз проектних рішень фундаментів і підземних частин будівель або підземних споруд; аналіз технічної документації реконструкції об'єкта (надбудова, заглиблення, підсилення фундаментів, укріплення основ). Моніторинг при проектуванні збереження пам'яток повинен проводитись згідно з розділом 17.

19.14 У разі виникнення на ділянці будівництва чи прилеглої території на стадії будівництва чи експлуатації об'єкта деформацій або інших небезпечних явищ, не передбачених проектом, необхідно негайно повідомити замовника, генпідрядника та проектну організацію для вжиття заходів щодо припинення і подальшого запобігання негативним явищам.

20 ВИМОГИ ДО КОНСЕРВАЦІЇ (РОЗКОНСЕРВАЦІЇ) ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ОБ'ЄКТІВ НЕЗАВЕРШЕНОГО БУДІВНИЦТВА

20.1 За необхідності (за обґрунтованими причинами) припинення будівництва на тривалий строк слід розробляти спеціальний проект консервації (в тому числі основ і фундаментів).

20.2 Проект консервації повинен включати:

- захист ґрунтів основи об'єкта від неконтрольованого стоку в котловани атмосферних, талих, паводкових або поверхневих вод, витоків із водонесучих мереж, що проходять поблизу котловану, або з водонаповнених споруд, які розташовані на території будівництва, у т.ч. планувальні роботи;

- захист ґрунтів основи від промерзання, у тому числі шляхом штучного ущільнення поверхневого шару ґрунту;

- захист відкритих (не засипаних) конструкцій фундаментів від атмосферних впливів, що здатні приводити до їх руйнування, а також вимивання ґрунту з-під підошов, морозного здимання та перекосу фундаментів при відтаванні, зниженні несучої здатності ґрунтів при їх зволоженні, обводненні, вивітрюванні тощо;

- забезпечення довготривалого збереження зведених наземних конструкцій (стояків каркаса, стінового огороження, покриття, сталевих елементів, в'язей, закладних деталей тощо);

- забезпечення непорушності геодезичних реперів, відносно яких будуть перевірятися висотні позначки конструкцій об'єкта при відновленні будівництва після закінчення періоду консервації;

- планувальні роботи на майданчику об'єкта консервації та на прилеглої до нього території для забезпечення стоку поверхневих вод у спеціально призначені для цього місця або в зливову каналізацію.

20.3 Методи захисту основ, конструкцій фундаментів і інших елементів об'єкта, що вже зведені,

необхідно розробляти виходячи з умови їх тривалого перебування на відкритому повітрі з чергуванням позитивних та негативних температур, змінами вологості, вивітрювання тощо.

20.4 Після закінчення періоду консервації котловану, ущільненого ґрунтового шару, виконаних фундаментів, перед відновленням будівельних робіт необхідно виконувати контрольну перевірку фактичних фізико-механічних показників ґрунтів у котловані та(чи) під раніше виконаними фундаментами, стану конструкцій і матеріалу фундаментів.

20.5 У випадках, коли контрольними вишукуваннями виявлено погіршення показників ґрунтів та(чи) виконаних фундаментів, слід перевіряти розрахунком конструкції будівлі за фактичними характеристиками ґрунтів (у т.ч. ущільнених) з урахуванням стану виконаних фундаментів і за необхідності передбачати підсилення наземних конструкцій, ФПЧ, фундаментів та (чи) основи згідно з підрозділом 11.4.

20.6 У випадках, коли в результаті здимання чи осідання фактичні позначки підшов існуючих фундаментів відрізняються від проектних або утворюють недопустиму нерівномірність висотного положення наземних конструкцій об'єктів, необхідно виконувати коригування проектного положення шляхом нарощування фундаментів (після стабілізації осідань) з метою вирівнювання їх поверхонь до проектних позначок або вирівнювати об'єкт в цілому згідно з підрозділами 11.2, 11.4.

21 НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД (НТС)

21.1 НТС повинен проводитись згідно з ДБН В.1.2-5. Цей розділ встановлює додаткові вимоги до складу, порядку і умов виконання НТС будівельних об'єктів або їх частин, пов'язаних з роботою основ і фундаментів (у т.ч. фундаментно-підвальна частина, територія, підземні та захисні споруди).

Вимоги розповсюджуються на об'єкти незалежно від їх форм власності, відомчої належності і призначення.

21.2 При проведенні НТС частини об'єкта повинні враховуватись умови її сумісної роботи і взаємодії з основною спорудою, оточуючою забудовою і територією.

21.3 НТС є видом діяльності із забезпечення збереження експлуатаційних якостей об'єкта або його частини за умов безпеки життєдіяльності населення у випадках, що не регламентовані чинними нормами і стандартами, та за відсутності достатнього досвіду або прямих аналогів у вітчизняній чи світовій практиці.

21.4 НТС слід проводити для складних об'єктів будівництва чи реконструкції (з підвальною частиною більше одного поверху, розташовані в умовах щільної забудови, з особливою конструктивною схемою, висотні, потенційно небезпечні, унікальні, культові та пам'ятки); особливих інженерно-геологічних, гідрогеологічних, інженерно-екологічних умов та складного рельєфу; об'єктів у зоні впливу (ризик) нового будівництва (реконструкції) або джерела несприятливих впливів; ділянок, де можливі деформації масиву ґрунту, додаткові навантаження конструкцій ФПЧ та підземних споруд.

21.5 До складу НТС входять роботи з обґрунтування, прийняття, розроблення і втілення нестандартних рішень, проведення розрахунків за спеціальною методикою, використання комплексних підходів при вирішенні проблем забудови з урахуванням взаємного впливу об'єктів, особливостей території, забезпечення стійкості споруд і територій в умовах складного рельєфу, погіршення гідрогеологічних умов.

21.6 У завдання НТС входить: оцінка впливу нового будівництва чи реконструкції на розташовані в зоні впливу об'єкти, навколишнє середовище, розроблення прогнозу змін їх стану, своєчасне виявлення дефектів, попередження та усунення негативних процесів, уточнення результатів прогнозу та коригування проектних рішень.

Роботи з геотехнічного, гідрогеологічного, геодезичного чи екологічного моніторингу входять до складу НТС або включають до проекту як самостійний розділ.

21.7 Для вирішення питань НТС на ділянках з несприятливими умовами (згідно з розділом 3) слід передбачати проведення детальних геотехнічних досліджень ґрунтів основи, геофізичних робіт із вивчення будови ділянки, моніторинг властивостей ґрунтів за спеціальними методиками.

21.8 Для ділянок в умовах щільної забудови, у складних інженерно-геологічних умовах, а також для об'єктів реконструкції слід закладати у проект роботи з організації і проведення геодезичного контролю за осіданням споруд, оточуючої забудови і території; контролю стану ґрунтів, рівня і стану підземних вод, екологічних параметрів тощо.

21.9 НТС споруд-пам'яток повинно проводитись згідно з ДБН В.3.2-1 та розділом 17 цих Норм. Для унікальних і споруд I рівня відповідальності, що експлуатуються і мають деформації і тріщини, слід закладати марки на тріщинах ФПЧ для проведення довготривалих спостережень із застосуванням переносних засобів вимірювання.

21.10 До робіт з НТС повинні залучатись науково-дослідні організації, яким надане таке право в установленому порядку.

ДОДАТОК А
(довідковий)

**ПЕРЕЛІК
нормативних документів, на які є посилання в цих Нормах**

- ДСТУ Б А.1.1-25-94 Ґрунти. Терміни та визначення
- ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення
- ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) Ґрунти. Методи польових випробувань палями
- ДСТУ Б.В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Ґрунти. Класифікація
- ДСТУ Б.В.2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96) Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення
- ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості
- ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96) Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань
- ДСТУ Б.В.2.1-6-2000 (ГОСТ 30672-99) Ґрунти. Польові випробування. Загальні положення
- ДСТУ Б.В.2.1-7-2000 (ГОСТ 20276-99) Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості
- ДСТУ Б.В.2.1-9-2002 (ГОСТ 19912-2001) Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням
- ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва
- ДБН А.2.2.1-95 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. Основні положення проектування
- ДБН А.2.3-1-99 Територіальна діяльність в будівництві
- ДБН А.3.2-2-2009 Промислова безпека у будівництві. Основні положення
- ДБН В.1.1-3-97 Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення
- ДБН В.1.1-5-2000 Будинки та споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина 1. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах
- ДБН В.1.1-12-2006 Будівництво в сейсмічних районах
- ДБН В.1.2-1-95 Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів
- ДБН В.1.2-5:2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів
- ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
- ДБН В.1.2-14-2008 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ
- ДБН В.2.2-15-2005 Житлові будинки. Основні положення
- ДБН В.2.2-24 Проектування висотних житлових і громадських будинків
- ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування
- ДБН В.3.1-1-2002 Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд.
- Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель та споруд. Держбуд України, Держнаглядохоронпраці України. - Київ, 2003
- ДБН В.3.2-1-2004 Реставраційні, консерваційні та ремонтні роботи на пам'ятках культурної спадщини
- ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення

С. 84 ДБН В.2.1-10-2009

ДБН В.1.1-25-2009 захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення

ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення

ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод лабораторного визначення максимальної щільності

ДСТУ Б В.2.1-26:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи радіоізотопного вимірювання щільності та вологості

ДСТУ Б В.2.1-22:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод лабораторного визначення властивостей просідання

ДСТУ Б В.2.1-24:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань проникності

ГОСТ 24846-81 Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений (Грунты. Методи вимірювання деформації основ будівель і споруд)

ДСТУ Б В.2.1-16:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення вмісту органічних речовин

ДСТУ Б В.2.1-11:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення властивостей набухання та усадки

ДСТУ Б В.2.1-25:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи вимірювання глибини сезонного промерзання

ДСТУ Б В.2.1-14:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод польового вимірювання температури

ДСТУ Б В.2.1-23:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації

ДСТУ Б В.2.1-15:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польового визначення глибини сезонного відтавання

ДСТУ Б В.2.1-18:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод вимірювання теплопровідності мерзлих ґрунтів

ДСТУ Б В.2.1-20:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод польового визначення питомих дотичних сил морозного здимання

ДСТУ Б В.2.1-13:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод лабораторного визначення ступеня морозної здимальності

ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей

ДСТУ Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія

ДБН Б В.1.1-24-2009 Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування

ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань

ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні умови (ГОСТ 31384:2008, NEQ) у частині другого розділу, за винятком 2.44, 2.47-2.61

СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений (Основи гідротехнічних споруд)

СНиП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками (Фундаменти машин із динамічними навантаженнями)

СНиП 2.06.07-87 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения (Підпірні стіни, судоходні шлюзи, рыбопропускні та рибозахисні споруди)

СНиП 2.06.14-85 Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод (Захист гірничих виробок від підземних і поверхневих вод)

СНиП 2.09.02-85 Производственные здания (Виробничі будівлі)

СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий (Споруди промислових підприємств)

СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты (Земляні споруди, основи і фундаменти)

СНиП 3.04.03-85 Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии (Захист будівельних конструкцій і споруд від корозії)

КДП-204/12, Україна 193-91 Положення про систему технічного обслуговування, ремонту та реконструкції жилих будівель в містах та селищах України

ДОДАТОК Б
(обов'язковий)

ОСНОВНІ ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ

Вплив на основу - явища чи процеси природні і (чи) техногенні, що викликають зміни властивостей ґрунтів і напружено-деформованого стану основи.

Вплив геотехнічний - вплив (навантаження чи деформації) на будівлю чи споруду від ґрунту, засипки чи ґрунтової води (підземних вод).

Геотехнічний моніторинг - комплекс робіт із натурного нагляду за станом і поведінкою системи "будівельний об'єкт - основа", будівельних об'єктів або їх частин (фундамент, ФПЧ), основ, територій; включає:

- комплексні спостереження за інженерно-геологічними процесами, ефективністю інженерного захисту, станом споруд і територій у періоди будівництва, реконструкції чи експлуатації об'єкта;
- аналіз результатів спостережень, розрахунків і моделювання, розроблення рекомендацій з посилення інженерного захисту, удосконалення, підсилення конструкцій споруд тощо;
- проектування додаткових заходів щодо забезпечення надійності споруд і ефективності інженерного захисту, запобігання соціально-екологічним наслідкам техногенних впливів;
- здійснення додаткових заходів при активізації геологічних процесів і їх впливі на споруду.

Ґрунт - див. ДСТУ Б В. 2.1-2 - скельна чи дисперсна гірська порода чи насип до початку будівельних робіт.

Ґрунтова основа будівлі (споруди) - масив ґрунту в ґрунтовому середовищі, на який розповсюджуються напруження від навантажень, що передаються фундаментами через контактні поверхні. Геометричні характеристики основи (форма і розміри) визначають у залежності від фізико-механічних властивостей нашарувань ґрунтів, що залягають під спорудою, величин деформацій, що виникають від напружень, мети і методів розрахунку.

Примітка. Ґрунтове середовище простягається вниз і в сторони від контактних поверхонь з фундаментами до нескінченності.

Деформації фундаментів за властивостями ґрунтів основи:

а) **осідання** - вертикальні переміщення контактної поверхні фундаментів, викликані деформаціями ґрунтів основи під впливом зовнішніх навантажень і в окремих випадках власної ваги ґрунту, що не супроводжуються корінною зміною його структури; консолідаційні осідання або осідання ущільнення - деформації, що відбуваються в результаті ущільнення ґрунту під навантаженням; осідання повзучості ґрунту - тривалі вертикальні переміщення контактної поверхні, що повільно протікають у повністю чи частково водонасичених глинистих ґрунтах і обумовлені деформаціями повзучості (в'язкої течії) їх скелету;

б) **просідання** - вертикальні переміщення контактної поверхні фундаментів за рахунок деформацій основи, що відбуваються в результаті ущільнення і, як правило, корінної зміни структури ґрунту під впливом як зовнішніх навантажень і власної ваги ґрунту, так і додаткових чинників (замочування просідаючого ґрунту, відтавання льодових прошарків у замерзлому ґрунті тощо);

в) **підняття і осідання** - вертикальні переміщення контактної поверхні фундаментів за рахунок деформацій основи, зв'язаних зі зміною об'єму деяких ґрунтів при зміні їх вологості чи впливі хімічних речовин (набрякання, усадка), а також при замерзанні води чи відтаванні льоду в порах ґрунту (морозне здимання і відтавання ґрунту);

г) **осідання земної поверхні** - вертикальні переміщення поверхні (контактної з фундаментами чи земної) за рахунок деформацій ґрунтів, що виникають внаслідок процесів, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів будівель - видобутку корисних копалин, зміни гідрогеологічних умов, карсто-суфозійних процесів тощо;

д) **горизонтальні переміщення** - деформації контактної поверхні фундаментів, зв'язані з дією горизонтальних навантажень на основу (фундаменти розпірних систем, підпірні стіни тощо);

е) **горизонтальні переміщення земної поверхні** - горизонтальні переміщення поверхні (контактної з фундаментами чи земної) за рахунок деформацій ґрунтів, що виникають внаслідок процесів, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів будівель - значні вертикальні переміщення поверхні при осіданнях, просіданнях ґрунтів від власної ваги, видобутку корисних копалин тощо;

ж) **провали** - вертикальні зрушення земної поверхні з порушеннями цілісності структури ґрунтів, що утворюються внаслідок обвалення товщі ґрунтів над карстовими порожнинами чи гірничими виробками при крутому падінні пластів.

Деформація морозного займання - підняття поверхні шару ґрунту, що промерзає.

Деформація морозного здимання відносна - величина, що дорівнює відношенню величини

підняття ненавантаженої поверхні ґрунту до товщини шару, який промерзає.

Дотична сила морозного здимання - сила, яка діє (при осіданні фундаменту чи оточуючого ґрунту) вздовж бічної поверхні заглибленої частини споруди (на контакті з ґрунтом), з якою ґрунт змерзається.

Жорсткість основи - характеристика основи, що оцінює здатність опиратися навантаженням, наслідком чого є її деформації.

Зрушення порід гірського масиву (вертикальне і горизонтальне) - деформування порід у результаті порушення їх рівноваги під впливом різних причин: гірських розробок, зміни фізико-механічних властивостей порід при їх зволоженні, зневоднюванні, тектонічних процесах тощо.

Зрушення земної поверхні (вертикальне і горизонтальне) - деформування земної поверхні в результаті зрушення товщі порід під впливом гірських розробок, зміни фізико-механічних властивостей порід при їх зволоженні, зневоднюванні, тектонічних процесах і інших причин.

Зсув - див. ДБН В.1.1-3.

Коефіцієнт мінливості стисливості основи a_E - відношення максимального до мінімального значення осередненого за глибиною модуля деформації ґрунтів основи в межах плану будівлі (споруди).

Модель основи - математичний опис (представлення) геометричних, фізичних, механічних, хімічних і інших властивостей основи як частини напівнескінченного ґрунтового масиву для визначення його деформацій, міцності і стійкості під дією навантажень, переданих фундаментом від будівлі чи споруди, і впливів різної природи: кліматичних, гідрогеологічних, геотехнічних, техногенних тощо.

Надійність будівлі чи споруди - властивість будинку, споруди виконувати функції за призначенням протягом заданого проміжку часу.

Нормальна експлуатація - див. ДБН В.1.2-14.

Паля – конструкція стрижневого типу, виготовлена або занурена у ґрунтову основу (іноді частково розташована у воді), вертикальна або похила, призначена для передачі навантаження від споруди в шари ґрунтової основи для забезпечення більшої несучої здатності. Влаштується за технологією з вийманням або без виймання ґрунту основи.

Паля забивна – конструкція, виготовлена в заводських умовах (збірна), що заглиблюється в ґрунтову основу устаткуванням для занурення шляхом забивання, вдавлювання, вібрації тощо. Може бути складена з кількох частин за довжиною, об'єднаних у вузлах з'єднання.

Паля призматична – найбільш поширений тип забивних збірних залізобетонних паль із формою стовбура у вигляді призми квадратного перерізу.

Паля пірамідальна – коротка залізобетонна паля, яка має форму піраміди квадратного поперечного перерізу. (Модифікація забивної висячої палі, яка має скіс поверхні бокових граней).

Паля плоскопрофільна – паля, що має у поперечному перерізі перемінні прямокутні окреслення.

Паля булавоподібна – забивна залізобетонна паля з розширеним нижнім кінцем.

Паля козлова – пакет із декількох забивних залізобетонних паль, які мають шарнірне з'єднання в оголовку і занурюються одночасно. Нижні кінці паль мають одностороннє загострення з внутрішньої сторони. При зануренні такого пакета тиск реактивного опору ґрунту по похилій поверхні загострення розгортає палі і створює між палями ядро ущільнення.

Паля набивна – паля, що виготовляється на місці шляхом заповнення бетоном сумішшю порожнини, утвореної шляхом: вдавлювання інвентарної труби з закритим башмаком нижнім кінцем, що залишається в ґрунті; виштампування порожнини пірамідальної або конусної форми; буріння з утворенням свердловини; віброштампування трубою з загостреним нижнім кінцем.

Паля буронабивна – різновид набивної палі, коли порожнина утворюється методом буріння, утворюючи свердловину. У сипких ґрунтах свердловина утворюється насуху обертальним бурінням. У сипких та водонасичених ґрунтах буріння здійснюється під глинистим розчином або під захистом обсадних труб.

Паля буронабивна з розширенням нижнім кінцем – буронабивна паля, нижній кінець якої має розширення, влаштоване за допомогою спеціального механізму.

Паля з коренеподібним нижнім кінцем – різновид паль, розширений нижній кінець яких влаштовується забиванням із забою порожнини коротких збірних залізобетонних елементів.

Паля набивна, порожнина якої утворюється фрагментами, – різновид набивної палі, що утворюється вдавлюванням обсадної труби, яка складається з окремих фрагментів, з'єднаних на зварюванні. Обсадна труба залишається у ґрунті. Застосовується для підсилення існуючих фундаментів у стисливих умовах малогабаритним устаткуванням.

Паля буроін'єкційна – бурова паля, що влаштовується шляхом ін'єкції під тиском дрібнозернистої бетонної суміші у свердловину, через нижній отвір порожнистого шнеку при його підйомі.

Палі буросічні – модифікація буронабивних паль, поперечні перерізи яких перетинаються. Відстань між центрами буропересічних паль становить 0,8-0,9 їх діаметра.

Паля набивна (барета) – різновид набивної палі, для якої порожнина в основі прямокутного поперечного перерізу утворюється з застосуванням грейфера. У сипких і водонасичених ґрунтових основах екскавація ґрунту і бетонування стовбура виконуються під захистом суспензії з глинистого чи полімерного розчину.

Паля гвинтова – паля, що складається з металевої гвинтової лопаті і трубчастого металевого стовбура зі значно меншою у порівнянні з лопаттю площею поперечного перерізу, яка занурюється у ґрунтову основу шляхом загвинчування у поєднанні із вдавлюванням.

Паля ґрунтоцементна (джет-колона) – паля, що влаштовується у масиві ґрунтової основи шляхом локального перемішування ґрунту з цементною суспензією за допомогою струминного, бурозмішувального чи струминно-змішувального методів.

Паля з камуфлетним нижнім кінцем – паля набивна або забивна, розширення для якої влаштовується за допомогою енергії вибуху зосередженого заряду.

Паля РІТ – різновид буроін'єкційної палі діаметром 15-35 см, що виконується з ущільненням оточуючого ґрунту шляхом обробки свердловини за розрядно-імпульсною технологією.

Мікропаля – залізобетонна паля круглого, прямокутного або трапецеїдального поперечного перерізу площею до 300 см² і завдовжки до 6,0 м.

Паля-стояк – паля, що нижнім кінцем спирається і передає навантаження на скельні чи малостисливі ґрунти основи. Власні деформації палі і деформації скельної основи не викликають суттєвого опору по бічній поверхні внаслідок практичної відсутності зміщень її стовбура по відношенню до оточуючої ґрунтової основи. Сили опору, за винятком довантажувальних сил тертя на бічній поверхні, у розрахунках паль-стояків не враховують.

Паля висяча – паля, що передає навантаження в ґрунтову основу через бічну поверхню і нижній кінець (п'яту або вістря).

Паля еталонна – стандартизована конструкція, що складається з інвентарної складеної металевої труби, нижній кінець якої закритий конічним наконечником. Зовнішній діаметр стандартної еталонної палі – 114 мм (ДСТУ Б В.2.1-1).

Паля контрольна – паля, яка знаходиться за межею пальового поля у ґрунтових умовах, аналогічних натурним палям (порівнюваних із натурними палями).

Паля натурна – паля, яка знаходиться у складі пальового фундаменту або поля.

Паля одиночна – паля, що передає навантаження на ґрунт за відсутності впливу на неї інших паль.

Ростверк – розподільна конструкція (балка, плита або оголовок), що об'єднує голови паль у групи, ряди або рами для сумісної роботи.

Ростверк високий – ростверк, підшва якого розташована вище поверхні ґрунтової основи і не дотикається до неї.

Ростверк занижений – ростверк, підшва якого розташована в рівні поверхні ґрунтової основи.

Ростверк низький – ростверк, підшва якого спирається на ґрунтову основу або заглиблена в неї.

Пальове поле – велика група паль, що утворюється для передачі навантажень в основу або для її укріплення.

Група паль – певна кількість паль, що об'єднуються ростверком для сумісної роботи для сприйняття навантажень від колони чи частини споруди.

Основа паль і пальових фундаментів – середовище, складене нашаруваннями ґрунтів у т.ч. скельними породами, що сприймають навантаження від несучих конструкцій споруд через нижній кінець (п'яту, вістря) і бічну поверхню паль та підшву і бічну поверхню ростверків.

Пальова основа фундаментів – середовище, складене нашаруваннями слабких чи структурно нестійких ґрунтів, деформаційні властивості яких поліпшені за рахунок влаштування паль різних типів, які не мають жорсткого зв'язку з фундаментами. Навантаження передаються через ґрунтовий або інший проміжний шар.

Пальовий фундамент стовпчастий – окремо розташований пальовий фундамент, що складається з однієї палі чи куша з плитним чи стовпчастим ростверком, для передачі в основу зосереджених навантажень.

Пальово-стрічковий фундамент – пальовий фундамент, що складається з одного чи кількох рядів паль, об'єднаних стрічковим ростверком для передачі в основу зосереджених чи розподілених навантажень.

Перехресна система пальово-стрічкових фундаментів – пальовий фундамент, що утворюється з пальово-стрічкових фундаментів, розташованих у різних напрямках.

Пальово-плитний фундамент – пальовий фундамент, що складається із сумісно працюючих залізобетонної плити (плитного ростверка), який об'єднує довільно розташовані у плані, в основному, у зонах навантажень групи паль, які разом передають в основу зосереджені чи розподілені навантаження від несучих конструкцій будівель і споруд.

Просторовий пальовий фундамент – просторова у плані конструкція, що об'єднує стовпчасті, стрічкові, плитні пальові фундаменти, або просторово-рамна по вертикалі і горизонталі фундаментно-підвальна частина будівлі чи споруди, розташована на пальово-плитному фундаменті чи перехресній системі пальово-стрічкових фундаментів (ПРФ). Конструкція влаштовується з метою підвищення просторової жорсткості фундаментів і фундаментно-підвальної частини споруди.

Довантажувальні сили тертя – сили, що виникають на бічній поверхні паль і пальових фундаментів при осіданні ґрунтової основи навколо них у разі, якщо осідання навколопального ґрунту перевищує осідання паль, і спрямовані вертикально вниз, довантажуючи палі.

Коефіцієнт жорсткості основи – змінний параметр, що характеризує деформаційні властивості ґрунтової основи в межах розрахункової ділянки контакту з конструкціями фундаментів. Використовується для розв'язання лінійних та фізично і конструктивно нелінійних контактних задач для основ і фундаментів методом змінних параметрів Крилова. Залежить від деформаційних характеристик і моделі ґрунтової основи, площі контакту, величин і характеру передачі навантаження через конструкції фундаментів на основу і впливів на фундаменти через їх основу.

