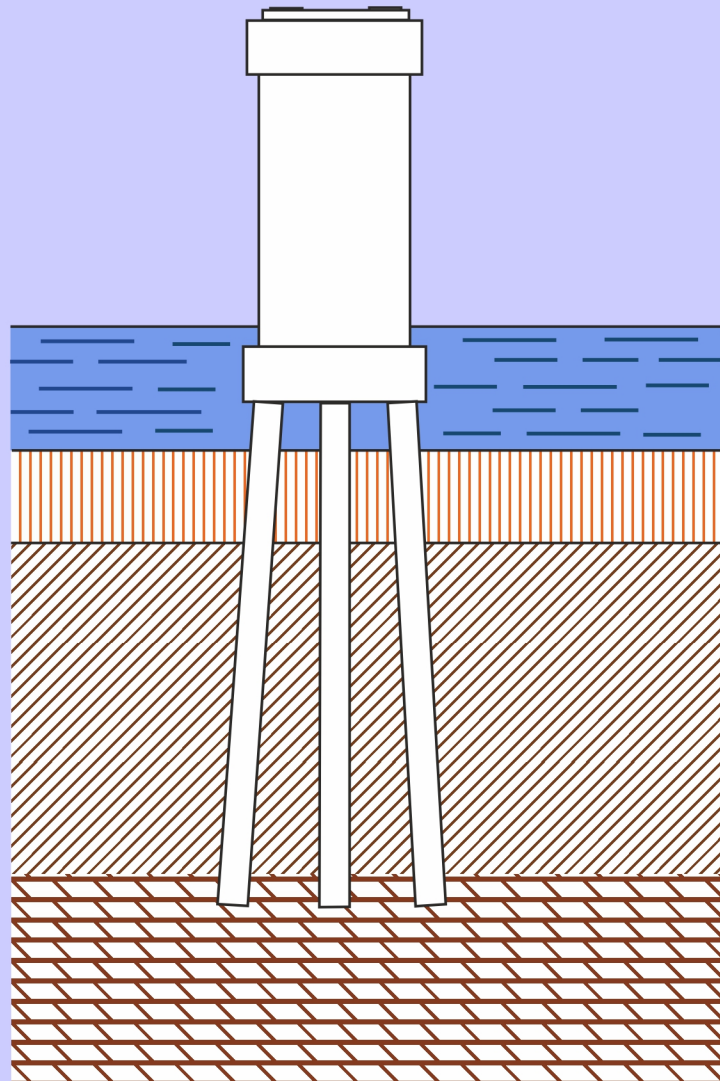


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАУКИ І ТЕХНОЛОГІЙ

О. Л. ТЮТЬКІН, В. П. КУПРІЙ,
О. І. ДУБІНЧИК

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК ДЛЯ ЗДОБУВАЧІВ ОСВІТНЬОГО РІВНЯ «БАКАЛАВР»
СПЕЦІАЛЬНОСТІ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»





МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАУКИ І ТЕХНОЛОГІЙ

О. Л. ТЮТЬКІН, В. П. КУПРІЙ,
О. І. ДУБІНЧИК

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК ДЛЯ ЗДОБУВАЧІВ ОСВІТНЬОГО РІВНЯ «БАКАЛАВР»
СПЕЦІАЛЬНОСТІ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»

ДНІПРО
2022

УДК 624.131(075.8)

Т 58

Рецензенти:

докт. техн. наук, доц. *С. М. Ганєєв*

(НТУ «Дніпровська політехніка»),

докт. техн. наук, проф. *С. П. Мінєєв*

(Інститут геотехнічної механіки імені М. С. Полякова
Національної академії наук України)

Рекомендовано радою з якості освітньої діяльності ННІ ДІТ
як навчальний посібник (*протокол № 8 від 04.07.2022*).
Зареєстровано НМВ ДНУЗТ (*№ 566 від 12.09.2022*)

Тютькін О. Л., Купрій В. П., Дубінчик О. І.

Т 58 Основи та фундаменти : навч. посіб. / О. Л. Тютькін, В. П. Купрій,
О. І. Дубінчик. – Електрон. вид. – Дніпро : Укр. держ. ун-т науки і
технологій, 2022. – 126 с.

ISBN 978-617-7440-32-0 (PDF)

Посібник містить матеріали проектування, розрахунку й будівництва фундаментів мостів. Матеріал створено на основі існуючих європейських і українських практик та чинних нормативних документів. Цей посібник може бути цікавим студентам денної та заочної форм навчання за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія», освітньо-професійна програма «Мости і транспортні тунелі».

Л. 99. Табл. 10. Бібліогр.: 14 назв.

УДК 624.131(075.8)



Цей твір ліцензовано на умовах Ліцензії Creative Commons
[«Attribution-NonCommercial-ShareAlike» 4.0 International \(CC BY-NC-SA 4.0\)](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)
(«Із зазначенням авторства – Некомерційна – Поширення на тих самих умовах»
4.0 Міжнародна)

ISBN 978-617-7440-32-0 (PDF)
DOI 10.15802/978-617-7440-32-0

© Тютькін О. Л., Купрій В. П., Дубінчик О. І., 2022
© Укр. держ. ун-т науки і технологій, 2022

UDC 624.131(075.8)

T 58

Reviewers:

Doctor of Technical Sciences, Associate professor *Serhii Hapieiev*
(Dnipro University of Technology),

Doctor of Technical Sciences, Professor *Serhii Minieiev*
(Institute of Geotechnical Mechanics named by N. Poljakov
of National Academy of Sciences of Ukraine)

Recommended by the Academic Council of the University
as a teaching visual aid (Minutes No. 8 of July 04, 2022)
Registered by the NME DNUZT (reg. No. 566 from 12.09.2022)

Tiutkin O. L., Kuprii V. P., Dubinchyk O. I.

T 58 Bases and foundations: a manual / O. L. Tiutkin, V. P. Kuprii,
O. I. Dubinchyk. – Electronic edition. – Dnipro : Ukrainian State University
of Science and Technologies, 2022. – 126 p.

ISBN 978-617-7440-32-0 (PDF)

The manual contains materials for the design, calculation and construction of bridge foundations. The material was created on the basis of existing European and Ukrainian practices and current regulatory documents. This manual may be of interest to both full-time and extramural students majoring in 192 «Civil Engineering and Construction», Educational Qualification Programme is «Bridges and vehicular traffic tunnels».

Fig. 99. Table 10. Bibliography: 14 titles.

UDC 624.131(075.8)



This work is licensed under Creative Commons License

[«Attribution-NonCommercial-ShareAlike» 4.0 International \(CC BY-NC-SA 4.0\)](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

ISBN 978-617-7440-32-0 (PDF)
DOI 10.15802/978-617-7440-32-0

© Tiutkin O. L., Kuprii V. P., Dubinchyk O. I., 2022
© Ukrainian State University of Science and
Technologies, 2022

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
1 ТИПИ ФУНДАМЕНТІВ І УМОВИ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ.....	8
1.1 Схема роботи фундаменту.....	8
1.2 Класифікація фундаментів	9
1.3 Типи фундаментів для промислового та цивільного будівництва.....	13
2 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ПРОЄКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ ..	16
2.1 Основні положення проєктування фундаментів відповідно до ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель і споруд	17
2.2 Проєктування основ і фундаментів споруд відповідно до ДБН В.2.1-10:2018	18
2.3 ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проєктування ..	21
2.4 ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд	21
3 КОНСТРУКЦІЇ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДЕННЯ.....	23
3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	23
3.2 Попередній вибір конструкції та основних розмірів фундаменту.....	28
3.3 Конструкція фундаментів мілкового закладання (масивних)	29
4 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ (МАСИВНИХ) ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВ	33
4.1 Розрахунки відповідно до ДБН В.2.3-14:2006 «МОСТИ ТА ТРУБИ»	33
4.2 Визначення розрахункового опору основи фундаменту.....	36
4.3 Перевірка несучої здатності ґрунтів основи фундаменту.....	37
4.4 Перевірка слабкого шару ґрунту на продавлювання.....	39
5 РОЗРАХУНКИ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ	41
5.1 Розрахунок фундаменту за деформацією основи	41
5.2 Розрахунок крену фундаменту.....	43
6 БУДІВНИЦТВО ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДЕННЯ У КОТЛОВАНАХ.....	49

6.1 Будівництво котлованів вище рівня ґрунтових вод.....	50
6.2 Будівництво котлованів нижче рівня ґрунтових вод.....	51
6.3 Вимоги зі збереження природної структури основи	54
7 ОГОРОДЖУВАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ ДЛЯ КОТЛОВАНІВ НА СУХОДОЛІ.....	57
7.1 Вимоги до стійкості стінок котловану	57
7.2 Котловани із природними укосами	57
8 ЗАХИСТ КОТЛОВАНІВ ВІД ПРИТОКУ ПІДЗЕМНИХ ВОД ВОДОЗНИЖЕННЯМ	62
8.1 Способи захисту котлованів від притоку підземних вод.....	62
8.2 Водозниження	62
9 ПРОЄКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	65
9.1 Види паль	66
9.2 Конструкція пальових фундаментів на суходолі та водотоці	71
9.2.1 Проєктування фундаменту із забивних паль та паль-оболонок на суходолі.....	71
9.2.2 Проєктування фундаменту із забивних паль та паль-оболонок на водотоці (акваторії).....	73
10 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	76
10.1 Несуча здатність палі -стояка по ґрунту	76
10.2. Несуча здатність висячої палі по ґрунту.....	77
10.3 Допустиме розрахункове навантаження на палю	80
10.4 Розміщення паль у ростверку.....	81
11 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ ЗА ПЕРШОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ ЯК УМОВНО МАСИВНОГО	83
11.1 Визначення розмірів умовно масивного фундаменту	83
11.2 Перевірка несучої здатності умовно масивного фундаменту.....	83
11.3 Перевірка несучої здатності за фактичним навантаженням на палі.....	86
12 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ	89
12.1 Розрахунок осадки пальового фундаменту	89

12.2 Розрахунок крену фундаменту.....	91
13 СПОРУДЖЕННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	94
13.1 Способи занурення пальь	94
13.2 Палі, виготовлені в ґрунті.....	98
14 БУДІВНИЦТВО ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ НА СУХОДОЛІ.....	101
14.1 Етапи будівництва.....	101
14.2 Занурення пальь.....	102
15 БУДІВНИЦТВО ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ НА ВОДОТОЦІ (АКВАТОРІЇ)	106
15.1 Спорудження фундаментів на штучних острівках	106
15.2 Спорудження фундаментів з використанням стаціонарних каркасів	108
15.3 Порядок спорудження фундаментів на акваторії з низьким ростверком.....	109
15.4 Порядок спорудження фундаментів на акваторії з високим ростверком.....	110
Спорудження фундаментів з використанням плавучих засобів.	110
16 БУДІВНИЦТВО ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ НА ВОДОТОЦІ ІЗ ПАЛЬ-ОБОЛОНОК	114
16.1 Щитові огороження і ящики	114
16.2 Спорудження фундаментної плити	119
Список рекомендованої літератури.....	125

ВСТУП

Запропонований навчальний посібник складається з шістнадцяти розділів відповідно до робочої програми курсу, у яких викладено матеріали проєктування, розрахунку й будівництва фундаментів мостів.

Надійність будівництва мостів значною мірою залежить від правильного вибору та розрахунку конструкцій прогонових будов, опор, і особливо основ і фундаментів. Надійність основ і фундаментів та здешевлення робіт з їх улаштування, зі свого боку, визначається вмінням правильно оцінювати інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків, властивості ґрунтів основ і сумісну роботу цих ґрунтів з фундаментами та надземними конструкціями мостів, правильністю вибраних типів фундаментів і якістю виконання робіт з їх спорудження.

Вивчаючи курс основ і фундаментів, необхідно мати уявлення про місце, що займає ця дисципліна серед інших будівельних дисциплін, які викладають студентам у вищому навчальному закладі. Теоретична частина курсу здебільшого базується на положеннях і висновках інженерної геології, механіки ґрунтів, теоретичної і будівельної механіки. Крім того, під час проєктування фундаментів необхідно вирішувати питання, пов'язані з вибором будівельних матеріалів, технологічних прийомів виконання робіт, з економічною оцінкою розглянутих варіантів.

Цей навчальний посібник не є оригінальним науковим текстом, укладачі не претендують на авторство й першоджерело. Матеріал створено на основі існуючих європейських і вітчизняних практик та чинних нормативних документів.

1 ТИПИ ФУНДАМЕНТІВ І УМОВИ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ

Будь-яка інженерна споруда складається з наземної частини й фундаменту, який розташований нижче поверхні ґрунту (на суходолі) або рівня меженної води (на акваторії). Призначення фундаменту – передати на основу тиск від ваги споруди й навантажень на неї, розподіляючи його на більшу площу. Основою є шари ґрунту, на які передається тиск.

Надійність основ і фундаментів, здешевлення робіт з їх улаштування завжди було й залишається актуальним завданням для проєктувальника, вирішення якого значною мірою залежить від уміння **правильно оцінити інженерно-геологічні умови** майданчика будівництва, властивості ґрунтів основ, спільну роботу цих ґрунтів із фундаментами й конструкціями споруди, від раціональності вибраних типів основ і фундаментів, розмірів останніх, а також від якості виконаних робіт.

1.1 Схема роботи фундаменту

Масив ґрунту (шари), який сприймає тиск від фундаменту, називають **основою** (рис. 1.1). Виокремлюють природні та штучні основи. **Природну основу** маємо в тому випадку, коли її не потрібно поліпшувати. Про **штучну основу** мова йде в тому випадку, коли ґрунт в природному стані непридатний для сприйняття діючого навантаження й необхідне його поліпшення.

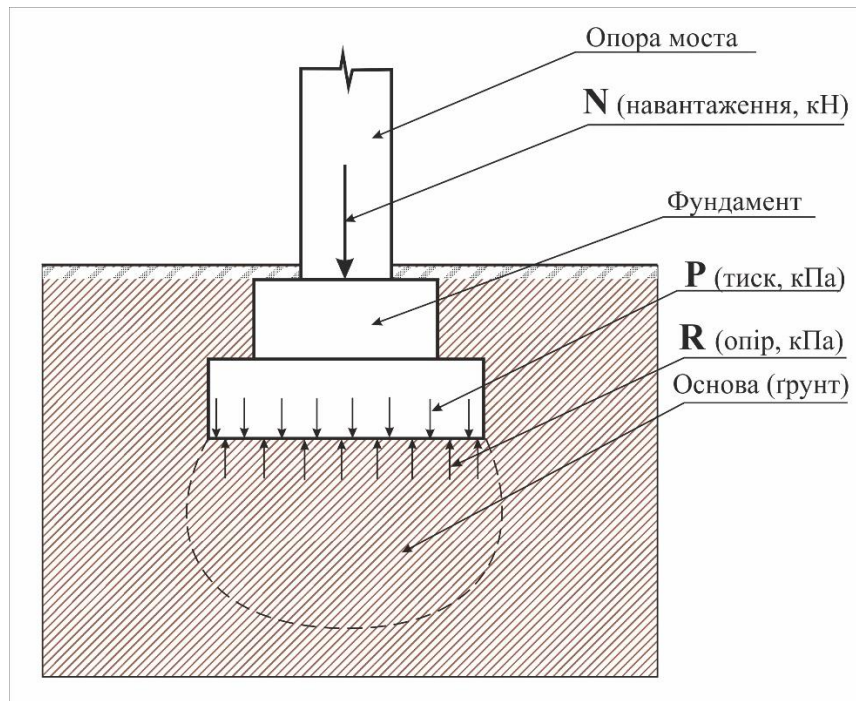


Рис. 1.1. Схема роботи фундаменту й основи

Фундаменти та їх основи – дуже відповідальні елементи споруд, від якості та надійності яких значною мірою залежить довговічність і

безпеку експлуатації споруд. У практиці проектування фундаментів необхідно обов'язково враховувати їхню спільну роботу з основою, розглядаючи фундамент та основу як єдину систему.

Фундаменти мостових опор дуже часто зводять у складних гідрогеологічних умовах, що спонукає до застосування конструкцій і способів будівництва, які відрізняються від звичайних фундаментів промислових, цивільних та інших інженерних споруд.

Основи та фундаменти мостів і труб проектують відповідно до чинних державних будівельних норм (ДБН), зокрема таких:

ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд (на заміну ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд);

ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва (на заміну ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва);

ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014. Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд (розроблено з урахуванням вимог розділу 7 ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування).

Ґрунти основ класифікують відповідно до ДСТУ Б.В.2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація.

Значення характеристик фізичних властивостей ґрунтів, необхідних для обчислення розрахункових опорів основ під подошвою фундаментів мілкового закладення або фундаментів з опускних колодязів (за обов'язковим додатком S), визначають відповідно до вимог ДБН В.2.1-10-2009.

Нормативні й розрахункові значення характеристик фізико-механічних властивостей матеріалів, які використовують для фундаментів, повинні задовольняти вимоги розд. 3, 4 і 6 ДБН В.2.3-14:2006.

1.2 Класифікація фундаментів

За конструктивними й технологічними особливостями влаштування фундаменти бувають: **неглибокого (мілкового) закладення (масивні для мостових опор)** – передають навантаження на основу через свою подошву, їх споруджують у відкритих котлованах з попереднім вийманням ґрунту; **глибокого закладення – пальові фундаменти** – опираються на відносно довгі вертикальні або малопохилі стержні – **палі (палі-оболонки)**; **глибокого закладення** – які занурюють у ґрунт з одночасним вийманням ґрунту з-під них (опускні колодязі, кесони, стіна в ґрунті).

На рис. 1.2, 1.3 наведено фундаменти неглибокого закладення (масивні фундаменти) на суходолі та водотоці для мостових опор.

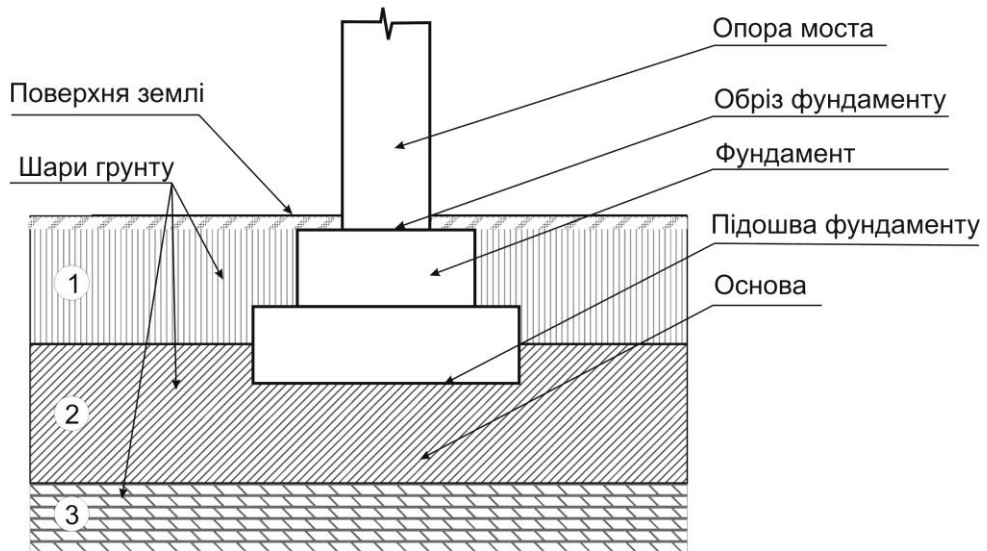


Рис. 1.2. Фундамент неглибокого закладення (масивний) на суходолі (цифри 1,2,3 на цьому рисунку і наступних позначають шари ґрунту)

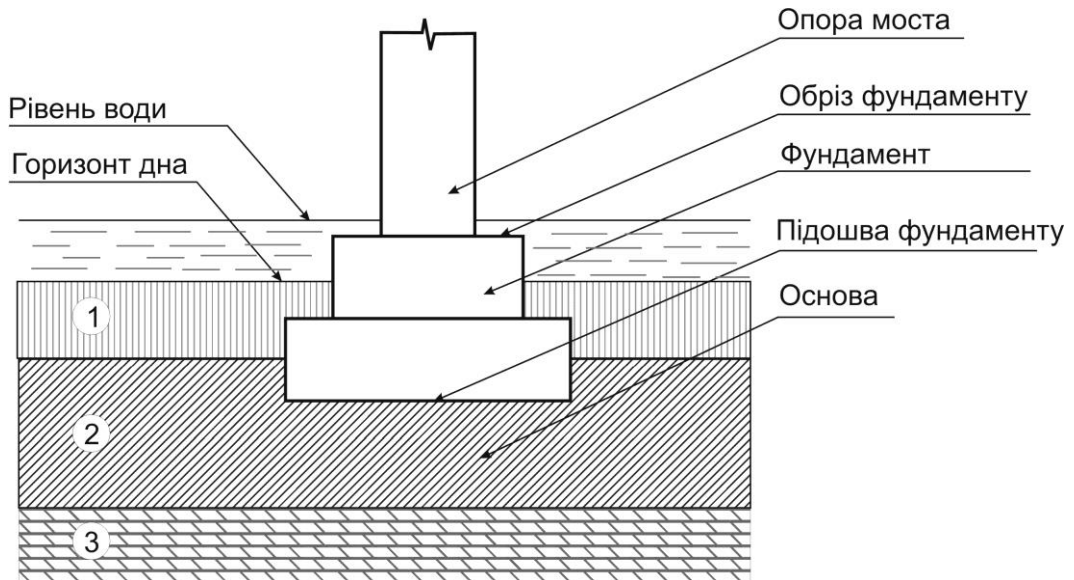


Рис. 1.3. Фундамент неглибокого закладення на акваторії

Масивні фундаменти проєктують до глибини закладення підшви 6 метрів, глибше закладення призводить до збільшення вартості фундаменту.

За способом спорудження фундаменти неглибокого закладення поділяють на монолітні, збірні й збірно-монолітні.

За характером роботи під навантаженням виокремлюють фундаменти жорсткі й гнучкі. Фундаменти відносять до жорстких, коли ширина їхньої підшви не виходить за межі призми жорсткості. У протилежному випадку фундаменти є гнучкими й потребують додаткового розрахунку та армування. У мостобудуванні частіше використовують жорсткі фундаменти.

На рис. 1.4–1.7 наведено фундаменти глибокого закладення – пальові фундаменти та фундаменти із паль-оболонок.

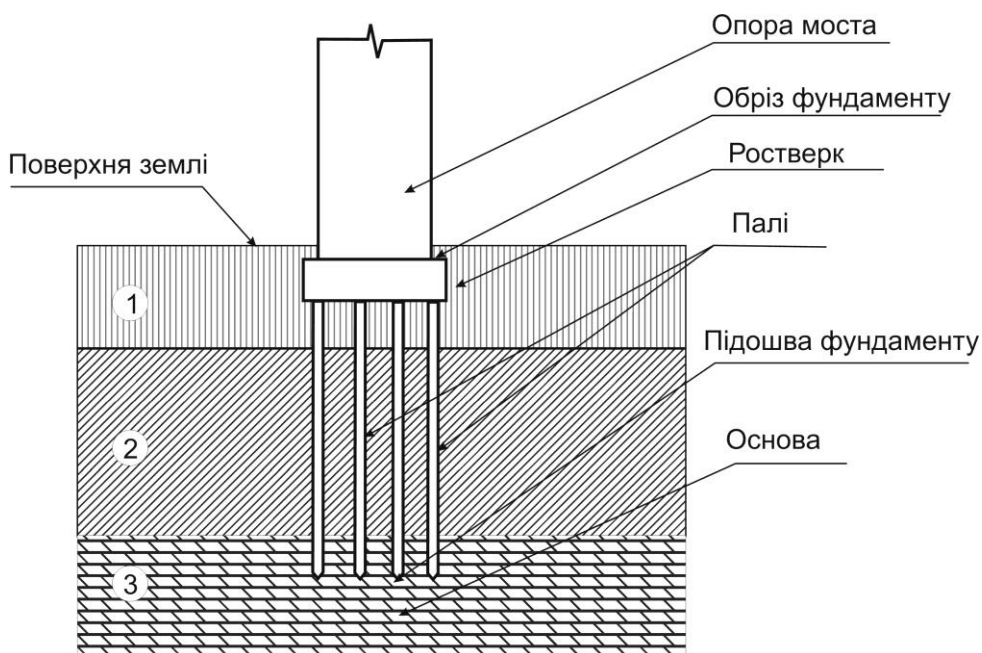


Рис. 1.4. Пальовий фундамент на суходолі

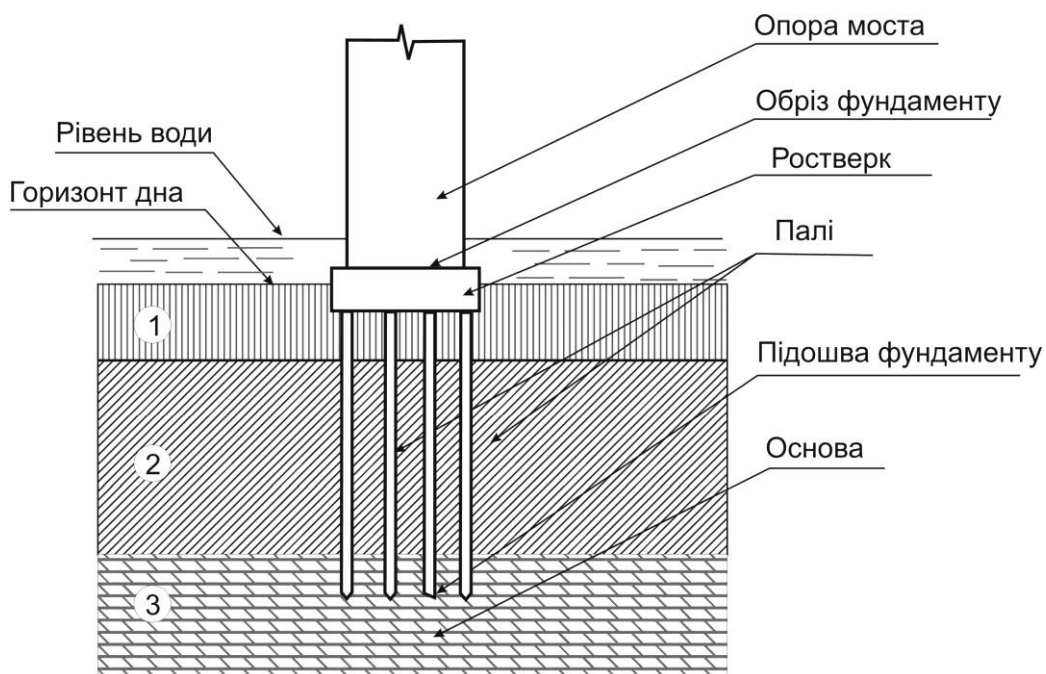


Рис. 1.5. Пальовий фундамент з низьким ростверком на акваторії

При великій глибині води застосовують пальові фундаменти з високим ростверком (див. рис. 1.6, 1.7).

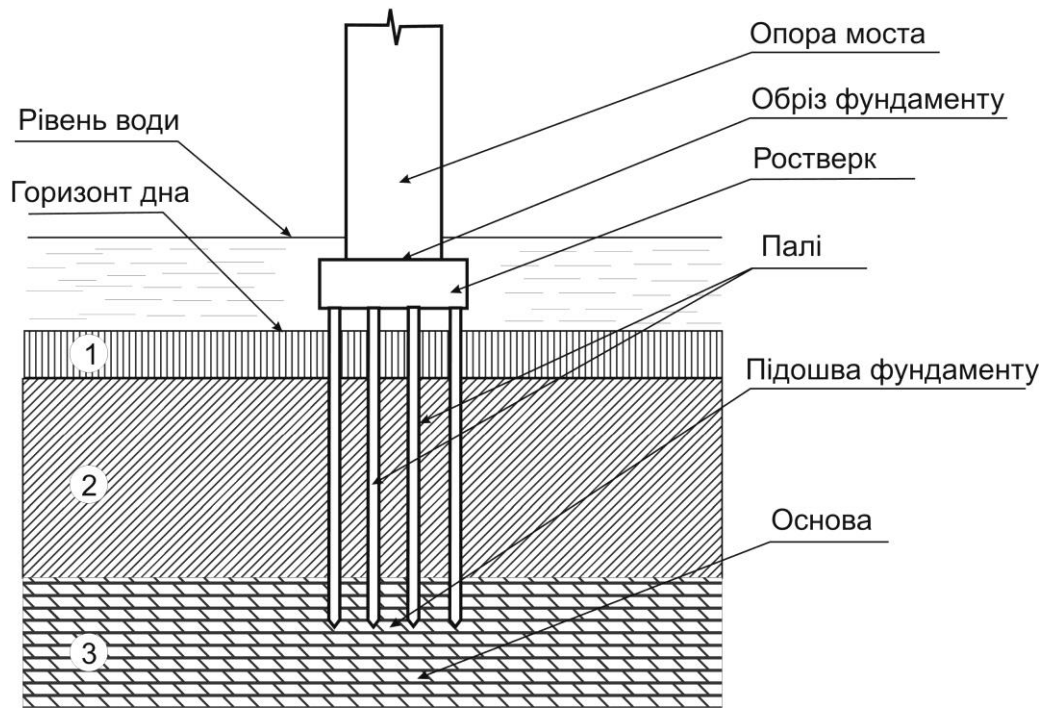


Рис. 1.6. Пальовий фундамент з високим ростверком на водотоці

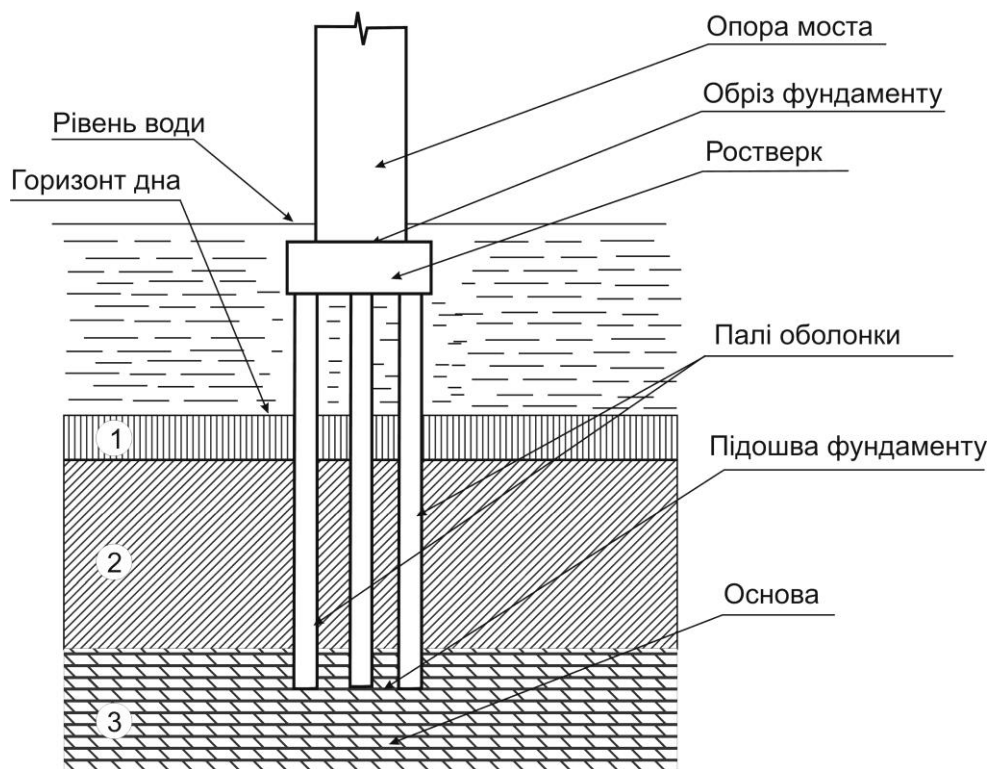


Рис. 1.7. Пальовий фундамент із паль-оболонки з високим ростверком на водотоці

1.3 Типи фундаментів для промислового та цивільного будівництва

Як було зазначено вище фундаменти неглибокого (мілкового) закладення зводяться у відкритих котлованах або в спеціальних виїмках, що влаштовуються в ґрунтових основах, але у промисловому і цивільному будівництві типи цих фундаментів здебільшого відрізняються від тих що застосовуються у будівництві мостів.

Фундаменти неглибокого закладення за умовами виготовлення розділяють на:

- монолітні, які споруджуються (бетонуються) безпосередньо в котлованах;
- збірні, споруджуються з елементів заводського виготовлення.

Фундаменти неглибокого закладення виготовляють із наступних матеріалів:

- залізобетон
- бетон
- бутобетон
- кам'яні матеріали (цегла, бут, пиляні блоки із природних каменів)
- в окремих випадках (тимчасові споруди) допускається застосування дерева або металу.

Залізобетон і бетон – основні конструкційні матеріали для фундаментів промислового та цивільного будівництва.

По конструктивних рішеннях фундаменти неглибокого закладення для промислового та цивільного будівництва рис. 1.8. розділяють на:

- окремі фундаменти:
 - а) під колону (опору);
 - б) під стіни (при малих навантаженнях)
- стрічкові фундаменти:
 - а) виконуються під протяжні конструкції (стіни);
 - б) виконуються під ряди й сітки колон у вигляді одинарних або перехресних стрічок.

- суцільні (плитні) фундаменти

Виконуються у вигляді суцільної залізобетонної плити, як правило, під важкі спорудження.

- масивні фундаменти

Виконуються у вигляді жорсткого компактного залізобетонного масиву під невеликі в плані важкі споруди (вежі, щогли, димарі, доменні печі, опори мостів і т.і.).

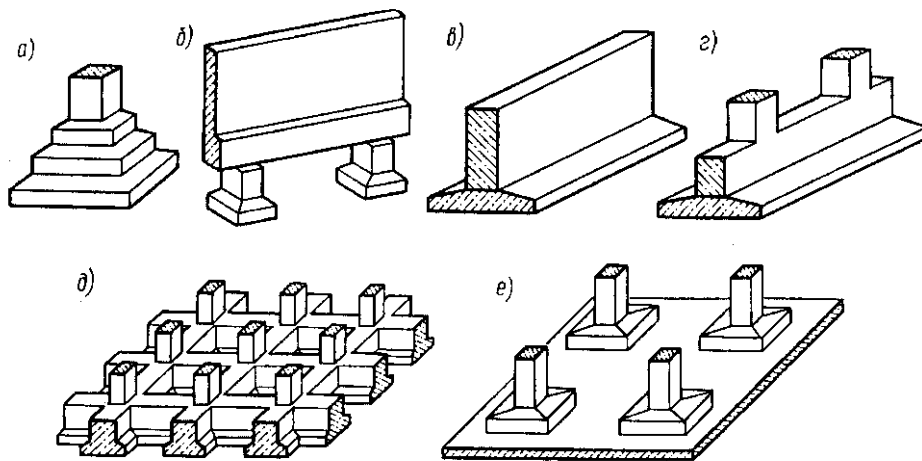


Рис. 1.8. Типи фундаментів мілкого закладення для промислового та цивільного будівництва:
 а – окремий фундамент під колону; б – окремі фундаменти під стіну
 в – стрічковий фундамент під стіну; г – стрічковий фундамент під колони;
 д – стрічковий фундамент під сітку колон; е – суцільний (плитний) фундамент

При дії значних навантажень або при наявності несучого шару ґрунту на великій глибині використовують палеві фундаменти рис.1.9, які переносять навантаження від споруди на більшу глибину що зменшує осадку фундаментів, а при спорудженні таких фундаментів зменшується глибина котлованів що в свою чергу зменшує об'єм земляних робіт.

На рис. 1.9 наведено деякі типи фундаментів глибокого закладення (пальові) для промислового та цивільного будівництва. Тип фундаменту залежить від конструкції споруди, яка передає на нього навантаження.

Одиночні палі – застосовують під легкі споруди як опори (теплиці, склади), коли несуча здатність однієї палі достатня для передачі навантаження на ґрунт

Стрічкові палеві фундаменти – влаштовують під стіни будівель і інші протяжні конструкції. Палі в такому фундаменті розташовуються в один або декілька шарів (рис. 1.9. а).

Пальові кущі (складаються з групи палей не менше 3 під ростверком плитою) – влаштовують під колони або окремі опори конструкцій, які передають значні вертикальні навантаження (рис. 1.9. б).

Пальове поле – влаштовують під важкі споруди баштового типу, що мають обмежені розміри в плані. Палі розташовуються за певною сіткою під всією спорудою (рис. 1.9. в, г).

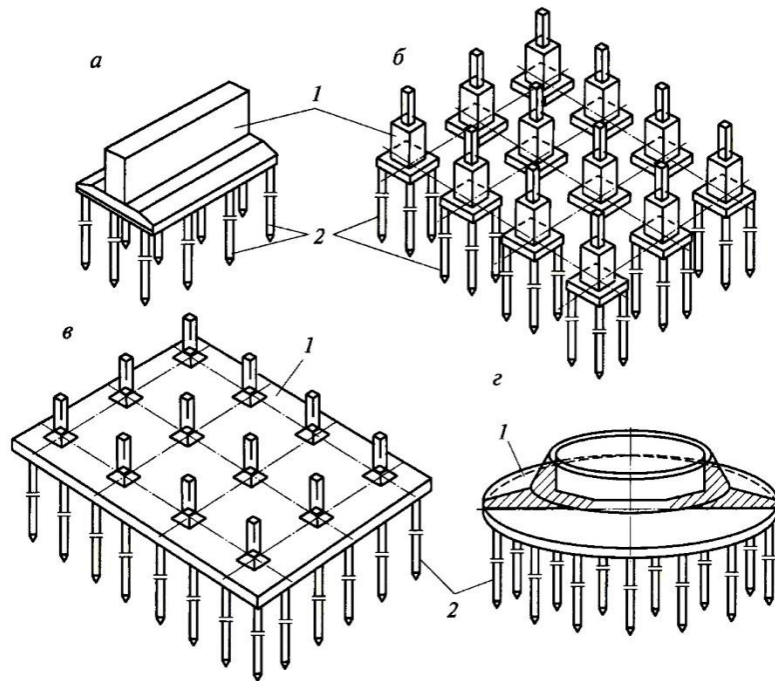


Рис. 1.9. Типи фундаментів глибокого закладення (пальових) для промислового та цивільного будівництва:
 а – стрічковий ростверк; б – стобчатий ростверк; в, г – плитно-пальовий;
 1 – фундамент; 2 – забивні палі

За умовами виготовлення палі діляться на дві групи:

- палі, що виготовляються заздалегідь на заводах або полігоні (що заздалегідь виготовляються) і потім занурюються в ґрунт;
- палі, що виготовляються на місці, в ґрунті.