Підроблювана територія - див. ДБН В.1.1-5, ч. I.

Порівняльний досвід - достовірна документована інформація про поведінку подібної споруди в подібних умовах, у т.ч. ґрунтових.

Розрахункова ситуація - див. ДБН В.1.2-14.

ISO 2394-1986 р.; СТ ІЕС 384-87 передбачає три розрахункові ситуації.

Споруда - рукотворне утворення (об'єкт), споруджене будівельними засобами, призначене для виконання господарських або інших функцій.

Споруда підземна - вид геотехнічного об'єкта (споруди), що заглиблена на всю висоту нижче

позначки планування, передає навантаження на оточуюче ґрунтове середовище (основу) і сприймає навантаження впливу (природні, техногенні тощо) за допомогою тертя чи зчеплення по всій висоті огорожувальних конструкцій (стін) і по підшві.

Споруда заглиблена - вид геотехнічного об'єкта (споруди), що заглиблена не на всю висоту і сприймає навантаження впливу (природні, техногенні тощо) за допомогою тертя чи зчеплення по заглибленій частині огорожувальних конструкцій (стін) і по підшві.

Стійкість основи - здатність основи об'єкта (споруди) витримувати прикладене навантаження без виникнення незатухаючих переміщень.

Технічний стан основи (конструкції, об'єкта) - стан основи (конструкції, об'єкта) у момент експлуатації (дослідження), що характеризується параметрами (характеристиками) відмов.

Умови особливі ґрунтові - геологічні умови, за яких у межах стислої товщі основи залягають шари, прошарки чи лінзи одного або декількох видів слабких ґрунтів з особливими властивостями: насипних; намивних (пісків); заторфованих; похованих торфів; похованих сапропелів; мулів; пухких пісків; водонасичених глинистих ґрунтів текучопластичної чи текучої консистенції; водонасичених пилуватих пісків, що мають пливунні властивості; набухаючих; здимальних; закарстованих; за наявності карсто-суфозійних явищ. Є окремим випадком складних інженерно-геологічних умов (див. 3.4 цих Норм).

Умови складні інженерно-геологічні - див. додаток Ж ДБН А.2.1-1 та 3.4, 3.5, 4.7 цих Норм.

Умови складні будівництва - умови будівництва на ділянках із складними інженерно-геологічними умовами, обтяженими умовами щільної забудови, реконструкції тощо.

Фундамент - частина будівлі чи споруди, переважно підземна, яка сприймає навантаження від споруди і передає їх на основу, складену ґрунтами (природну) чи штучну.

Фундаменти малозаглиблені, мілкового закладання - передають навантаження на ґрунт переважно через підшву фундаменту.

Фундаменти заглиблені - передають навантаження на ґрунт через підшву і бічну поверхню фундаменту, враховується тиск ґрунту на бічну поверхню заглибленої (стінової) частини споруди.

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

ДОДАТОК В
(довідковий)**НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ І ДЕФОРМАТИВНОСТІ ҐРУНТІВ**

В.1 Для попередніх розрахунків основ будівель та споруд класів СС3 і СС2 і розрахунків основ об'єктів класу СС1, а також опор повітряних ліній допускається визначати нормативні і розрахункові значення характеристик міцності і деформованості ґрунтів згідно з їх фізичними характеристиками.

Нормативні характеристики ґрунтів наведені в таблицях В.1-В.3

Розрахункові значення характеристик ґрунтів у цьому випадку слід приймати при значеннях коефіцієнтів надійності по ґрунту:

- у розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g = 1$;
- у розрахунках основ за несучою здатністю:
для питомого зчеплення $\gamma_{g(c)} = 1,5$;
для кута внутрішнього тертя:
пісків $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$;
глинистих ґрунтів $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

В.2 Характеристики пісків у таблиці В.1 відносяться до кварцевих пісків із зернами різної округлості, що містять не більше 20 % польового шпату і не більше 5 % у сумі різних домішок (слюда, глауконіт тощо), включаючи органічну речовину, незалежно від коефіцієнта водонасичення ґрунтів S_r .

В.3 Характеристики глинистих ґрунтів у таблицях В.2 і В.3 відносяться до ґрунтів, що містять не більше 5% органічної речовини і мають коефіцієнт водонасичення $S_r \geq 0,8$.

Таблиця В.1 - Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град, і модуля деформації E , МПа, пісків четвертинних відкладів

Піски	Позначення характеристик ґрунтів	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті пористості e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелісті і крупні	c_n	2	1	-	-
	φ_n	43	40	38	-
	E	50	40	30	-
Середньої крупності	c_n	3	2	1	-
	φ_n	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Дрібні	c_n	6	4	2	-
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пилуваті	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Таблиця В.2 - Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град., глинистих нелесових ґрунтів четвертинних відкладів

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

	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	45	41	36	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Таблиця В.3 - Нормативні значення модуля деформації глинистих нелесових ґрунтів

Походження і вік ґрунтів		Найменування ґрунтів і межі нормативних значень їх показника текучості I_L		Модуль деформації E, МПа, при коефіцієнті пористості e										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертинні відклади	Алювіальні, делювіальні, озерні, озерно-алювіальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
			$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
			$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
		Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
			$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$		-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
	Флювіо-гляціальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
			$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	35	28	22	17	14	7	-	-	-	-
			$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	13	10	-	-	-	-	-
	Моренні	Супіски	$I_L \leq 0,5$	60	50	40	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинки														
Юрські відклади оксфордського ярусу	Глини	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-	
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-	
		$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10	

В.4 Для ґрунтів із проміжними значеннями e проти зазначених у таблицях В.1-В.3 допускається визначати значення c_n , φ_n і E інтерполяцією.

Якщо значення e , I_L і S_r ґрунтів виходять за межі, передбачені таблицями В.1-В.3, характеристики c_n , φ_n і E слід визначати за даними безпосередніх випробувань цих ґрунтів.

Допускається в запас надійності приймати характеристики c_n , φ_n і E за відповідними нижніми межами e , I_L і S_r таблиць В.1-В.3, якщо ґрунти мають значення e , I_L і S_r менше цих нижніх граничних значень.

В.5 Для визначення значень c_n , φ_n і E за таблицями В.1-В.3 використовуються нормативні значення e , I_L і S_r .

В.6 Коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g при обчисленні розрахункових значень характеристик міцності (питомого зчеплення c , кута внутрішнього тертя φ нескельних ґрунтів і границі міцності на одно-осьовий стиск скельних ґрунтів R_c , а також щільності ґрунту ρ) згідно 7.3.5 встановлюють у залежності від мінливості цих характеристик, числа визначень і значення довірчої ймовірності α ДСТУ Б В.2.1-5. Для інших характеристик ґрунту допускається приймати $\gamma_g = 1$.

В.7 Довірчу ймовірність α розрахункових значень характеристик ґрунтів приймають: при розрахунках основ за несучою здатністю - 0,95, за деформаціями - 0,85.

Для об'єктів класу СС3 допускається приймати вищу довірчу ймовірність розрахункових значень характеристик ґрунтів, але не більше 0,99.

Примітка 1. Розрахункові значення характеристик ґрунтів, що відповідають різним значенням довірчої ймовірності, повинні наводитись у звітах про інженерно-геологічні вишукування.

Примітка 2. Розрахункові значення характеристик ґрунтів c , φ , γ для розрахунків за несучою здатністю позначають c_I , φ_I , γ_I , за деформаціями - c_{II} , φ_{II} , γ_{II} .

ДОДАТОК Г
(рекомендований)

РОЗРАХУНОК ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Г. 1 Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f визначають за формулою

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (\text{Г.1})$$

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання, яку визначають згідно з 7.5.2, 7.5.3;

k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель - за таблицею Г.1; для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні будівлі в зимовий період з негативними температурами - $k = 1, 1$.

Примітка. Формула непридатна для визначення розрахункової глибини промерзання ґрунтів відкритого розподільного обладнання електростанцій і контактних мереж, а також будинків і споруд, які мають великий тепловий вплив на температурний режим ґрунтів в основі фундаментів (гарячих цехів, котелень, теплиць, холодильників тощо).

Г.2 У проекті основ і фундаментів повинні передбачатись заходи, що не допускають зволоження ґрунтів основи, а також проморожування їх у період будівництва. При цьому рівень підземних вод повинен прийматись з урахуванням його прогнозу на період експлуатації споруди та впливу на нього водопонижувальних заходів, якщо вони передбачаються проектом.

Г.3 Фундаменти споруди або її відсіку повинні закладатись на одному рівні. За необхідності закладання сусідніх фундаментів на різних позначках їх допустиму різницю Δh визначають виходячи з умови

$$\Delta h \leq a(tg\varphi_i + c_i/p), \quad (\text{Г.2})$$

де a - відстань між внутрішніми гранями фундаментів;

φ_i і c_i - розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту (підрозділ 7.3);

p - середній тиск під подошвою вищерозміщеного фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основи за несучою здатністю).

Таблиця Г.1 - Коефіцієнт k_h

Особливості споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, що влаштовують:					
- по ґрунту;	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
- на лагах по ґрунту;	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
- по утепленому цокольному перекриттю	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
З підвалом чи технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
Примітка 1. Наведені в таблиці В.1 значення коефіцієнта k_h відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту $a_f < 0,5$ м; якщо $a_f \geq 1,5$ м, значення коефіцієнта k_h підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення $k_h = 1$; при проміжному розмірі a_f значення коефіцієнта k_h визначають інтерполяцією.					
Примітка 2. До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їх відсутності - приміщення першого поверху.					
Примітка 3. При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт k_h приймають з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в таблиці.					

Г.4 Глибина закладання фундаментів опалюваних споруд за умов недопущення морозного здимання ґрунтів основи повинна призначатись:

а) для зовнішніх фундаментів (від рівня планування) - за таблицею Г.2;

б) для внутрішніх фундаментів - незалежно від розрахункової глибини промерзання ґрунтів.

Глибину закладання зовнішніх фундаментів допускається призначати незалежно від розрахункової глибини промерзання, якщо:

- фундаменти спираються на піски дрібні і спеціальними дослідженнями на даному майданчику встановлено, що вони не мають здимальних властивостей, а також у випадках, коли спеціальними дослідженнями і розрахунками встановлено, що деформації ґрунтів основи при їх промерзанні і відтаванні не порушують експлуатаційної придатності споруди;

- передбачено спеціальні теплотехнічні заходи, що виключають промерзання ґрунтів.

Таблиця Г.2 - Глибина закладання фундаментів

Ґрунти під подошвою фундаменту	Глибина закладання фундаментів у залежності від глибини розташування рівня підземних вод d_w , м, при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравелисті, крупні і середньої крупності	Не залежить від d_f	Не залежить від d_f
Піски дрібні і пилуваті	Не менше d_f	Те саме
Супіски з показником текучості $I_L < 0$	Те саме	»
Те саме при $I_L \geq 0$	»	Не менше d_f
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту чи заповнювача $I_L \geq 0,25$	»	Те саме
Те саме при $I_L < 0,25$	»	Не менше $0,5 d_f$
Примітка 1. У випадках, коли глибина закладання фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання d_f відповідні ґрунти, зазначені в даній таблиці, повинні залягати до глибини не менше нормативної глибини промерзання d_{fn} .		
Примітка 2. Положення рівня підземних вод повинне прийматись з урахуванням указівок підрозділу 7.4.		

Г. 5 Глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів опалюваних споруд з холодними підвалами і технічними підпіллями (що мають негативну температуру в зимовий період) слід приймати за таблицею Г.2, рахуючи від підлоги підвалу чи технічного підпілля.

Г.6 Глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд повинна призначатись за таблицею Г.2, при цьому глибину обчислюють: за відсутності підвалу чи технічного підпілля - від рівня планування, а за їх наявності - від підлоги підвалу чи технічного підпілля.

Г.7 Допускається приймати глибину закладання фундаментів від підлоги підвалу менше 0,5 м, якщо задовольняються розрахунки основ за несучою здатністю згідно з підрозділом 7.10.

ДОДАТОК Д
(рекомендований)

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ ОБЧИСЛЕННЯ ОСІДАННЯ

Д.1 Осідання окремо розташованого фундаменту s з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору (7.6.8) методом пошарового підсумовування обчислюють за формулою

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

(Д.1)

де β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту (Д.2);

h_i - товщина i -го шару ґрунту, приймають не більше 0,4 ширини фундаменту;

n - кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;

$\sigma_{zy,i}$ - середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви, на глибині z від підшви фундаменту;

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження;

$E_{e,i}$ - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності);

E_i і $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

При цьому розподілення вертикальних нормальних напружень по глибині основи приймають згідно зі схемою на рисунку Д.1. При визначенні осідань за формулою (Д.1) слід виключати алгебраїчне підсумовування від'ємних величин при визначенні першої складової у цій формулі.

Примітка 1. За відсутності даних випробувань модуля деформації $E_{e,i}$ для споруд II і III рівнів відповідальності допускається приймати $E_{e,i} = 5 E_i$.

Примітка 2. Середнє значення напружень $\sigma_{zp,i}$ і $\sigma_{zy,i}$ в i -му шарі ґрунту допускається розраховувати як півсуму відповідних напружень на верхній z_{i-1} та нижній z_i межах шару.

Примітка 3. При зведенні будівель у котловані, що відривається, в розрахунках слід розрізняти два види вертикальних напружень: σ'_{zg} - від власної ваги ґрунту до початку будівництва, при якому утворений напружений стан основи; σ_{zg} - після зведення будівлі і планування денної поверхні або зворотного планування в котловані.

У випадку, якщо стиснена зона включає шар закріпленого ґрунту, при розрахунку осідань необхідно визначати приведений модуль деформації цього шару за формулою

$$E_{пр} = \frac{E_{закр.гр} F_{закр.гр} + E_i F_i}{F_{закр.гр} + F_i},$$

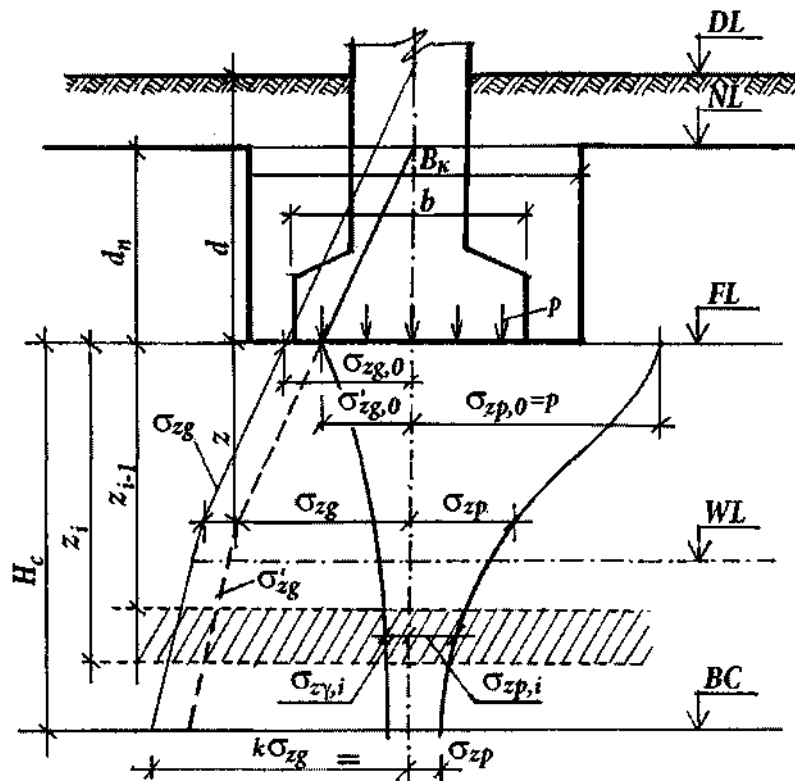
(Д.1а)

де $E_{закр.гр}$ - модуль деформації закріпленого ґрунту у зволоженому стані;

$F_{закр.гр}$ - площа закріпленого ґрунту на одиниці довжини фундаменту;

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту у зволоженому стані;

F_i - площа основи, що сприймає навантаження в шарі закріплення ґрунту на одиниці довжини фундаменту без урахування площі закріплення.



DL - позначка планування підсипкою (або зрізкою); NL - позначка поверхні природного рельєфу; FL - позначка підшови фундаменту; WL - позначка рівня підземних вод; BC - нижня межа стисливої товщі; d і d_n - глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування і поверхні природного рельєфу; H_c - глибина стисливої товщі; b - ширина фундаменту; B_k - ширина котловану; p - середній тиск під підшовою фундаменту; σ_{zg} і $\sigma_{zg,0}$ - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z від підшови фундаменту і на рівні підшови з врахуванням планування поверхні ґрунтової основи підсипкою (або зрізкою); σ_{zp} і $\sigma_{zp,0}$ - вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підшови фундаменту і на рівні підшови; σ'_{zg} і $\sigma'_{zg,0}$ - вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, що утворені при природньому рельєфі на глибині z від підшови фундаменту і на рівні його підшови; $\sigma_{zy,i}$ і $\sigma'_{zy,0} = \sigma'_{zg,0}$ - вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, вибитого з котловану, що утворені при природньому рельєфі, на глибині z від підшови фундаменту і на рівні його підшови; k - коефіцієнт визначення нижньої межі стисливої товщі за умови Д10.

Рисунок Д.1 - Схема розподілу вертикальних напружень в основі під фундаментом згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору

Д.2 Вертикальні напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} на глибині z основи від підшови прямокутних, круглих, стрічкових фундаментів, за вертикаллю, що проходить через центр підшови, обчислюють за формулами (Д.2) або (Д.5), в яких значення x і y приймають такими, що дорівнюють нулю.

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (Д.2)$$

де α - коефіцієнт, що приймають за таблицею Д. 1 в залежності від відносної глибини до ширини фундаменту, яка дорівнює $\zeta = 2z/b$;

p - середній тиск під підшовою фундаменту;

Д.3 Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zy} , знятого в котловані до рівня підшови фундаменту, на глибині z від його підшови в прямокутних, круглих і стрічкових котлованах, визначають за формулою

$$\sigma_{zy} = \alpha_k \sigma'_{zg,0}, \quad (Д.3)$$

де α_k - коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.1 в залежності від відносної глибини до ширини котловану, яка дорівнює $\zeta = 2z/B_k$;

С. 98 ДБН В.2.1-10-2009

$\sigma'_{zg,0}$ - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, на рівні підшви фундаменту.

Таблиця Д.1 – Коефіцієнт α

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

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

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

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

Д.4 При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі (Д.1) не враховувати другу складову.

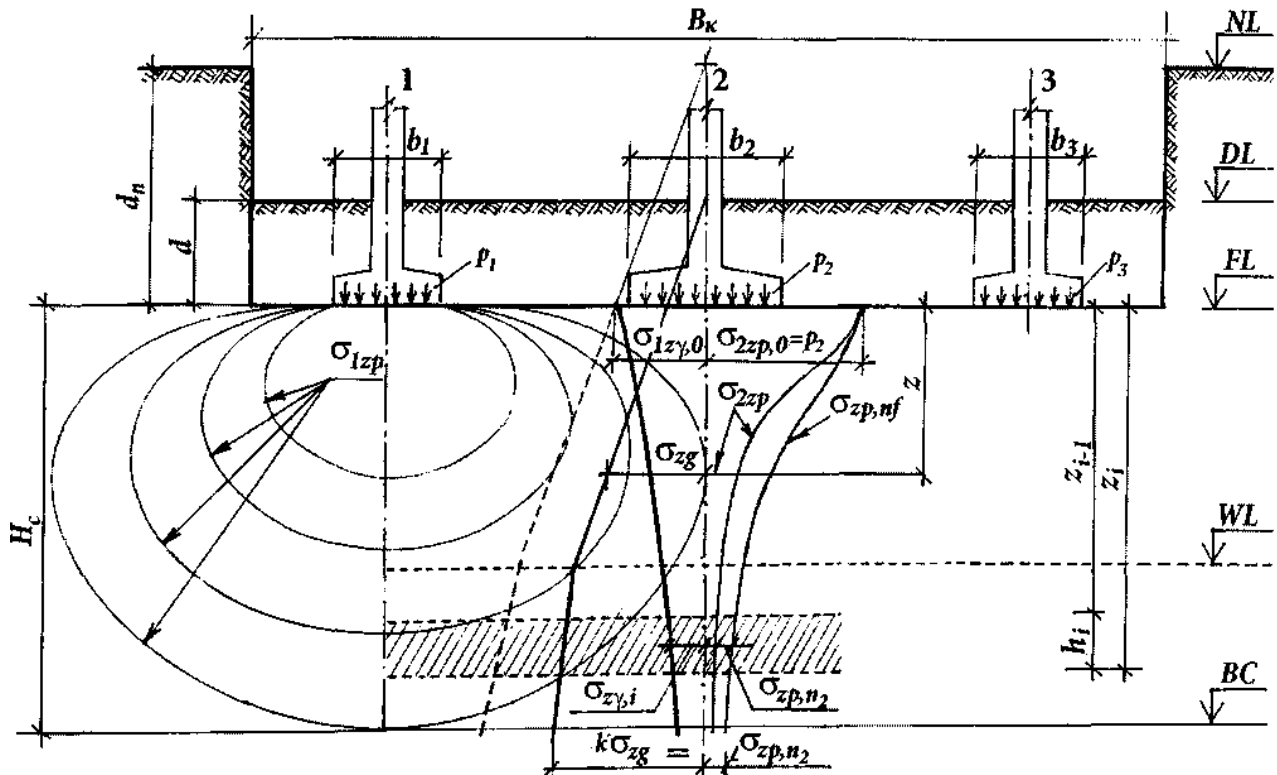
Д.5 Якщо середній тиск під підшвою фундаменту $p \leq \sigma_{zg,0}$, осідання фундаменту визначають за формулою

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (Д.4)$$

)

де β , $\sigma_{zp,i}$, h_i , $E_{e,i}$, n - такі самі, що і у формулі (Д.1).

Д.6 Розрахунки осідань системи власних фундаментів будівлі, а також з врахуванням тих, що розташовані поруч, необхідно виконувати з урахуванням взаємного впливу. Такі розрахунки виконують з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору (7.6.8) і методу пошарового підсумовування. Осідання s обчислюють за формулою (Д.1), де напруження в основі від одного фундаменту $\sigma_{zp,i}$ необхідно замінити на $\sigma_{zp,ij}$, яке враховує також напруження від впливаючих фундаментів, де j - номер фундаменту, що розраховується. При цьому розподіл вертикальних нормальних напружень в плані і по глибині основи приймають згідно зі схемою на рисунку Д.2.



2 - номер фундаменту, що розраховується; 1, 3 - номери впливаючих фундаментів; b_1 , b_2 , і b_3 - ширини фундаментів; B_k - ширина котловану; $\sigma_{2zp,0} = p_2$ - середній тиск (напруження) під подошвою фундаменту 2, що розподіляється з глибиною z ; σ_{1zp} , σ_{2zp} , σ_{3zp} - розподілення вертикальних напружень від фундаментів 1, 2 і 3 в основі системи фундаментів за моделлю лінійно-деформованого півпростору; $\sigma_{zp,n2}$ - сумарні вертикальні напруження від системи фундаментів (σ_{1zp} , σ_{2zp} і σ_{3zp}) на глибині z під подошвою фундаменту 2, що розраховується; інші позначення див. на рисунку Д.1

Рисунок Д.2 - Схема розподілу вертикальних напружень в основі системи фундаментів згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору

Розподіл напружень від дії тиску p під фундаментом в довільній точці А півпростору розраховують за формулою (Д.5) або з використанням методу кутових точок (Д.7)

$$\begin{aligned}
\sigma_{zp} = \frac{p}{2\pi} & \left\{ \operatorname{arctg} \frac{(x+m)(y+n)}{z\sqrt{(x+m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} - \operatorname{arctg} \frac{(x+m)(y-n)}{z\sqrt{(x+m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} + \right. \\
& + \operatorname{arctg} \frac{(x-m)(y-n)}{z\sqrt{(x-m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} - \operatorname{arctg} \frac{(x-m)(y+n)}{z\sqrt{(x-m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} + \\
& + \frac{z(x+m)(y+n)[(x+m)^2 + (y+n)^2 + 2z^2]}{[(x+m)^2 + z^2][(y+n)^2 + z^2]\sqrt{(x+m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} - \\
& - \frac{z(x+m)(y-n)[(x+m)^2 + (y-n)^2 + 2z^2]}{[(x+m)^2 + z^2][(y-n)^2 + z^2]\sqrt{(x+m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} + \\
& + \frac{z(x-m)(y-n)[(x-m)^2 + (y-n)^2 + 2z^2]}{[(x-m)^2 + z^2][(y-n)^2 + z^2]\sqrt{(x-m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} - \\
& \left. - \frac{z(x-m)(y+n)[(x-m)^2 + (y+n)^2 + 2z^2]}{[(x-m)^2 + z^2][(y+n)^2 + z^2]\sqrt{(x-m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} \right\}, \quad (Д.5)
\end{aligned}$$

де p - те саме, що і в (Д.2);

$\pi = 3,14159$;

x, y, z - декартові координати точки A у півпросторі;

m, n - відповідно півдовжина і півширина фундаменту на контакті з основою (рисунок Д.3).