Більше інформації про фундаменти для промислового та цивільного будівництва наведено у літературі [4, 7]

Запитання для самопідготовки

1. Яке призначення фундаменту?
2. Що називається основою фундаменту?
3. Що таке ростверк фундаменту?
4. Що таке обріз фундаменту?
5. У яких умовах використовується фундамент з високим ростверком?

2 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ПРОЄКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Сьогодні проєктування конструкцій і розрахунок фундаментів та основ виконують за двома групами граничних станів. **Граничними** називаються такі стани конструкцій фундаментів та основ, за яких вони перестають задовольняти вимоги, які до них ставлять, тобто втрачають несучу здатність, стійкість, набувають недопустимих деформацій. У ході проєктування основ і фундаментів основим завданням є недопущення виникнення в мостових конструкціях граничних станів. З іншого боку, реальні стани конструкцій та основ повинні бути наближеними до граничних, бо це забезпечує їхню економічність, але завжди потрібно пам'ятати, що за час існування конструкцій можуть змінюватися геологічні умови та навантаження.

Стосовно будівництва мостів перша група (розрахунок за першою групою граничних станів) передбачає розрахунки основ за несучою здатністю, а друга група граничних станів – розрахунки основ за деформаціями.

Основи та фундаменти мостів проєктують і розраховують відповідно до вказівок Державних будівельних норм:

ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд (на заміну ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»);

ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва (на заміну ДБН А.2.1-1-2008);

З урахуванням вимог розділу 7. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проєктування).

Класифікацію ґрунтів основ виконують відповідно до ДСТУ Б.В.2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація.

Значення характеристик фізичних властивостей ґрунтів, необхідних для обчислення розрахункових опорів основ під подошвою фундаментів мілкового закладення або фундаментів з опускних колодязів (за обов'язковим додатком S), визначають відповідно до положень ДБН В.2.1-10-2009.

Нормативні й розрахункові значення характеристик фізико-механічних властивостей матеріалів, які використовують для фундаментів, повинні задовольняти вимоги розділів 3, 4 і 6 ДБН В.2.3-14:2006.

Далі цитуємо основні положення проєктування відповідно до ДБН.

2.1 Основні положення проектування фундаментів відповідно до ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель і споруд

«5 Загальні положення

5.1 Проектування основ і фундаментів споруд, вибір типу та/або 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 6;

– даних, що характеризують призначення, конструктивні і технологічні особливості споруди, навантаження, що діють на фундаменти, умови їх експлуатації;

– техніко-економічного порівняння варіантів технічних рішень фундаментів.

5.2 При проектуванні основ і фундаментів слід забезпечувати найбільш повне використання несучої здатності і деформативності ґрунтів основи та фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів і підземних конструкцій, а також слід враховувати можливість зміни стану та фізико-механічних властивостей ґрунтів під дією природних чи техногенних факторів у процесі будівництва та експлуатації споруд.

5.3 При проектуванні основ і фундаментів слід враховувати місцеві умови будівництва, а також вимоги щодо проектування, будівництва та експлуатації споруд в аналогічних інженерно-геологічних умовах.

5.4 При проектуванні пальових фундаментів, фундаментів глибокого закладання слід враховувати можливий негативний вплив будівництва на існуючу оточуючу забудову та передбачати заходи щодо його недопущення або зменшення до гранично допустимих нормативних значень. При новому будівництві слід враховувати вплив змін гідрогеологічних умов на прилеглий до будівельної ділянки території на можливу зміну стану ґрунтів основи та їх фізико-механічні характеристики і додаткові навантаження від дії ґрунтових вод на споруди.

5.5 Особливості проектування основ і фундаментів у складних інженерно-геологічних умовах, на ділянках з особливими умовами (з підземними виробками, у сейсмічних районах, на закарстованих, зсувонебезпечних і підтоплюваних територіях), при особливих впливах, умовах, навантаженнях, інженерна підготовка основи, будівництво в умовах ущільненої забудови наведені відповідно у ДБН В.1.1-12, ДБН В.1.1-25, ДБН В.1.1-45, ДБН В.1.2-12, ДБН В.2.2-24, ДСТУ-Н Б В.1.1-37, ДСТУ-Н Б В.1.1-38, ДСТУ-Н Б В.1.1-39, ДСТУ-Н Б В.1.1-40, ДСТУ-Н Б В.1.1-41, ДСТУ-Н Б В.1.1-42, ДСТУ-Н Б В.1.1-44.

5.6 Основи і фундаменти споруд повинні задовольняти вимогам: безпеки, міцності, стійкості, надійності, експлуатаційної придатності, довговічності (крім спеціально обумовлених випадків для тимчасових споруд), а також додатковим вимогам, встановленим технічним завданням на проектування будівель та споруд.

5.7 Дотримання вимог, встановлених у 5.6, повинно здійснюватися при проектуванні основ і фундаментів прийняттям: 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 і переміщень (прогинів, максимальних і нерівномірних осідань, кренів).

5.8 Характеристичні значення навантажень і впливів, коефіцієнти надійності за навантаженнями, впливами, призначення конструкцій споруд в цілому визначають згідно з ДБН В.1.2-2.

5.9 При проектуванні основ і фундаментів необхідно виключати можливість виникнення деформацій, що можуть зумовити руйнування основи чи споруди.

5.10 При розрахункових деформаціях основи із складними інженерно-геологічними умовами, які перевищують граничні (додаток А), чи якщо несуча здатність основи недостатня для зведення споруди, необхідно передбачати заходи щодо зменшення негативного впливу цих деформацій.

5.11 При проектуванні основ і фундаментів слід передбачати видалення рослинного шару ґрунту з наступним його використанням для відновлення (рекультивациі) порушених чи малопродуктивних сільськогосподарських земель, озеленення району забудови».

2.2 Проектування основ і фундаментів споруд відповідно до ДБН В.2.1-10:2018

«8. Проектування основ і фундаментів споруд

8.1 Загальні положення

8.1.1 Проектування основ і фундаментів виконують за вихідними даними, необхідними для: вибору типу, конструкції, глибини закладання і розмірів фундаментів; інженерної підготовки (улаштування природної чи штучної основи), прогнозування деформування споруд у часі, прийняття рішень щодо забезпечення збереження (захисту) довкілля; розроблення інженерних заходів щодо захисту території від небезпечних геологічних процесів; забезпечення життєвого циклу споруди.

8.1.2 Проектування основ і фундаментів повинно включати вибір конструктивного рішення, обґрунтованого розрахунком, з урахуванням категорії складності інженерно-геологічних умов (ДБН А.2.1-1) та класу наслідків (відповідальності) споруд (ДБН В.1.2-14), а саме:

- типу основи, конструкцій, матеріалу і глибини закладання фундаментів;

- інженерних заходів для зменшення впливу деформацій основ на експлуатаційні якості споруд та забезпечення захисту довкілля.

8.1.3 Фундаменти слід розраховувати як частину споруди 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 (міцністю, стійкістю);

б) другою – за деформаціями: осіданням, креном, горизонтальними переміщеннями, з урахуванням параметрів деформування контактної поверхні у разі їх виникнення за прогнозом у складних інженерно-геологічних умовах.

Розрахунки фундаментів за першою групою граничних станів виконують у наступних випадках:

- при дії на споруду вертикальних і (або) горизонтальних навантажень, у т.ч. сейсмічних або динамічних;

- якщо споруда розташована поблизу укосу або на схилі;

- якщо основа складена скельними, слабкими, ґрунтами з особливими властивостями чи круто нахиленими шарами ґрунту;

- якщо фундамент працює на висмикування.

Розрахунки фундаментів за другою групою граничних станів слід виконувати за умови врахування спільної роботи споруди з основою.

8.1.4 Розрахунки фундаментів за матеріалом конструкції виконують на дії статичних і/або динамічних навантажень від конструкцій, що на них спираються, впливів від нерівномірних деформацій основи, динамічних або сейсмічних впливів, що передаються через основу, за граничними станами:

а) першої групи – за міцністю матеріалів фундаментів за вимогами до проектування бетонних, залізобетонних, металевих або кам'яних конструкцій;

б) другої групи – за нерівномірними деформаціями, утворенням або розкриттям тріщин у залізобетонних фундаментах за вимогами до проектування залізобетонних конструкцій.

8.1.5 При проектуванні фундаментів неглибокого закладання та заглиблених повинні виконуватись розрахунки:

- глибини залягання фундаментів – згідно з 8.5;

- розмірів подошви фундаментів – згідно з 8.10;
- напружень у рівні подошви фундаментів, що повинні порівнюватись з їх допустимими значеннями;
- деформацій основи – осідань (середніх, максимальних, відносної нерівномірності осідань), кренів, горизонтальних переміщень (зрушень по подошві) – згідно з 8.6.

Для заглиблених фундаментів слід виконувати розрахунки несучих огорожувальних конструкцій, що контактують з ґрунтом, згідно з 9.2.

8.1.6 Розрахунки фундаментів необхідно виконувати з урахуванням сполучень навантажень згідно з 8.2 за властивостями ґрунтів основи з прогнозом розвитку деформацій у часі.

8.1.7 Перевірка загальної стійкості масиву ґрунту разом із спорудою (фундаментом) повинна виконуватись у разі, якщо:

- споруда (фундамент) розташовані:
 - а) на природному схилі, штучному укосі чи поблизу них;
 - б) поблизу виїмки чи котловану існуючої споруди;
 - в) біля гірничої виробки, підземної споруди або природних порожнин (зокрема карстових, суфозійних);

– основа складена крутонахиленими шарами ґрунту.

8.1.8 Розрахунки фундаментів системи «основа – фундамент – споруда» за деформаціями, у т.ч. у складних інженерно-геологічних умовах, слід виконувати з використанням лінійної або нелінійної залежності «напруження (тиск) – деформація (осідання)» з урахуванням чинників, що визначають напружено-деформований стан основи і конструкцій споруди і властивостей ґрунтів основи згідно з 8.6.4, 8.6.9, ДБН В.1.1-45.

8.1.9 Розрахункова схема споруд: із значними наслідками (СС3) – в усіх випадках, із середніми наслідками (СС2) – у складних інженерно-геологічних умовах та при неоднорідній стисливості основи повинна враховувати просторову роботу конструкцій. Слід враховувати фізичну і геометричну нелінійність, анізотропні і реологічні властивості деформування ґрунту і матеріалів конструкцій, послідовність зведення конструкцій, рівень навантажень та зростання жорсткості споруди в процесі будівництва.

При розрахунках фундаментів слід враховувати сейсмічні та техногенні динамічні впливи (працююче технологічне устаткування, рух транспорту, забивання паль) згідно з ДБН В.1.1-12».

Несуча здатність основи під подошвою фундаментів у двох чинних ДБН (розділ 7.8 ДБН В.2.3-14:2006 та розділ 8.9 ДБН В.2.1-10:2018) трактується по-різному, але не змінює принципи розрахунку.

Нижче наведено розділи з двох ДБН.

2.3 ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування

«7.8 Несуча здатність основи під подошвою фундаментів дрібного (мілкою) закладення або фундаменту з опускних колодязів при роздільному розрахунку опор на тимчасові навантаження, які діють вздовж або поперек мосту, має задовольняти вимоги:

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n} \text{ та } p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n} \quad (7.2)$$

де p, p_{\max} – відповідно середній і максимальний тиски подошви фундаменту на основу, кПа (тс/м²);

R – розрахунковий опір основи з нескельних або скельних ґрунтів осьовому стиску, кПа (тс/м²), що визначається відповідно до обов'язкового додатка S.

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, прийнятий таким, що дорівнює 1,4;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий таким, що дорівнює: 1,0 – при визначенні несучої здатності нескельних основ у випадках дії тимчасових навантажень № 7-9; 1,2 – при визначенні несучої здатності скельних основ у всіх випадках і нескельних основ у випадках дії (крім тимчасових навантажень № 7-9) одного або декількох тимчасових навантажень № 10-5».

2.4 ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд

«8.9 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ

8.9.1 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ виконують із метою забезпечення міцності та стійкості їх основ, а також недопущення зрушення по подошві 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.

8.9.2 Розрахунок фундаменту за несучою здатністю основи виконують виходячи з умови

$$\sigma \leq \sigma_u \text{ або } F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (8/4)$$

де $\sigma = F/bl$, Па;

σ_u – напруження, що відповідає межі несучої здатності основи, Па;

F – розрахункове навантаження на основу, Н;

F_u – сила граничного опору основи, її вертикальна складова N_u , Н;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який приймають для ґрунтів згідно з ДСТУ Б А1.1-25-94;

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю визначається залежно від класу наслідків (відповідальності) об'єкта згідно з ДБН В. 1.2.-14;
 b, l – розміри в плані (ширина і довжина) сторін фундаменту, м».

Запитання для самопідготовки

1. За якими будівельними нормами виконують проєктування та розрахунок фундаменту?
2. За якими будівельними нормами виконують інженерні вишукування для будівництва?
3. За якими будівельними нормами класифікують ґрунти основ для будівництва фундаментів?
4. За якими граничними станами виконують розрахунок фундаменту?

3 КОНСТРУКЦІЇ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

У ході інженерно-геологічних вишукувань ґрунтову товщу поділяють на інженерно-геологічні елементи. Це генетично однорідні геологічні різновиди (шари, прошарки, лінзи), для яких основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів можуть бути прийняті усередненими як у плані, так і по глибині розташування.

Межі між інженерно-геологічними елементами попередньо встановлюють за зовнішніми ознаками (склад, колір, текстурні особливості, рівень підземних вод) у процесі буріння. Потім ці межі уточнюють на підставі аналізу показників фізичних властивостей. Крім того, можуть використовуватися дані зондування та геофізичні методи.

У ході аналізу просторової мінливості властивостей ґрунтів застосовують фізичні показники, тісно пов'язані з механічними параметрами ґрунту:

для пісків – зерновий склад і коефіцієнт пористості;

для пілуватоглинистих ґрунтів – число пластичності, показник текучості, коефіцієнт пористості, вологість.

На основі шести й більше визначень можна дійти висновку про мінливість механічних параметрів ґрунту. Наскільки рівномірна товщина інженерно-геологічних елементів, що утворюють ґрунтову товщу, наочно показують інженерно-геологічні розрізи.

За результатами інженерно-геологічного вишукування отримують основні характеристики для шарів ґрунту, які наявні на будівельному майданчику:

γ_s – питома вага твердих частинок ґрунту, кН/м³;

γ – питома вага ґрунту в природному стані, кН/м³;

W – природна вологість ґрунту;

W_L – вологість ґрунту на межі текучості;

W_P – вологість ґрунту на межі пластичності;

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, град;

S_r – ступінь вологості ґрунту;

e_{\max} і e_{\min} – коефіцієнти пористості піску відповідно в граничнощільному складанні та у граничнопухкому складанні.

Для визначення умовного опору стиску R_0 кожного шару ґрунту (табл. 3.5–3.7) згідно з [1] додатково визначають такі характеристики:

γ_d – питома вага ґрунту в сухому стані, кН/м³

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}; \quad (3.1)$$

e – коефіцієнт пористості ґрунту в природному стані

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}; \quad (3.2)$$

S_r – ступінь вологості ґрунту

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}, \quad (3.3)$$

де γ_w – питома вага води, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$.

У тому випадку коли у вихідних даних геологічних вишукувань замість вологості піску наведено ступінь його водонасичення ($S_r = 1$), перед визначенням питомої ваги ґрунту в сухому стані за формулою (3.1) спочатку потрібно розрахувати його природну вологість:

$$W = \frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot \gamma_w}{\gamma_s \cdot (\gamma - \gamma_w)}. \quad (3.4)$$

Слід зауважити, що формула (3.4) справедлива тільки для повністю водонасиченого ґрунту ($S_r = 1$).

Для пісків, крім перелічених характеристик, визначають ступінь щільності

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (3.5)$$

де e_{\max} – коефіцієнт пористості піску в максимально рихлому стані;
 e_{\min} – коефіцієнт пористості піску в максимально щільному стані.

Склад піску за ступенем щільності класифікується так:

$$\begin{aligned} 0 \leq D \leq \frac{1}{3} & \quad \text{– пісок пухкий;} \\ \frac{1}{3} < D \leq \frac{2}{3} & \quad \text{– пісок середньої щільності;} \\ \frac{2}{3} < D \leq 1 & \quad \text{– пісок щільний.} \end{aligned}$$

Для глинистих ґрунтів, крім перелічених вище, додатково визначають такі характеристики:

– число пластичності

$$I_p = W_L - W_p; \quad (3.6)$$

– показник текучості

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (3.7)$$

Після розрахунків необхідних фізичних характеристик кожний шар ґрунту класифікують за такими ознаками: піски – за ступенем водонасичення і щільністю складу (табл. 3.1, 3.2); глинисті ґрунти – за числом пластичності та показником текучості (табл. 3.3, 3.4). Наприклад: пісок середньої крупності, водонасичений, щільний; глина напівтверда; супісок пластичний.

У тому випадку якщо щільність складу піску, визначена за табл. 3.2 і за формулою (3.5), не збігаються, перевагу слід віддати тому значенню, яке знайдено за формулою (3.5).

Т а б л и ц я 3.1

Класифікація великоуламкових та піщаних ґрунтів за ступенем вологості

Назва ґрунтів за вологістю	Ступінь вологості S_r
Маловологі	$0 \leq S_r \leq 0,5$
Вологі	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1$

Т а б л и ц я 3.2

Класифікація щільності пісків за коефіцієнтом пористості

Види пісків	Щільність складу пісків		
	Щільні	Середньої щільності	Пухкі
Гравіюваті, крупні й середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e < 0,70$
Мілки	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Т а б л и ц я 3.3

Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності

Види глинистих ґрунтів	Число пластичності I_p
Супісок	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,01 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,07$

Т а б л и ц я 3.4

Класифікація глинистих ґрунтів за показником текучості

Види глинистих ґрунтів	Показник текучості I_L
Супіски:	
– тверді	$I_L < 0$
– пластичні	$0 \leq I_L \leq 1,0$
– текучі	$I_L > 1,0$
Суглинки та глини:	
– тверді	$I_L < 0$
– напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
– тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,50$
– м'якопластичні	$0,50 < I_L \leq 0,75$
– текучопластичні	$I_L > 1,0$

Після отримання основних характеристик для шарів ґрунту визначається умовний опір стиску R_0 кожного шару ґрунту за таблицями 3.5–3.7 згідно з ДБН [1]. Оформляється таблиця з літологічною колонкою для інженерно-геологічного розрізу будівельного майданчика.

Т а б л и ц я 3.5

Умовний опір стиску R_0 пілувато-глинистих (непросідних) ґрунтів основи залежно від показника текучості

Ґрунти	Коефіцієнт пористості e	R_0 , кПа, при показнику текучості I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супіски при $I_p > 0,05$	0,5	343	294	245	196	147	98	-
	0,7	294	245	196	147	98	-	-
Суглинки при $0,10 \leq I_p \leq 0,15$	0,5	392	343	294	245	196	147	98
	0,7	343	294	245	196	147	98	-
	1,0	294	245	196	147	98	196	-
Глини при $I_p > 0,20$	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	-
	1,1	294	245	196	147	98	-	-

Примітки: 1. Для проміжних I_p і e значення R_0 визначається інтерполяцією. 2. При значеннях числа пластичності I_p в межах 0,05 – 0,10 і 0,15 – 0,20 слід приймати середні значення R_0 , наведені в таблиці відповідно між супісками й суглинками ($0,05 < I_p < 0,10$) та між суглинками і глинами ($0,15 < I_p < 0,20$).

Т а б л и ц я 3.6

Умовний опір стику R_0 піщаних ґрунтів середньої щільності в основах

Піщані ґрунти і їхня вологість	R_0 , кПа
Гравіюваті й крупні незалежно від їхньої вологості	343
Середньої крупності:	
– маловологі	294
– вологі й насичені водою	245
Мілкі:	
– маловологі	196
– вологі й насичені водою	147
Пилуваті:	
– маловологі	196
– вологі	147
– насичені водою	98

Примітка. Для щільних пісків наведені значення R_0 слід збільшити на 100 %, якщо їхня щільність визначалася статичним зондуванням, і на 60 %, якщо їхня щільність визначалася за результатами лабораторних випробувань ґрунтів.

Т а б л и ц я 3.7

Умовний опір великоуламкових ґрунтів у основах

Ґрунт	R_0 , кПа
Галечникові (щебенисті) із уламків порід:	
кристалічних	1470
осадових	980
Гравіюваті (дресв'яні) із уламків порід:	
кристалічних	785
осадових	490

Примітка. Наведені в табл. 3.7 значення умовного опору основи R_0 стосуються великоуламкових ґрунтів з піщаним заповненням. Якщо великоуламковий ґрунт вміщує більш ніж 40 % глинистого заповнення, то значення R_0 для такого ґрунту повинні бути прийняті за табл. 3.6 залежно від I_p і I_L і e заповнення.

3.2 Попередній вибір конструкції та основних розмірів фундаменту

У ході аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, конструктивних особливостей мостового переходу, місцевих умов будівництва й техніко-економічних оцінок, що відбивають досвід проєктування, встановлюють можливі типи й глибини закладання фундаментів запроєктованої опори. Якщо буде встановлено доцільність застосування фундаментів мілкового закладання, то розглядають можливі їх конструктивні форми.

Вибір оптимального конструктивного рішення фундаменту виконується на основі техніко-економічного порівняння кількох варіантів з урахуванням вартості фундаменту, його експлуатаційної надійності, строку експлуатації, технологічності й трудомісткості спорудження, а також інженерно-геологічних особливостей ґрунтів будівельного майданчика.

Розробляючи варіанти конструкції фундаменту, необхідно врахувати такі моменти:

1. Фундаменти мілкового закладання рекомендується застосовувати за наявності скелястих, великоуламкових, піщаних (щільних і середньої щільності), глинистих ($I_L \leq 0,6$) ґрунтів на глибину до 5...6 м, оскільки при більшій глибині вони нееконімічні.

2. Пальові фундаменти й фундаменти з паль-оболонки застосовують за наявності ґрунтів у основі, які допускають забивання і віброзанурювання паль, буріння свердловин.

3. Фундаменти із опускних колодязів застосовують при заляганні скелястих, великоуламкових, твердих глинистих ґрунтів на глибині понад 5...6 м, коли верхня товща ґрунтів складається з просідних, заторфованих та глинистих ґрунтів з показником текучості $I_L > 0,6$. При цьому наявність твердих або скельних прошарків ґрунту, валунів, корчів може бути серйозною перешкодою для занурювання колодязів.

Для всіх типів фундаментів необхідно заглиблювати їх підшву в опорний пласт ґрунту. Прийнято, що пухкі піщані ґрунти, глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,60$, просідні й заторфовані ґрунти не можуть бути використані як опорний пласт.

Варіантне проєктування фундаменту виконують у такій послідовності:

а) намічають можливі варіанти типів і конструкцій фундаменту з урахуванням вимог до них, які передбачені будівельними нормами;

б) для намічених варіантів фундаменту складають ескізи їхньої конструкції з призначенням глибини закладання та необхідних розмірів;

в) виконують необхідні розрахунки вибраних варіантів фундаменту;
г) здійснюють техніко-економічні порівняння намічених варіантів фундаменту й вибирають оптимальний.

3.3 Конструкція фундаментів мілкового закладання (масивних)

Проектування фундаменту мілкового закладання починають з виконання ескізу його конструкції у взаємозв'язку з ґрунтовими умовами будівельного майданчика.

Глибина закладання – відстань від горизонту дна водоймища або від поверхні ґрунту до підшови фундаменту. Вона вибирається з урахуванням навантажень від споруди, типу фундаменту, гідрогеологічних умов і будови ґрунтової товщі будівельного майданчика, кліматичних умов району будівництва. Загальні дані до визначення глибини закладання фундаментів наведено в ДБН [2]. З урахуванням особливостей фундаментів мостових опор [3, 4] підшва фундаменту повинна бути закладена:

а) у ґрунтах, які мають здатність морозного здимання (такими є всі ґрунти, крім скельних, великоуламкових з піщаним заповненням, пісків гравіюватих, крупних і середньої крупності) – не менш ніж на 0,25 м нижче розрахункової глибини сезонного промерзання (рис. 3.1);

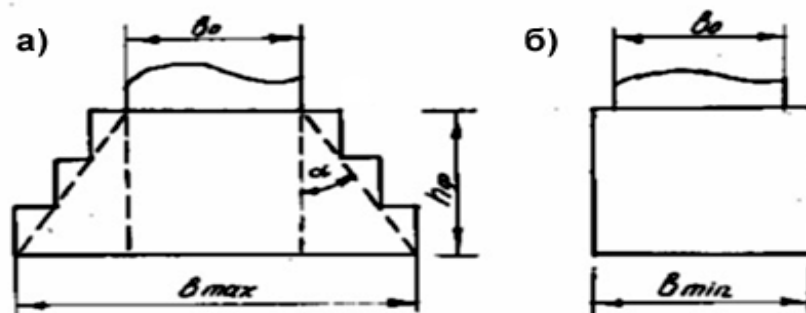


Рис. 3.1. Фундаменти: а – з розширеною підшовою; б – без розширення.

б) у кожному разі – на 0,5 м нижче покрівлі опорного пласта ґрунту;
в) у водоймах – на 0,5 м нижче рівня місцевого розмиву дна (горизонту теоретичного розмиву – ГТР), а за його відсутності – не менш ніж на 1,0 м від поверхні дна.

Обріз (верхню площину фундаменту) на суходолі влаштовують на 0,15...0,5 м нижче поверхні навколишнього ґрунту (рис. 3.2). Розміри обрізу в плані повинні бути на 0,5...1,0 м більшими ніж розміри низу опори.

Фундаменти мілкового закладання поділяють на жорсткі та гнучкі. При будівництві мостів використовують жорсткі фундаменти, які не

потребують розрахунку арматури.

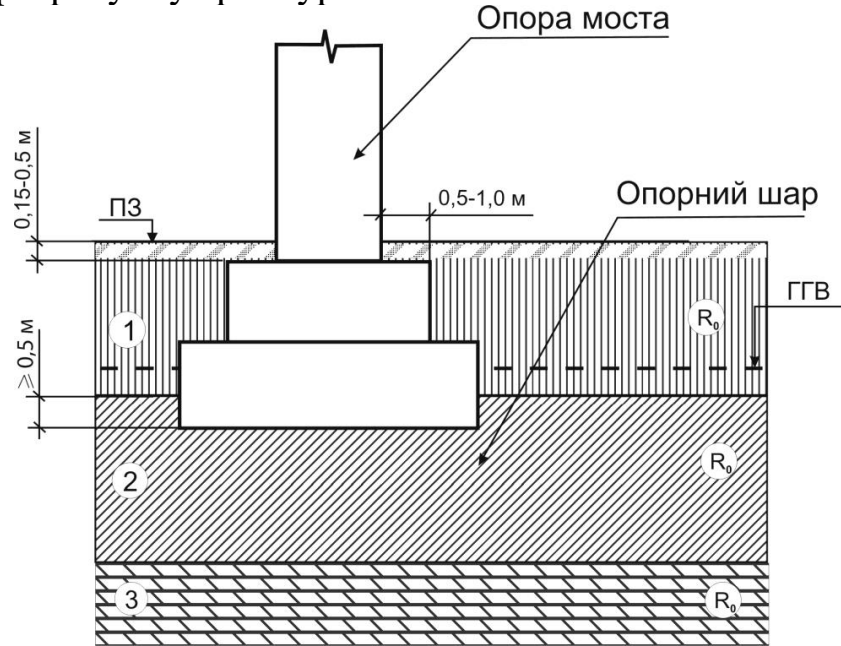


Рис. 3.2. Масивний фундамент мілкого закладання на суходолі

Жорсткі фундаменти, у разі необхідності розширення площі підшви, влаштовують уступами з кутом розширення $\alpha \leq 30^\circ$, що виключає можливість розколу неармованого мурування з бетону. Висота уступів вибирається в діапазоні 1,0...2,0 м і приймається однаковою для всіх уступів одного фундаменту (рис. 3.3). Очевидно при цьому, що ширина всіх уступів, зокрема й по обрізу, буде також однаковою.

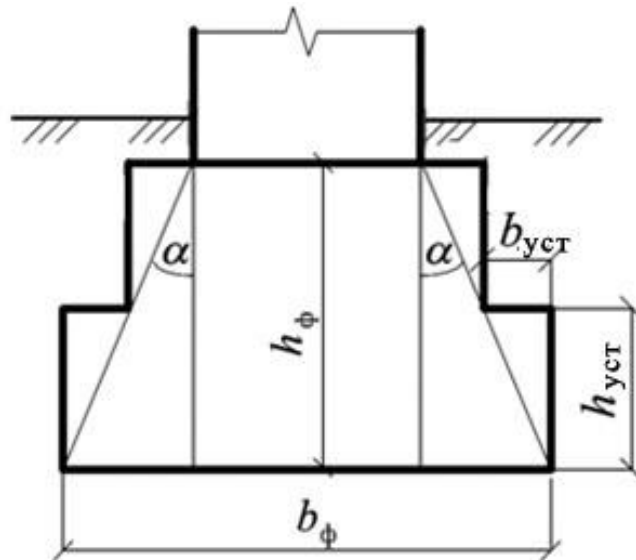


Рис. 3.3. Жорсткий фундамент на суходолі

У разі високої міцності ґрунту опорного пласта мінімальна площа підшви фундаменту в промисловому будівництві може бути рівною площі обрізу фундаменту, але в жодному разі не меншою. У фундаментах мостів завжди робиться розширення підшви, бо очікується дія моментів

від навантажень.

Гнучкі фундаменти (рис. 3.4) у промисловому та цивільному будівництві використовують для збільшення підшви, але в цьому випадку виникає необхідність додаткового армування та його розрахунку.

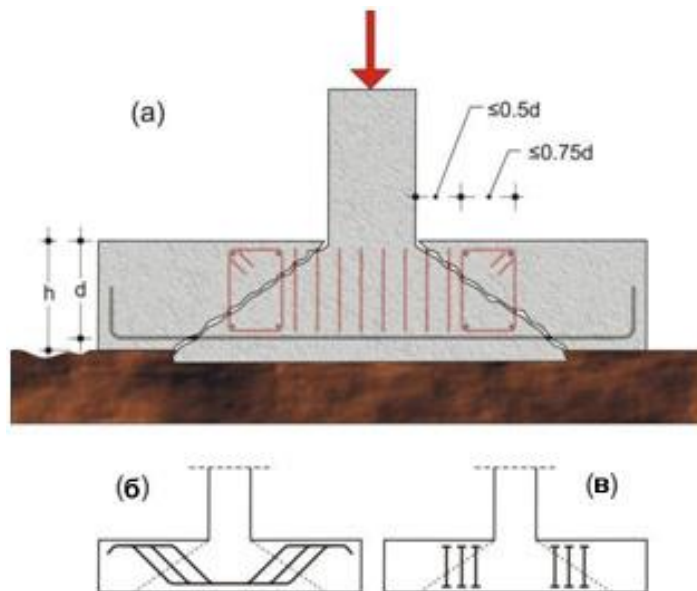


Рис. 3.4. Гнучкий фундамент мілкого закладення та способи його армування: а – зони руйнування фундаменту, б, в – армування у зоні руйнування.

На рис. 3.5 наведено фундамент мілкого закладення в котловані до моменту його засипання.



Рис. 3.5. Фундамент на суходолі у котловані.

Масивні фундаменти на акваторії зараз використовують рідко, бо

пальові фундаменти в таких геологічних умовах будуть значно дешевшими, за винятком випадків, коли близько розташований скельний ґрунт.

Обріз (верхню площину фундаменту) у водоймах розміщують на 0,5...1,0 м нижче найнижчого рівня води (рис. 3.7). Розміри обрізу в плані повинні бути на 0,5...1,0 м більшими розмірів низу опори, ці уступи використовують під час спорудження самої опори.

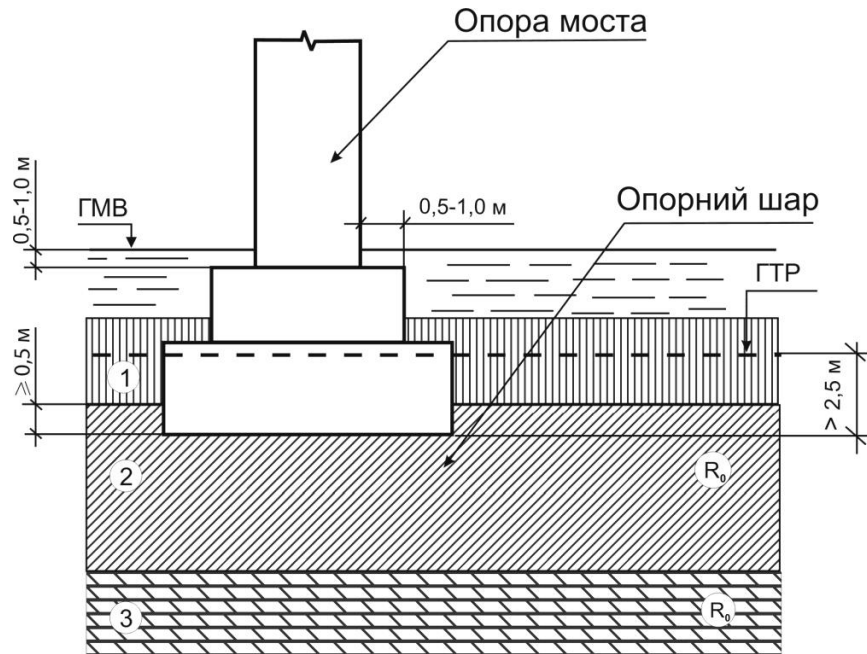


Рис. 3.6. Масивний фундамент на акваторії

Підошва фундаменту закладається в опорний шар ґрунту й повинна бути нижче горизонту теоретичного розмиву на 2,5 метри.

Запитання для самопідготовки

1. За яких умов використовують масивний фундамент на суходолі?
2. За яких умов використовують масивний фундамент на водотоці?
3. Від чого залежить глибина закладання підошви фундаменту?
4. Чим відрізняється гнучкий фундамент від жорсткого?
5. У якому випадку виконують розрахунок армування фундаменту?

4 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ (МАСИВНИХ) ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ОСНОВ

4.1 Розрахунки відповідно до ДБН В.2.3-14:2006 «МОСТИ ТА ТРУБИ»

Основи і фундаменти мостів і труб слід розраховувати за двома групами граничних станів:

– **перша група** – за несучою здатністю основ, стійкістю фундаментів проти перекидання і зсуву, стійкістю фундаментів при впливі сил морозного здимання ґрунтів, міцністю і стійкістю конструкцій фундаментів;

– **друга група** – за деформаціями основ і фундаментів (осідання, крен, просадка, підробка, горизонтальне переміщення), тріщиностійкістю залізобетонних конструкцій фундаментів. Виважувальну дію води на ґрунти й частини споруд, розташовані нижче рівня поверхневих або підземних вод, необхідно враховувати в розрахунках за несучою здатністю основ і за стійкістю положення фундаментів, якщо фундаменти закладено в пісках, супісках і мулах. При закладенні фундаментів у суглинках, глинах та скельних ґрунтах дію виважувальну води потрібно враховувати у випадках, якщо вона створює більш несприятливі розрахункові умови. Рівень води приймається найневигіднішим – найнижчим або найвищим.

Для основ з нескельних ґрунтів під фундаментами мілкового закладання, що розраховуються без урахування закладення в ґрунт, положення рівнодійної розрахункових навантажень (відносно центра тяжіння площі подошви фундаментів), яке характеризується відносним ексцентриситетом, повинне бути обмежено значеннями, поданими в табл. 4.1.

Перевірку положення рівнодійної навантажень у рівні подошви фундаментів стоянів при висоті підхідного насипу понад 12 м необхідно виконувати з урахуванням вертикального тиску від ваги примикальної частини насипу. У цьому випадку відносний ексцентриситет убік прогону має становити не більш ніж 20 % величин, зазначених у табл. 4.1.

Якщо відносний ексцентриситет перевищує одиницю, максимальний тиск подошви фундаменту на основу треба визначати, виходячи з трикутної форми епюри, побудованої в межах стиснутої частини основи.

Таблиця 4.1

Відносний ексцентриситет убік прогону

Розташування мостів	Найбільший відносний ексцентриситет e_0^*/r для			
	проміжних опор при дії		стоянів при дії	
	тільки постійного навантаження	постійного та тимчасового навантаження	тільки постійного навантаження	постійного та тимчасового навантаження
На залізницях загальної мережі та промислових підприємств, на відокремлених шляхах метрополітену	0,1	1,0	0,5	0,6
На автомобільних шляхах (включаючи шляхи промислових підприємств та внутрішньогосподарськ і), на вулицях та шляхах міст, селищ і сільських населених пунктів:	0,1	1,0	0,8	1,0
великі та середні малі				1,2

*) Ексцентриситет e_0 та радіус r ядра перерізу фундаменту (біля його підосви) визначають за формулами (4.1)

$$e_0 = \frac{M}{N} \text{ та } r = \frac{W}{A}, \quad (4.1)$$

де M – момент сил, що діють відносно головної центральної осі підосви фундаменту, кНм;

N – рівнодійна вертикальних сил, кН;

W – момент опору підосви фундаменту для менш напруженого ребра, м³;

A – площа підосви фундаменту, м².