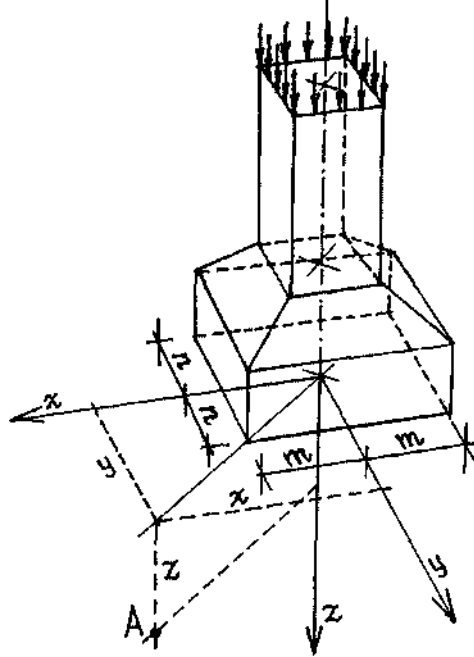


Рисунок Д.3 - Прив'язка декартової системи координат до контактної поверхні фундаменту з основою для визначення вертикальних нормальних напружень в довільній точці A згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору за формулою (Д.5)

Д.7 Вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підшови фундаменту $\sigma_{zp,c}$, на вертикалі, що проходить через кутову точку прямокутного фундаменту, визначаються за формулою

$$(Д.6) \quad \sigma_{zp,c} = \alpha p/4,$$

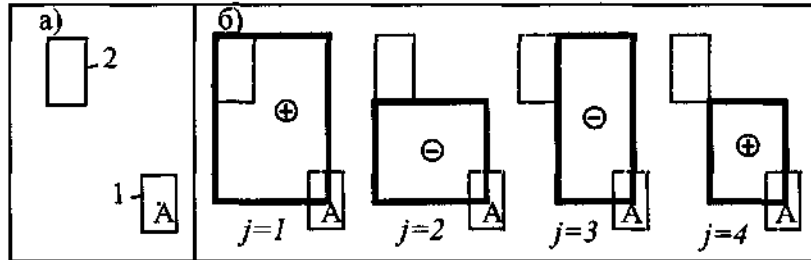
де α - коефіцієнт, що приймається за таблицею Д.1 в залежності від значення $\zeta = z/b$;

p - те саме, що і у формулі (Д.2).

Д.8 Вертикальні напруження $\sigma_{zp,\alpha}$ на глибині z від підшови фундаменту на вертикалі, що проходить через будь-яку точку A (в межах або за межами фундаменту, що розглядається, з тиском по підшві, який дорівнює p), обчислюють методом "кутових точок" алгебраїчним підсумовуванням напружень $\sigma_{zp,cj}$ у кутових точках чотирьох фіктивних фундаментів (рисунок Д.4) за формулою

$$\sigma_{zp,\alpha} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp,cj} \cdot$$

(Д.7)



а - схема розташування фундаменту 1, що розраховується, і 2, що впливає; б - схема розташування фіктивних фундаментів із указівкою знака напружень $\sigma_{zp,cj}$ у формулі (Д.6) під кутом j -го фундаменту.

Рисунок Д.4 - Схема до визначення методом "кутових точок" додаткових вертикальних напружень $\sigma_{zp,\alpha}$ в основі фундаменту, що розраховується, з урахуванням впливу сусіднього фундаменту

Д.9 Вертикальні напруження $\sigma_{zp,nf}$ на глибині z від підшови фундаменту на вертикалі, що проходить через центр фундаменту, який розраховується, з урахуванням впливу суміжних фундаментів або навантажень на прилеглі площі, обчислюють за формулою

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai}$$

(Д.7а)

де σ_{zp} - те саме, що і у формулі (Д.2);

$\sigma_{zp,ai}$ - вертикальне напруження від сусіднього фундаменту чи навантаження;

k - кількість впливаючих фундаментів або навантажень.

При суцільному рівномірно розподіленому навантаженні на поверхні землі інтенсивністю q (наприклад, від ваги планувального насипу) значення $\sigma_{zp,ai}$ за формулою (Д.7) для будь-якої глибини визначають за формулою $\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + q$.

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} на межі шару, розташованого на глибині z від підшови фундаменту, обчислюють за формулою

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \cdot$$

(Д.8)

де γ' - питома вага ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту;

d_n - див. позначення на рисунку Д.1;

γ_i та h_i - відповідно питома вага і товщина i -го шару ґрунту.

Питому вагу ґрунтів, що залягають нижче рівня підземних вод, але вище водоупору, необхідно приймати з урахуванням виважувальної дії води.

При визначенні σ_{zg} у водотривкому шарі і нижче необхідно враховувати тиск стовпа води, який розташований вище водотривкого шару.

Д.10 Нижню межу стисливої товщі основи приймають на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k \sigma_{zg}$,

де а) $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м; б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м; в) при $5 < b \leq 20$ м k визначають інтерполяцією.

σ_{zp} , σ_{zg} - визначають за формулами (Д.2), (Д.8). При цьому глибина стисливої товщі не повинна бути менше $b/2$ при $b \leq 10$ м та $(4 + 0,1b)$ при $b > 10$ м.

Якщо в межах глибини H_c , знайденої за вказаними вище умовами, залягає шар ґрунту з моду-

лем деформації $E > 100$ МПа, стисливу товщу допускається приймати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за вказаними вище умовами нижня межа стисливої товщі розташована в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа або такий шар залягає безпосередньо нижче глибини $z = H_c$, то цей шар включають у стисливу товщу, а за H_c приймають менше із значень, що відповідає підшві шару чи глибини, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg}$.

Д.11 Для швидкого визначення величин осідань фундаментів, а також при варіантному проектуванні з метою вибору оптимальної конструкції фундаменту допускається користуватися формулою, яка базується на рішеннях лінійно-деформованого півпростору (при нижній межі стисливої товщі на глибині, де величина додаткових напружень стиску становить $0,1p$) і не потребує додаткових допоміжних таблиць і графічних побудов

$$S = 1,44 \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{(p - \sigma_{zg,0})b}{E_m},$$

(Д.9)

Д.12 Для багат шарових основ величину осередненого модуля деформації E_c в межах стисливої товщі H_c обчислюють за формулою

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

(Д.10)

де E_i - модуль деформації i -го шару основи;

z_i - відстань від середини i -го шару до нижньої межі стисливої товщі основи H_c ;

H_c - глибина стисливої товщі, яку обчислюють за формулою

$$H_c = k b,$$

(Д.11)

де k - коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.2.

Таблиця Д.2 - Коефіцієнт k

$\eta = l/b$	Круглий фундамент	1,0	1,2	1,4	1,8	2,0	2,4	3,2	5,0	6,0 і більше (стрічка)
k	1,8	2,0	2,2	2,4	2,8	3,0	3,4	3,8	4,3	6,0

РОЗРАХУНОК КРЕНУ ФУНДАМЕНТУ

Д. 13 Крен фундаменту i за умови дії на нього позacentрового навантаження обчислюють за формулою

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3}.$$

----- (Д.12)

де E і ν - відповідно модуль деформації і коефіцієнт поперечної деформації ґрунту основи;

значення ν приймають згідно з ДСТУ Б.В.2.1-4. У випадку неоднорідної основи величини E і ν приймають середніми в межах стисливої товщі за формулами (Д.13), (Д.14);

k_e - коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.3;

N - вертикальна складова рівнодіючої всіх навантажень на фундамент у рівні його підшви;

e - ексцентриситет;

a - діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, в напрямку якої діє момент; для фундаменту з підшвою у формі правильного багатокутника площею A приймають $a =$

$$2\sqrt{A/\pi}.$$

Таблиця Д.3 - Коефіцієнт k_e

Форма фундаменту і напрям дії моменту	Коефіцієнт k_e при $\eta = l/b$						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямокутний з моментом уздовж більшої сторони	0,50	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Прямокутний з моментом уздовж меншої сторони	0,50	0,43	0,36	0,28	0,20	0,12	0,07

Круглий	0,75
---------	------

Середнє (в межах стисливої товщі H_c) значення модуля деформації $\bar{E}$ і коефіцієнта поперечної деформації $\bar{\nu}$ ґрунтів основи обчислюють за формулами:

$$\bar{E} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n (A_i / E_i)} ;$$

(Д.13)

$$\bar{\nu} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i h_i}{H_c} ,$$

(Д.14)

де A - площа епюри вертикальних напружень від одиничного тиску під подошвою фундаменту в межах i -го шару ґрунту; допускається приймати $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$ (див. Д.1);

E_i, ν_i, h_i - відповідно модуль деформації, коефіцієнт поперечної деформації і товщина i -го шару ґрунту;

H_c - стислива товщина шару, яку визначають за Д.10;

n - кількість шарів, що відрізняються значеннями E і ν в межах стисливої товщі H_c .

ОБЧИСЛЕННЯ ПРОСІДАНЬ ГРУНТІВ ОСНОВИ

Д. 14 Просідання ґрунтів s_{sl} основи при підвищенні їх вологості внаслідок замочування зверху великих площ або при витоках із водонесучих мереж, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод обчислюють для сумарних напружень від дії власної ваги ґрунту і розподільних навантажень від системи фундаментів за формулою

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \epsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i} ,$$

(Д.15)

де $\epsilon_{sl,i}$ - відносна просадочність i -го шару ґрунту, що обчислюється згідно з формулою (Д.16);

h_i - товщина i -го шару;

$k_{sl,i}$ - коефіцієнт, що обраховують згідно з Д.16;

n - кількість шарів, на які розділена зона просідання h_{sl} у відповідності з літологічним перерізом і горизонтами визначення $\epsilon_{sl,i}$. При цьому товща шарів не повинна перевищувати 2 м, зміна сумарного напруження у межах шару не повинна перевищувати 200 кПа,

Д.15 Відносну просадочність ґрунту ϵ_{sl} обчислюють на основі випробувань зразків ґрунту на стиск у лабораторних умовах (ДСТУ Б В.2.1-22) за формулою

$$\epsilon_{sl} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,p}} ,$$

(Д.16)

де $h_{n,p}$ та $h_{sat,p}$ - висота зразка відповідно природної вологості і після його повного водонасичення ($w = w_{sat}$) при тиску p на розрахунковій глибині, що дорівнює вертикальному сумарному напруженню від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$.

Випробування виконують у діапазоні діючих сумарних напружень за методами однієї або двох кривих. Будують шкалу відносної просадочності в залежності від напружень.

У подальших розрахунках слід розрізняти просідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$ і від навантажень системи фундаментів $s_{sl,p}$ (ДБН В.1.1-5). Перша з них у розрахунках використовується для визначення деформаційних впливів на споруду, а друга - для визначення жорсткості основи, яка зменшується. Послідовність розрахунків наступна. Спочатку визначається просідання s_{sl} від сумарних напружень за формулою (Д.15) за значеннями ϵ_{sl} для $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; потім просідання $s_{sl,g}$ від власної ваги ґрунту за формулою (Д.15) за значеннями ϵ_{sl} для σ_{zg} , і нарешті просідання від навантажень фундаментів, як $s_{sl,p} = s_{sl} - s_{sl,g}$. Розрахунки виконують в межах просадочної товщі H_{sl} .

Відносну просадочність ϵ'_{sl} ґрунту при його неповному водонасиченні ($w_{sl} \leq w < w_{sat}$) обчислюють за формулою

$$\varepsilon'_{sl} = 0,01 \frac{w_{sat} - w}{w_{sat} - w_{sl}} + \varepsilon_{sl} \frac{w - w_{sl}}{w_{sat} - w_{sl}},$$

(Д.17)

де w - природна вологість ґрунту;

w_{sat} - вологість, яка відповідає повному водонасиченню ґрунту;

w_{sl} - початкова вологість просадочності;

ε_{sl} - відносна просадочність ґрунту при його повному водонасиченні, яку обчислюють за формулою (Д.16).

Д.16 Коефіцієнт $k_{sl,i}$ у формулі (Д.15):

- при $b \geq 12$ м - приймають 1 для всіх шарів ґрунту в межах зони просідання;

- при $b \leq 3$ м - обчислюється за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i})/p_0,$$

(Д.18)

де p - середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

$p_{sl,i}$ - початковий тиск просідання ґрунту i -го шару, кПа, що обчислюють згідно з Д.17;

p_0 - тиск, що дорівнює 100 кПа;

- при $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ обчислюють інтерполяцією поміж значеннями $k_{sl,i}$, які знайдені при $b = 3 \text{ м}$ та $b = 12 \text{ м}$.

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:

$k_{sl} = 1$ при $H_{sl} \leq 15 \text{ м}$, $k_{sl} = 1,25$ при $H_{sl} \geq 20 \text{ м}$, k_{sl} - за інтерполяцією при $15 < H_{sl} < 20$.

Д.17 За початковий тиск просідання p_{sl} приймають тиск, який відповідає:

- при лабораторних випробуваннях ґрунтів у компресійних приладах (ДСТУ Б В.2.1-22) - тиску, за якого відносна просадочність $\varepsilon_{sl} = 0,01$;

- при польових випробуваннях штампами попередньо замочених ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-7) - тиску, який дорівнює межі пропорційності на графіку "навантаження - осідання";

- при замочуванні ґрунтів у дослідних котлованах - вертикальному напруженню від власної ваги ґрунту на глибині, починаючи з якої відбувається просідання ґрунту від власної ваги.

Д.18 Товщину зони просідання H_{sl} розподіляють на дві складові, що необхідно при розробленні геотехнічних заходів захисту будівлі від можливих впливів просідання основи (рисунк Д.5):

- $h_{sl,p}$ - товщину верхньої зони просідання, де можливе просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$, при цьому нижня межа цієї зони відповідає глибині, де $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} > p_{sl}$ (рисунк Д.5а,б) або глибині, де значення $s_{sl} - s_{sl,g} > 0$, якщо $\sigma_z > p_{sl}$ (рисунк Д.5в);

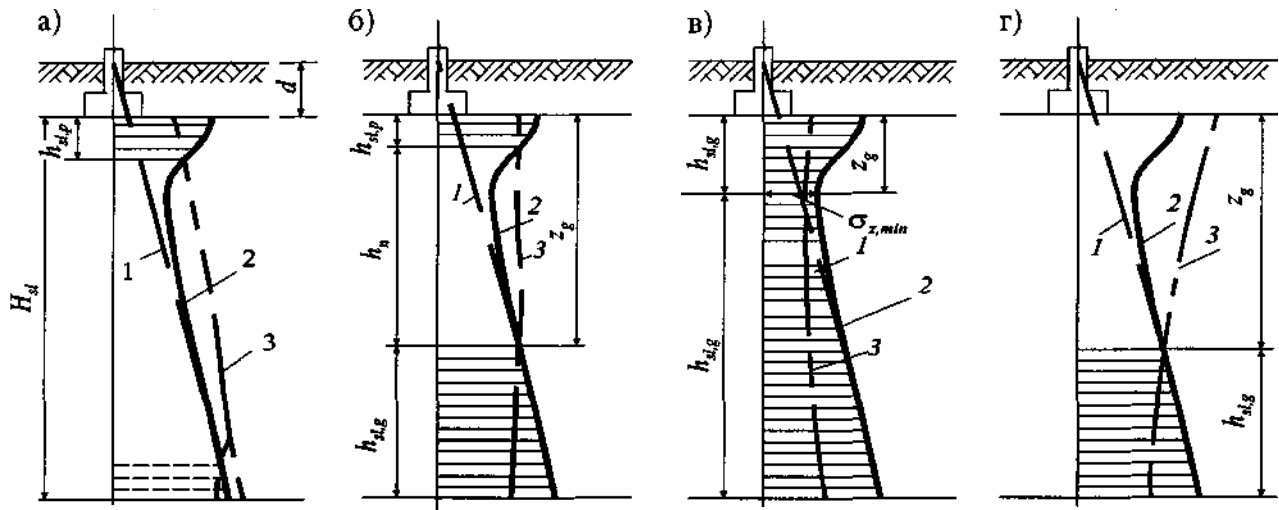
- $h_{sl,g}$ - товщину нижньої зони просідання, де можливе просідання ґрунту від власної ваги $s_{sl,g}$, тобто починаючи з глибини z_g , де $\sigma_{zg} = p_{sl}$, і до нижньої межі просадочної товщі.

Д.19 Можливе просідання ґрунту від власної ваги $s'_{sl,g}$ при замочуванні зверху малих площ (ширина площі, що замочується, B_ω , менша розміру просадочної товщі H_{sl}) обчислюють за формулою

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_\omega / H_{sl}) B_\omega / H_{sl}},$$

(Д.19)

де $s_{sl,g}$ - максимальне значення просідання ґрунту від власної ваги, що обчислюють згідно з Д.14.



а - просідання від власної ваги $s_{sl,g}$ відсутнє, можливе тільки просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$ у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$; б, в, г - можливе просідання від власної ваги $s_{sl,g}$ у нижній зоні просідання $h_{sl,g}$, починаючи з глибини z_g ; б - верхня і нижня зони просідання не зливаються, є нейтральна зона h_n ; в - верхня і нижня зони просідання зливаються і можливе їх перехрещення; г - просідання від зовнішнього навантаження відсутнє; 1- вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; 2 - сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 - зміна з глибиною початкового просадочного тиску p_{sl} ; H_{sl} - товщина шару просадочних ґрунтів (просадочна товща); d - глибина закладання фундаменту.

Рисунок Д.5 - Схеми до розрахунку просідань основи

ОБЧИСЛЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ, ЩО СКЛАДЕНІ НАБРЯКЛИВИМИ ГРУНТАМИ

Д.20 Підйом основи при набряканні ґрунту h_{sw} обчислюють за формулою

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (\text{Д.20})$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ - відносне набрякання ґрунту i -го шару, що обчислюють згідно з Д.21;

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

$k_{sw,i}$ - коефіцієнт, визначають згідно з Д.22;

n - кількість шарів, на які розділена зона набрякання ґрунту.

Д.21 Відносне набрякання ґрунту ε_{sw} обчислюють за формулами:

- при інфільтрації води

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n)/h_n, \quad (\text{Д.21})$$

де h_n - висота зразка природної вологості та щільності, обтиснутого без можливості бокового розширення тиском p , що дорівнює сумарному вертикальному напруженню $\sigma_{z, tot}$ на глибині, яка розглядається (значення $\sigma_{z, tot}$ обчислюють згідно з Д.23);

h_{sat} - висота того ж зразка після замочування до повного водонасичення, обтиснутого в таких же умовах;

- при екрануванні поверхні та зміні водно-теплого режиму

$$\varepsilon_{sw} = k(w_{eq} - w_0)/(1 + e_0), \quad (\text{Д.22})$$

де k - коефіцієнт, який визначають шляхом випробувань (за відсутності даних випробувань приймається $k=2$);

w_{eq} - кінцева (усталена) вологість ґрунту;

w_0 і e_0 - відповідно початкове значення вологості і коефіцієнта пористості ґрунту.

Д.22 Коефіцієнт k_{sw} , що входить до формули (Д.20), в залежності від сумарного вертикального

напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині, що розглядається, приймають: 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа; 0,6 при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа; інтерполяцією - при проміжних значеннях $\sigma_{z,tot}$.

Д.23 Сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині z від підшови фундаменту (рисунок Д.6) обчислюють за формулою

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (Д.23)$$

де σ_{zp} , σ_{zg} - вертикальні напруження відповідно від навантаження фундаменту і від власної ваги ґрунту;

$\sigma_{z,ad}$ - Додатковий вертикальний тиск, викликаний впливом ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування, що обчислюють за формулою

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (Д.24)$$

де k_g - коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.4.

Д.24 Нижня межа зони набрякання H_{sw} (рисунок Д.6):

а) при інфільтрації води приймають на глибині, де сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ згідно з Д.23 дорівнює тиску набрякання p_{sw} ;

б) при екрануванні поверхні та зміні водно-теплого режиму визначають дослідним шляхом (за відсутності дослідних даних приймають $H_{sw} = 5$ м).

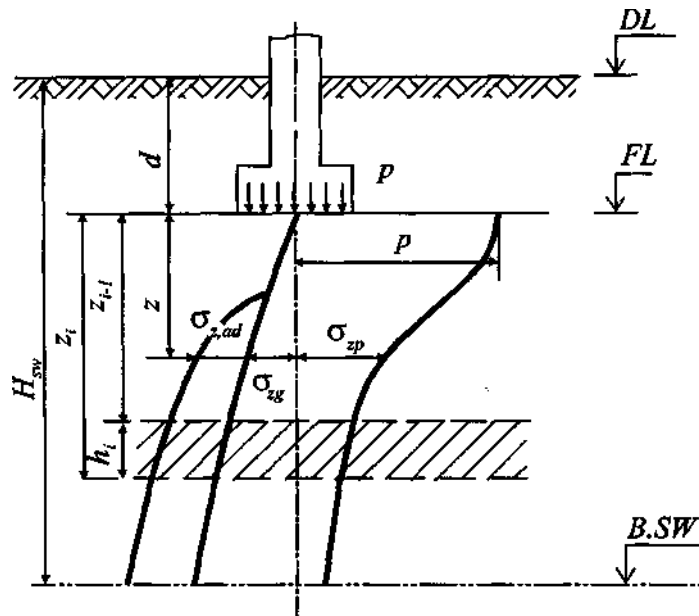


Рисунок Д.6 - Схема до розрахунку підйому основи при набряканні ґрунту

Таблиця Д.4 - Коефіцієнт k_g

$(d + z)/B_w$	Коефіцієнт k_g при відношенні довжини до ширини площі, що замочується, L_w/B_w				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,70	0,61	0,50	0,40
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,77

Д.25 Осідання основи внаслідок висихання ґрунту, що набряк, визначають за формулою

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^m \epsilon_{sh,i} h_i k_{sh}, \quad (Д.25)$$

де $\epsilon_{sh,i}$ - відносна лінійна усадка i -го шару, яку обчислюють згідно з Д.26;

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

k_{sh} - коефіцієнт, який приймається 1,3;

n - кількість шарів, на які розділена зона усадки ґрунту, приймають згідно з Д.27.

Д.26 Відносну лінійну усадку ґрунту при його висиханні обчислюють за формулою

$$\varepsilon_{sh} = (h_n - h_d)/h_n, \quad (\text{Д.26})$$

де h_n - висота зразка ґрунту з можливою найбільшою вологістю при його обтисненні сумарним вертикальним напруженням без можливості бокового розширення;

h_d - висота зразка в таких же умовах після зменшення вологості внаслідок висихання.

Д.27 Нижню межу зони усадки H_{sh} визначають дослідним шляхом, а за відсутності дослідних даних приймають 5 м.

При висиханні ґрунту внаслідок теплового впливу технологічного устаткування нижню межу зони усадки H_{sh} встановлюють дослідним шляхом або відповідним розрахунком.

ОБЧИСЛЕННЯ СУФОЗІЙНОГО ОСІДАННЯ ЗАСОЛЕНИХ ҐРУНТІВ

Д.28 Суфозійне осідання s_{sf} основи, складеної засоленими ґрунтами, при вертикальній фільтрації визначають за формулою

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} h_i,$$

(Д.27)

де $\varepsilon_{sf,i}$ - відносний суфозійний стиск ґрунту i -го шару при тиску p , що дорівнює сумарному вертикальному напруженню на глибині, що розглядається, від зовнішнього навантаження σ_{zp} і власної ваги ґрунту σ_{zg} , обчислюють згідно з Д.29;

h_i - товщина i -го шару засоленого ґрунту;

n - кількість шарів, на яку розділена зона суфозійного осідання засолених ґрунтів.

Д.29 Відносний суфозійний стиск ε_{sf} обчислюють:

а) при польових випробуваннях статичним навантаженням штампами з довготривалим замочуванням ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-7) за формулою

$$\varepsilon_{sf} = s_{sf,p} / d_p, \quad (\text{Д.28})$$

де $s_{sf,p}$ - суфозійне осідання штампу при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

d_p - зона суфозійного осідання основи під штампом;

б) при компресійно-фільтраційних випробуваннях (ДСТУ Б В.2.1-4) за формулою

$$\varepsilon_{sf} = (h_{sat,p} - h_{sf,p}) / h_{sf,p}, \quad (\text{Д.29})$$

де $h_{sat,p}$ - висота того ж зразка після замочування (повного водонасичення) при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

$h_{sf,p}$ - висота того ж зразка ґрунту після довготривалої фільтрації води та вилугування солей при тиску p .

ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАНЬ ЗА МЕЖАМИ ЛІНІЙНОЇ ЗАЛЕЖНОСТІ МІЖ НАПРУЖЕННЯМИ І ДЕФОРМАЦІЯМИ В ҐРУНТІ

Д.30 Осідання основи s_p при тиску під підшоною фундаменту p , що перевищує розрахунковий опір основи R , слід визначати з урахуванням фізичної нелінійності деформування ґрунту з використанням нелінійних моделей згідно з Д.30, Д.31.

Осідання однорідної основи s_p за межами лінійної залежності при відсутності ексцентриситету допускається визначати за формулою:

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(p_u - p)} \right]$$

(Д.30)

де s_R - осідання основи при тиску $p = R$ (1,2R, якщо задовольняються вимоги Е.10);

p_u - граничний опір ґрунту основи, що визначають як відношення сили граничного опору основи до приведеної площі підшви фундаменту $N_u / \bar{b} \bar{l}$;

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту.

Формулу (Д.30) допускається застосовувати при однорідній основі в межах глибини z_u , що визначають за формулою (Д.31), але приймають не менше ніж $z_u = b$ (b - ширина фундаменту).

$$z_u = s_R \bar{E} / (\beta p_0), \quad (\text{Д.31})$$

де s_R - те саме, що у формулі (Д.30);

$\bar{E}$ - середнє значення модуля деформації ґрунтів основи в межах стислої товщі визначають за формулою (Д.13);

β - безрозмірний коефіцієнт 0,8;

p_0 - додатковий вертикальний тиск на основу.

РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ

Д.31 Для розрахунку фундаментів як конструкцій на деформованій основі слід застосовувати плоскі, просторові, контактні, дискретні розрахункові моделі безперервного середовища, що моделюють роботу ґрунтової основи:

- лінійно-деформоване середовище;
- модель перемінного коефіцієнта жорсткості;
- пружно-пластична модель - лінійно-деформоване середовище, доповнене умовою міцності;
- просторова дискретна модель;
- інші моделі, застосування яких не вимагає визначення дослідним шляхом спеціальних (деформаційних і міцнісних) характеристик ґрунту, не передбачених нормами на проведення інженерно-геологічних вишукувань у будівництві.