У першому наближенні необхідна площа підосви фундаменту опори моста може бути визначена побудовою відповідно до розділу 2 ДБН [2].

Несуча здатність основи під підосвою фундаментів мілкового закладення або фундаменту з опускних колодязів при роздільному розрахунку опор на тимчасові навантаження, які діють вздовж або поперек мосту, має задовольняти вимоги

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n} \text{ та } p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \quad (4.2)$$

де p, p_{\max} – відповідно середній і максимальний тиски подошви фундаменту на основу, кПа (тс/м²);

R – розрахунковий опір основи з нескельних або скельних ґрунтів осьовому стиску, кПа (тс/м²), що визначається відповідно до обов'язкового додатка S [2];

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, прийнятий таким, що дорівнює 1,4;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий таким, що дорівнює: 1,0 – при визначенні несучої здатності нескельних основ у випадках дії тимчасових навантажень № 7-9; 1,2 – при визначенні несучої здатності скельних основ у всіх випадках і нескельних основ у випадках дії одного або декількох тимчасових навантажень № 10-5.

Після проектування конструкції фундаменту з урахуванням геологічних умов виконують розрахунок фундаменту за першим граничним станом – за несучою здатністю основи.

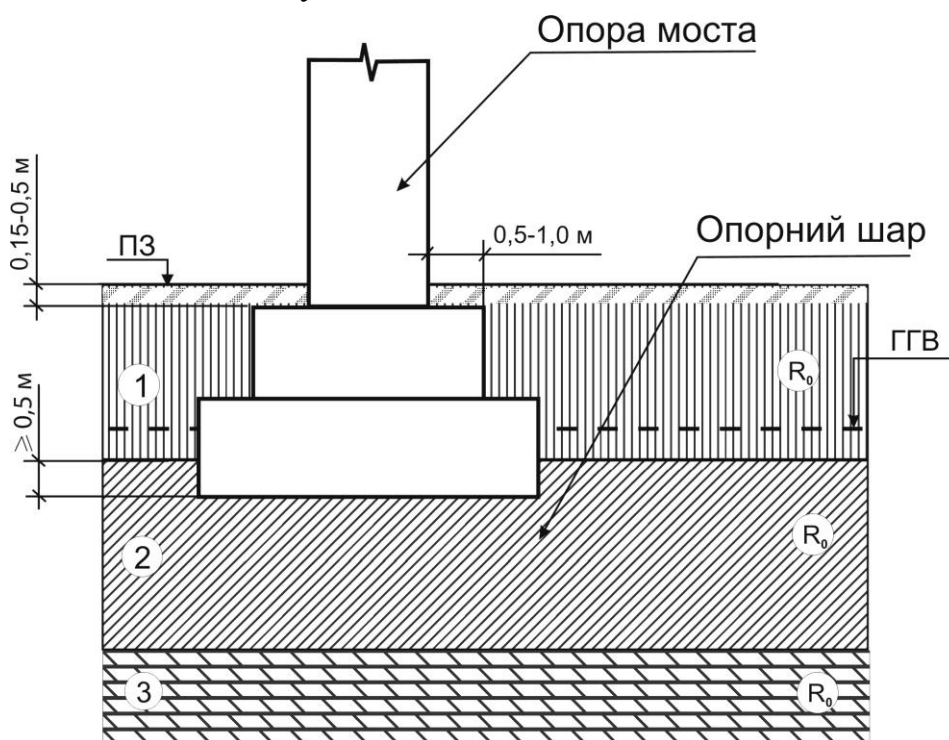


Рис. 4.1. Конструкція фундаменту мілкового закладення на суходолі

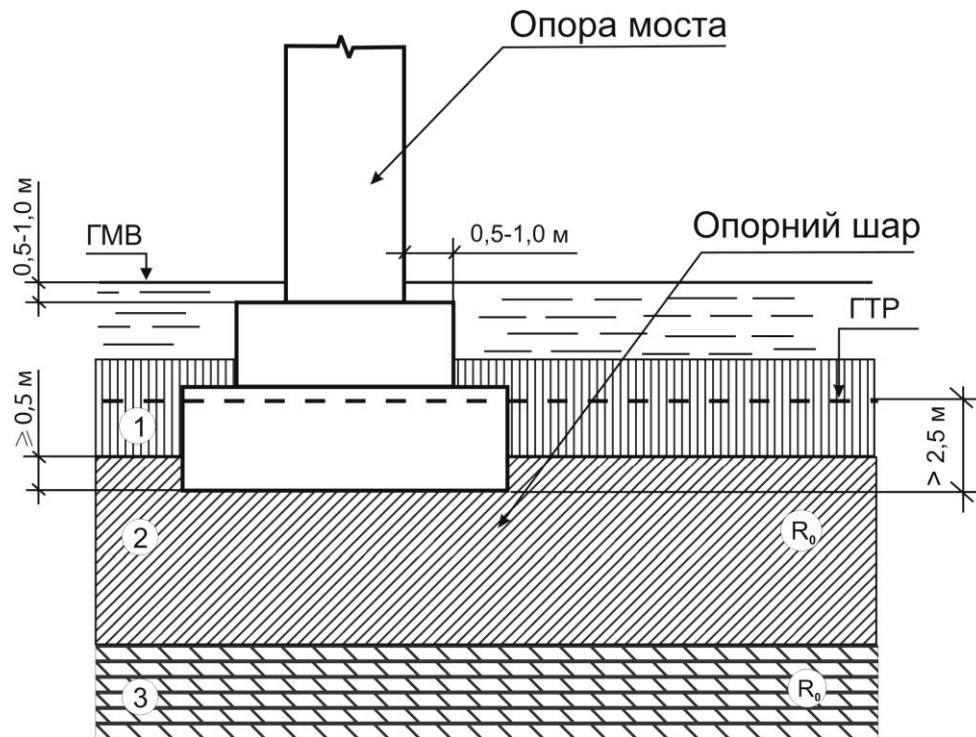


Рис. 4.2. Конструкція фундаменту мілкого закладення на водотоці

4.2 Визначення розрахункового опору основи фундаменту

У першому наближенні розрахунковий опір нескельного ґрунту під подошвою фундаменту визначають за формулою [1]

$$R = 1.7 \cdot \{R_0 \cdot [1 + K_1 \cdot (b - 2)] + K_2 \gamma \cdot (d - 3)\}, \quad (4.3)$$

де R_0 – умовний опір стиску ґрунту основи, кПа; приймається за табл. 3.5 для глинистих ґрунтів і за табл. 3.6 для піщаних ґрунтів [1];

b – ширина подошви фундаменту, м; при $b > 6$ м приймаємо $b = 6$ м. У першому наближенні розрахунку опору ґрунту основи розміри подошви фундаменту можна прийняти рівними розмірам його обрізу, тобто мінімальними;

d – глибина закладання фундаменту, м; вимірюється від поверхні ґрунту (на суходолі) або дна водотоку після розмиву (у руслі) до подошви фундаменту;

γ – осереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище подошви фундаменту, обчислене без урахування виважувальної дії води, кН/м³;

K_1 і K_2 – коефіцієнти, які приймаються за табл. 4.4. (Ці коефіцієнти враховують види ґрунтів основи)

Осереднене значення питомої ваги ґрунту визначають за формулою

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (4.4)$$

де γ_i – питома вага окремих шарів ґрунту, які залягають вище підошви фундаменту, кН/м³;

h_i – товщина окремих шарів ґрунту вище підошви фундаменту, м.

У тому випадку коли основа в постійному водотоці утворена глинами або суглинками, значення R_0 може бути збільшене на $1,5 d_w$, кПа, де d_w – висота води від дна водотоку після розмиву до рівня меженної води.

Т а б л и ц я 4.2

Коефіцієнти K_1 та K_2

Ґрунт	Коефіцієнти	
	$K_1, \text{м}^{-1}$	K_2
Гравійні, галька, пісок гравіюватий, крупний і середньої крупності	0,10	3,0
Пісок дрібний	0,08	2,5
Пісок пилуватий, супісок	0,06	2,0
Суглинок і глини тверді й напівтверді	0,04	2,0
Суглинок і глина тугопластичні та м'якопластичні		
	0,02	1,5

4.3 Перевірка несучої здатності ґрунтів основи фундаменту

Після призначення розмірів підошви фундаменту виконують перевірку несучої здатності ґрунтів основи згідно з [1]:

а) за середнім тиском підошви фундаменту на основу

$$p_{\text{сеп}} = \frac{\sum N}{A} \leq \frac{R}{\gamma_n}; \quad (4.5)$$

б) за максимальним тиском підошви фундаменту на основу

$$p_{\text{max}} = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M_x \cdot Y_{\text{max}}}{I_{\text{ox}}} + \frac{\sum M_y \cdot X_{\text{max}}}{I_{\text{oy}}} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}; \quad (4.6)$$

в) за мінімальним тиском підошви фундаменту на основу

$$p_{\text{min}} = \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M_x \cdot Y_{\text{max}}}{I_{\text{ox}}} - \frac{\sum M_y \cdot X_{\text{max}}}{I_{\text{oy}}} > 0. \quad (4.7)$$

У формулах (4.5)–(4.7):

$\sum N$ – сумарне вертикальне навантаження на основу від фундаменту, яке містить його власну вагу, зовнішнє навантаження й вагу ґрунту над уступами, кН;

A – площа підоснови фундаменту, яка перевіряється, м^2 ;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа , визначається за формулою (4.3);

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди згідно з ДБН [1], $\gamma_n = 1,4$;

$\sum M_x$ і $\sum M_y$ – моменти від зовнішніх навантажень відносно центра підоснови фундаменту, $\text{кН}\cdot\text{м}$;

X_{\max} і Y_{\max} – координати точки підоснови фундаменту, найбільш віддаленої від її центра, м ;

I_{ox} і I_{oy} – центральні моменти інерції площі підоснови фундаменту відносно осей X та Y , м^4 ;

γ_c – коефіцієнт умов роботи згідно з ДБН [1], $\gamma_c = 1,2$.

Для випадку прямокутної площі підоснови фундаменту формули для визначення максимального та мінімального тиску спрощуються і отримуємо вираз

$$P_{\max, \min} = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M_x}{W_x} \pm \frac{\sum M_y}{W_y}, \quad (4.8)$$

де W_x і W_y – моменти опору площі підоснови фундаменту, м^3 ;

На рис. 4.3 наведено епюри максимального й мінімального тиску під підос Basis фундаменту. При проектуванні фундаментів мостів не допускається від’ємне значення мінімального тиску, у цьому випадку підос Basis фундаменту відривається від основи.

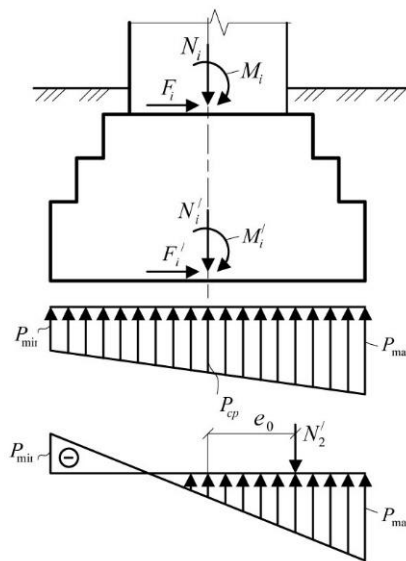


Рис. 4.3. Епюри напружень під підос Basis фундаменту

4.4 Перевірка слабкого шару ґрунту на продавлювання

Якщо під опорним пластом залягає менш міцний шар ґрунту, необхідна перевірка умови на продавлювання шару слабкого ґрунту основи згідно з ДБН [1, дод. W]:

$$\gamma \cdot (d + z_i) + \alpha \cdot (P - \gamma \cdot d) \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (4.9)$$

де γ – середнє значення питомої ваги ґрунтів, розташованих над шаром ґрунту, що перевіряється, кН/м³;

d – глибина закладення підшви фундаменту, м;

z_i – відстань від підшви фундаменту до поверхні слабкого шару ґрунту, що перевіряється, м;

α – коефіцієнт затухання додаткового тиску підшви фундаменту на основу залежно від глибини; приймається згідно з табл. 4.5;

P – середній тиск підшви фундаменту на основу, кПа;

R – розрахунковий опір підстильного слабкого шару ґрунту, кПа; визначається за формулою (4.3);

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, $\gamma_n = 1.4$;

Прийнята конструкція фундаменту повинна забезпечувати його стійкість проти перекидання і зсуву. Розрахунки виконують згідно з ДБН [1].

Стійкість проти перекидання визначають за формулою

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_n} \cdot M_z. \quad (4.10)$$

Стійкість проти зсуву (ковзання) перевіряють за формулою

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} \cdot Q_z. \quad (4.11)$$

У формулах (4.10) і (4.11) прийнято:

M_u – момент перекидних сил відносно осі, яка проходить по крайніх точках обпирання підшви фундаменту на основу, кН·м;

m – коефіцієнт умов роботи, $m = 0,8$;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, $\gamma_n = 1,1$;

M_z – момент утримувальних сил відносно тієї самої осі, кН·м;

Q_r – сумарна зсувна сила в напрямку можливого зсуву, кН;

Q_z – сумарна утримувальна сила в тому самому напрямку, кН.

За умови виконання вказаних вище перевірок здійснюють розрахунки вартості й трудовитрат на спорудження фундаменту.

Запитання для самопідготовки

1. Які вимоги повинна задовольняти несуча здатність основи під подошвою фундаментів мілкого закладення?
2. Від яких параметрів залежить розрахунковий опір нескельного ґрунту під подошвою фундаменту?
3. Від чого залежить глибина закладання подошви фундаменту?
4. Чим відрізняється гнучкий фундамент від жорсткого?
5. У якому випадку виконується розрахунок слабкого шару на продавлювання?

5 РОЗРАХУНКИ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ

Розрахунок фундаментів за другою групою граничних станів – деформацією основ – виконують у всіх випадках, **за винятком**:

- обпирання фундаментів на скельні, великоуламкові й гравійні ґрунти з піщаним заповнювачем – для всіх мостів;
- обпирання фундаментів на міцні ґрунти – для мостів зовнішньо статично визначених систем прогоном до 55 м на залізницях і до 105 м на автомобільних дорогах.

5.1 Розрахунок фундаменту за деформацією основи

Розрахунок виконують відповідно до ДБН [2, дод. 2] і схеми, наведеної на рис. 5.1, у такій послідовності:

1. Складання ескізної схеми фундаменту з прив'язкою до ґрунтових умов будівельного майданчика.
2. Побудова епюри вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по його глибині σ_{zg} , починаючи з поверхні ґрунту.
3. Побудова епюри додаткового вертикального напруження σ_{zp} по глибині ґрунту нижче підосви фундаменту.
4. Визначення верхньої (FL) і та нижньої (BC) меж товщі, що стискується (стисливої товщі), та її величини H_c .
5. Розбивка стисливої товщі на елементарні шари, товщину яких рекомендується приймати не більш ніж 0,4 від ширини фундаменту.
6. Визначення осідання основи способом підсумовування осідання окремих шарів ґрунту в стисливої товщі.

Вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} визначають за формулою

$$\sigma_{zg} = \sum h_i \cdot \gamma_i, \quad (5.1)$$

де h_i – товщина окремих шарів ґрунту, починаючи від поверхні, без урахування розмиву, м;

γ_i – питома вага окремих шарів ґрунту, кН/м^3 ; у разі потреби враховується завись водопроникних ґрунтів у воді.

Додатковий (до природного) вертикальний тиск підосви фундаменту на основу становить

$$p_0 = \sigma_{zp0} = p_{\text{сеп}} - \sigma_{zg0}, \quad (5.2)$$

де $p_{\text{сеп}}$ – середній тиск підосви фундаменту на основу, що визначається за формулами (4.5), кПа ;

σ_{zg0} – вертикальне напруження в ґрунті на рівні підшови фундаменту, кПа.

Додаткові вертикальні напруження σ_{zpi} в ґрунті основи на глибині z під підшовою фундаменту визначаються за формулою

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot \sigma_{zp0}, \quad (5.3)$$

де α_i – коефіцієнт, що приймається за табл. 5.4 залежно від форми підшови фундаменту; співвідношення сторін прямокутної площі підшови та відносної глибини $\frac{z_i}{b}$.

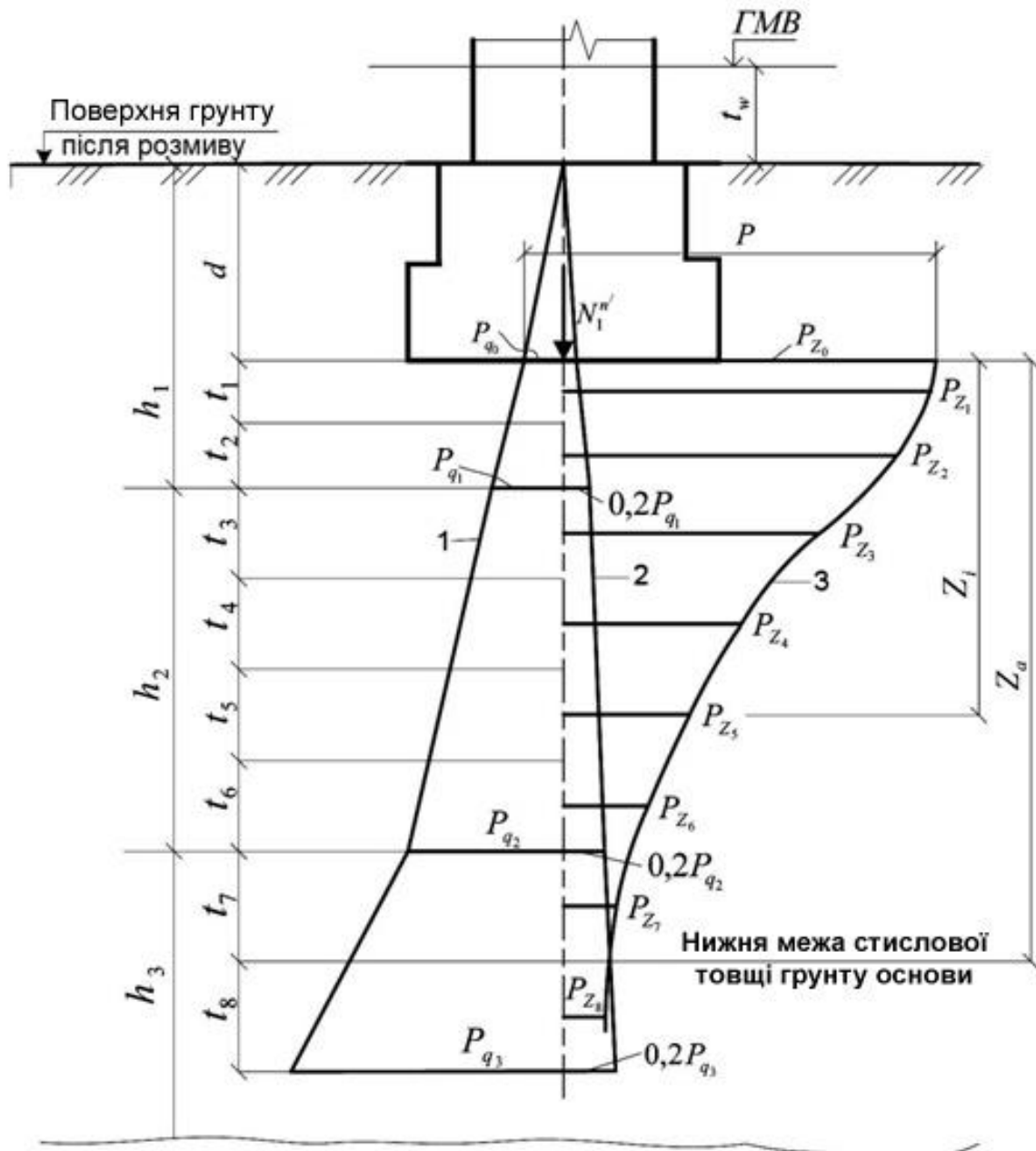


Рис. 5.1. Схема для визначення товщі ґрунту, що стискається (стислової товщі)

Нижня межа стисливої товщі ґрунту основи приймається на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$. Якщо отримана за цією умовою нижня межа стисливої товщі опиниться в шарі ґрунту з модулем деформації $E \leq 5000$ кПа, то тоді вона визначається з умови $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$.