Використання в розрахунках конструкцій на деформованій основі інших розрахункових моделей, що вимагають для свого застосування визначення дослідним шляхом спеціальних (деформаційних і міцнісних) характеристик ґрунту, можливо за умови, якщо проектом передбачені випробування дослідних конструкцій фундаментів і основи за спеціальною методикою.

Д.32 При розрахунку ґрунтової основи методом скінченних елементів або кінцевої різності розрахункову схему ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору слід моделювати у вигляді континууму, розділеного на скінченні елементи чи розрахункові вузли сітки кінцевих різностей.

При цьому розміри континууму в розрахунковій схемі повинні прийматись за умови виключення впливу умов закріплення на його межах на результати розрахунку конструкцій.

Д.33 Модель ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого середовища слід характеризувати:

- при навантаженні - модулем деформації ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і сумою пружної і пластичної деформації ґрунту;
- при розвантаженні та при повторному навантаженні до напружень, з яких почалось розвантаження, - модулем пружності ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і пружною деформацією ґрунту;
- коефіцієнтом поперечної деформації, що визначається згідно з ДСТУ Б В.2.1-4.

Д.34 При використанні моделі ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого середовища слід дотримуватись вимог 7.6.8. Розрахунковий опір ґрунту на заданій глибині визначають як для умовного фундаменту. Величина розрахункового опору може бути підвищена за умов Е.10.

Д.35 Модель перемінного коефіцієнта жорсткості характеризується коефіцієнтами жорсткості, що представляють собою відношення середнього тиску на основу до суми пружного і пластичного осідання поверхні основи у функції від координат точок поверхні основи, який визначають згідно з ДБН В.1.1-5.

Д.36 Розрахункову схему ґрунтової основи при використанні моделі перемінного коефіцієнта жорсткості слід приймати у вигляді: скінченних елементів спеціального типу, що контактують з основою, які характеризуються коефіцієнтами жорсткості, чи стрижневих елементів, осьову жорсткість яких визначають з умови рівності осідань ґрунтової основи й стрижнів, що моделюють роботу ґрунтової основи в розрахунковій схемі.

Д.37 Розрахункову схему основи при використанні в якості моделі ґрунтової основи пружно-пластичного середовища слід приймати відповідно до вимог для моделі лінійно-деформованого півпростору. Модель ґрунтової основи у вигляді пружно-пластичного середовища характеризується:

- при навантаженні до досягнення напружень, що відповідають міцності ґрунту, - модулем деформації ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і сумою пружної і пластичної деформації ґрунту;
- при навантаженні після досягнення напружень, що відповідають міцності ґрунту, - умовним модулем деформації, що приймають не більше 0,001 фізичного модуля деформації ґрунту;

- при розвантаженні та при повторному навантаженні до напружень, з яких почалось розвантаження, - модулем пружності ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і пружною деформацією ґрунту;
- коефіцієнтом поперечної деформації, що визначають за коефіцієнтом бічного тиску в стадії, близькій до руйнування ґрунту, у залежності від виду і стану ґрунту;
- питомим зчепленням і кутом внутрішнього тертя ґрунту.

Д.38 Розрахунок ґрунтової основи з використанням моделі ґрунту у вигляді пружно-пластичного середовища необхідно виконувати з урахуванням вимог:

- величину ступеня навантаження визначають з умови досягнення граничного стану в розрахунковій елементарній області середовища (у скінченному елементі чи у вузлі кінцево-різницевої розрахункової схеми) з урахуванням траєкторії навантаження на розрахунковому ступені навантаження, для якого приймається гіпотеза простого навантаження;
- розвантаження та повторне навантаження до напружень, з яких почалось розвантаження, в елементарній розрахунковій області середовища (у скінченному елементі чи у вузлі кінцево-різницевої розрахункової схеми) враховують за законом лінійно-деформованого середовища, що характеризується модулем пружності ґрунту.

Д.39 При розрахунках будівель та споруд, що розташовані на основах, які можуть деформуватись у часі за рахунок повзучості чи консолідації, для визначення несприятливого розподілу зусиль у конструктивних елементах споруд слід встановлювати і перевіряти розрахунком "критичний час" навантаження системи "основа - фундамент - споруда" з використанням характеристик деформування у часі ґрунту і матеріалів конструкцій споруд, визначених за спеціальним завданням.

Д.40 Для визначення контактних напружень допускається використання нелінійних моделей: контактних (з одним або двома коефіцієнтами відпору, комбіновані), механіки суцільного середовища (нелінійної пружності, у т.ч. гіперболічної, пружно-пластичної на основі деформаційної теорії пластичності або пластичної течії, пружнов'язкі і в'язкопластичні).

ДОДАТОК Е
(довідковий)

РОЗРАХУНКОВИЙ ОПІР ҐРУНТІВ ОСНОВИ

Е.1 Значення розрахункового опору ґрунтів основи R_0 , наведені в таблицях Е.1-Е.5, призначені для попереднього орієнтовного визначення розмірів фундаментів.

Е.2 Для ґрунтів із проміжними значеннями e і I_L (таблиці Е.1-Е.3), ρ_d і S_r (таблиця Е.4), S_r (таблиця Е.5), а також для фундаментів із проміжними значеннями λ (таблиця Е.6) значення R_0 і R'_0 визначають інтерполяцією.

Е.3 Значення R_0 (таблиці Е.1-Е.5) відносяться до фундаментів, що мають ширину $b = 1$ м і глибину закладання $d = 2$ м.

Таблиця Е.1 - Розрахунковий опір R_0 великоуламкових ґрунтів

Великоуламкові ґрунти	Значення R_0 , кПа
Галькові (щебеністі) із заповнювачем:	
піщаним	600
глинистим при показнику текучості:	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравійні (жорсткові) із заповнювачем:	
піщаним	500
глинистим при показнику текучості:	
$I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Таблиця Е.2 - Розрахунковий опір R_0 пісків

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

Таблиця Е.3 - Розрахунковий опір R_0 глинистих (непросідаючих) ґрунтів

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Таблиця Е.4 - Розрахунковий опір R_0 глинистих просідаючих ґрунтів

Ґрунти	Значення R_0 , кПа, ґрунтів			
	природного складу із щільністю в сухому стані ρ_{ds} , т/м ³		ущільнених із щільністю в сухому стані ρ_{ds} , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супіски	$\frac{300}{150}$	$\frac{300}{180}$	200	250
Суглинки	$\frac{350}{180}$	$\frac{400}{200}$	250	300

Примітка 1. Над ризкою наведені значення R_0 , що відносяться до незамочених просідаючих ґрунтів з коефіцієнтом водонасичення $S_r \leq 0,5$; під ризкою - значення R_0 , що відносяться до таких же ґрунтів з $S_r \geq 0,8$, а також до замочених просідаючих ґрунтів.

Примітка 2. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

Таблиця Е.5 - Розрахунковий опір R_0 насипних ґрунтів

Характеристика насипу	R_0 , кПа			
	Піски крупні, середньої крупності і дрібні, шлаки тощо при коефіцієнті водонасичення S_r		Піски пилюваті, супіски, суглинки, глини, золи тощо при коефіцієнті водонасичення S_r	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насипи, планомірно зведені з ущільненням	250	200	180	150
Відвали ґрунтів і відходів виробництв:				
з ущільненням	250	200	180	150
без ущільнення	180	150	120	100
Звалища ґрунтів і відходів виробництв:				
з ущільненням	150	120	120	100
без ущільнення	120	100	100	80

Примітка 1. Значення R_0 відносяться до насипних ґрунтів із вмістом органічних речовин $I_{org} \leq 0,1$.

Примітка 2. Для незлежаних відвалів і звалищ ґрунтів та відходів виробництв значення R_0 приймають з коефіцієнтом 0,8.

Примітка 3. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

Таблиця Е.6 - Розрахункові опори ґрунтів зворотної засипки R_0 для фундаментів, що висмикуються, опор повітряних ліній

Відносне заглиблення фундаменту $\lambda = d/b$	Значення R'_0 , кПа			
	Глинисті ґрунти при показнику текучості $I_L \leq 0,5$ і щільності ґрунту зворотної засипки, т/м ³		Піски середньої крупності і дрібні малого і середнього ступеня вологості при щільності ґрунту зворотної засипки, т/м ³	
	1,55	1,70	1,55	1,70
0,8	32	36	32	40
1,0	40	45	40	50
1,5	50	65	55	65
2,0	60	85	70	85
2,5	-	100	-	100

Примітка 1. Значення R'_0 для глин і суглинків з показником текучості $0,5 < I_L \leq 0,75$ і супісків при $0,5 < I_L \leq 1$ приймають за графою "глинисті ґрунти" із введенням коефіцієнтів відповідно 0,85 і 0,7.

Примітка 2. Значення R'_0 для пилюватих пісків приймають як для пісків середньої крупності і дрібних з коефіцієнтом 0,85.

ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ ЗА РОЗРАХУНКОМ

Е.4 При розрахунку фундаментів за деформаціями основ згідно з 7.7.1 середній тиск під подошвою фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R , кПа, який визначають за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}],$$

(Е.1)

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7;

k - коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2;

M_γ , M_q , M_c - коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8;

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

b - ширина підшви фундаменту, м;

γ_{11} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), кН/м^3 ;

γ'_{11} - те саме, що залягають вище підшви;

c_{11} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа ;

d_1 - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{11}, \quad (\text{Е.2})$$

де h_s - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу, м;

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

γ_{cf} - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м^3 ;

d_b - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2$ м).

Примітка 1. Формулу (Е.1) допускається застосовувати при будь-якій формі фундаментів у плані. Якщо підшва фундаменту має форму кола або правильного багатокутника площею A , приймають $b = \sqrt{A}$.

Примітка 2. Розрахункові значення питомої ваги ґрунтів і матеріалу підлоги підвалу, що входять у формулу (Е.1), допускається приймати такими, що дорівнюють їх нормативним значенням.

Примітка 3. Розрахунковий опір ґрунту при відповідному обґрунтуванні може бути збільшений, якщо конструкція фундаменту поліпшує умови його спільної роботи з основою.

Примітка 4. Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c при відповідному обґрунтуванні допускається визначати за іншими таблицями, розробленими для фундаментів прямокутних, стрічкових, переривчастих, кільцевих, з проміжною підготовкою тощо, а також при позацентрових, горизонтальних та інших навантаженнях.

Примітка 5. Для фундаментних плит з кутовими вирізами розрахунковий опір ґрунту основи допускається збільшувати на 15 %.

Примітка 6. Якщо $d_1 > d$ (d - глибина закладання фундаменту від рівня планування), у формулі (Е.1) приймають $d_1 = d$ і $d_b = 0$.

Примітка 7. Значення R , знайдене для пухких пісків за формулою (Е.1) при $\gamma_{c1} = 1$ та $\gamma_{c2} = 1$, повинно уточнюватись за результатами випробувань штампам.

Таблиця Е.7 - Коефіцієнти γ_{c1} , γ_{c2}

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті:			
малого і середнього ступеня вологості;	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те саме при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
Примітка 1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ, у тому числі за рахунок застосування заходів, зазначених у додатку К.			
Примітка 2. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймають за одиницю.			
Примітка 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} визначають інтерполяцією.			
Примітка 4. Для пухких пісків γ_{c1} та γ_{c2} приймають за одиницю.			

Таблиця Е.8 - Коефіцієнти M_y , M_q , M_c

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

Е.5 Розрахункові значення φ_{11} , c_{11} , γ_{11} визначають при довірчій імовірності α , що приймають для розрахунків за другим граничним станом, яка дорівнює 0,85. Вказані характеристики знаходять для шару ґрунту завтовшки z нижче підшви фундаменту: $z = b/2$ при $b < 10$ м і $z = z_1 + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (тут $z_1 = 4$ м).

Якщо товщина ґрунтів, розташованих нижче підшви фундаменту або вище неї, неоднорідна по глибині, то приймають середньозважене значення її характеристик $\bar{X}$, що визначають за формулою

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i h_i}{\left(\sum_{i=1}^n h_i \right)},$$

(Е.2а)

де x_i - значення характеристики i -го інженерно-геологічного елемента;

h_i - товщина елемента.

Коефіцієнти M_y , M_q , M_c визначені виходячи з умови, що висота (товщина) зони пластичних деформацій $z_{\max}$ під краями рівномірно навантаженої смуги дорівнюють чверті її ширини b ; $z_{\max} = b/4$.

Е.6 Розрахунковий опір R основи, яка складена великоуламковими ґрунтами, обчислюють за формулою (Е.1) на основі результатів безпосередніх визначень характеристик міцності ґрунтів.

Якщо вміст заповнювача перевищує 40 %, значення R для великоуламкових ґрунтів допускається визначати за характеристиками заповнювача.

Е.7 Розрахунковий опір ґрунтів основи R у випадку їх ущільнення або влаштування ґрунтових подушок повинен визначатись виходячи з розрахункових значень фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів, що задаються проектом.

Е.8 Розрахунковий опір ґрунтів основи R при переривчастих фундаментах визначають як для стрічкових фундаментів згідно Е.4-Е.7 з підвищенням значення R коефіцієнтом k_d , що приймають за таблицю Е.9.

Таблиця Е.9 - Коефіцієнт k_d

Вид фундаментних плит	Значення коефіцієнта k_d для пісків (крім пухких) і глинистих ґрунтів при коефіцієнті пористості e і показнику текучості I_L
-----------------------	--

	$e \leq 0,5; l_L \leq 0$	$e = 0,6; l_L = 0,25$	$e \geq 0,7; l_L \geq 0,5$
Прямокутні	1,3	1,15	1,00
З кутовими вирізами	1,3	1,15	1,15

Примітка 1. При проміжних значеннях e і l_L коефіцієнт k_d визначають інтерполяцією.

Примітка 2. Для плит з кутовими вирізами коефіцієнт k_d враховує підвищення R згідно з приміткою 5 до Е.4.

Е.9 При збільшенні навантажень на основу існуючих споруд (наприклад, при реконструкції) розрахунковий опір ґрунтів основи повинен прийматись відповідно до даних про їх фізико-механічні властивості з урахуванням типу і стану фундаментів і надфундаментних конструкцій споруди, тривалості її експлуатації, очікуваних додаткових осідань при збільшенні навантажень на фундаменти і їх впливів на споруди, що надбудовуються, та споруди, що примикають, відповідно до підрозділу 11.4.

Е.10 Розрахунковий опір ґрунту основи R , обчислений за формулою (Е.1), може бути підвищений R_u в залежності від співвідношення розрахункового осідання основи s (при тиску $p = R$) та граничного осідання s_u (підрозділ 7.9):

а) при $s \leq 0,4s_u$ - $R_u = 1,2R$;

б) при $s \geq 0,7s_u$ - $R_u = R$;

в) при $0,7s_u > s > 0,4s_u$ - R_u визначають інтерполяцією.

При відповідному обґрунтуванні допускається при $s \leq 0,4s_u$ приймати $R_u = 1,3R$.

Підвищений тиск не повинен викликати деформації основи понад 80 % граничних і перевищувати значення тиску за умови розрахунку основ за несучою здатністю згідно з підрозділом 7.10.

Е.11 За наявності в межах стисливої товщі основи на глибині z від підшви фундаменту шару ґрунту меншої міцності ніж міцність ґрунту шарів, які лежать вище, розміри фундаменту повинні призначатись такими, щоб для сумарного напруження σ_z забезпечувалась умова

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (\text{Е.3})$$

де σ_{zp} , σ_{zy} і σ_{zg} - вертикальні напруження в ґрунті на глибині z від підшви фундаменту (Д.1), кПа;

R_z - розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності, кПа, на глибині z , обчислений за формулою (Е.1) для умовного фундаменту шириною b_z , м, яка дорівнює

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (\text{Е.4})$$

де $A_z = N/\sigma_{zp}$; $a = (l - b/2)$,

тут N - вертикальне навантаження на основу від фундаменту;

l і b - відповідно довжина і ширина фундаменту.

Е.12 Тиск на ґрунт біля краю підшви позацентрово навантаженого фундаменту (обчислений у припущенні лінійного розподілу тиску під підшвою фундаменту при навантаженнях, прийнятих для розрахунку основ за деформаціями), як правило, повинен визначатись з урахуванням заглиблення фундаменту в ґрунт і жорсткості надфундаментних конструкцій.

Крайовий тиск при дії згинального моменту уздовж кожної осі фундаменту не повинен перевищувати $1,2R$ і в кутовій точці $1,5R$ (тут R - розрахунковий опір ґрунту основи, який визначається згідно з Е.4-Е.10).

ДОДАТОК Ж
(рекомендований)

ВЕРТИКАЛЬНА СКЛАДОВА ГРАНИЧНОГО ОПОРУ ОСНОВИ

Ж.1 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ слід виконувати згідно з 7.10 з урахуванням змін 7.10.2. При цьому вертикальну складову граничного опору основи допускається визначати згідно з Ж.2-Ж.4.

γ_c - коефіцієнт умов роботи:

для пісків, крім пілуватих $\gamma_c = 1,0$;
 для пісків пілуватих, а також глинистих ґрунтів у стабілізованому стані $\gamma_c = 0,9$;
 для глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані $\gamma_c = 0,85$;
 для скельних ґрунтів:
 невивітрилих і слабовивітрилих $\gamma_c = 1,0$;
 вивітрилих $\gamma_c = 0,9$;
 сильновивітрилих $\gamma_c = 0,8$;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням споруд, $\gamma_n = 1,2$; 1,15 і 1,10 відповідно для будівель і споруд I, II і III рівнів відповідальності.

Ж.2 Вертикальну складову сили граничного опору основи N_u , кН, складеної скельними ґрунтами, незалежно від глибини закладання фундаменту, обчислюють за формулою

$$N_u = R_c b' l' \quad (\text{Ж.1})$$

де R_c - розрахункове значення межі міцності на одноосовий стиск скельного ґрунту, кПа;

b' і l' - відповідно приведені ширина і довжина фундаменту, м, що обчислюють за формулами:

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l \quad (\text{Ж.2})$$

тут e_b і e_l - відповідно ексцентриситети прикладання рівнодіючих навантажень у напрямку поперечної і поздовжньої осей фундаменту, м.

Ж.3 Вертикальну складову сили граничного опору N_u основи, складеної нескельними ґрунтами в стабілізованому стані, допускається визначати за формулою (Ж.3), якщо фундамент має плоску підошву і ґрунти основи нижче підошви однорідні до глибини не менше її ширини, а у випадку різного вертикального привантаження з різних сторін фундаменту інтенсивність більшої з них не перевищує $0,5R$ (R - розрахунковий опір ґрунту основи, що визначають згідно з Е.4):

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_l + N_q \xi_q \gamma_l' d + N_c \xi_c c_l) \quad (\text{Ж.3})$$

де b' і l' - позначення ті самі, що у формулі (Ж.1), причому символом b позначена сторона фундаменту, в напрямку якої передбачають втрату стійкості основи;

N_γ , N_q , N_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначають за таблицею Ж.1 у залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_l і кута нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу F у рівні підошви фундаменту;

γ_l , γ_l' - розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, що знаходять в межах можливої призми випирання відповідно нижче і вище підошви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води);

c_l - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, кПа;

d - глибина закладання фундаменту, м (у випадку неоднакового вертикального привантаження з різних сторін фундаменту приймають значення d , що відповідає найменшій величині привантаження, наприклад, з боку підвалу);

ξ_γ , ξ_q , ξ_c - коефіцієнти форми фундаменту, що визначають за формулами:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (\text{Ж.4})$$

де $\eta = l/b$;

l і b - відповідно довжина і ширина підошви фундаменту, які приймають у випадку позакентрового прикладання рівнодіючої навантаження такими, що дорівнюють приведеним значенням l' і b' , які визначають за формулою (Ж.2).

Таблиця Ж.1 - Коефіцієнти N_v , N_q і N_c

Кут внутрішнього тертя ґрунту φ , град.	Позначення коефіцієнтів	Коефіцієнти несучої здатності N_v , N_q і N_c при кутах нахилу до вертикалі рівнодіючої зовнішнього навантаження δ , град									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_v	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,00									
	N_c	5,14									
5	N_v	0,20	$\left\{ \begin{matrix} 0,05 \\ 1,26 \\ 2,93 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 4,9$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,57									
	N_c	6,49									
10	N_v	0,60	$\left\{ \begin{matrix} 0,12 \\ 1,60 \\ 3,38 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 9,8$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	2,47									
	N_c	8,34									
15	N_v	1,35	$\left\{ \begin{matrix} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 14,5$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	3,94									
	N_c	10,98									
20	N_v	2,88	$\left\{ \begin{matrix} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 18,9$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	6,40									
	N_c	14,84									
25	N_v	5,87	$\left\{ \begin{matrix} 0,58 \\ 3,60 \\ 5,58 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 22,9$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	10,66									
	N_c	20,72									
30	N_v	12,39	$\left\{ \begin{matrix} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 26,5$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	18,40									
	N_c	30,14									
35	N_v	27,50	$\left\{ \begin{matrix} 1,06 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 29,8$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	33,30									
	N_c	46,12									
40	N_v	66,01	$\left\{ \begin{matrix} 2,79 \\ 10,46 \\ 11,27 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 32,7$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	64,19									
	N_c	75,31									
45	N_v	177,61	$\left\{ \begin{matrix} 5,22 \\ 16,42 \\ 15,82 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 35,2$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	134,87									
	N_c	133,87									

Примітка 1. При проміжних значеннях φ і δ коефіцієнти N_v , N_q і N_c допускається визначати інтерполяцією.

Примітка 2. У фігурних дужках наведені значення коефіцієнтів несучої здатності, що відповідають граничному значенню кута нахилу навантаження δ' , виходячи з умови формули (Ж.6).

Якщо $\eta = l/b < 1$, у формулі (Ж.4) слід приймати $\eta = 1$.

Кут нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу визначають з умови

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (\text{Ж.5})$$

де F_h і F_v — відповідно горизонтальна і вертикальна складові зовнішнього навантаження на основу F у рівні підшви фундаменту.

Розрахунок за формулою (Ж.3) допускається виконувати, якщо дотримується умова

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1, \quad (\text{Ж.6})$$

Примітка 1. При використанні формули (Ж.3) у випадку неоднакового привантаження з різних сторін фундаменту в складі горизонтальних навантажень слід враховувати активний тиск ґрунту.

Примітка 2. Якщо умова формули (Ж.6) не виконується, слід проводити розрахунок фундаменту на зру-

шення по підшві за формулою (7.9).

Ж.4 Граничний опір основи (однорідної нижче підшви фундаменту до глибини не менше $0,75b$), складеної водонасиченими ґрунтами, що повільно ущільнюються, допускається визначати в такий спосіб:

а) вертикальну складову сили граничного опору основи стрічкового фундаменту n_u , кН/м - за формулою

$$n_u = b'[q + (1 + \pi - \alpha + \cos\alpha)c_1], \quad (\text{Ж.7})$$

де b' - позначення те саме, що у формулі (Ж.1), м;

q - привантаження з тієї сторони фундаменту, у напрямку якої діє горизонтальна складова навантаження, кПа;

$c_1 = c_u$ - позначення те саме, що у формулі (7.8), кПа;

$\pi = 3,14$;

α - кут, рад, що визначають за формулою

$$\alpha = \arcsin(f_h / b'c_1), \quad (\text{Ж.8})$$

де f_h - горизонтальна складову розрахункового навантаження на 1 м довжини фундаменту з урахуванням активного тиску ґрунту, кН/м.

Формулу (Ж.7) допускається використовувати, якщо виконується умова

$$f_h \leq b'c_r \quad (\text{Ж.9})$$

б) силу граничного опору основи прямокутного фундаменту ($l \leq 3b$) при дії на нього вертикального навантаження допускається визначати за формулою (Ж.3), вважаючи $\varphi_1 = 0$, $\xi_c = 1 + 0,11\eta$ і $c_1 = c_u$.

Силу граничного опору основи фундаменту, що висмикується, слід визначати за формулою

$$F_{u.a} = \gamma_{bf} (V_{bf} - V_f) \cos\beta + c_0 [A_1 \cos(\varphi_0 - \beta/2) + A_2 \cos(\varphi_0 + \beta/2) + 2A_3 \cos\varphi_0], \quad (\text{Ж.10})$$

де γ_{bf} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту зворотної засипки, кН/м³;

V_{bf} - об'єм, м³, тіла випирання у формі усіченої піраміди, утвореної площинами, що проходять через крайки верхньої поверхні фундаменту (плити) і нахиленими до вертикалі під кутами ν_i :

у нижньої крайки - $\nu_1 = \varphi_0 + \beta/2$;

у верхньої крайки - $\nu_2 = \varphi_0 - \beta/2$;

у бічних крайок - $\nu_3 = \nu_4 = \varphi_0$;

V_f - об'єм частини фундаменту, що знаходиться в межах тіла випирання, м³;

для анкерних плит приймають $V_f = 0$;

A_1 , A_2 і A_3 - площі граней тіла випирання, м², що мають в основі відповідно нижню, верхню і бічні крайки верхньої поверхні фундаменту (плити);

c_0 і φ_0 - розрахункові значення питомого зчеплення, кПа, і кута внутрішнього тертя ґрунту зворотної засипки, град., приймають:

$$c_0 = \eta c_i; \quad \varphi_0 = \eta \varphi_i, \quad (\text{Ж.11})$$

де c_i і φ_i - розрахункові значення відповідно питомого зчеплення і кута внутрішнього тертя ґрунту природного складу, визначають згідно з підрозділом 7.3;

η - коефіцієнт, який приймають за таблицею Ж.2.

Таблиця Ж.2 - Коефіцієнт η

Ґрунти зворотної засипки	Коефіцієнт η при щільності ґрунту засипки, т/м ³	
	1,55	1,7
Піски, крім пилюватих середнього ступеня водонасичення і насичених водою	0,5	0,8
Глинисті при показнику текучості $I_L \leq 0,5$	0,4	0,6
Примітка. Значення коефіцієнта для пилюватих пісків середнього ступеня водонасичення і насичених водою, глин і суглинків при показнику текучості $0,5 < I_L \leq 0,75$ і супісків при $0,5 < I_L \leq 1$ повинно бути знижене на 15 %.		

ДОДАТОК И
(рекомендований)

ГРАНИЧНІ ОСІДАННЯ І КРЕНИ СПОРУДИ З ОСНОВОЮ

Таблиця И.1 - Граничні деформації основи

Споруди	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Середні $\bar{s}_u$ (у дужках максимальні $s_{\max,u}$) осідання, см
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові будинки з повним каркасом:			
залізобетонним;	0,002	-	(10)
те саме, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції;	0,003	-	(15)
сталевим	0,004	-	(15)
те саме, з 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 з:			
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 з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робочим 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. Димарі заввишки H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	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, приймають $0,5 (\Delta s/L)_u$, а відносного вигину - $0,25 - (\Delta s/L)_u$.
- Примітка 2.** При визначенні відносної різниці осідань $(\Delta s/L)$ у поз. 8 за L приймають відстань між осями блоків фундаментів у напрямку горизонтальних навантажень, а в опорах з відтяжками - відстань між осями стиснутого фундаменту й анкера.
- Примітка 3.** Якщо основа складена горизонтальними (з ухилом не більше 0,1), витриманими по товщині шарами ґрунтів, граничні значення максимальних і середніх осідань допускається збільшувати на 20 %.
- Примітка 4.** Граничні значення підйому основи, складеної набухаючими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25 % і відносну різницю осідань у розмірі 50 % відповідних граничних значень деформацій, наведених у даному додатку, а відьносний вигин - в 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 допускається приймати граничні значення деформацій основи такими, що відрізняються від зазначених у даному додатку.

ДОДАТОК К
(рекомендований)

ЗАХОДИ ЩОДО ЗМЕНШЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ ФУНДАМЕНТІВ І ВПЛИВУ ЇХ НА СПОРУДИ

К.1 Для виконання вимог розрахунку фундаментів за деформаціями основ за граничними станами слід розглядати в першу чергу заходи щодо можливості (доцільності) зміни розмірів підшосов фундаментів у плані, глибини закладання (включаючи вертикальне планування зрізанням, прорізанням ґрунтів з незадовільними властивостями), введення додаткових в'язів, що обмежують переміщення фундаментів, застосування інших типів і форм фундаментів, зміни навантажень на основу тощо. Слід розглядати також доцільність (можливість) застосування заходів, спрямованих на:

- а) запобігання погіршенню властивостей ґрунтів основи під час будівництва або експлуатації споруди (К.2);
- б) покращення будівельних властивостей ґрунтів (К.3, розділ 15);
- в) застосування конструктивних рішень, що сприяють зменшенню чутливості споруд до деформацій основи; зниженню зусиль у конструкціях споруд при взаємодії з основою; запобігання можливості значних початкових осідань (К.5);
- г) вирівнювання споруд або окремих їх частин (підрозділ 11.2).

К.2 Запобігання погіршенню будівельних властивостей ґрунтів основи здійснюють шляхом:

- а) водозахисних заходів (особливо на будівельних майданчиках, складених ґрунтами, чутливими до зміни вологості), які містять відповідне компонування забудови і вертикальне планування території з метою забезпечення стоку поверхневих вод, влаштування дренажів, протифільтраційних завіс і екранів, прокладання водопроводів у каналах або розміщення їх на безпечних відстанях від споруд, контроль за можливими витокami води тощо;
- б) захисту ґрунтів основи від хімічно активних рідин, здатних призводити до просідання, набрякання чи здимання ґрунтів, активізації карстово-суфозійних процесів, підвищення агресивності підземних вод тощо;
- в) обмеження (ізоляції) джерел зовнішніх впливів (вібрацій, технічних вибухів, коливань тощо);
- г) запобіжних заходів, здійснюваних у процесі будівництва споруд (збереження природної структури і вологості ґрунтів, дотримання вимог технології влаштування основ, фундаментів, підземних і надземних конструкцій з метою недопущення змін прийнятої в проекті розрахункової схеми, у тому числі швидкості передачі навантаження на основу, особливо за наявності в основі ґрунтів, що повільно консолідуються, тощо).

К.3 Покращення будівельних властивостей ґрунтів і влаштування штучних основ здійснюють шляхом інженерної підготовки згідно з розділом 15.

К.4 Конструктивно-планувальні заходи, що зменшують чутливість споруд до деформацій основи, включають:

- а) прийняття архітектурно-планувальних рішень будівель та споруд з компоновкою в плані і по висоті, що забезпечують сприйняття можливих (прогнозованих) деформацій ґрунтової основи;
- б) підвищення міцності і просторової жорсткості споруд, що досягається підсиленням конструкцій (у тому числі фундаментно-підвальних) відповідно до результатів розрахунку споруди у взаємодії з основою (введення додаткових в'язів у каркасних конструкціях, влаштування залізобетонних чи армокам'яних поясів у безкаркасних будівлях, розрізання споруд на відсіки тощо);
- в) збільшення піддатливості споруд (якщо це дозволяють технологічні вимоги) за рахунок застосування гнучких чи розрізних конструкцій;
- г) влаштування пристосувань для вирівнювання (за необхідності) конструкцій споруд і для рихтування технологічного устаткування.

К.5 До заходів щодо зменшення зусиль у конструкціях споруд при взаємодії з основою відносять:

- а) розміщення споруд на ділянках території забудови з урахуванням інженерно-геологічних умов і можливих джерел шкідливих впливів (лінз слабких ґрунтів, старих гірничих виробок, карстових порожнин, зовнішніх водогонів тощо);
- б) застосування відповідних конструкцій фундаментів (наприклад, з малою бічною поверхнею - на підроблюваних територіях, за наявності в основі ґрунтів з властивостями здимання тощо);
- в) засипання пауз і улаштування подушок під фундаментами з матеріалів, які мають мале зчеплення і тертя, застосування спеціальних антифрикційних покриттів, відривання тимчасових компенсаційних траншей для зменшення зусиль від горизонтальних деформацій основи, у тому числі в районах гірничих виробок;
- г) регулювання термінів замонолічування стиків збірних і збірно-монолітних конструкцій;
- д) обґрунтовані швидкість і послідовність зведення окремих частин споруди;
- е) вжиття заходів захисту від впливу нового будівництва на існуючі об'єкти в умовах щільної за-

С. 122 ДБН В.2.1-10-2009

будови.

ДОДАТОК Л
(довідковий)

ОСНОВНІ ЛІТЕРНІ ПОЗНАЧЕННЯ

КОЕФІЦІЄНТИ НАДІЙНОСТІ

γ_f	- за навантаженням;
γ_m	- за матеріалом;
γ_g	- за ґрунтом;
γ_n	- за призначенням споруди;
γ_c	- коефіцієнт умов роботи;
γ_r	- за розрахунковою моделлю (розрахунковою схемою)

ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТІВ

$\bar{x}$	- середнє значення характеристики;
X_n	- нормативне значення;
X	- розрахункове значення;
α	- довірча ймовірність (забезпеченість) розрахункових значень;
ρ	- щільність;
ρ_d	- щільність у сухому стані;
ρ_{bf}	- щільність зворотної засипки;
e	- коефіцієнт пористості;
w	- вологість природна;
w_p	- вологість на границі пластичності (розкочування);
w	- вологість на границі текучості;
w_{eq}	- кінцева (усталена) вологість;
w_{sat}	- вологість, що відповідає повному водонасиченню;
w_{sl}	- початкова вологість просідання;
w_{sw}	- вологість набрякання;
w_{sh}	- вологість на межі усадки;
S_r	- коефіцієнт водонасичення;
I_L	- показник текучості;
γ	- питома вага;
γ_{sb}	- питома вага з урахуванням зважуючої дії води;
p_{sl}	- початковий тиск просідання;
p_{sw}	- тиск набрякання;
ε_{sl}	- відносне просідання;
ε_{sw}	- відносне набрякання;
ε_{sh}	- відносна лінійна усадка;
ε_{sf}	- відносний суфозійний стиск;
I_{oi0}	- відносний вміст органічної речовини;
D_{pd}	- ступінь розкладання органічної речовини;
c	- питоме зчеплення;
φ	- кут внутрішнього тертя;
E	- модуль деформації;
ν	- коефіцієнт відносності поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона);
R_c	- межа міцності на одноосьовий стиск скельних ґрунтів;
c_v	- коефіцієнт консолідації;
$\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}$	- коефіцієнт бічного розширення.

НАВАНТАЖЕННЯ, НАПРУЖЕННЯ, ОПОРИ

F	- сила, розрахункове значення сили;
f	- сила на одиницю довжини;
F_v, F_h	- вертикальна і горизонтальна складові сили;
$F_{s,a}, F_{s,r}$	- сили, що діють по площині ковзання, відповідно зрушувальні та утримувальні (активні і реактивні);
N	- сила, нормальна до підшви фундаменту;
n	- те саме, на одиницю довжини;
G	- власна вага фундаменту;
q	- рівномірно розподільне вертикальне навантаження;
p	- середній тиск під підшвою фундаменту;

σ	- нормальне напруження;
τ	- дотичне напруження;
u	- надлишковий тиск у поровій воді;
σ_z	- вертикальне нормальне напруження сумарне повне;
σ_{zg}	- те саме від власної ваги ґрунту;
σ_{zp}	- те саме від зовнішнього навантаження (тиску фундаменту);
R	- розрахунковий опір ґрунту основи (межа лінійної залежності "навантаження-осідання");
R_0	- розрахунковий опір ґрунту (для попереднього призначення розмірів фундаментів);
F_u	- сила граничного опору основи, що відповідає вичерпанню її несучої здатності.

ДЕФОРМАЦІЇ ОСНОВ І СПОРУД

s	- осідання основи;
$\bar{s}$	- середнє осідання основи;
s_{sl}	- просідання;
h_{sw}	- підйом основи при набряканні ґрунту;
s_{sh}	- осідання основи в результаті висихання набряклого ґрунту;
s_{sf}	- суфозійне осідання;
Δs	- різниця осідань (просідань);
i	- крен фундаменту (споруди);
θ	- відносний кут закручування;
u	- горизонтальне переміщення;
s_u	- граничне значення деформації основи;
$s_{u,s}$	- те саме за технологічними вимогами;
$s_{u,f}$	- те саме за умовами міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій;
a_E	- коефіцієнт мінливості стисливості основи.

ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ

b	- ширина підшви фундаменту;
B	- ширина підвалу;
B_K	- ширина котловану;
B_w	- ширина джерела замочування (площі, що замочується);
l	- довжина підшви фундаменту;
$\eta = l/b$	- співвідношення сторін підшви фундаменту;
A	- площа підшви фундаменту;
L	- довжина будинку;
d, d_n, d_1	- глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування, від поверхні природного рельєфу і приведена від підлоги підвалу;
d_b	- глибина підвалу від рівня планування;
d_f, d_{fn}	- глибина сезонного промерзання ґрунту відповідно розрахункова і нормативна;
d_w	- глибина розташування рівня підземних вод;
$\lambda = dl/b$	- відносне заглиблення фундаменту;
h	- товщина шару ґрунту;
H_c	- глибина стислої товщі;
H_{sl}	- товщина шару просідаючих ґрунтів (просадочна товща);
$h_{sl,p}$	- те саме від зовнішнього навантаження;
$h_{sl,g}$	- те саме від власної ваги ґрунту;
H_{sw}	- товщина зони набрякання;
H_{sh}	- те саме усадки;
z	- глибина (відстань) від підшви фундаменту;
$\xi = 2z/b$	- відносна глибина;
DL	- відмітка планування;
NL	- відмітка поверхні природного рельєфу;
FL	- відмітка підшви фундаменту;
$B.C$	- нижня межа стислої товщі;
$B.SL$	- те саме товщі просідання;
$B.SW$	- нижня межа зони набрякання;
$B.SH$	- те саме зони усадки;
WL	- рівень підземних вод.

ЗУСИЛЛЯ ВІД ЗОВНІШНІХ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ У ПЕРЕРІЗІ ЕЛЕМЕНТА

M	- згинальний момент;
N	- поздовжня сила;

Q - поперечна сила;
 T - крутний момент.

ДОДАТОК М
(довідковий)

БІБЛІОГРАФІЯ

1 ДСТУ 1.5:2003 Правила побудови, викладення, оформлення та вимоги до змісту нормативних документів (ISO/IEC Directives - Part.2:200, NEQ)

2 ДК 004-2003 Український класифікатор нормативних документів (ICS:200, IDT)

3 СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. НИИОСП. Москва. 2005 г. (Проектування і влаштування основ і фундаментів будівель і споруд. НИИОСП. Москва, 2005 р.)

ДОДАТОК Н
(довідковий)

Визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи розрахунком
Н.1 ПАЛІ-СТОЯКИ

Н.1.1 Несучу здатність F_d , кН, забивної палі, палі-оболонки, набивної і бурової паль, що спираються на скельний ґрунт, а також забивної палі, що спирається на малостисливий ґрунт (примітка до 8.5.1.3), слід визначати за формулою

$$F_d = \gamma_c R A, \quad (\text{Н.1.1})$$

- де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймають $\gamma_c = 1$;
 R – розрахунковий опір під нижнім кінцем палі, кПа;
 A – площа спирання палі на ґрунт, м^2 , що приймають для паль суцільного перерізу такою, що дорівнює площі поперечного перерізу, а для паль порожнистих круглого перерізу і паль-оболонки – площі поперечного перерізу нетто за відсутності заповнення їх порожнини бетоном і площі поперечного перерізу бруто при заповненні цієї порожнини бетоном на висоту не менше трьох її діаметрів.

Н.1.2 Розрахунковий опір ґрунту R під нижнім кінцем палі-стояка, кПа, слід приймати:

а) для всіх видів забивних паль, що спираються на скельні і малостисливі ґрунти, $R = 20000$ кПа;

б) для набивних і бурових паль та паль-оболонки, що заповнюються бетоном і закладених у невивітрилий скельний ґрунт (без слабких прошарків) не менше ніж на 0,5 м, за формулою

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (\text{Н.1.2})$$

- де $R_{c,n}$ – нормативне значення границі міцності на одновісне стискання скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа;
 γ_g – коефіцієнт надійності за властивостями ґрунту $\gamma_g = 1,4$;
 l_d – розрахункова глибина закладання набивної і бурової паль та палі-оболонки в скельний ґрунт, м;
 d_f – зовнішній діаметр закладеної в скельний ґрунт частини набивної і бурової паль та палі-оболонки, м;

в) для паль-оболонки, що рівномірно спираються на поверхню невивітрилого скельного ґрунту, прикритого шаром нескільких ґрунтів, що не розмиваються, товщиною не менше трьох діаметрів палі-оболонки, – за формулою

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g}, \quad (\text{Н.1.3})$$

де $R_{c,n}, \gamma_g$ – те саме, що у формулі (Н.1.2).

Примітка. За наявності в основі набивних, бурових паль і паль-оболонки вивітрилих, а також розм'якшуваних скельних ґрунтів їх границю міцності на одновісне стискання слід приймати за результатами випробувань штампами або за результатами випробувань паль і паль-оболонки статичним навантаженням.

Н.2 ВИСЯЧІ ЗАБИВНІ ПАЛІ ВСІХ ВИДІВ І ПАЛІ-ОБОЛОНКИ, ЩО
ЗАНУРЮЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

Н.2.1 Несучу здатність F_d , кН, висячої забивної палі і палі-оболонки, що занурюють без виймання ґрунту, і працюють на стискувальне навантаження, слід визначати як суму сил

розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (\text{Н.2.1})$$

- де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті $\gamma_c = 1$;
 R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, що приймається за таблицею Н.2.1;
 A – площа спірання палі на ґрунт, м², що приймається за площею поперечного перерізу палі брутто або за площею поперечного перерізу камуфлетного розширення за його найбільшим діаметром, або за площею палі-оболонки нетто;
 u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;
 f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа, що визначається за формулою (Н.2.2);
 h_i – товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м;
 γ_{cR}, γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту і приймаються за таблицею Н.2.3.

$$f_i = \sigma_{zq,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{II,i} + c_{II,i}, \quad (\text{Н.2.2})$$

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

v_i – коефіцієнт Пуассона ґрунту всередині i -го розрахункового шару ґрунтової основи.

Для попередніх розрахунків допускається f_i приймати за таблицею Н.2.2 в залежності від глибини залягання шару і показника текучості ґрунту.

Н.2.2 У формулі (Н.2.1) підсумовувати опори ґрунту слід по всіх шарах ґрунту, пройдених палею, за винятком випадків, коли проектом передбачається планування території зрізанням або можливий розмив ґрунту. У цих випадках слід підсумовувати опори всіх шарів ґрунту, розташованих відповідно нижче за рівень планування (зрізання) і дна водоймища після його місцевого 'розмиву при розрахунковому паводку.

Примітка 1. Несучу здатність забивних булавоподібних паль слід визначати за формулою (Н.2.1), при цьому за периметр u на ділянці стовбура слід приймати периметр поперечного перерізу стовбура палі, на ділянці розширення – периметр поперечного перерізу розширення.

Розрахунковий опір f_i ґрунту на бічній поверхні таких паль на ділянці розширення, а в піщаних ґрунтах – і на ділянці стовбура слід приймати таким же, як для паль без розширення; у глинистих ґрунтах опір f_i на ділянці стовбура, розташованого в створі розширення, слід приймати таким, що дорівнює нулю.

Примітка 2. Розрахункові опори ґрунтів R і f_i у формулі (Н.2.1) для лесових пилуватих ґрунтів при глибині занурення паль більше ніж 5 м слід приймати за значеннями, вказаними в таблицях Н.2.1, Н.2.2 для глибини 5 м. Крім того, для цих ґрунтів у разі можливості їх замочування розрахункові опори R і f_i , вказані в таблицях Н.2.1 і Н.2.2, слід приймати за показником текучості, що відповідає повному водонасиченню ґрунту.

Таблиця Н.2.1 – Значення розрахункових опорів під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюють без виймання ґрунту

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахункові опори під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту, R , кПа						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	крупних	–	середньої крупності	дрібних	пилуватих	–
	глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 4000	3000	3100 2000	2000 1200	1100	600
4	8300	6800 5100	3800	3200 2500	2100 1600	1250	700
5	8800	7000 6200	4000	3400 2800	2200 2000	1300	800
7	9700	7300 6900	4300	3700 3300	2400 2200	1400	850
10	10500	7700 7300	5000	4000 3500	2600 2400	1500	900
15	11700	8200 7500	5600	4400 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітка 1. Значення R над рискою наведені для піщаних ґрунтів, під рискою – для глинистих.

Примітка 2. У таблицях Н.2.1 і Н.2.2 глибину занурення нижнього кінця палі і середню глибину розташування шару ґрунту при плануванні території зрізанням, підсищенням, наміванням до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при зрізанні, підсищенні, наміванні – від 3 м до 10 м від умовної позначки, розташованої відповідно на 3 м вище за рівень зрізання або на 3 м нижче за рівень підсищення. Глибину занурення нижнього кінця палі і середню глибину розташування шару ґрунту у водоймищі слід приймати від рівня дна після загального розмиву розрахунковим паводком, на болотах – від рівня дна болота.

При проектуванні шляхопроводів через виїмки глибиною до 6 м для паль, що забиваються молотами без підмивання або влаштуванням лідерних свердловин, глибину занурення в ґрунт нижнього кінця палі в таблиці Н.1 слід приймати від рівня природного рельєфу в місці спорудження фундаменту. Для виїмок глибиною більше 6 м глибину занурення паль слід приймати, як для виїмок глибиною 6 м.

Примітка 3. Для проміжних глибин занурення паль і проміжних значень показника текучості I_L глинистих ґрунтів значення R і f_i в таблицях Н.2.1 і Н.2.2 визначають інтерполяцією.

Примітка 4. Для щільних піщаних ґрунтів, ступінь щільності яких визначена за даними статичного зондування, значення R за таблицею Н.2.1 для паль, занурених без використання підмиву або лідерних свердловин, слід збільшити на 100 %. При визначенні ступеня щільності ґрунту за даними інших видів інженерних досліджень і відсутності даних статичного зондування для щільних пісків значення R за таблицею Н.2.1 слід збільшити на 60 %, але не більше ніж до 20 000 кПа.

Примітка 5. Значення розрахункових опорів R за таблицею Н.2.1 допускається використовувати за умови, якщо заглиблення паль у ґрунт, що не розмивається і не зрізається, складає не менше ніж: 4,0 м – для мостів і гідротехнічних споруд; 3,0

м – для будівель і інших споруд.

Примітка 6. Значення розрахункового опору R під нижнім кінцем забивних паль перерізом $0,15 \times 0,15$ м і менше, що використовуються як фундаменти під внутрішні перегородки одноповерхових виробничих будівель, допускається збільшувати на 20 %.

Примітка 7. Для супісків з числом пластичності $I_p \leq 4$ і коефіцієнтом пористості $e < 0,8$ розрахункові опори R і f_i слід визначати, як для пилюватих пісків середньої щільності.

Таблиця Н.2.2 – Значення розрахункових опорів на бічній поверхні забивних паль і паль-оболонки

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори на бічній поверхні забивних паль і паль-оболонки f_i , кПа								
	піщаних ґрунтів середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилюватих	–	–	–	–	–	–
	глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітка 1. При визначенні розрахункового опору ґрунту на бічній поверхні паль f_i за таблицею Н.2.2 слід враховувати вимоги, викладені в примітках 2 і 3 до таблиці Н.2.1.

Примітка 2. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль f_i пласти ґрунтів слід розділяти на однорідні шари товщиною не більше 2 м.

Примітка 3. Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів на бічній поверхні паль f_i і слід збільшувати на 30% в порівнянні із значеннями, наведеними в таблиці Н.2.2.

Примітка 4. Розрахункові опори супісків і суглинків із коефіцієнтом пористості $e < 0,5$ і глин із коефіцієнтом пористості $e < 0,6$ слід збільшувати на 15% в порівнянні із значеннями, наведеними в таблиці Н.2.2, при будь-яких значеннях показника текучості.

Таблиця Н.2.3 – Значення коефіцієнтів умов роботи ґрунту

Способи занурення забивних паль і паль-оболонки без виймання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту при розрахунку несучої здатності паль	
	під нижнім кінцем γ_{cR}	на бічній поверхні γ_{cf}
1. Занурення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2. Занурення забиванням і вдавлюванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше ніж 1 м нижче за забій свердловини при її діаметрі, який дорівнює:		
а) стороні квадратної палі	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі	1,0	0,6
в) на 0,15 м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перерізу (для опор ліній електропередачі)	1,0	1,0
3. Занурення з підмивом у піщані ґрунти за умови добивання паль на останньому етапі занурення без підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
4. Віброзанурення паль-оболонки, віброзанурення і вібровдавлювання паль у ґрунти:		
а) піщані середньої щільності:		
крупні і середньої крупності	1,2	1,0
дрібні	1,1	1,0
пилуваті	1,0	1,0
б) глинисті з показником текучості $I_L = 0,5$:		
супіски	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глини	0,7	0,9
в) глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Занурення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль із відкритим нижнім кінцем:		
а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м і менше	1,0	1,0
б) те саме, від 0,4 м до 0,8 м	0,7	1,0
6. Занурення будь-яким способом порожнистих паль круглого перерізу із закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з подальшим влаштуванням у нижньому кінці паль камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в глинистих ґрунтах із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення, який дорівнює:		
а) 1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунту	0,9	1,0

Кінець таблиці Н.2.3

Способи занурення забивних паль і паль-оболонки без виймання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту при розрахунку несучої здатності паль	
	під нижнім кінцем γ_{cr}	на бічній поверхні γ_{cf}
б) 1,5 м у пісках і супісках	0,8	1,0
в) 1,5 м у суглинках і глинах	0,7	1,0
7. Занурення вдавлюванням паль:		
а) у піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні	1,1	1,0
б) у піски пилюваті	1,1	0,8
в) у глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) те саме, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0
Примітка. Коефіцієнти γ_{cr} і γ_{cf} за черговим числом 4 для глинистих ґрунтів із показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначають інтерполяцією.		

Н.2.3 Для забивних паль, що спираються нижнім кінцем на пухкі піщані ґрунти або на глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$, несучу здатність слід визначати за результатами статичних випробувань паль.

Н.2.4 Несучу здатність пірамідальної, трапецеїдальної і ромбоподібної паль, що прорізають піщані і глинисті ґрунти, F_d , кН, з нахилом бічних граней $i_p \leq 0,025$ слід визначати за формулою

$$F_d = \gamma_c [RA + \sum h_i (u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r)], \quad (\text{Н.2.3})$$

де γ_c , R , A , F_d , h_i , f_i – те саме, що у формулі (Н.2.1);

u_i – периметр i -го перерізу палі, м;

$u_{0,i}$ – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу палі, м, які мають нахил до осі палі;

i_p – нахил бічних граней палі в частках одиниці;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту навколо бічної поверхні палі, кПа, який визначається за результатами компресійних випробувань;

k_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту і приймається за таблицею Н.2.4;

ζ_r – реологічний коефіцієнт, що приймається $\zeta_r = 0,8$.

Примітка 1. Для ромбоподібних паль підсумовування опорів ґрунту на бічній поверхні ділянок із зворотним нахилом у формулі (Н.2.3) не виконується.

Примітка 2. Розрахунок пірамідальних паль із нахилом бічних граней $i_p > 0,025$ допускається виконувати у відповідності з вимогами цього додатка за формулою (Н.2.3), приймаючи значення $i_p = 0,025$.