Величина повного осідання основи визначається методом підсумовування осідання кожного елементарного шару ґрунту в межах стисливої товщі H_c :

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{сep} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.4)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}^{сep}$ – середнє значення додаткового вертикального напруження в i -му шарі ґрунту, кПа; приймається як середнє арифметичне значення на верхній і нижній межах i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту, кПа, визначається за допомогою табл. 5.2 та 5.3 відповідно для пісків і глинистих ґрунтів;

n – число шарів ґрунту в стисливій товщі.

Отримане розрахунком за формулою (5.4) повне осідання основи фундаменту опори не повинно перевищувати допустимої величини осідання (визначається за формулою 5.5, або розрахунком).

$$S_{доп} = 1,5\sqrt{L_p}, \quad (5.5)$$

де L_p – довжина меншого примикаючого до опори прогону моста, м.

П р и м і т к а. У формулу (5.5) довжину прогону L_p слід підставляти в метрах, а значення допустимого осідання фундаменту приймати в сантиметрах.

5.2 Розрахунок крену фундаменту

Крен фундаменту визначають за формулою

$$i = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot K_e \frac{M}{\left(\frac{a^2}{2}\right)}, \quad (5.6)$$

де ν – коефіцієнт бокового розширення ґрунту, приймається рівним

для ґрунтів: великоуламкових – 0,27; пісків і супісків – 0,3; суглинків – 0,35; глини – 0,42;

E – модуль деформації ґрунту основи, кПа, приймається згідно з табл. 5.2 і 5.3 відповідно для пісків і глинистих ґрунтів;

K_e – коефіцієнт, що приймається за табл. 5.1;

M – перекидальний момент у рівні підшви фундаменту від розрахункових навантажень, кН·м;

a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, у напрямку якої діє момент, м.

Середнє (в межах стисливої товщі) значення модуля деформації і коефіцієнта бокового розширення ґрунту основи визначається за формулами:

$$\bar{E} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n A_i / E_i}; \quad (5.7)$$

$$\bar{v} = \frac{\sum_{i=1}^n v_i \cdot h_i}{H_c}, \quad (5.8)$$

де n – кількість шарів ґрунту, що відрізняються коефіцієнтом бокового розширення v і модулем деформації E в межах стисливої товщі ґрунту основи H_c ;

A_i – площа епюри вертикальних напружень у межах i -го шару ґрунту від одиничного тиску підшви фундаменту на основу, кН/м; допускається приймати $A_i = \sigma_{zpi} \cdot h_i$;

E_i , v_i , h_i – відповідно модуль деформації, коефіцієнт бокового розширення й товщина i -го шару ґрунту;

H_c – розрахункова величина стисливої товщі, м.

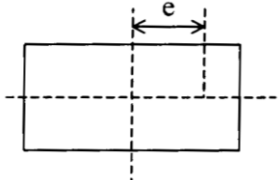
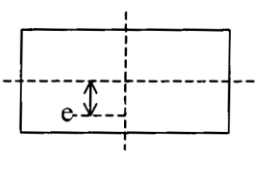
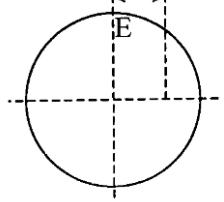
Значення крену фундаменту, визначене за формулою (5.6), не повинно перевищувати величину допустимого його значення

$$i_0 \leq i_{\text{доп}}. \quad (5.9)$$

Допустиме значення крену фундаменту мостової опори згідно з ДБН [2] приймається: $i_{\text{доп}} = 0.0004$.

Т а б л и ц я 5.1

Коефіцієнт K_e

a/b	Значення коефіцієнта K_e		
	Прямокутна форма фундаменту з моментом уздовж більшої сторони 	Прямокутна форма фундаменту з моментом уздовж меншої сторони 	Кругла форма фундаменту 
1	0,50	0,50	0,75
1.2	0,57	0,43	
1.5	0,62	0,36	
2	0,82	0,28	
3	1,17	0,20	
5	1,42	0,12	
10	2,00	0,07	

Т а б л и ц я 5.2

Нормативні значення питомого зчеплення C_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град, і модуля деформації E_n , мПа, піщаних ґрунтів четвертинних відкладень

Назва (Вид, тип) пісків	Характери стик пісків	Значення характеристик пісків при коефіцієнті пористості e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелісті й крупні	C_n	2	1	–	–
	φ_n	43	40	38	–
	E_n	50	40	30	–
Середньої крупності	C_n	3	2	1	–
	φ_n	40	38	35	–
	E_n	50	40	30	–
Мілки	C_n	6	4	2	–
	φ_n	38	36	32	28
	E_n	48	38	28	18
Пилуваті	C_n	8	6	40	2
	φ_n	36	34	30	26
	E_n	39	28	18	11

Таблиця 5.3

**Нормативні значення модуля деформації пілувато-глинястих нелесових ґрунтів
четвертинних відкладень**

Походження ґрунтів	Найменування ґрунтів	Межі нормативних значень показника текучості	Модуль деформації E (мПа) при коефіцієнті пористості e								
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
Алювіальні, делювіальні, озерні, озерно-алювіальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	32	24	16	17	–	–	–	–
	Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–
		$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	–	32	25	19	14	11	8	–	–
		$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	12	8	6	5	–
Флювіо-гляційні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	9
		$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	–	–	–	21	18	15	12	9	7
		$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	–	15	12	9	7	–
Моренні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	33	24	17	11	7	–	–	–
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	40	33	27	121	–	–	–	–
		$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	–	35	28	22	17	14	7	–	–
		$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	13	10	–	–	
	Супіски	$I_L \leq 0,50$	75	55	45	–	–	–	–	–	
	Суглинки										

Таблиця 5.4

Значення коефіцієнта затухання додаткового напруження під підшовою фундаментау

Z_i В	Коефіцієнт α													
	Для круглого в плані фундаментау		Для прямокутного в плані фундаментау в залежності від співвідношення сторін його підшови а/в											
	2	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4,0	5,0	10 і більше	
1	3	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0	1,000	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,2	0,949	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,872	0,879	0,880	0,881	0,881	0,881
0,4	0,756	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,747	0,746	0,754	0,753	0,754	0,755	0,755
0,6	0,547	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642	0,642
0,8	0,390	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,554	0,550	0,550
1,0	0,285	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,447	0,462	0,470	0,477	0,477
1,2	0,214	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420	0,420
1,4	0,165	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,364	0,364
1,6	0,130	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337	0,337
1,8	0,106	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304	0,304
2,0	0,087	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280	0,280
2,2	0,073	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258	0,258
2,4	0,062	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239	0,239
2,6	0,053	0,046	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,238	0,238
2,8	0,046	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208	0,208
3,0	0,040	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190	0,190
3,2	0,036	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184	0,184
3,4	0,032	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175	0,175
3,6	0,028	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166	0,166
3,8	0,024	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158	0,158
4,0	0,022	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150	0,150
4,2	0,021	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144	0,144
4,4	0,019	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137	0,137
4,6	0,018	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132	0,132
4,8	0,016	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126	0,126
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126	0,126

Запитання для самопідготовки

1. У якому випадку не виконується розрахунок фундаментів за другою групою граничних станів?
2. У якому випадку виконується розрахунок фундаментів за другою групою граничних станів? Як визначається нижня межа стисливої товщі ґрунту?
3. Для чого визначається нижня межа стисливої товщі ґрунту?

6 БУДІВНИЦТВО ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДЕННЯ У КОТЛОВАНАХ

Фундаменти опор, які розташовані на суходолі або в заплавах річок, а також у річках при неглибокому розташуванні міцних ґрунтів, виконують у відкритих котлованах.

Котлованами називають виїмки різної глибини, але з досить великими розмірами в плані, що влаштовуються в ґрунті й мають різне призначення: спорудження фундаментів, монтаж підземних конструкцій і обладнання, прокладки комунікацій тощо.

Виїмки, що мають малу ширину й велику довжину, називають траншеями, а малі розміри в плані й велику глибину – шахтами.

Проект котловану є складовою частиною загального проекту будівлі або споруди й містить:

- креслення котловану;
- вказівки зі спорудження і організації робіт;
- захисні заходи.

Креслення враховують:

- 1) можливість провадження робіт;
- 2) можливість розташування опалубки;
- 3) розміщення кріплення стінок котловану;
- 4) розміщення водознижувальних установок.

Глибина котловану в основному визначається глибиною закладення фундаменту.

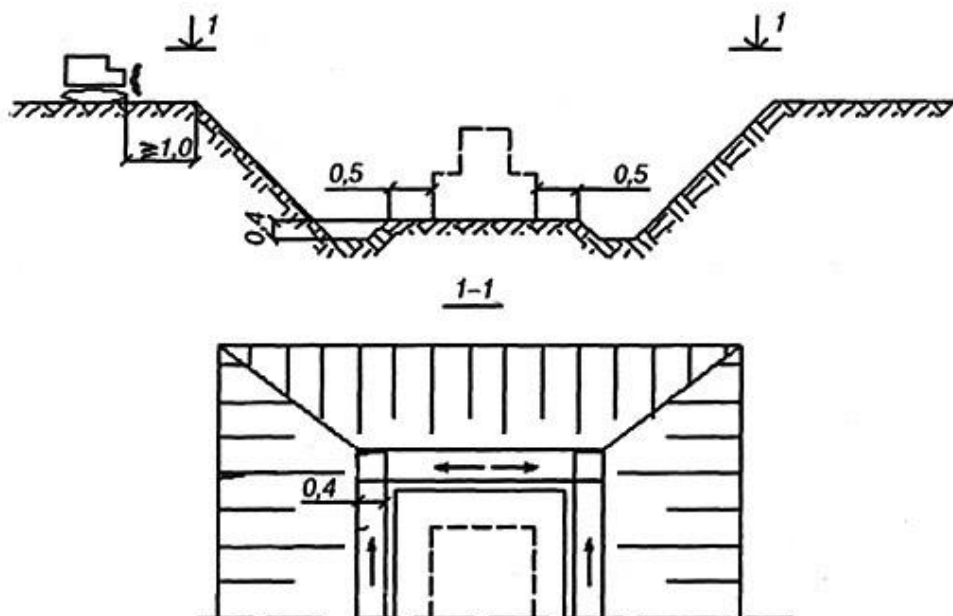


Рис. 6.1. Схема котловану з укосами

6.1 Будівництво котлованів вище рівня ґрунтових вод

Якщо ґрунтові води розташовані нижче дна котловану й геологічні умови сприятливі, то котлован може бути з природними укосами без спеціального огородження (рис. 6.2, 6.3).

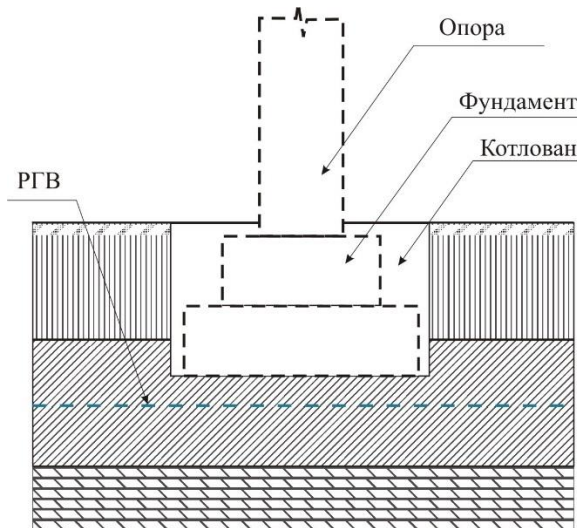


Рис. 6.2. Схема котловану з вертикальними бортами

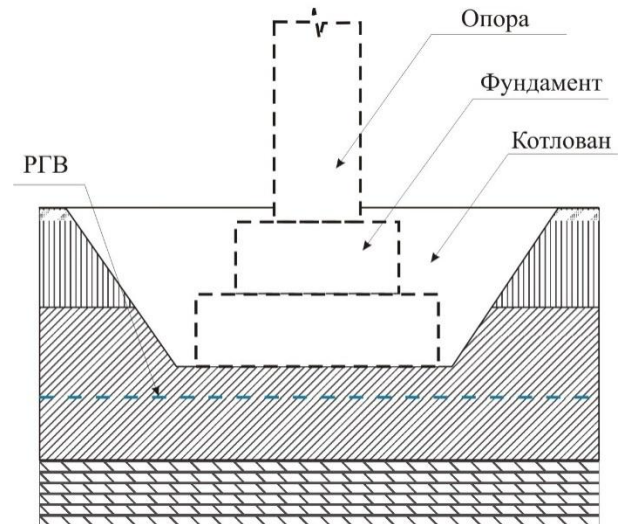


Рис. 6.3. Схема котловану з укосами

Відношення висоти укосу до його закладення залежить від глибини котловану і властивостей ґрунту табл. 6.1. у тому випадку коли укоси не закріплюються.

Таблиця 6.1

Відношення висоти укосу до його закладення.

Ґрунти	Відношення висоти укосу до його закладення при глибині котловану	
	До 3 метрів	Від 3 до 6 метрів
Насипні, піщані, гравійні	1:1,25	1:1,5
Супіщані	1:0,67	1:1,0
Суглинисті	1: 0,67	1: 0,75
Глинисті	1:0,5	1: 0,67
С ельні	1:0,1	1:0,25

Спосіб розробки котловану залежить від його глибини, розміру та властивостей ґрунту. Використовуються екскаватори пряма або зворотна лопата залежно від глибини котловану.

На рис. 6.4. показано будівництво котловану екскаватором зворотна лопата при заліганні ґрунтових вод нижче дна котлована.

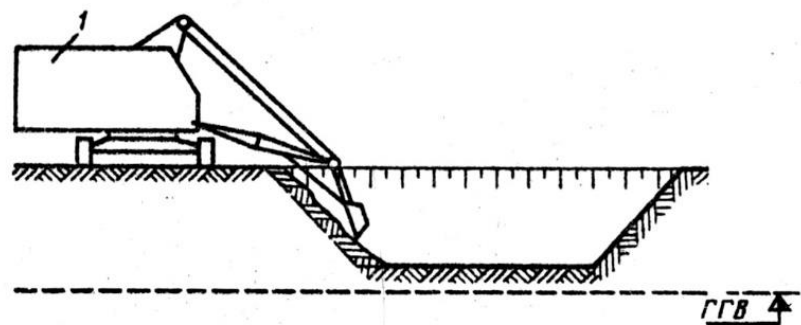


Рис. 6.4. Розробка котловану з укосами екскаватором зворотна лопата

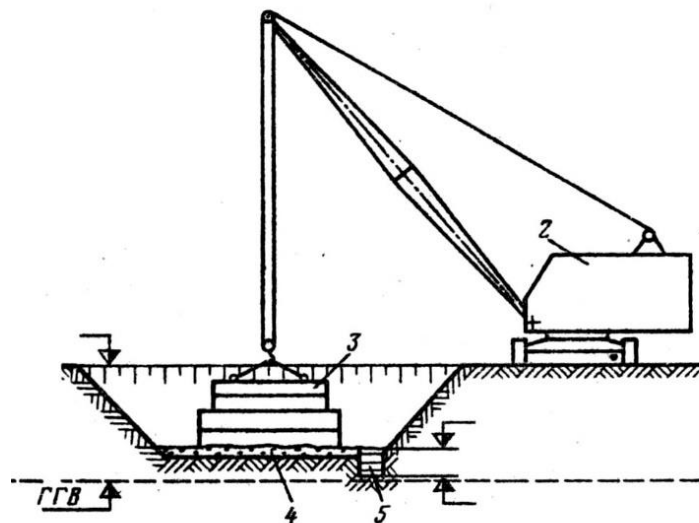


Рис. 6.5. Монтаж фундаменту краном

6.2 Будівництво котлованів нижче рівня ґрунтових вод

Якщо ґрунтові води розташовані вище дна котловану, то в котлован буде надходити вода й вже не можна робити котлован з природними укосами без спеціального огородження (рис. 6.6, 6.7).

У водонасичених ґрунтах необхідно водозниження або огородження котлованів спеціальними конструкціями (шпунтом) (рис. 6.8, 6.9).

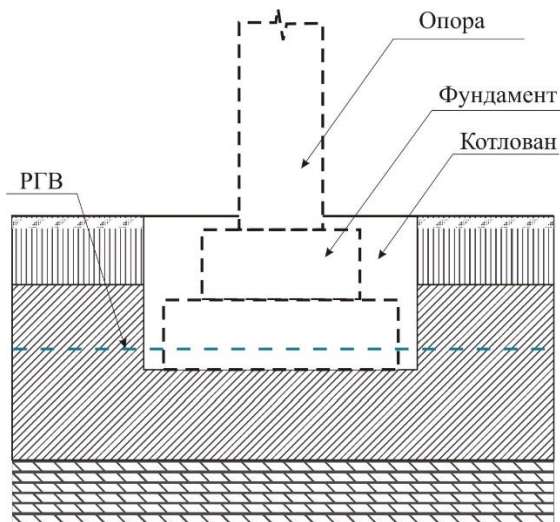


Рис. 6.6. Схема котловану з рівнем ґрунтових вод вище дна котловану

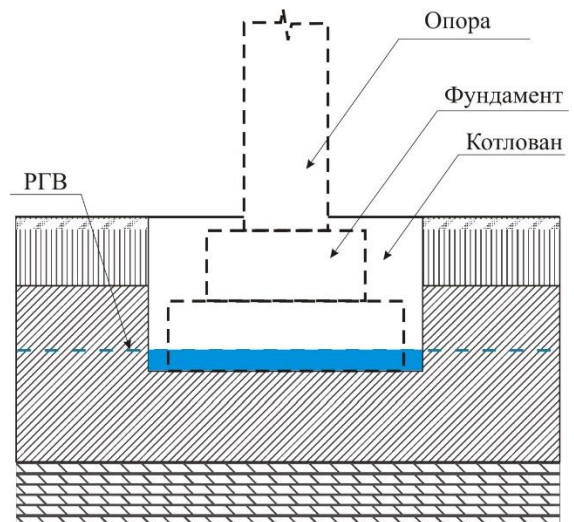


Рис. 6.7. Заповнення котловану ґрунтовими водами

Їхньою метою є збереження природної структури ґрунтів основи споруджуваних фундаментів (тобто дна котловану) і забезпечення стійкості стінок котловану на увесь час виконання будівельних робіт.

Якщо низ шпунтового огородження котловану розташований у ґрунті, що пропускає воду, у котловані буде вода (див. рис. 6.8, 6.9), тому якщо є можливість – шпунт занурюють до шару ґрунту, який не пропускає воду (водоупору) (рис. 6.12), або виконують водозниження (рис. 6.13).

Необхідність збереження природної структури ґрунтів пояснюється тим, що її порушення в процесі робіт нульового циклу супроводжується, як правило, погіршенням будівельних властивостей ґрунтів основи.

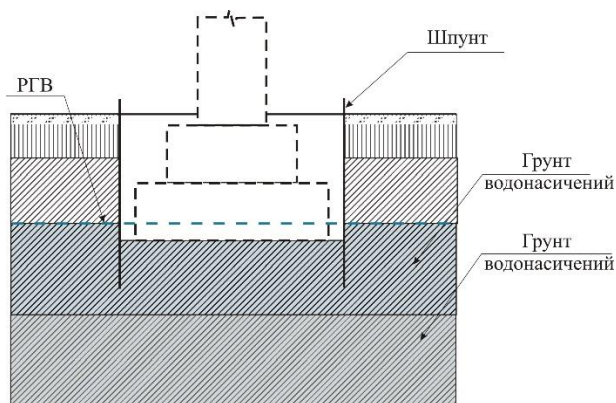


Рис. 6.8. Схема котловану з рівнем ґрунтових вод вище дна котловану та забитим шпунтом

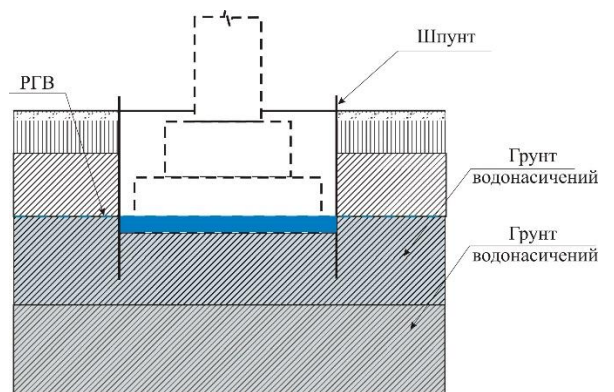


Рис. 6.9. Схема котловану з рівнем ґрунтових вод вище дна котловану та забитим шпунтом до водоупору

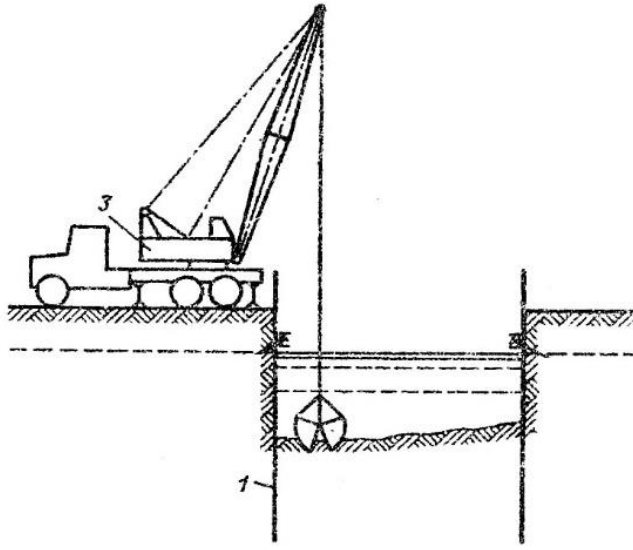


Рис. 6.10. Розробка ґрунту в котловані, який огорожений шпунтом

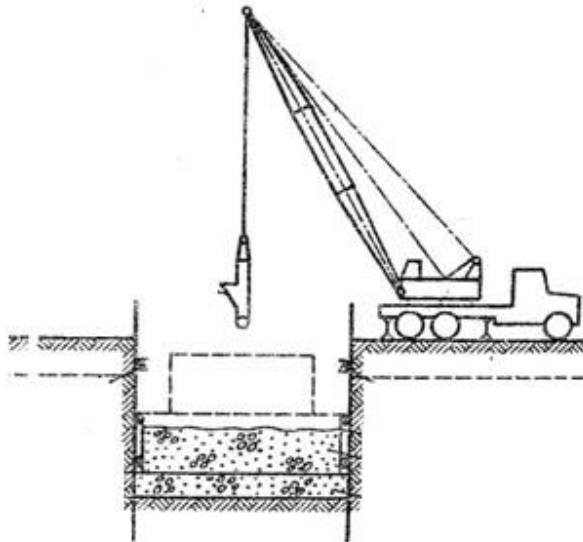


Рис. 6.11. Бетонування фундаменту в котловані

Для запобігання затопленню котловану ґрунтовими водами, якщо дозволяють геологічні умови, шпунт забивається до шару водоупорного ґрунту (рис. 6.12.).

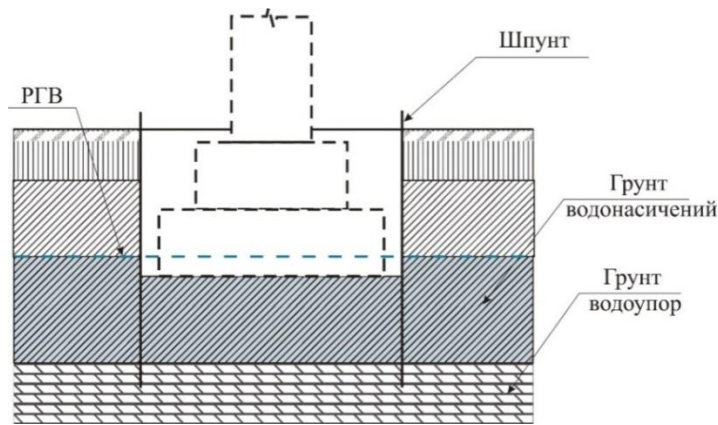


Рис. 6.12. Схема забивання шпунта до водоупору

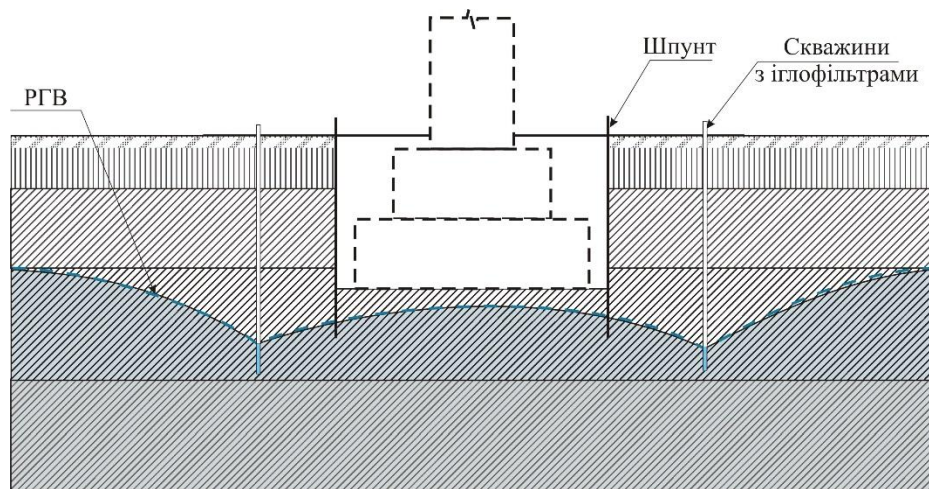


Рис. 6.13. Схема водозниження в котловані

6.3 Вимоги зі збереження природної структури основи

Вимоги зі збереження природної структури ґрунтової основи:

- не допускати скупчування на дні котловану води (замочування), тому що воно погіршує властивості ґрунтів; передбачаються спеціальні міри для захисту котловану від обводнювання;
- не допускати промерзання дна котловану в зимовий період робіт, оскільки більшість ґрунтів схильні до здимання. Для цього дно котловану покривають шаром шлаків або іншого аналогічного за властивостями матеріалу;
- не допускати механічного впливу на дно котловану. Для цього котлован механізованою технікою «недобирають» на 20...30 см, і ґрунт, що залишився, акуратно знімають лопатами;
- спорудження фундаментів необхідно виконувати якомога швидше, особливо в дощовий і зимовий періоди будівництва.

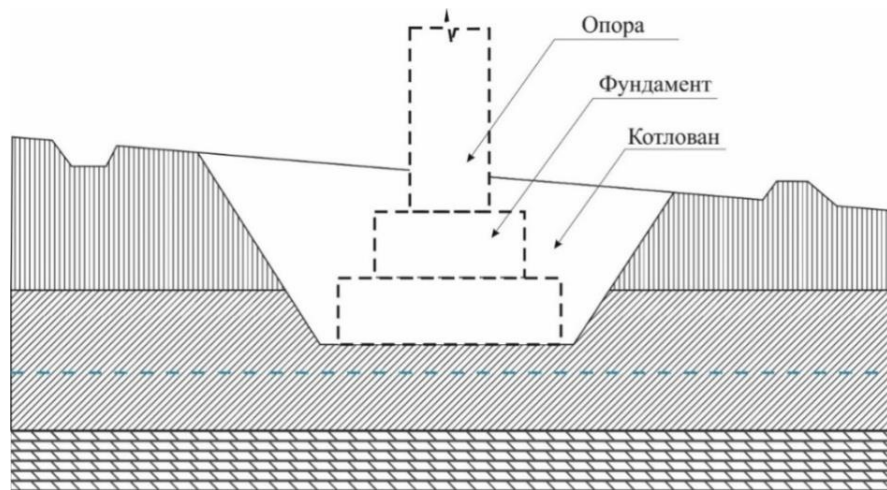


Рис. 6.14. Схема огороження котловану від потрапляння води з поверхні

Наступним етапом спорудження фундаменту є установка опалубки (рис. 6.15), укладання арматурного каркасу та бетонування фундаменту.



Рис. 6.15. Установка опалубки та укладання арматурного каркасу



Рис. 6.16. Фото забетонованого фундаменту

Запитання для самопідготовки

1. За яких умов використовують шпунт для огороження котлованів?
2. За яких умов використовують водопониження для осушення котлованів?
3. Від чого залежить глибина розробки котловану?
4. У яких випадках виконується водозниження в котловані?
5. На який час виконується водозниження в котловані для його осушення?

7 ОГОРОДЖУВАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ ДЛЯ КОТЛОВАНІВ НА СУХОДОЛІ

7.1 Вимоги до стійкості стінок котловану

Конструкції кріплення стінок або укосів котлованів повинні сприймати всі навантаження від тиску ґрунту й підземних вод і захищати його від їхнього сповзання або обвалення.

При розробці котлованів у безпосередній близькості й нижче рівня закладення споруд, що примикають, необхідне вживання спеціальних заходів проти розвитку осідання й деформацій споруд, які розташовані на близькій відстані, зокрема:

- забивання шпунтової стінки;
- закріплення ґрунтів основи;
- підведення нового фундаменту.

Залежно від глибини котловану, ґрунтових умов і рівня ґрунтових вод (РГВ) котловани влаштовують або із природними укосами, або застосовують ті чи інші методи їхнього кріплення.

7.2 Котловани із природними укосами

Улаштовують у сухих або слабо вологих стійких ґрунтах.

Якщо висота котловану $h_k \leq 5$ м, то закладення укосу (відношення h_k/b) визначають за таблицями залежно від виду ґрунту. Якщо висота $h_k > 5$ м, то необхідний розрахунок крутості укосу.

Такі котловани найпростіші, однак при цьому різко збільшується обсяг розробки ґрунту, особливо при глибоких котлованах. Крім того, в умовах міста розробка котловану із природним укосом далеко не завжди є можливою (близько розташовані будинки).

Котловани з вертикальними стінками можуть бути із кріпленням та без кріплення.

Котловани без кріплення допускаються тільки в сухих і маловологих стійких ґрунтах на нетривалий термін. Глибина таких котлованів не повинна перевищувати:

- у пісках – до 0,5 м,
- у супісках – до 1,0 м,
- у суглинках і глинах – до 3,0 м.

Конструкції кріплень котлованів вибирають залежно від таких умов:

- глибини котловану;
- властивостей ґрунтів;

- рівня ґрунтових вод (РГВ);
- терміну служби кріплення.

Залежно від цих умов підбираються такі конструкції кріплення:

- заставні кріплення;
- анкерні, або підкісні, кріплення;
- шпунтові огороження.

Заставні кріплення

Улаштовують при глибині котловану до 2...4 м у сухих та маловологих ґрунтах (рис.7.1, а, б). Заставне кріплення складається зі стояків, розпірок і горизонтальних дощок (забирки), які заводять за стояки знизу в міру поглиблення котловану або траншеї, а стояки поступово замінюють на більш довгі, ретельно розкріплюючи їх розпірками.

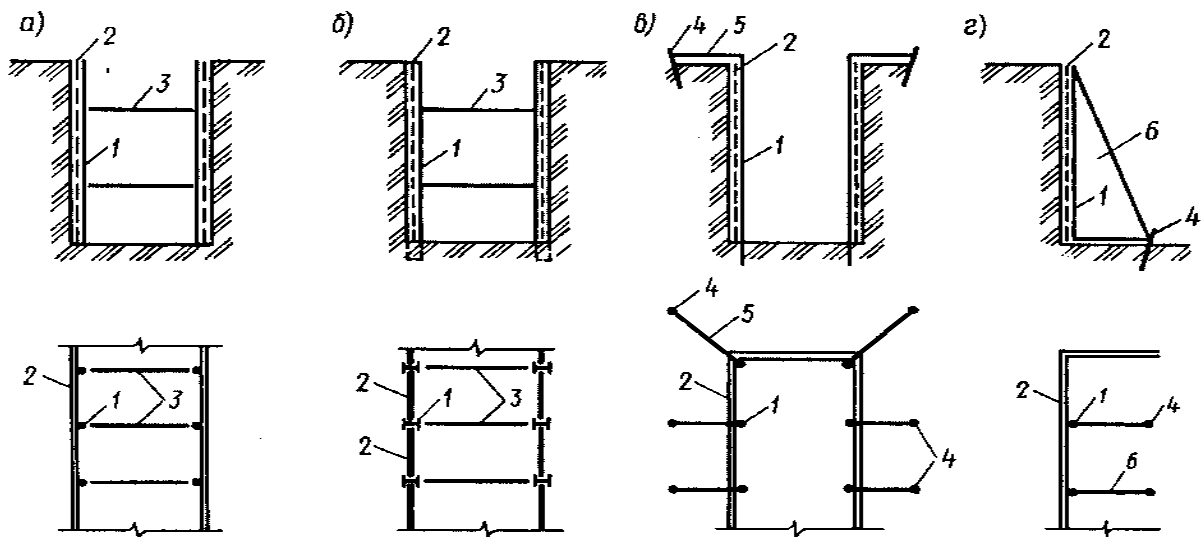


Рис. 7.1. Кріплення вертикальних стінок виїмок:

а, б – заставне; в – анкерне; г – підкісне; 1 – стояк; 2 – дошки; 3 – розпірка; 4 – анкер; 5 – стяжка; 6 – підкіс

Більше зручне кріплення, яке не потребує заміни стояків у міру заглиблення виїмки, складається з попередньо забитих у ґрунт двотаврових сталевих балок, за полиці яких поступово заставляються дошки.

Анкерні й підкісні кріплення котлованів

Улаштовуюють у тих випадках, коли виключається можливість установки розпірок (широкий котлован або якщо розпірки заважають зведенню фундаменту).

Для установки анкерних (див. рис. 7.1, в) кріплень уздовж стінки котловану забивають похилі стояки, які з'єднують анкерними тягами зі стояками кріплення.

У підкісному кріпленні (рис. 7.1, г) стінки утримуються підкосами, які передають зусилля на упор, що забивається у їх основи.

Шпунтові огороження котлованів

Використовуються для кріплення вертикальних стін котловану при глибині понад 4 метри, а також при будь-якій глибині, але при рівні підземних вод вище дна котловану.

Шпунти можуть виконуватися:

- з дерева;
- металу;
- залізобетону.

Дерев'яні шпунтові огороження застосовують для кріплення неглибоких котлованів (3...5 м). Шпунт може бути:

- дощатим (товщина до 8...10 см);
- брущатим (товщина від 10 до 24 см).

Дерев'яне шпунтове огороження відрізняється простотою виготовлення, однак є обмеження його застосування:

- неможливість забивання шпунтин у щільні ґрунти;
- невелика довжина шпунтин (6...8 м);
- відносно мала міцність.

Металевий шпунт застосовують при глибині понад 5 м. За рахунок своєї конструкції (рис. 7.2) він має велику міцність і опір на згинання.

Шпунт складається із прокатного профілю $l=8...24$ м, має різновиди:

- плоскої; – коритної; – Z- подібної форми.

Зв'язок між шпунтинами по вертикалі здійснюється за допомогою замків. Конструкція замків забезпечує щільне й міцне з'єднання шпунтин між собою. Зазори, що залишаються у замках, швидко заливаються й металева шпунтова стінка стає практично водонепроникною.

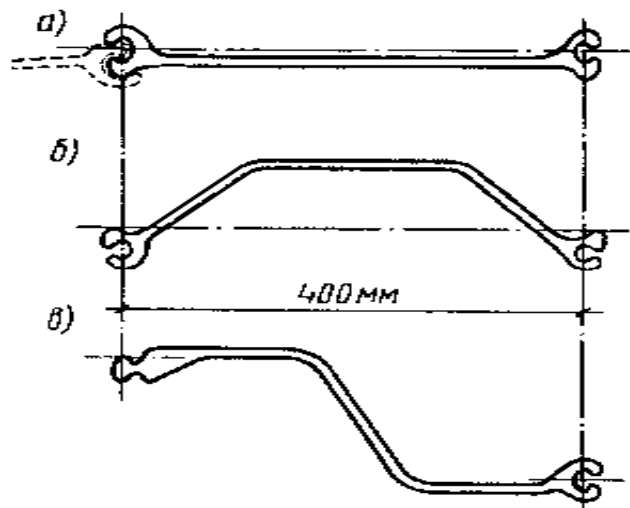


Рис. 7.2. Профілі прокатного сталевго шпунта:
а – плоский; б – коритний; в – Z-подібний

Довжина шпунтин визначається глибиною їхнього занурення, але, як правило, не перевищує 8 м, оскільки довший шпунт є дорогим й дефіцитним.

Для повного змикання шпунтин їх обладнують гребенем або пазом, а нижній кінець роблять із однобічним загостренням, за рахунок чого шпунтина, що занурюється, притискається до вже зануреної, що робить стінку більш щільною.

На рис. 7.3. показано шпунтове огородження з металевго шпунту до розробки котловану.