Таблиця Н.2.4 – Значення коефіцієнта k_i

Ґрунти	Коефіцієнт k_i
Піски і супіски	0,5
Суглинки	0,6
Глини:	
при $I_p = 18$	0,7
$I_p = 25$	0,9
Примітка. Для глини із числом пластичності $18 < I_p < 25$ значення коефіцієнта k_i визначають інтерполяцією	

Н.2.5 Несучу здатність F_{du} , кН, висячої забивної палі і палі-оболонки, що занурюють без виймання ґрунту і яка працює на висмикувальне навантаження, слід визначати за формулою

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i, \quad (\text{Н.2.4})$$

де u, γ_{cf}, f_i, h_i – те саме, що у формулі (Н.2.1);

γ_c – коефіцієнт умов роботи: для паль, що занурюють в ґрунт на глибину менше ніж 4 м, $\gamma_c = 0,6$; на глибину 4 м і більше $\gamma_c = 0,8$ – для всіх споруд, окрім опор повітряних ліній електропередачі, для яких коефіцієнт γ_c приймається згідно з Н.4.

Примітка. У фундаментах опор мостів не допускається робота паль на висмикування при дії тільки постійних навантажень.

Н.3 ВИСЯЧІ НАБИВНІ І БУРОВІ ПАЛІ ТА ПАЛІ-ОБОЛОНКИ, ЩО ЗАПОВНЮЮТЬ БЕТОНОМ

Н.3.1 Несучу здатність F_d , кН, набивної і бурової паль із розширенням і без розширення, а також палі-оболонки, що закладають з вийманням ґрунту і заповнюють бетоном, які працюють на стискувальне навантаження, слід визначати за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (\text{Н.3.1})$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи пальі; в разі спирання її на глинисті ґрунти зі ступенем вологості $S_r < 0,9$ і на лесові ґрунти $\gamma_c = 0,8$, в інших випадках $\gamma_c = 1$;

γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем пальі; $\gamma_{cR} = 1$ у всіх випадках, за винятком паль з камуфлетними розширеннями, для яких цей коефіцієнт слід приймати $\gamma_{cR} = 1,3$, і паль з розширенням, які бетонують підводним способом, для яких $\gamma_{cR} = 0,9$, а також опор повітряних ліній електропередачі, для яких коефіцієнт γ_{cR} приймається згідно з Н.4;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем пальі, кПа, що приймають згідно з Н.3.2, а для набивної, що виготовляють за технологією, вказаною в 8.5.1.5 а, б, – за таблицею Н.2.1;

A – площа спирання пальі, м², яка дорівнює: для набивних і бурових паль без розширення – площі поперечного перерізу пальі; для набивних і бурових паль із розширенням – площі поперечного перерізу розширення в місці найбільшого його діаметра; для паль-оболонки, що заповнюються бетоном, – площі поперечного перерізу оболонки бруто;

u – периметр поперечного перерізу стовбура пальі, м;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні пальі, що залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування, приймають за таблицею Н.3.1;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура пальі, кПа, що приймають за таблицею Н.2.2;

h_i – те саме, що у формулі (Н.2.1)

Примітка. Опір піщаних ґрунтів на бічній поверхні пальі з розширенням слід враховувати на ділянці від рівня планування до рівня пересічення стовбура пальі з поверхнею уявного конуса, що має у якості твірної лінію, дотичну до поверхні розширення під кутом $\phi_1/2$ до осі пальі, де ϕ_1 – усереднене (по шарах) розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, що залягає в межах вказаного конуса, яке визначається відповідно до вимог 8.5.2.19. Опір глинистих ґрунтів допускається враховувати по всій довжині стовбура.

Таблиця Н.3.1 – Значення коефіцієнта умов роботи палі γ_{cf}

Палі і способи їх влаштування	Коефіцієнт умов роботи палі γ_{cf}			
	у пісках	у супісках	у суглинках	у глинах
1. Набивні за 8.5.1.6, а при забиванні інвентарної труби з наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивні віброштамповані	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Бурові, у тому числі з розширенням, що бетонують:				
а) за відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб, і буроін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у стійких ґрунтах	0,7	0,7	0,7	0,6
б) під водою або під глинистим розчином, а також буро-ін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у нестійких ґрунтах	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жорсткими бетонними сумішами, що укладають за допомогою глибинної вібрації (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Бурунабивні, порожнисті круглі, що влаштовують за відсутності води в свердловині за допомогою вібросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Палі-оболонки, що занурюють вібрацією з вийманням ґрунту	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Палі-стовпи	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Бурозн'єкційні, що виготовляють під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з опресуванням тиском 200-400 кПа	0,9	0,8	0,8	0,8

Н.3.2 Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем палі слід приймати: а) для великоуламкових ґрунтів із піщаним заповнювачем і піщаних ґрунтів в основі набивної і бурової палі із розширенням і без розширення, палі-оболонки за формулою:

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h); \quad (\text{Н.3.2})$$

- де k_c – коефіцієнт, що приймають 0,75 при повному видаленні ґрунтового ядра в основі, і 1,0 – при збереженні ґрунтового ядра із вказаних ґрунтів на висоту 0,5 м і більше;
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймають за таблицею Н.3.2 залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_I ґрунту основи, визначеного відповідно до вказівок 8.5.2.19;
- γ'_I – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³, в основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);
- γ_I – усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);
- d – діаметр, м, набивної і бурової палі, діаметр розширення (для палі з розширенням) палі-оболонки або діаметр свердловини для палі-стовпа, омоноличеного в ґрунті цементно-піщаним розчином;
- h – глибина закладання, м, нижнього кінця палі або її розширення, яка відрховується від природного рельєфу або рівня планування (при плануванні зрізанням), для опор мостів – від дна водоймища після його загального розмивання при розрахунковому паводку;
- б) для глинистих ґрунтів в основі – за таблицею Н.3.3.

Примітка. Вказівки Н.3.2 відносяться до випадків, коли забезпечується заглиблення паль у ґрунт, прийнятий за основу їх нижніх кінців, не менше ніж на діаметр палі (або розширення для палі з розширенням), але не менше ніж на 2 м.

Таблиця Н.3.2 – Значення коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$

Коефіцієнти	Розрахункові значення кута внутрішнього тертя ґрунту ϕ_1 , 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
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260
α_3 при h/d , м:									
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	0,68	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
25,0 і більше	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 при $d1$ 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. Для проміжних значень ϕ_1 , h/d і d значення коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ і α_4 визначають інтерполяцією.

Таблиця Н.3.3 – Розрахунковий опір R , кПа, під нижнім кінцем набивних і бурових паль із розширенням і без розширення і паль-оболонки, які закладають із вийманням ґрунту і заповнюють бетоном

Глибина закладання нижнього кінця палі h , м	Розрахунковий опір R , кПа, під нижнім кінцем набивних і бурових паль із розширенням і без розширення і паль-оболонки, які закладають із вийманням ґрунту і заповнюють бетоном, при глинистих ґрунтах, за винятком лесових з показником текучості I_L ,						
	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 пальових фундаментів опор мостів значення, наведені в таблиці Н.3.3, слід:

- підвищувати (при розташуванні у водоймі) на величину $1,5\gamma_w h_w$, де γ_w – питома вага води – 10 кН/м³; h_w – глибина шару води у водоймі від її рівня при розрахунковому паводку до рівня дна водойми, а за можливості розмивання – до рівня дна після загального розмивання;
- знижувати при коефіцієнті пористості ґрунту $e > 0,6$, при цьому коефіцієнт пониження m слід визначати інтерполяцією між значеннями $m = 1,0$ при $e = 0,6$ і $m = 0,6$ при $e = 1,1$

Н.3.3 Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем палі-оболонки, що закладають без видалення ґрунту або із збереженням ґрунтового ядра висотою не менше трьох діаметрів оболонки на останньому етапі її занурення і не заповнюють бетоном (за умови, що ґрунтове ядро

утворено з ґрунту, що має ті ж характеристики, що і ґрунт, прийнятий за основу кінця палі-оболонки), слід приймати за таблицею Н.2.1 з коефіцієнтом умов роботи, що враховує спосіб закладання паль-оболонки відповідно до чергового числа 4 таблиці Н.2.3, причому розрахунковий опір у вказаному випадку відноситься до площі поперечного перерізу палі-оболонки нетто.

Н.3.4 Несучу здатність F_{du} , кН, набивної і бурової паль і палі-оболонки, що працюють на висмикувальні навантаження, слід визначати за формулою

$$F_{du} = \gamma_c \cdot \sum \gamma_{cf} f_i h_i, \quad (\text{Н.3.3})$$

де γ_c – те саме, що у формулі (Н.2.4);
и, $\gamma_{cf} f_i h_i$ – те саме, що у формулі (Н.3.1).

Н.4 ПАЛІ ОПОР ПОВІТРЯНИХ ЛІНІЙ

Н.4.1 Несучу здатність забивних висячих і набивних паль, що працюють на стискувальне навантаження, слід визначати відповідно за формулами (Н.2.1) і (Н.3.1) з урахуванням вказівок, наведених в Н.4.3 і Н.4.4; при цьому коефіцієнт умов роботи γ_c у формулах (Н.2.1) і (Н.3.1) слід приймати:

для нормальних проміжних опор 1,2
в інших випадках 1,0.

Н.4.2 Несучу здатність забивних і набивних паль, що працюють на висмикування, слід визначати за формулами (Н.2.4) і (Н.3.3) з урахуванням додаткових вказівок, наведених у Н.4.3, Н.4.4; при цьому коефіцієнт умов роботи γ_c у формулах (Н.2.4) і (Н.3.3) слід приймати для опор:

нормальних і проміжних 1,2
анкерних і кутових 1,0
великих переходів:

якщо вага паль і ростверка дорівнює розрахунковому
висмикувальному навантаженню 1,0
якщо вага паль і ростверка складає 65% і менше
розрахункового висмикувального навантаження 0,6
в інших випадках інтерполяцією.

Н.4.3 Розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем забивних паль R і на бічній поверхні забивних паль f_i у фундаментах опор повітряних ліній приймаються за таблицями Н.2.1 і Н.2.2, причому у фундаментах нормальних опор розрахункові значення f_i для глинистих ґрунтів при їх показнику текучості $I_L \geq 0,3$ слід підвищувати на 25 %.

Н.4.4 Розрахункові опори ґрунту на бічній поверхні забивних паль f_i , обчислені у відповідності з вимогами Н.4.3, повинні бути помножені на додаткові коефіцієнти умов роботи γ_c , наведені в таблиці Н.4.1.

Таблиця Н.4.1 – Додаткові коефіцієнти умов роботи

Вид фундаменту, характеристики ґрунту і навантаження	Додаткові коефіцієнти умов роботи γ_c при довжині палі			
	$l \geq 25d$	$l < 25d$ і відношенні		
		$\frac{H}{N} \leq 0,1$	$\frac{H}{N} = 0,4$	$\frac{H}{N} = 0,6$
1. Фундамент під нормальну проміжну опору при розрахунку:				
а) одиночних паль на висмикувальні навантаження:				
у піщаних ґрунтах і супісках	0,9	0,9	0,8	0,55
у глинах і суглинках при $I_L \leq 0,6$	1,15	1,15	1,05	0,7
те саме, при $I_L > 0,6$;	1,5	1,5	1,35	0,9
б) одиночних паль на стискувальні навантаження і паль у складі куца на висмикувальні навантаження:				
у піщаних ґрунтах і супісках	0,9	0,9	0,9	0,9
у глинах і суглинках при $I_L \leq 0,6$	1,15	1,15	1,15	1,15
те саме, при $I_L > 0,6$	1,5	1,5	1,5	1,5
2. Фундамент під анкерну, кутову кінцеву опору, під опору великих переходів при розрахунку:				
а) одиночних паль на висмикувальні навантаження:				
у піщаних ґрунтах і супісках	0,8	0,8	0,7	0,6
у глинах і суглинках;	1,0	1,0	0,9	0,6
б) паль у складі куца на висмикувальні навантаження:				
у піщаних ґрунтах і супісках	0,8	0,8	0,8	0,8
у глинах і суглинках;	1,0	1,0	1,0	1,0
в) на стискувальні навантаження у всіх ґрунтах	1,0	1,0	1,0	1,0
У таблиці прийняті позначки: d – діаметр круглого, сторона квадратного або більша сторона прямокутного перерізу палі; H – горизонтальна складова розрахункового навантаження; N – вертикальна складова розрахункового навантаження.				
Примітка. При зануренні одиночної палі з нахилом у бік дії горизонтальної складової навантаження при куті нахилу до вертикалі більше 10° додатковий коефіцієнт умов роботи слід приймати як для вертикальної палі, що працює у складі групи за поз. 1 б) або 2 б).				

Н.5 ГВИНТОВІ ПАЛІ

Н.5.1 Несучу здатність F_d , кН, гвинтової палі з діаметром лопаті $d \leq 1,2$ м і довжиною $l < 10$ м, що працює на стискувальне або висмикувальне навантаження, слід визначати за формулою (Н.5.1), а при діаметрі лопаті $d > 1,2$ м і довжині палі $l > 10$ м – тільки за даними випробувань гвинтової палі статичним навантаженням:

$$F_d = \gamma_c [(\alpha_1 c_l + \alpha_2 \gamma_l h_l) A + u f_l (h - d)], \quad (\text{Н.5.1})$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, що залежить від виду навантаження, що діє на палю, і ґрунтових умов, визначається за таблицею Н.5.1;

α_1, α_2 – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за таблицею Н.5.2 залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту в робочій зоні ϕ_l (під робочою зоною розуміється прилеглий до лопаті шар ґрунту товщиною d);

- c_I – розрахункове значення питомого зчеплення глинистого або параметр лінійності піщаного ґрунту в робочій зоні, кПа;
- γ_I – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за лопать палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);
- h_I – глибина залягання лопаті палі від природного рельєфу, а при плануванні території зрізанням – від рівня планування, м;
- A – проекція площі лопаті, м², рахуючи по зовнішньому діаметру, при роботі гвинтової палі на стискувальне навантаження, і проекція робочої площі лопаті, тобто за вирахуванням площі перерізу стовбура при роботі гвинтової палі на висмикувальне навантаження;
- f_i – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні стовбура гвинтової палі, кПа, що визначається за формулою (Н.2.2) або за таблицею Н.2.2 (усереднене значення для всіх шарів у межах глибини занурення палі);
- u – периметр стовбура палі, м;
- h – довжина стовбура палі, зануреної в ґрунт, м;
- d – діаметр лопаті палі, м.

Примітка 1. При визначенні несучої здатності гвинтових паль при дії вдавлювальних навантажень характеристики ґрунтів у таблиці Н.5.2 відносяться до ґрунтів, що залягають під лопаттю, а при роботі на висмикувальні навантаження – над лопаттю палі.

Примітка 2. Глибина закладання лопаті від рівня планування має бути не менше $5d$ при глинистих ґрунтах і не менше $6d$ – при піщаних ґрунтах (де d – діаметр лопаті).

Примітка 3. Розрахункові значення кута внутрішнього тертя ϕ_I і зчеплення ґрунту c_I основи при розрахунках за формулою (Н.5.1) повинні визначатися відповідно до вимог 8.5.2.19.

Таблиця Н.5.1 – Коефіцієнт умов роботи гвинтових паль γ_c

Ґрунти	Коефіцієнт умов роботи гвинтових паль γ_c при навантаженнях		
	стискувальних	висмикувальних	знакозмінних
1. Глини і суглинки:			
а) тверді, напівтверді і тугопластичні	0,8	0,7	0,7
б) м'якопластичні	0,8	0,7	0,6
в) текучопластичні	0,7	0,6	0,4
2. Піски і супіски			
а) піски маловологі і супіски тверді	0,8	0,7	0,5
б) піски вологі і супіски пластичні	0,7	0,6	0,4
в) піски водонасичені і супіски текучі	0,6	0,5	0,3

Таблиця Н.5.2 – Коефіцієнти α_1, α_2

Розрахункове значення кута внутрішнього тертя в робочій зоні φ_I , град.	Коефіцієнти		Розрахункове значення кута внутрішнього тертя в робочій зоні φ_I , град.	Коефіцієнти	
	α_1	α_2		α_1	α_2
13	7,8	2,8	24	18,0	9,2
15	8,4	3,3	26	23,1	12,3
16	9,4	3,8	28	29,5	16,5
18	10,1	4,5	30	38,0	22,5
20	12,1	5,5	32	48,4	31,0
22	15,0	7,0	34	64,9	44,4

Н.6 ЗАБИВНІ І НАБИВНІ ПАЛІ ПРИ ГЛИБИНІ ЗАНУРЕННЯ ВІД 2 м ДО 3 м

Н.6.1 При розрахунку несучої здатності паль за формулою (Н.2.1) розрахункові опори ґрунту R , кПа, під нижнім кінцем забивних паль при глибині занурення від 2 м до 3 м слід приймати за таблицею Н.6.1, а на бічній поверхні f_i , кПа, – за таблицею Н.6.2.

Н.6.2 Розрахункові опори ґрунту R , кПа, під нижнім кінцем набивних і бурових паль з ущільненим забоєм при глибині закладання паль від 2 м до 3 м слід приймати за таблицею Н.6.3; при цьому для щільних піщаних ґрунтів табличні значення слід збільшити в 1,3 раза. Розрахункові опори f_i , кПа, на бічній поверхні набивних і бурових паль допускається приймати за таблицею Н.6.2 з додатковим коефіцієнтом умов роботи 0,9.

Н.6.3 Несучу здатність палі-колони із занурюваними в ґрунт залізобетонними консолями, що працює на стискувальне навантаження, слід визначати як суму опорів ґрунту під нижнім її кінцем, під консолями і на бічній поверхні за формулою

$$F_d = \gamma_c (RA + \gamma_{con} R_{con} A_{con} + u \sum f_i h_i), \quad (\text{Н.6.1})$$

де γ_c, R, A, f_i, h_i – те саме, що у формулі (Н.2.1);

γ_{con} – додатковий коефіцієнт умов роботи; $\gamma_{con} = 0,4$ для піщаних ґрунтів і $\gamma_{con} = 0,8$ для глинистих ґрунтів;

R_{con} – розрахунковий опір ґрунту під консолями, кПа, при зануренні їх у ґрунт на глибину 0,5-1,0 м, що приймається за таблицею Н.6.3;

A_{con} – площа проекції консолей на горизонтальну площину, м².

Н.6.4 Несучу здатність паль таврового і двотаврового перерізів при дії вертикальної складової навантаження слід визначати за формулою (Н.2.1), приймаючи в ній значення f_i на бічній поверхні полиці і стінки за таблицею Н.6.2.

Примітка. При розрахунку несучої здатності паль таврового і двотаврового перерізів, що використовують для будівель з каркасом з трьохшарнірних рам, допускається враховувати вплив горизонтальної складової розпору на розрахункові опори на бічній поверхні паль.

Таблиця Н.6.1 – Розрахункові опори ґрунтів під нижнім кінцем забивних паль при глибині занурення від 2 м до 3 м

Глибина занурення палі, м	Коефіцієнт пористості e	Розрахункові опори ґрунтів під нижнім кінцем забивних паль при глибині занурення від 2 м до 3 м R , кПа									
		піщаних				глинистих при показнику текучості I_L					
		крупних	середньої крупн.	дрібних	пилуватих	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0.
2	$\leq 0,55$	8300	3900	2500	1500	6500	3900	2000	1000	600	300
	0,70	6400	3000	1900	1200	5400	3200	1700	900	500	250
	1,00	–	–	–	–	3200	1900	1000	600	300	150

Глибина занурення палі, м	Коефіцієнт пористості e	Розрахункові опори ґрунтів під нижнім кінцем забивних паль при глибині занурення від 2 м до 3 м R , кПа									
		піщаних				глинистих при показнику текучості I_L					
		крупних	середньої крупн.	дрібних	пилуватих	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0.
3	<0,55	8500	4100	2700	1600	6600	4000	2100	1100	650	350
	0,70	6600	3200	2100	1300	5500	3300	1800	1000	550	250
	1,00	—	—	—	—	3300	2000	1100	700	350	200

Примітка. Для проміжних значень I_L і e значення R визначають інтерполяцією.

Таблиця Н.6.2 – Розрахункові опори ґрунту на бічній поверхні забивних паль при глибині занурення від 2 м до 3 м

Середня глибина розташування шару ґрунту h_{it} м	Коефіцієнт пористості ґрунту в шарі e	Розрахункові опори ґрунту на бічній поверхні забивних паль, у тому числі таврового і двотаврового перерізів при глибині занурення від 2 м до 3 м f_i , кПа									
		піщаних				глинистих при показнику текучості I_L					
		крупних	середньої крупн.	дрібних	пилуватих	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
2	≤0,55	80	65	55	45	46	39	32	25	18	11
	0,70	60	50	40	300	45	37	30	23	16	90
	1,00	—	—	—	—	—	32	23	15	10	6
3	≤0,55	85	70	60	50	68	53	40	29	20	13
	0,70	65	55	45	35	65	50	37	26	18	11
	1,00	—	—	—	—	60	45	32	21	13	7

Примітка. Для проміжних значень h_i , e і I_L значення f_i визначають інтерполяцією.

Таблиця Н.6.3 – Розрахункові опори під нижнім кінцем набивних і бурових паль при глибині їх закладання від 2 м до 3 м і розрахункові опори під консолями паль-колон

Ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Розрахункові опори під нижнім кінцем набивних і бурових паль R , кПа, при глибині їх закладання від 2 м до 3 м і розрахункові опори під консолями паль-колон R_{con} , кПа			
		піщаних ґрунтів			
		крупних	середньої крупн.	дрібних	пилуватих
		глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L			
		0,0	0,2	0,4	0,6
Піски середньої щільності	0,55-0,8	2000	1500	800	500
Супіски і суглинки	0,5	800	650	550	450
	0,7	650	550	450	350
	1,0	550	450	350	250
Глини	0,5	1400	1100	900	700
	0,6	1100	900	750	600
	0,8	700	600	500	400

Н.7 ПАЛІ У СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ

Н.7.1 У сейсмічних районах слід використовувати пальову основу фундаментів без з'єднання паль із ростверком за рахунок влаштування проміжної подушки.

При застосуванні паль і розрахунку їх несучої здатності на стискувальне або висмикуваль-

не навантаження F_{eq} значення R і f_i слід множити на знижуючі коефіцієнти умов роботи ґрунту основи γ_{eq1} і γ_{eq2} , наведені в таблиці Н.7.1.

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

Н.7.2 Опір ґрунту f_i на бічній поверхні палі до розрахункової глибини h_d слід приймати таким, що дорівнює нулю.

Н.7.3 Розрахункова глибина h_d , до якої не враховується опір ґрунту на бічній поверхні палі, визначається за формулою (Н.7.1), але приймається не більше $3/\alpha_\varepsilon$:

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_\varepsilon a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_\varepsilon} \gamma_1 \operatorname{tg} \varphi_I + c_I \right)}, \quad (\text{Н.7.1})$$

де a_1, a_2, a_3 – безрозмірні коефіцієнти, які дорівнюють відповідно 1,5; 0,8 і 0,6 при високому ростверку і для окремо розташованої палі; 1,2; 1,2 і 0 – при жорсткому сполученні палі з низьким ростверком;

H, M – розрахункові значення відповідно горизонтальної сили, кН, і згинального моменту, кН-м, прикладених до палі в рівні поверхні ґрунту при особливому сполученні навантажень з урахуванням сейсмічних впливів;

γ_1 – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³, що визначається у водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води;

φ_I, c_I – розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя ґрунту, град, і питомого зчеплення ґрунту, кН/м², що приймають відповідно до 8.5.2.19 та Н.7.4;

α_ε – коефіцієнт деформації, 1/м, що визначають за формулою

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E I}}, \quad (\text{Н.7.2})$$

де K – коефіцієнт пропорційності, кН/м⁴, визначається за таблицею Н.8.1;

E – модуль пружності матеріалу палі, кПа;

I – момент інерції поперечного перерізу палі, м⁴;

b_p – умовна ширина палі, м, що приймають: для паль з діаметром стовбурів 0,8 м і більше $b_p = d + 1$, м, а для інших розмірів перерізів паль $b_p = 1,5d + 0,5$, м;

γ_c – коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 3$ для випадку, коли основа розглядається як пружне лінійно-деформоване середовище, що характеризується коефіцієнтом жорсткості C_2 , кН/м³ (підрозділ Н.8);

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

α – міцнісний коефіцієнт пропорційності, кН/м³, визначається за таблицею Н.8.1.

Н.7.4 Визначення розрахункової глибини h_d при дії сейсмічних навантажень слід виконувати, приймаючи значення розрахункового кута внутрішнього тертя φ , зменшеними для розрахункової сейсмічності 7 балів – на 2°, 8 балів – на 4°, 9 балів – на 7°.

Н.7.5 При розрахунку пальових фундаментів мостів вплив сейсмічної дії на умови закладання паль у водонасичених пілуватих пісках, у глинистих ґрунтах із показником текучості $I_L > 0,5$ слід враховувати шляхом пониження на 30 % значень коефіцієнтів пропорційності K , наведених для цих ґрунтів у підрозділі Н.8.

Н.7.6 У розрахунках несучої здатності паль при дії горизонтального навантаження слід враховувати короточасний характер дії сейсмічного навантаження шляхом підвищення несучої здатності паль при розрахунках однорядних фундаментів на навантаження, що діють у площині, перпендикулярній до ряду, на 10 %, в інших випадках – на 30 %.

Таблиця Н.7.1 – Коефіцієнти умов роботи γ_{eq1} та γ_{eq2}

Розраху- нкова сейсміч-	Коефіцієнт умов роботи γ_{eq1} для коригування значень R для ґрунтів			Коефіцієнт умов роботи γ_{eq2} для коригування значень f_i для ґрунтів	
	піщаних щіль-	піщаних серед-	глинистих при	піщаних щільних і	глинистих при

ність будівель і споруд, балів	них		ньої щільності		показнику текучості		середньої щільності		показнику текучості		
	маловологих і вологих	насичених водою	маловологих і вологих	насичених водою	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	маловологих і вологих	насичених водою	$I_L < 0$	$0 \leq I_L < 0,75$	$0,75 \leq I_L < 1$
7	$\frac{1,0}{0,9}$	$\frac{0,9}{-}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,8}{-}$	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,9}{-}$	$\frac{0,95}{-}$	$\frac{0,85}{0,8}$	$\frac{0,75}{0,75}$
8	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{-}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,7}{-}$	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{-}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,70}{0,65}$
9	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{-}$	$\frac{0,75}{0,6}$	$-$	$\frac{0,9}{0,85}$	$\frac{0,85}{0,7}$	$\frac{0,75}{0,65}$	$\frac{0,7}{-}$	$\frac{0,85}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{-}$

Примітка 1. Значення γ_{eq1} і γ_{eq2} , вказані над ризкою, відносяться до забивних паль, під ризкою – до набивних.

Примітка 2. Значення коефіцієнтів γ_{eq1} і γ_{eq2} слід множити на 0,85, 1,0 або 1,15 для будівель і споруд, що зводяться в районах з повторюваністю 1, 2, 3 відповідно (окрім транспортних і гідротехнічних).

Примітка 3. Несучу здатність паль-стояків, що спираються на скельні і великоуламкові ґрунти, визначають без введення додаткових коефіцієнтів умов роботи γ_{eq1} і γ_{eq2} .

Н.8 КОЕФІЦІЄНТ ЖОРСТКОСТІ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ ПАЛІ У ГОРИЗОНТАЛЬНОМУ НАПРЯМКУ

Н.8.1 Розрахункові значення коефіцієнта жорсткості ґрунтової основи C_z на бічній поверхні палі допускається визначати за формулою

$$C_z = \frac{K_z}{\gamma_c}, \quad (\text{Н.8.1})$$

- де K – коефіцієнт пропорційності, кН/м⁴, що приймають у залежності від виду ґрунту, що оточує палю, за таблицею Н.8.1;
- z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, м, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту при високому ростверку або від підшви ростверка при низькому ростверку;
- γ_c – коефіцієнт умов роботи приймають: $\gamma_c = 3$ – при роботі навколопального ґрунту як пружного лінійно-деформованого середовища, що характеризується коефіцієнтом жорсткості C_z , $\gamma_c = 1$ – при виникненні у верхній частині ґрунту, що оточує палю, зони граничної рівноваги (пластичної зони), що характеризується коефіцієнтом пропорційності a , який для попередніх розрахунків визначають за таблицею Н.8.1.

Таблиця Н.8.1 – Коефіцієнти пропорційності K

Ґрунти навколо палі і їх характеристики	Коефіцієнт пропорційності K , кН/м ⁴	Міцнісний коефіцієнт пропорційності a , кН/м ³
Піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$); глини і суглинки тверді ($I_L < 0$)	18000-30000	71-92

Кінець таблиці Н.8.1

Ґрунти навколо палі і їх характеристики	Коефіцієнт пропорційності K , кН/м ⁴	Міцнісний коефіцієнт пропорційності α , кН/м ³
Піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$); піски середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$); супіски тверді ($I_L < 0$); глини і суглинки тугопластичні і напівтверді ($0 \leq I_L \leq 0,5$)	12000-18000	60-71
Піски пилюваті ($0,6 \leq e \leq 0,8$); супіски пластичні ($0 \leq I_L \leq 1$); глини і суглинки м'якопластичні ($0,5 \leq I_L \leq 0,75$)	7000-12000	44-60
Глини і суглинки текучопластичні ($0,75 \leq I_L \leq 1$)	4 000-7 000	26-44
Піски гравелісті ($0,55 \leq e \leq 0,7$); великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем	50000-100000	100-120

Примітка 1. Менші значення коефіцієнта K відповідають вищим значенням показника текучості I_L глинистих і коефіцієнтів пористості e піщаних ґрунтів, вказаних у дужках, а більші значення коефіцієнта K – відповідним нижчим значенням I_L і e . Для ґрунтів із проміжними значеннями характеристик I_L і e значення коефіцієнта K визначають інтерполяцією.

Примітка 2. Коефіцієнт K для щільних пісків повинен прийматися на 30 % вище ніж найбільші значення вказаних у таблиці Н.8.1 коефіцієнтів K для заданого виду ґрунту.

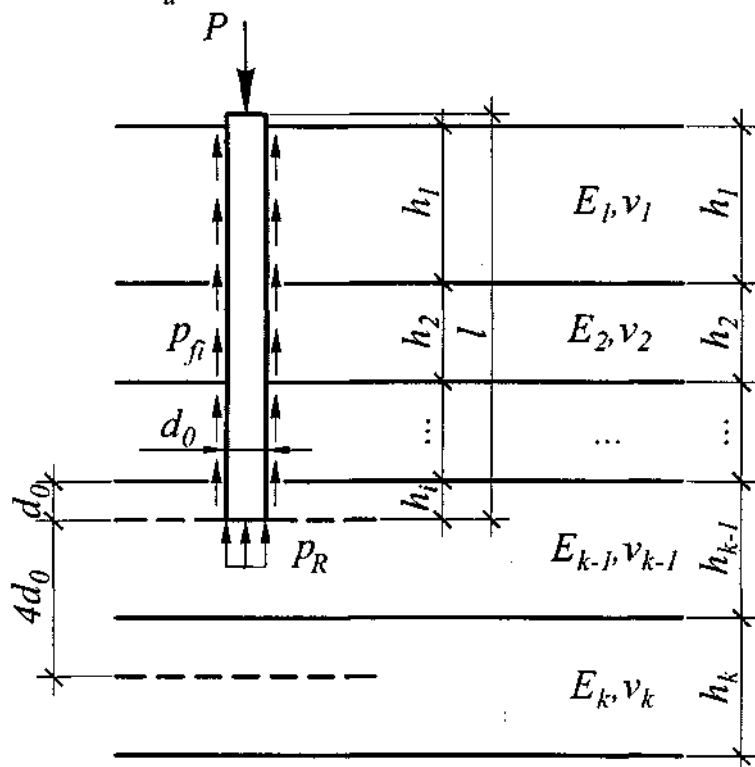
ДОДАТОК П
(довідковий)

Розрахунок паль і пальових фундаментів за деформаціями основ

П.1 Визначення осідань паль і пальових фундаментів за розв'язанням задачі про переміщення стрижня в пружному півпросторі**П.1.1** Осідання одиночної палі s_1 під дією вертикального навантаження P (рисунок П.1.1) визначають за формулою:

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P}, \quad (\text{П.1.1})$$

- де s_e – пружна складова осідання палі, яку визначають за формулою (П.1.2) при навантаженні на палю P_e ;
- P_e – навантаження, кН, що обмежує лінійну ділянку спільного осідання (від стиснення стовбура та осідання ґрунтової основи) голови палі (межа пропорційності); за відсутності результатів натурних випробувань паль приймають $P_e = 0,5P_u$;
- P_u – величина граничного опору палі, – навантаження, за якого вичерпується несуча здатність основи F_d .



P – вертикальне навантаження на палю $P = P_f + P_R$; P_f – частина навантаження, що передається на ґрунтову основу бічною поверхнею палі, $P_f = u \sum p_{fi} h_i$; u – периметр палі; p_{fi} – питомий опір i -го шару ґрунтової основи по бічній поверхні палі; h_i – товщина i -го шару ґрунту, що контактує з бічною поверхнею палі; P_R – частина навантаження, що передається на ґрунтову основу нижнім кінцем палі, $P_R = p_R A$; p_R – питомий опір ґрунтової основи під нижнім кінцем палі (ступінь реалізації питомих опорів P_f та P_R залежить від величини вертикального навантаження P), визначається в межах одного діаметра вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі; A – площа спирання палі на ґрунт.

Рисунок П.1.1 – Розрахункова схема для визначення осідання вертикально навантаженої палі в ґрунтовій основі, що складена нашаруваннями ґрунтів, при вертикальному навантаженні

Граничний опір палі визначають за результатами натурних випробувань ґрунтів палями. За відсутності результатів натурних випробувань допускається приймати $P_u = 1,25F_d$.

П.1.2 Пружна складова осідання палі визначається за формулою:

$$s_e = 2(1+\nu) \frac{Pc}{El} + \frac{Pl(1+b)}{2E_0F}, \quad (\text{П.1.2})$$

де ν – коефіцієнт поперечної деформації ґрунту;
 c – коефіцієнт осідання, що визначають за таблицею (П.1.1).

Таблиця П.1.1 – Значення коефіцієнта c

r_0/l	Значення c при k_E						
	1	2	3	5	10	20	100
0,010	0,796	0,733	0,675	0,579	0,425	0,277	0,073
0,015	0,729	0,653	0,585	0,482	0,333	0,205	0,050
0,020	0,682	0,595	0,522	0,417	0,275	0,164	0,039
0,025	0,645	0,550	0,474	0,368	0,235	0,136	0,031
0,030	0,615	0,514	0,436	0,332	0,206	0,117	0,026
0,035	0,590	0,484	0,405	0,302	0,184	0,103	0,023
0,040	0,568	0,458	0,378	0,278	0,166	0,092	0,020
0,050	0,531	0,416	0,336	0,241	0,140	0,076	0,016
0,060	0,502	0,383	0,304	0,213	0,121	0,065	0,014
0,080	0,456	0,333	0,257	0,175	0,097	0,051	0,011
0,100	0,421	0,297	0,224	0,149	0,081	0,042	0,009
Примітка. Для проміжних значень r_0/l і k_E значення коефіцієнта осідання c визначають інтерполяцією.							

E – приведений модуль деформації ґрунту, кПа, визначають згідно з П.1.3;
 r_0 – радіус палі, м;
 l – довжина палі, м;
 E_0 – модуль пружності матеріалу стовбура палі, кПа;
 F – площа поперечного перерізу стовбура палі, м²;
 b – коефіцієнт, який визначає частину навантаження, що передається нижнім кінцем палі, визначають за таблицею (П.1.2);
 k_E – див. П.1.3.

Таблиця П.1.2 – Значення коефіцієнта b

r_0/l	Значення b при k_E						
	1	2	3	5	10	20	100
0,010	0,038	0,128	0,203	0,320	0,503	0,677	0,915
0,015	0,050	0,169	0,261	0,396	0,585	0,745	0,938
0,020	0,061	0,204	0,309	0,454	0,642	0,788	0,950
0,025	0,072	0,235	0,350	0,500	0,683	0,817	0,958
0,030	0,081	0,262	0,384	0,538	0,715	0,839	0,964
0,035	0,089	0,286	0,414	0,569	0,740	0,855	0,968
0,040	0,097	0,309	0,441	0,595	0,761	0,869	0,971
0,050	0,111	0,347	0,485	0,639	0,793	0,888	0,976
0,060	0,123	0,380	0,522	0,672	0,817	0,902	0,979

r_0/l	Значення b при k_E						
		2	3	5	10	20	100
0,080	0,144	0,435	0,579	0,722	0,850	0,922	0,984
0,100	0,159	0,476	0,621	0,756	0,871	0,934	0,986

Примітка. Для проміжних значень r_0/l і k_E значення коефіцієнта b визначають інтерполяцією.

П.1.3 Приведений модуль деформації ґрунту (рисунок П.1.1) визначають за формулою:

$$E = (1 - b) k_f E_f + k_p b E_p, \quad (\text{П.1.3})$$

де E_f – осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи, кПа, що контактує з бічною поверхнею палі, визначають за формулою:

$$E_f = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{\sum h_i}, \quad (\text{П.1.4})$$

де E_i – модуль деформації i -го шару ґрунтової основи в межах бічної поверхні палі, кПа;

h_i – товщина i -го шару ґрунту основи в межах бічної поверхні палі, м;

E_p – модуль деформації під нижнім кінцем палі, кПа, визначається в межах одного діаметра вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі;

k_E – відношення усереднених модулів деформації під нижнім кінцем і в межах бічної поверхні палі $k_E = E_p / E_f$

k_f – коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі, визначають згідно з П.1.5;

k_p – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, визначають згідно з П.1.5;

r – приведений радіус палі, $r = d_0/2l$;

d_0 – діаметр круглої чи сторона квадратної палі, м.

П.1.4 Осідання групи палей розраховують за методикою, що враховує взаємний вплив палей у фундаменті (рисунок П.1.2).

Осідання i -ої палі у фундаменті s_i визначають за формулою

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij}, \quad (\text{П.1.5})$$

де s_1 – власні осідання одиночної палі від навантаження P , що визначають за формулою (П.1.1);

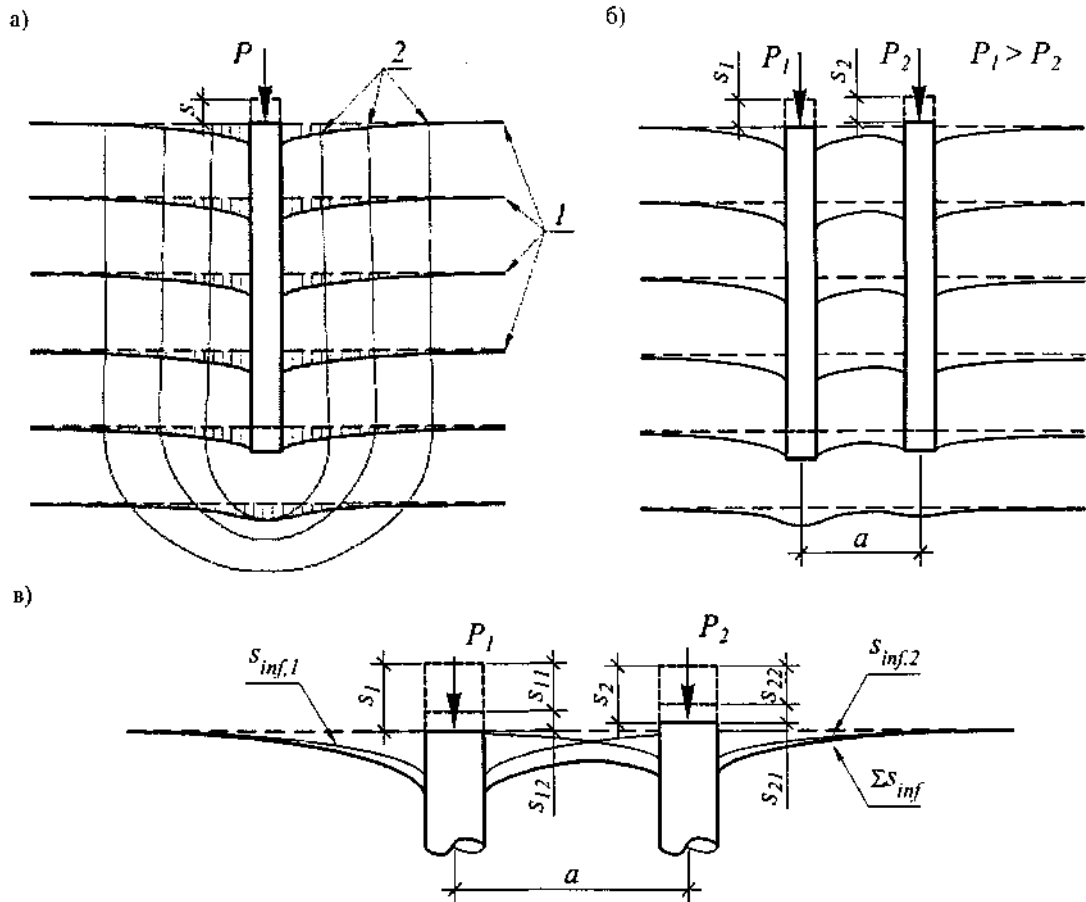
p_j – навантаження на j -ту палю у фундаменті;

s_{ij} – осідання i -ої палі під дією одиничного навантаження на j -ту палю у фундаменті, визначають за формулою:

$$s_{ij} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_b}{El}, \quad (\text{П.1.6.})$$

де w_j – коефіцієнт, що визначають за таблицею П.1.3 в залежності від приведенного радіуса палі r та відстані між i -ою та j -ою палями;

k_b – коефіцієнт, що визначають за таблицею П.1.4.



s – осідання голови палі від навантаження P ; 1 – вертикальні переміщення шарів ґрунту навколо палі; 2 – ізолінії вертикальних переміщень ґрунту; P_1, P_2 – вертикальне навантаження на першу та другу палю; s_1, s_2 – осідання відповідно першої та другої палі; s_{11}, s_{22} – осідання палей від навантажень, прикладених до їх голів; s_{12}, s_{21} – осідання першої палі від впливу другої та другої від впливу першої відповідно; $s_{inf,1}, s_{inf,2}$ – вертикальні переміщення ґрунтової основи від навантаження на першу та другу палі відповідно; Σs_{inf} – сумарне вертикальне переміщення ґрунтової основи від навантаження на палі.

а) – переміщення одиночної палі і оточуючої її ґрунтової основи; б) – переміщення палей і оточуючої їх ґрунтової основи під дією зосереджених сил з урахуванням взаємного впливу; в) – розподіл переміщень голів палей і поверхні ґрунтової основи з урахуванням взаємного впливу

Рисунок П.1.2 – Схеми розподілу переміщень палей і оточуючої їх ґрунтової основи з урахуванням взаємного впливу

Таблиця П.1.3 – Значення коефіцієнта w_j

$\frac{\alpha}{2r_0}$	Значення w_j при r_0/l										
	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,050	0,060	0,080	0,100
1	0,673	0,608	0,561	0,525	0,496	0,471	0,450	0,415	0,386	0,342	0,309
2	0,565	0,501	0,455	0,420	0,391	0,367	0,346	0,313	0,285	0,244	0,213
3	0,503	0,439	0,393	0,359	0,331	0,307	0,287	0,254	0,229	0,189	0,161
5	0,424	0,361	0,317	0,283	0,256	0,234	0,215	0,185	0,162	0,128	0,105

$\frac{\alpha}{2r_0}$	Значення w_j при r_0/l										
	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,050	0,060	0,080	0,100
8	0,352	0,291	0,248	0,216	0,191	0,171	0,154	0,128	0,109	0,083	0,067
12	0,291	0,232	0,192	0,163	0,141	0,123	0,109	0,089	0,074	0,055	0,044
18	0,232	0,176	0,141	0,116	0,098	0,084	0,074	0,059	0,049	0,036	0,029
25	0,187	0,136	0,105	0,085	0,071	0,061	0,053	0,042	0,035	0,026	0,021
36	0,141	0,098	0,074	0,059	0,049	0,042	0,036	0,029	0,024	0,018	0,014
55	0,096	0,064	0,048	0,038	0,032	0,027	0,024	0,019	0,016	0,012	0,009
90	0,059	0,039	0,029	0,023	0,019	0,016	0,014	0,012	0,010	0,007	0,006
170	0,031	0,020	0,015	0,012	0,010	0,009	0,008	0,006	0,005	0,004	0,003
500	0,010	0,007	0,005	0,004	0,003	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001
1000	0,005	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001

Примітка 1. α – відстань між осями паль, м.

Примітка 2. Для проміжних значень $\frac{\alpha}{2r_0}$ і r_0/l значення коефіцієнта w_j визначають інтерполяцією $2r_0$

Таблиця П.1.4 – Значення коефіцієнта k_b

$\frac{\alpha}{2r_0}$	Значення k_b при k_E						
	1	2	3	5	10	20	100
1	1,000	1,076	1,124	1,183	1,252	1,303	1,360
2	1,000	1,060	1,098	1,145	1,200	1,242	1,289
3	1,000	1,047	1,077	1,114	1,158	1,192	1,231
5	1,000	1,028	1,047	1,070	1,100	1,123	1,151
8	1,000	1,013	1,023	1,036	1,053	1,067	1,085
12	1,000	1,005	1,009	1,016	1,025	1,033	1,044
18	1,000	1,001	1,002	1,005	1,009	1,013	1,019
25	1,000	1,000	1,000	1,001	1,002	1,004	1,007
36	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Примітка 1. Для $\frac{\alpha}{2r_0} > 36$ коефіцієнт $k_b = 1$.

Примітка 2. Для проміжних значень $\frac{\alpha}{2r_0}$ і k_E значення коефіцієнта k_b визначають інтерполяцією

П.1.5 Коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи вздовж бічної поверхні палі k_f та під нижнім кінцем палі k_p визначають на основі натурних випробувань паль чи через визначення наведених характеристик ґрунту із застосуванням числових методів.

У разі відсутності таких даних коефіцієнти допускається приймати:

а) коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи вздовж бічної поверхні палі k_f для висячих забивних паль і паль, що занурюються без виймання ґрунту k_{f1} за таблицею П.1.5; для висячих набивних, бурових і буроін'єкційних паль k_{f2} – за таблицею П.1.6;

б) коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі k_{p1} для висячих забивних паль і паль, що занурюються без виймання ґрунту в піщані ґрунти, за таблицею П.1.7; в глинисті k_{p2} – за таблицею П.1.8; для висячих набивних, бурових і буроін'єкційних паль $k_p=1$.

Таблиця П.1.5 – Значення коефіцієнта k_L

Способи занурення забивних паль і паль-оболонки без виймання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі k_L
1. Занурення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічним (підвісним), пароповітряними і дизельними молотами	1,4
2. Занурення забиванням і вдавлюванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше ніж 1 м нижче забою свердловини при її діаметрі: а) що дорівнює стороні квадратної палі; б) на 0,05 м менше ніж сторона квадратної палі; в) на 0,15 м менше ніж сторона квадратної чи діаметр палі круглого перерізу (для опор ліній електропередачі)	0,7 0,9 1,4
3. Занурення з підмивом у піщані ґрунти за умови добивання палі на останньому етапі занурення без використання підмиву на 1 м і більше	1,3
4. Вібросанурення паль-оболонки, вібросанурення і вібровдавлювання паль у ґрунти: а) піщані середньої щільності: крупні і середньої крупності, дрібні, пилюваті; б) глинисті з показником текучості $I_L = 0,5$: супіски, суглинки, глини; в) глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$	1,4 1,4 1,4 1,3 1,3 1,5 1,4
5. Занурення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль із відкритим нижнім кінцем: а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м і менше; б) те саме, від 0,4 м до 0,8 м	1,4 1,4
6. Занурення будь-яким способом порожнистих паль круглого перерізу із закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з наступним влаштуванням у нижньому кінці палі камуфлетного уширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в глинистих ґрунтах із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при діаметрі уширення, що дорівнює: а) 1,0 м незалежно від виду ґрунту; б) 1,5 м у пісках і супісках; в) 1,5 м у суглинках і глинах	1,4 1,4 1,4
7. Занурення паль вдавлюванням: а) у піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні; б) у піски пилюваті; в) у глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$; г) те саме, $I_L \geq 0,5$	1,4 1,1 1,4 1,4

Таблиця П.1.6 – Значення коефіцієнта k_p

Палі й способи їх влаштування	Коефіцієнт умов роботи ґрунту k_p			
	у пісках	у супісках	у суглинках	у глинах
1. Набивні при забиванні інвентарної труби з наконечником	1,1	1,1	1,1	1,2
2. Набивні віброштаповані	1,3	1,3	1,3	1,5
3. Бурові, зокрема з розширенням, що бетонуються: а) за відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб і буроін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у стійких ґрунтах; б) під водою або під глинистим розчином, а також буроін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у нестійких ґрунтах; в) жорсткими бетонними сумішами, що укладають за допомогою глибинної вібрації (сухим способом)	1 0,9 1,1	1 0,9 1,1	1 0,9 1,1	1 1 1,1
4. Бурунабивні, порожнисті круглі, що влаштовують за відсутності води в свердловині за допомогою вібросердечника	1,1	1,1	1,1	1,2
5. Палі-оболонки, що занурюють вібруванням з вийманням ґрунту	1,4	1,3	1	1
6. Палі-стовпи	1	1	1	1
7. Буроін'єкційні, виготовлені під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з опресуванням тиском 200-400 кПа	1,3	1,1	1,1	1,3

Таблиця П.1.7 – Значення коефіцієнта k_{p1}

Глибина закладання нижнього кінця палі h , м	Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижній кінцем палі k_{p1} для піщаних ґрунтів				
	гравелистих	крупних	середньої крупності	дрібних	пиливатих
3	6,0	5,9	4,1	4,9	4,3
4	4,8	4,8	3,3	4,1	3,6
5	4,1	4,0	2,9	3,5	3,1
7	3,3	3,2	2,3	2,9	2,6
10	2,6	2,4	1,9	2,4	2,2
12	2,3	2,1	1,7	2,2	2,0
15	2,0	1,8	1,5	2,0	1,8
18	1,8	1,6	1,3	1,8	1,6
20	1,7	1,5	1,2	1,7	1,5
25	1,5	1,2	1,1	1,5	1,3
30	1,3	1,1	1,0	1,3	1,2

Таблиця П.1.8 – Значення коефіцієнта k_{p2}

Глибина закладання нижнього кінця палі h , м	Коефіцієнт умов роботи ґрунту k_{p2} для глинистих ґрунтів з показником текучості I_L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	11,6	8,7	6,5	5,0	4,2	3,5	2,7
4	10,6	8,0	6,0	4,7	3,9	3,2	2,4
5	9,6	7,2	5,5	4,3	3,5	2,8	2,1
7	8,3	6,2	4,8	3,8	3,1	2,5	1,8
10	7,1	5,3	4,2	3,4	2,7	2,1	1,5
12	6,6	4,9	4,0	3,2	2,6	2,0	1,4
15	5,8	4,4	3,6	3,0	2,4	1,8	1,2
18	5,4	4,0	3,4	2,8	2,3	1,7	1,1
20	5,1	3,8	3,2	2,7	2,2	1,6	1,0
25	4,7	3,5	3,0	2,6	2,1	–	–
30	4,3	3,2	2,8	2,4	1,9	–	–

П.2 Визначення осідань палей і пальових фундаментів за розрахунковою схемою умовного фундаменту

П.2.1 Розрахунки палей і пальових фундаментів за деформаціями ґрунтової основи в залежності від їх конструктивної схеми і поставленої задачі слід виконувати як для суцільного умовного фундаменту або як для системи умовних фундаментів, що взаємно впливають один на одного.

При розрахунку суцільного умовного фундаменту ростверком об'єднується група палей і отримується одне значення осідання для всього фундаменту і в подальшому одне значення коефіцієнта жорсткості основи.

При розрахунку системи умовних фундаментів отримуються осідання ґрунтової основи для кожної палі або групи палей окремо. У подальшому визначається відповідна кількість коефіцієнтів жорсткості під фундаментом, що дозволяє докладніше враховувати нерівномірні деформації основи та крени фундаменту.

П.2.2 Для фундаментів із висячих забивних палей і палей, що занурюються без виймання ґрунту в піщані та глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$, розрахунок за деформаціями основ допускається виконувати як для умовного фундаменту на природній основі відповідно до вимог підрозділу 7.6 та додатка П цього ДБН.

П.2.3 Границі умовного фундаменту (рисунок П.2.1) визначають таким чином: знизу – площиною АБ, що проходить через нижні кінці палей;

з боків – вертикальними площинами АВ і БГ, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних палей на відстані $h \cdot \tan(\varphi_{п, м} / 4)$ (рисунок П.2.1 а), але не більше $2d$ у випадках, коли під нижніми кінцями палей залягають глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$ (d – діаметр або сторона поперечного перерізу палі), а за наявності похилих палей – площинами, що проходять через нижні кінці цих палей (рисунок П.2.1б);

зверху – поверхнею планування ґрунту ВГ;

тут $\varphi_{п, м}$ – усереднене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту у межах глибини занурення палей у ґрунтову основу h , яка визначається у відповідності з Е.5 ДБН В.2.1-10.

П.2.4 Якщо при будівництві передбачають планування території підсипанням (наміванням) висотою більше 2 м і інше постійне (довготривале) навантаження території, еквівалентне підсипанню, а в межах глибини занурення палей залягають шари торфу або мулу товщиною більше 30 см, то значення осідання пального фундаменту з висячих палей слід визначати з урахуванням зменшення габаритів умовного фундаменту, який в цьому випадку як при вертикальних, так і при похилих палях приймають обмеженим з боків вертикальною площиною, віддаленою від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних палей на відстані $h_{м} \cdot \tan(\varphi_{п, м} / 4)$, де $h_{м}$ – відстань від нижнього кінця палі до підшови шару торфу або мулу товщиною більше 30 см.

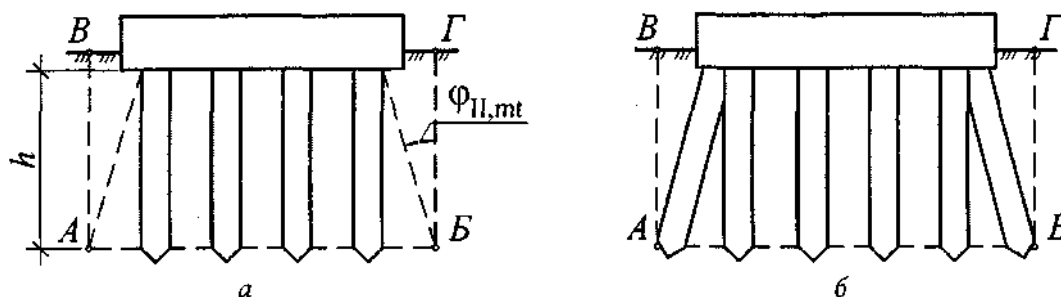


Рисунок П.2.1 – Визначення границь умовного фундаменту при розрахунку осідань пальових фундаментів

П.2.5 При розрахунку деформацій основи як системи умовних фундаментів, що взаємно впливають один на одного, границі умовного фундаменту для окремої пали слід визначати згідно з П.2.2 але відповідно до рисунка П.2.2. При цьому ці умовні фундаменти мають квадратну форму в плані та можуть накладатися один на один.

П.2.6 Навантаження від власної ваги пальового фундаменту та навантаження, що передають на нього від несучих конструкцій, передаються на рівень утвореного умовного фундаменту і розподіляють по його площині. Розподіл цих напружень по глибині основи розраховується відповідно до рекомендацій додатка Д. До розподілених по глибині напружень додають напруження від оточуючих пальових фундаментів, що впливають на загальний напружений стан основи. Осідання пальового фундаменту розраховують пошаровим підсумовуванням деформацій від діючих розподілених напружень за формулою (Д.1).

Примітка. При визначенні осідань за формулою (Д.1) слід виключати алгебраїчне підсумовування від'ємних величин при обчисленні першого складового у цій формулі.

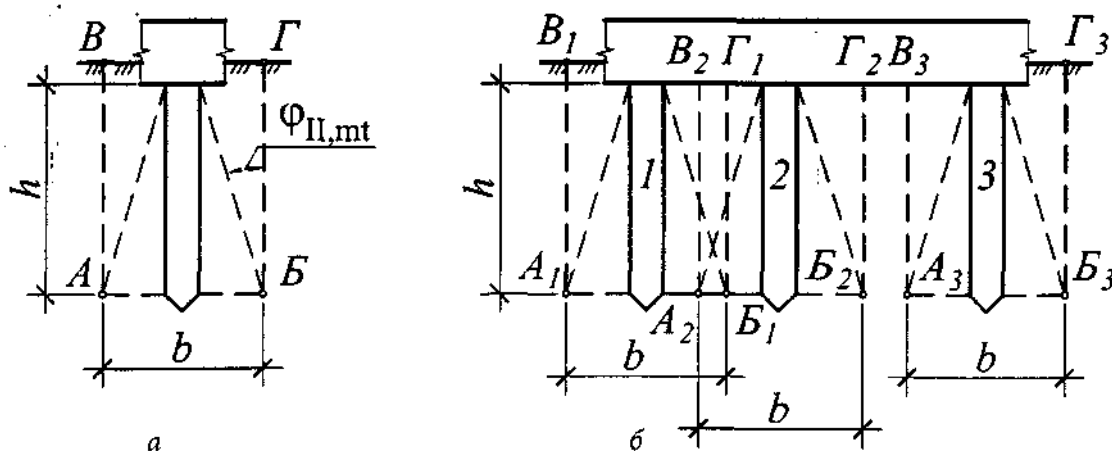


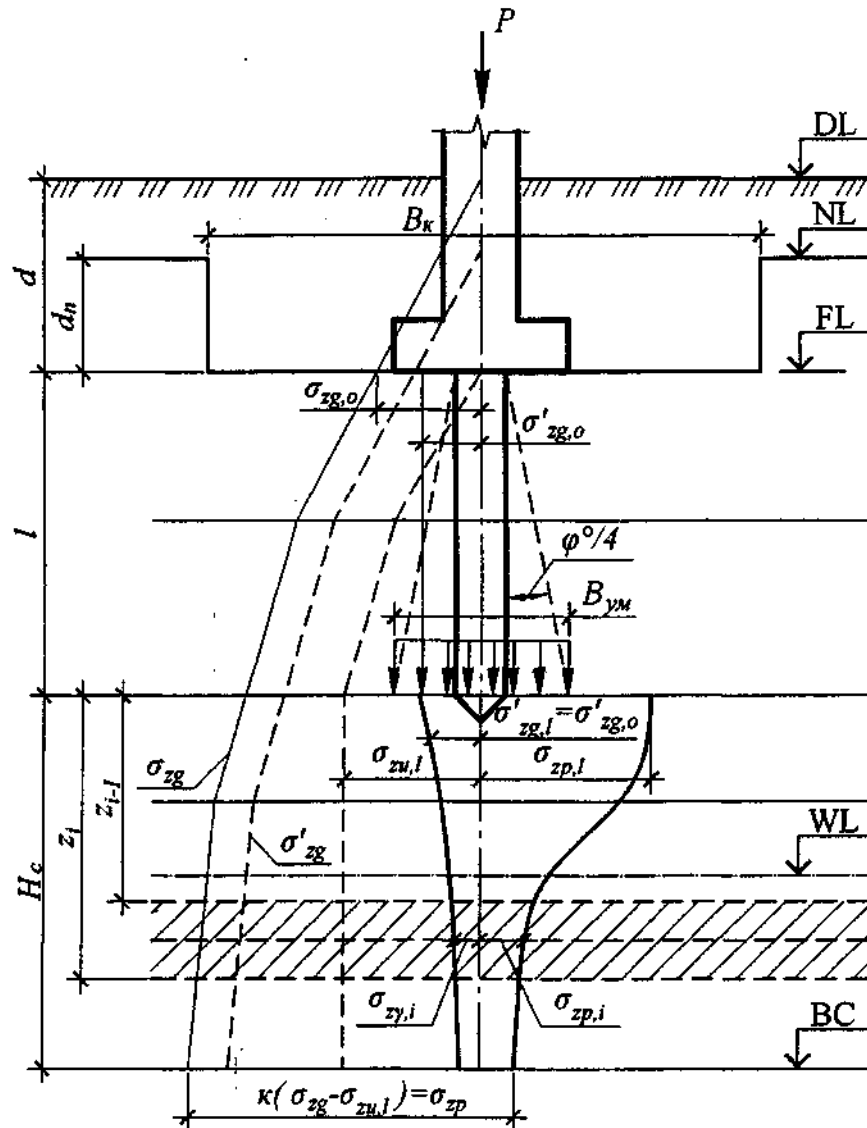
Рисунок П.2.2 – Схема формування умовних фундаментів для:
а) – однієї пали; б) – декількох паль як системи умовних фундаментів

П.2.7 Підсумовування ведуть в діапазоні, починаючи від позначки утвореного умовного фундаменту до глибини, де виконується умова

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \leq \sigma_{zp}, \quad (\text{П.2.1})$$

- де σ_{zg} – напруження від власної ваги ґрунтів основи від поверхні з урахуванням планування;
 $\sigma_{zu,l}$ – напруження від власної ваги ґрунту в межах від підшви ростверка до п'яти пали, де утворено умовний фундамент;
 k – коефіцієнт, що визначають за Д.10 цих норм.

Пояснювальна схема до розрахунку подана на рисунку П.2.3



B_{ym} – ширина (діаметр) умовного фундаменту на позначці п'яти палі довжиною l , утвореного під кутом $\varphi^\circ/4$ від підшви ростверка; $\sigma_{zu,l}$ – напруження від власної ваги ґрунту на позначці умовного фундаменту починаючи від підшви ростверка; інші позначення аналогічні рисунку Д1 цих норм

Рисунок П.2.3 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі пальового фундаменту згідно з моделлю лінійно – деформованого півпростору для розрахунку за схемою умовного фундаменту

П.2.8 Отримані за розрахунком значення деформацій (осідань) пальового фундаменту і його основи не повинні перевищувати граничних значень відповідно до умови (8.5.2.4).

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВИ, ПІДСИЛЕНОЇ ГРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ПАЛЯМИ

Р.1 Проектування основи, підсиленої ґрунтоцementeнтними палями, слід виконувати на основі інженерно-геологічних вишукувань згідно з вимогами ДБН А.2.1-1.

Додатково до стандартних визначень характеристик ґрунтів основи і режиму підземних вод необхідно виконувати дослідження оптимального складу ґрунтоцементу і визначення його характеристик: міцності - границі міцності на стиск у віці 28 діб (марки) і деформативності - модуля деформації.

Р.2 Підсилення основи фундаментів ґрунтоцементними палями проводять для підвищення несучої здатності і зниження деформативності насипних незлежаних ґрунтів, товщі просідаючих ґрунтів, слабких глинистих, а також піщаних та глинистих ґрунтів, які мають підвищену стисливість, що не забезпечує використання фундаментів мілкового закладання.

Р.3 Варіант підсилення основи палями приймається на підставі порівняння конкурентоспроможних варіантів основ і фундаментів у конкретних умовах проектування.

Для визначення характеристик підсиленої основи на стадії попередніх розрахунків допускається користуватися середньозваженим модулем деформації між компресійним модулем деформації ґрунту та модулем деформації ґрунтоцементу.

Підрахунки осідань при цьому виконують на основі рішень, коли основа приймається як лінійно деформоване середовище.

Р.4 Розрахунки і проектування основи, підсиленої ґрунтоцементними палями, слід проводити за двома граничними станами на проектні навантаження з урахуванням впливу армованого масиву на навколишні ґрунти (незакріплений масив ґрунту).

Р.5 При розрахунках основи за деформаціями її частину, яка пронизана ґрунтоцементними палями у межах стислої товщі під фундаментом, слід розглядати як підсилений ґрунт з новими характеристиками. У випадку наявності слабого підстильного шару слід додатково проводити його перевірку. Для цього підсилену частину основи розглядають як умовний фундамент.

Р.6 Крок ґрунтоцементних паль рекомендується приймати в межах $2d-5d$, де d - діаметр ґрунтоцементного елемента (ГЦЕ). Відстань між палями у цьому діапазоні

приймається з умов розрахунку необхідного значення модуля деформації підсиленої основи E .

Р.7 Характеристичні значення розрахункового опору R , МПа та модуля деформації E , МПа, основи, підсиленої ґрунтоцементними палями, в залежності від марки ґрунтоцементу наведені у таблиці Р.1.

Таблиця Р.1 - Значення характеристик основи, підсиленої ґрунтоцементними палями

Характеристики основи, підсиленої ґрунтоцементними палями		Характеристичні значення R , МПа та E , МПа при марці ґрунтоцементу палі		
		50	75	100
Розрахунковий опір	R , МПа	2	3	5
Модуль деформації	E , МПа	70	80	90

Р.8 Розрахунок несучої здатності основи, підсиленої ґрунтоцементними палями, виконують числовими методами, наприклад, методом скінченних елементів.

Для розрахунку на стадії робочого проекту слід користуватися просторовим рішенням пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів із використанням методу скінченних елементів. Масив основи розглядається як дискретна система "ґрунт - палі" з відповідним розташуванням сітки скінченних елементів.

Р.9 У натурних умовах модуль деформації основи, підсиленої ґрунтоцементними палями, визначається шляхом статичних випробовувань її штампами.

Застосовують залізобетонні квадратні штампи з розміром сторони не менше ніж відстань між осями ґрунтоцементних паль. При підрахунках модуля деформації підсиленої основи слід враховувати масштабний коефіцієнт.

ДОДАТОК С
(довідковий)

ЕТАПИ ТА ПОСЛІДОВНІСТЬ ВИКОНАННЯ РОБІТ ЗІ ЗВЕДЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ФУНДАМЕНТІВ АБО
ФУНДАМЕНТНО-ПІДВАЛЬНИХ ЧАСТИН ЗАГЛИБЛЕНИХ І ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

Стіни у ґрунті

С.1 Влаштування стін у ґрунті траншейним способом включає наступні етапи.

- Виготовлення напрямних стінок (форшахти) із збірного чи монолітного залізобетону для влаштування траншей по контуру споруди.
- Приготування глинистої суспензії.
- Розроблення між напрямними стінками ґрунту траншей під захистом глинистої суспензії.
- Заповнення траншей монолітним або збірним залізобетоном. Тампонаж простору із зовнішньої сторони при зведенні стін із збірного залізобетону.
- Влаштування обв'язувального (розподільчого) залізобетонного поясу по верху стін і розпірних конструкцій.
- Розроблення (ексація) ґрунту з котловану.
- Влаштування гідроізоляції та/чи дренажу (за необхідності).
- Влаштування днища, перегородок, перекриттів.

С.2 Зведення стін у ґрунті з буронабивних паль, що перетинаються (буросічних), дотичних або розташованих переривчасто включає наступні етапи.

- Виготовлення напрямних стінок для буріння свердловин по контуру споруди.
- Виготовлення (за необхідності) глинистої суспензії.
- Буріння свердловин під захистом глинистої суспензії, обсадних труб або без них.
- Встановлення арматурних каркасів.
- Бетонування свердловин з одночасним видаленням обсадних труб (за необхідності) або відкачуванням глинистої суспензії.

С.3 Зведення стін у ґрунті з буроін'єкційних паль у т.ч. при їх багаторядному розташуванні потребує виконання наступних етапів.

- Розпланування точок буріння свердловин.
- Буріння свердловин.
- Армування шляхом занурення арматурного каркасу, металевого профілю чи

товстостінної сталевій манжетній труби з перфорацією.

- Заповнення свердловин розчином шляхом: одноразової ін'єкції цементного розчину – при використанні обсадної труби, заливання свердловини тампонажним розчином - при видаленні обсадної труби і послідуєчого одноразового чи багаторазового нагнітання розчину через трубу з перфорацією.

Барети

С.4 Процес улаштування барет включає наступні етапи.

- Виконання форшахти.

Форшахту необхідно виконувати перед початком робіт із влаштування самих барет для забезпечення вертикального ведення грейфера при розробленні ґрунту траншеї.

Форшахти не є елементами несучої конструкції, їх влаштовують виключно з умов виробництва робіт.

- Виготовлення траншеї барети.

Рівень, з якого влаштовують барети повинен знаходитись вище рівня підземних вод, зважаючи на те, що влаштування барет при проведенні водозниження недопустиме.

Примітка. Вимога щодо рівня влаштування барет по відношенню до рівня підземних вод обумовлена тим, що при роботі глибинних насосів у свердловинах водозниження можливе попадання суспензії та/чи бетону у свердловини, що може призвести до руйнування свердловин і екологічного порушення гідрогеологічного режиму. Крім того можливе зниження несучої здатності конструкції барети.

- Заповнення траншеї суспензією по мірі її розроблення.
- Очищення підшви траншеї від ґрунту, яке проводять після завершення робіт із влаштування траншеї перед бетонуванням.
- Встановлення арматури і бетонування.
- Видалення і відведення верхнього шару бетону біля 1 м, який внаслідок змішування із суспензією, як правило, не відповідає якості бетону, передбаченої проектом.

Опускні колодязі

С.5 Влаштування підземної частини споруд із застосуванням опускних колодязів у якості огорожувальних конструкцій виконують у наступній послідовності:

- підготовчі роботи;
- занурення опускного колодязя;
- виготовлення днища, що послугує плитою і підлогою споруди;
- влаштування гідроізоляції і дренажу (за необхідності);
- влаштування стін підземної частини споруди потрібної конфігурації у внутрішній частині колодязя;
- заповнення пазух між внутрішньою поверхнею колодязя і спорудою;
- влаштування перекриття між підземними поверхами.

Підземні частини споруд, що зводяться способом "зверху-вниз"

С.6 Влаштування підземної частини споруд способом "зверху-вниз" виконують у наступній послідовності:

- влаштування з поверхні землі огорожувальних стін із буронабивних у т.ч. буросічних паль, способом "стіна у ґрунті" чи їх комбінацією при криволінійній конфігурації підземної частини;

- влаштування отворів у ґрунті для паль-колон із буронабивних паль або барет. Отвори бетонують з встановленням армокаркаса або заповнюють розчином і установлюють колони зі збірного залізобетону. Опорна частина колон бетонується до рівня, що на 1 м перевищує глибину позначки дна котловану;

- послідовне влаштування монолітних перекриттів починаючи зверху зі з'єднанням їх із палями-колонами і влаштуванням технологічних отворів у плитах перекриттів для виймання ґрунту;

- послідовне виймання ґрунту з міжпальового простору під перекриттям після набуття бетоном перекриття необхідної міцності до рівня перекриття, розташованого нижче, і так до рівня фундаментної плити;

- влаштування гідроізоляції та/чи дренажу (за необхідності);

- влаштування фундаментної плити, що послугує одночасно ростверком, плитою-підлогою нижнього поверху залежно від конструктивної схеми ФПЧ.

С.7 Зведення підземної частини способом "зверху-вниз" дозволяє одночасно виконувати роботи зі зведення надземної частини споруди.

При суміщенні робіт зі зведення підземної і надземної частин зведення споруд виконують способом "вверх-вниз", що дозволяє оптимізувати строки виконання робіт із будівництва споруд.

Код УКНД 91.060

Ключові слова: палі, пальові фундаменти, класифікація, розрахунок, несуча здатність, деформації, основи, конструкції, інженерно-геологічні умови, проектування, будівництво, реконструкція, складні умови, фундаменти заглиблені і глибокого закладання, глибокі опори, стіна у ґрунті, опускні колодязі, фундаментно-підвальна частина (ФПЧ), конструкція ФПЧ, що зводиться способом "зверху-вниз", класифікація, принципи розрахунку і проектування, складні умови.

1	СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ	3
2	ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ	3
3	ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ТА СЕЙСМОНЕБЕЗПЕЧНІ УМОВИ	4
4	ІНЖЕНЕРНІ ВИШУКУВАННЯ	5
5	КЛАСИФІКАЦІЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ЗА ПРИНЦИПАМИ ПРОЕКТУВАННЯ	7
6	ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ КОТЛОВАНІВ ДЛЯ ВЛАСНУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ І ЗАГЛИБЛЕНИХ СПОРУД	12
7	ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ	13
7.1	Загальні положення	13
7.2	Навантаження і впливи	15
7.3	Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів	16
7.4	Підземні води	17
7.5	Глибина закладання фундаментів	17
7.6	Розрахунок фундаментів за деформаціями основ	18
7.7	Визначення розрахункового опору основи	19
7.8	Визначення кренів окремих фундаментів і споруд	19
7.9	Граничні сумісні деформації основ, фундаментів і споруд	19
7.10	Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ	20
7.11	Критерії визначення розмірів підшви фундаментів	21
8	РОЗРАХУНКИ ФУНДАМЕНТІВ ЗА КОНСТРУКТИВНИМИ ОСОБЛИВОСТЯМИ ТА УМОВАМИ ВЗАЄМОДІЇ З ОСНОВОЮ	21
8.1	Фундаменти малозаглиблені та мідного закладання	21
8.2	Фундаменти заглиблені	24
8.3	Фундаменти глибокого закладання	25
8.4	Розрахунки системи "основа - фундамент - споруда"	27
8.5	Палі і пальові фундаменти	28
9	ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА ҐРУНТАХ З ОСОБЛИВИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ	51
9.1	Проектування на просідаючих ґрунтах	52
9.2	Проектування на набрякливих ґрунтах	52
9.3	Проектування на водонасичених біогенних ґрунтах і мулах	52
9.4	Проектування на елювіальних ґрунтах	53
9.5	Проектування на засолених ґрунтах	53
9.6	Проектування на насипних та наливних ґрунтах	54
9.7	Проектування на здимальних ґрунтах	55
10	ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА ТЕРИТОРІЯХ З ОСОБЛИВИМИ УМОВАМИ	56
10.1	Проектування на територіях із підземними виробками	56
10.2	Проектування у сейсмічних районах	57
10.3	Проектування на закарстованих територіях	58
10.4	Проектування на зсувонебезпечних територіях	59
10.5	Проектування на підтоплюваних територіях	60
11	ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ОСОБЛИВИХ ВПЛИВАХ, УМОВАХ, НАВАНТАЖЕННЯХ	60
11.1	Проектування в зоні динамічних впливів	60
11.2	Проектування при вирівнюванні деформованих будівель і усуненні кренів	61
11.3	Проектування в умовах щільної забудови	62
11.4	Проектування при реконструкції (підсилення, поглиблення, зміни)	65
12	ПРОЕКТУВАННЯ ПІДЗЕМНИХ І ЗАГЛИБЛЕНИХ СПОРУД	66
13	ПРОЕКТУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН	66
14	ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД РІЗНИХ КОНСТРУКТИВНИХ ТИПІВ	67
15	ПРОЕКТУВАННЯ ІНЖЕНЕРНОЇ ПІДГОТОВКИ ОСНОВ (ПОКРАЩЕННЯ, УЩІЛЬНЕННЯ, ЗАКРІПЛЕННЯ)	70
16	ПРОЕКТУВАННЯ ВОДОЗАХИСТУ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ	73
17	ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАХОДІВ ОХОРОНИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПАМ'ЯТОК	75
18	ЕКОЛОГІЧНІ ВИМОГИ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ (НОВЕ БУДІВНИЦТВО, РЕКОНСТРУКЦІЯ, ПОСИЛЕННЯ, ВІДНОВЛЕННЯ)	78
19	ГЕОТЕХНІЧНИЙ МОНІТОРИНГ	79
20	ВИМОГИ ДО КОНСЕРВАЦІЇ (РОЗКОНСЕРВАЦІЇ) ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ОБ'ЄКТІВ НЕЗАВЕРШЕНОГО БУДІВНИЦТВА	80
21	НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД (НТС)	81
	ДОДАТОК А	83
	ПЕРЕЛІК	83

нормативних документів, на які є посилання в цих Нормах	83
ДОДАТОК Б.....	86
ОСНОВНІ ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ	86
ДОДАТОК В	91
НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ І ДЕФОРМАТИВНОСТІ ҐРУНТІВ	91
ДОДАТОК Ґ	93
РОЗРАХУНОК ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	93
ДОДАТОК Д	96
РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ ОБЧИСЛЕННЯ ОСІДАННЯ	96
ДОДАТОК Е.....	111
РОЗРАХУНКОВИЙ ОПІР ҐРУНТІВ ОСНОВИ.....	111
ДОДАТОК Ж.....	116
ВЕРТИКАЛЬНА СКЛАДОВА ГРАНИЧНОГО ОПОРУ ОСНОВИ.....	116
ДОДАТОК И	119
ГРАНИЧНІ ОСІДАННЯ І КРЕНИ СПОРУДИ З ОСНОВОЮ	119
ДОДАТОК К	121
ЗАХОДИ ЩОДО ЗМЕНШЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ ФУНДАМЕНТІВ І ВПЛИВУ ЇХ НА СПОРУДИ.....	121
ДОДАТОК Л	123
ОСНОВНІ ЛІТЕРНІ ПОЗНАЧЕННЯ.....	123
ДОДАТОК М.....	126
БІБЛІОГРАФІЯ	126
ДОДАТОК Н	127
ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ ЗА ВЛАСТИВОСТЯМИ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ РОЗРАХУНКОМ ..	127
ДОДАТОК П	144
РОЗРАХУНОК ПАЛЬ І ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ	144

P.S. Щиро дякуємо всім тим хто працював над створенням цього документа (в друкованому чи електронному вигляді)! З вашою допомогою [будівельна галузь України](#) буде йти в ногу з часом. Успіхів у роботі! Ми можемо підняти нашу країну на ноги і **без** допомоги політиків! Будуймо достойну країну!