Рис. 7.3. Шпунтове огородження з металевго шпунту

Застосування кріплень розпірного й анкерного типу збільшує стійкість шпунтової стінки, зменшує виникаючі згинальні моменти і її горизонтальні зсуви, що дозволяє робити стінки більш легкими.

Залізобетонний шпунт застосовують при будівництві набережних, причальних і гідротехнічних споруд або в тих випадках, коли шпунт надалі використовують як частину конструкції.

Запитання для самопідготовки

1. За яких умов використовують шпунтове огородження котлованів?
2. За яких умов використовують котловани з природними укосами?
3. Які види шпунта ви знаєте?
4. У яких випадках використовують металевий шпунт?
5. Які види шпунтового огородження ви знаєте?

8 ЗАХИСТ КОТЛОВАНІВ ВІД ПРИТОКУ ПІДЗЕМНИХ ВОД ВОДОЗНИЖЕННЯМ

8.1 Способи захисту котлованів від притоку підземних вод

Для захисту котлованів від підтоплення використовують такі групи способів:

- водозниження;
- протифільтраційні завіси;
- комбінація перших двох способів.

Вибір групи способів залежить:

- від виду підземних вод;
- рівня ґрунтових вод (РГВ);
- властивостей ґрунтів;
- особливостей їхнього нашарування;
- глибини, розмірів і форми котловану в плані;
- інших факторів.

У всіх випадках, який би спосіб ми не вибрали, необхідно виключити порушення природної структури ґрунту в основі, забезпечити стійкість укосів котловану і безпеку близько розташованих будинків або споруд.

8.2 Водозниження

Водозниження здійснюється за допомогою:

- відкритого водовідливу;
- глибинного водозниження.

Відкритий водовідлив – найбільш простий спосіб. Воду відкачують насосами безпосередньо з котловану, а точніше з мережі каналок, які влаштовують на дні котловану, глибиною 0,3...0,6 м, по яких вода збирається в приямок (зумпф), звідки вона й відкачується стаціонарними насосами.

Відкритий водовідлив застосовують тільки в слабо размиваних ґрунтах і породах (тріщинуваті скельні породи, галька, гравій, крупні піски), а також там, де мало прямого надходження води.

Глибинне водозниження виключає просочування підземних вод через укоси й дно котловану. Воно полягає в штучному зниженні рівня ґрунтових вод у районі котловану (рис.8.1–8.3).

Глибинне водозниження здійснюється за допомогою голкофільтрів або відкачуванням води із глибинних трубчастих колодязів (у випадку великого приливу води).

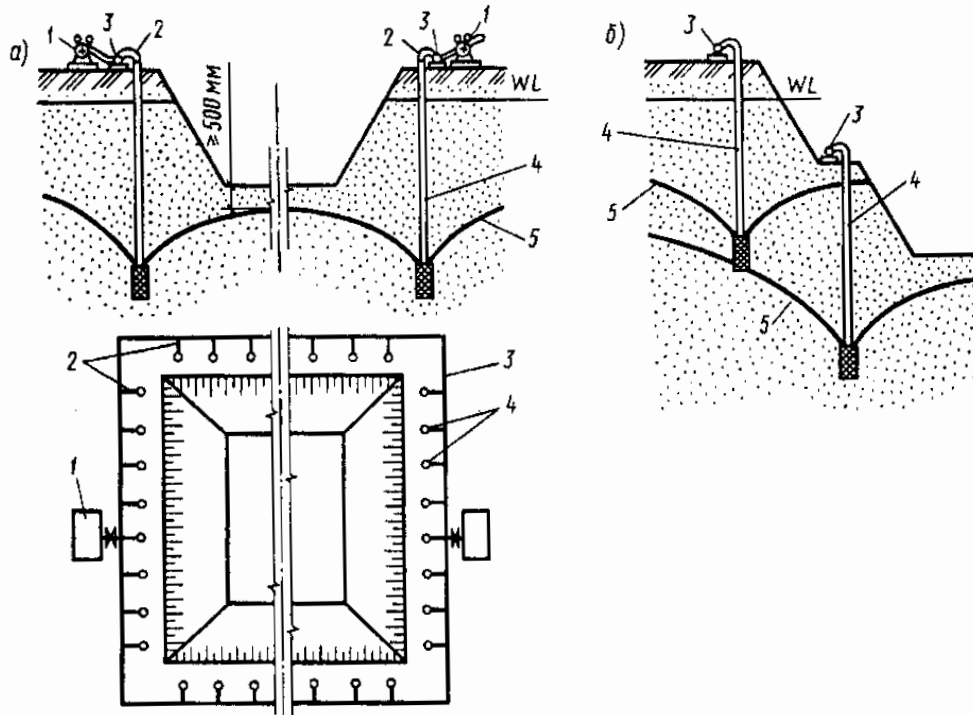


Рис. 8.1. Схеми глибокого водозниження:

а – одноярусне розташування голкофільтрів; б – те саме, багатоярусне; 1 – насосна станція; 2 – гнучкі шланги; 3 – колектор; 4 – голкофільтри; 5 – депресійна крива



Рис. 8.2. Одноярусне глибоке водозниження котлованів

Голкофільтр складається зі сталеві труби $d=38...50$ мм. У нижньому кінці є фільтрувальний пристрій, через який виконується засмоктування

й відкачування води. Фільтр сконструйований так, що забезпечує неможливість виносу часток ґрунту.

Легкі голкофільтрові пристрої застосовують для зниження рівня підземних вод на глибину 4...5 м у пісках. При більших глибинах голкофільтри розмішують у кілька ярусів (рис. 8.3) або застосовують спеціальні ежекторні голкофільтри (водоструминні насоси, які створюють розрідження біля фільтрувального елемента, що сприяє збільшенню засмоктування), що дозволяє понизити РГВ на глибину до 25 м.



Рис. 8.3. Глибоке водозниження двома ярусами

Водозниження виконується протягом усього періоду будівництва.

Запитання для самопідготовки

1. За яких умов використовують глибоке водозниження?
2. За яких умов використовують відкритий водовідлив?
3. Від яких характеристик ґрунту залежить швидкість притоку води до котловану?

4. На яку глибину знижується рівень ґрунтових вод при використанні глибокого водозниження?
5. На який час виконується водозниження котловану?

9

ПРОЄКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Традиційний спосіб улаштування фундаментів полягає у розробці котловану, спорудженні фундаментів і зворотному їх засипанні. Та паралельно з цим із давніх-давен фундаменти влаштовують забиванням у ґрунт паль. Обсяг земляних робіт при цьому значно скорочується чи навіть повністю виключається. З розвитком будівельної техніки значно розширюється застосування пальових фундаментів. Це дозволяє:

- 1) прорізати слабкі шари ґрунту або шари, які піддаються розмиву, передати навантаження на більш міцний ґрунт;
- 2) уникнути нерівномірних осідань як основ, так і споруд;
- 3) значно скоротити обсяг земляних робіт;
- 4) забезпечити стійкість споруд, що піддаються дії горизонтальних навантажень.

9.1 Види паль

Палі становлять занурені в ґрунт або влаштовані в пробурених у ґрунті свердловинах тонкі стояки (стержні), призначенням яких є передача навантаження від споруди на більш щільні шари ґрунту. Група паль, об'єднана зверху (по головах паль) розподільною плитою – ростверком, утворює паловий фундамент.

За умовами взаємодії з ґрунтовою основою залежно 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.

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 необхідно відносити палі всіх видів у стисливих ґрунтах, які передають навантаження в ґрунти основи бічною поверхнею і нижнім кінцем. Це передусім забивні палі й блоки різної форми поперечного перерізу й поздовжнього профілю. Їх типові представники: залізобетонні забивні призматичні, пірамідальні палі та блоки. Набивні палі й фундаменти виготовляють на місці в пробитих або виштампуваних свердловинах, витрамбовуваних котлованах.

Забивні палі з постійним перерізом стовбура. Найбільш поширені призматичні суцільні залізобетонні палі квадратного перерізу в плані (рис. 9.1, а).

Такі палі рекомендується застосовувати при будь-яких стисливих ґрунтах, які підлягають прорізанню, за винятком насипів з включенням залишків кам'яних, бетонних і залізобетонних конструкцій або ґрунтів природного складу з твердими включеннями, які часто зустрічаються. Ці палі можуть сприймати вертикальні вдавлюючі і висмикуючі навантаження, горизонтальну силу й згинальний момент. Армують такі палі поздовжньою та поперечною арматурою. Поздовжня арматура може бути попередньо напруженою.

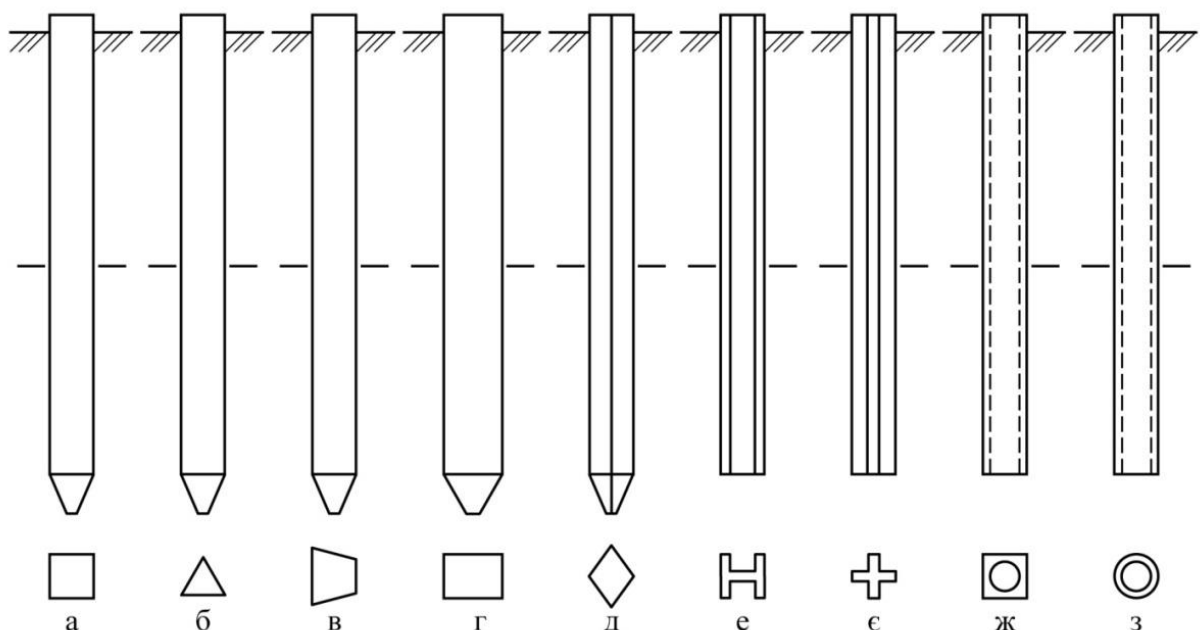


Рис. 9.1. Забивні палі з постійним перерізом стовбура:

а – квадратним; б – трикутним; в – трапецієподібним; г – прямокутним;
 д – ромбоподібним; е – двотавровим; є – хрестоподібним; ж-з – із круглою порожниною; з – трубчаста

На рис. 9.1, б, в, г, д, е, є наведені нетипові рішення залізобетонних суцільних палей, спрямовані на збільшення площі поперечного перерізу і поверхні стовбура при більш економному витрачанні матеріалів на їх виготовлення порівняно з палями квадратного перерізу. Поздовжня арматура таких палей може бути напруженою або ненапруженою, з поперечним чи без поперечного армування стовбура.

Застосування забивних призматичних палей квадратного перерізу з круглою порожниною з попередньо напруженою поздовжньою і без поперечної арматури (рис. 9.1, ж) дозволяє зменшити витрати бетону до

20 % порівняно із суцільними призматичними палями. Забивні залізобетонні круглі палі діаметром від 400 до 800 мм та палі-оболонки (трубчасті) діаметром до 1600 мм, довжиною від 4 до 12 м (рис. 9.1, з) використовують для прорізання слабких ґрунтів з обпиранням на ґрунти, які спроможні сприймати вертикальні, горизонтальні й моментні навантаження. Занурюють їх із закритим або відкритим нижнім кінцем. Застосування таких палей дає можливість зменшити витрати бетону у два рази порівняно із суцільними палями. Забивні палі з перемінним перерізом стовбура. Розрізняють такі типи палей:

1. Пірамідальні палі квадратного поперечного перерізу зі стороною 200 мм біля вістря і 400, 430, 460 мм – зверху, з кутом між вертикаллю й гранню палей $\alpha=1...4^\circ$, завдовжки 3 – 8 м армують ненапруженою чи попередньо напруженою арматурою. Аналогічними їм, по суті, є опори контактної мережі, які використовують як палі. Їх виготовляють за допомогою центрифуги.

Застосування таких палей ефективно за наявності глинистих ґрунтів із коефіцієнтом водонасичення $S_r \leq 0,75$, а також пухких і середньої щільності пісків будь-якого водонасичення. При занурюванні пірамідальних палей ґрунти інтенсивно ущільнюються, що сприяє підвищенню їх несучої здатності.

2. Короткі пірамідальні забивні залізобетонні палі квадратного перерізу U зв'язку з більшою конічністю стовбура цих палей вони формують при занурюванні більш розвинуту зону ущільненого ґрунту.

3. Забивні залізобетонні фундаментні блоки. Їх виготовляють як суцільні, так і з циліндричною порожниною. Занурюють у ґрунт і розширеним кінцем, і звужени.

4. Забивні залізобетонні палі із забивними оголовками (шайбами). Найчастіше застосовують забивні порожнисті блоки. Наявність оголовка підвищує опір палей горизонтальним і моментним навантаженням.

5. Забивні залізобетонні призматичні палі з розширенням у нижній частині стовбура. Застосовують при прорізання товщ слабких ґрунтів, які чинять незначний опір тертя за бічною поверхнею палей, з обпиранням на щільні ґрунти. Іноді розширення утворюють завдяки наконечнику, що розкривається. У них знижено опір горизонтальним і моментним навантаженням.

6. Забивні залізобетонні козлові та віялоподібні палі. Їх влаштовують як призматичні палі з однобічним загостренням і занурюють попарно.

При занурюванні таких палів за рахунок виникнення реактивного опору ґрунту за нахиленою поверхнею палі виникає момент, який розвертає палю в ґрунті відносно шарнірно закріпленої голови в спеціальному наголовнику. Козлові палі сприймають значні горизонтальні навантаження.

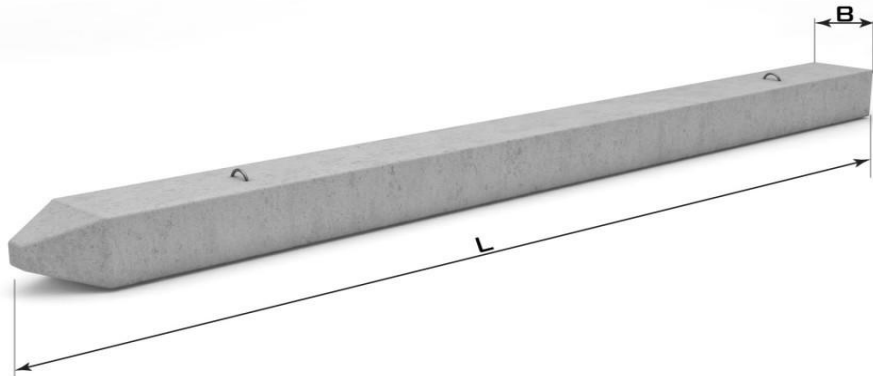


Рис. 9.2. Залізобетонна призматична паля

Поздовжнє (робоче) армування палей буває двох видів: із звичайною (ненапруженою) і з попередньо напруженою арматурою. Залізобетонні палі зі звичайним армуванням виготовляють із бетону класу В 20 і арматури класу А II. Напружено-армовані палі виготовляють із бетону класу В 30 і арматури класу А-III.

Використання попередньо напруженої арматури дозволяє збільшити довжину палей до 20,0 – 25,0 м. При маркуванні залізобетонних палей використовують такі індекси: «П», «ПН», «ПЦ», «ПП», «ПК». Наведемо приклади маркування палей: П -8-30 – паля з ненапруженою стрижневою арматурою довжиною 8 м, перерізом 30 * 30 см; ПН-12-35 – паля з напруженою арматурою довжиною 12,0 м, перерізом 35 * 35 см; 352 – ПЦ-10-30 – паля з центрально-розташованим стрижнем ненапруженої арматури довжиною 10,0 м, перерізом 30 * 30 см; ПП-6-30-11 – паля з ненапруженою арматурою з круглою порожниною довжиною 6,0 м, перерізом 30 * 30 см і діаметром порожнини 11 см; ПК-4-60 – паля кругла, довжиною 4,0 м і зовнішнім діаметром 60 см.

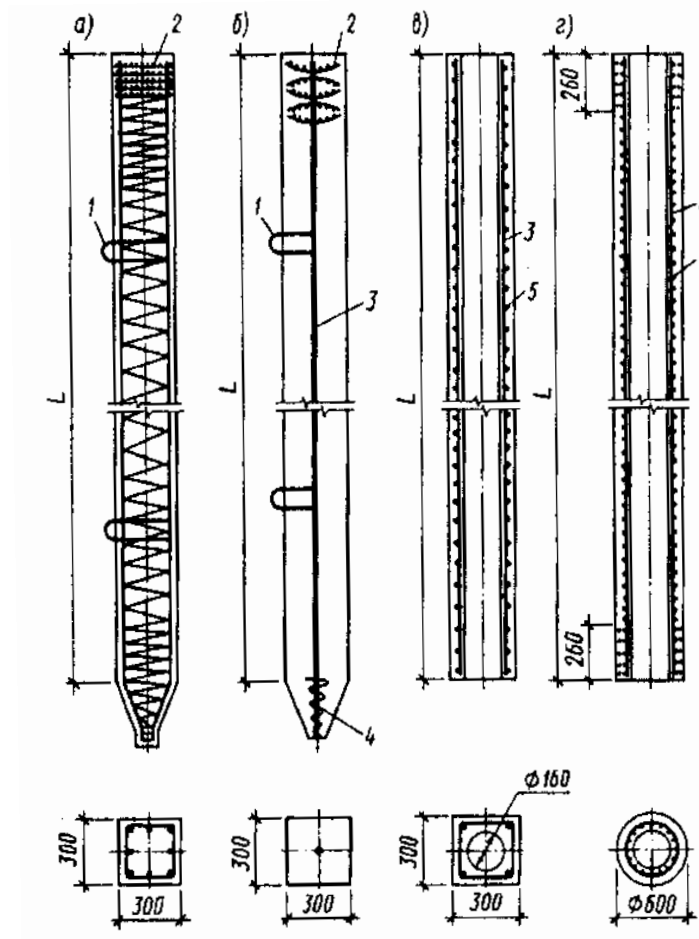


Рис. 9.3. Види армування палей:

а – призматична з поперечним армуванням;

б – без поперечного армування; в – колового отвору; г – порожниста кругла;

1 – стропувальна петля; 2 – арматурні сітки голови палі;

3 – поздовжня арматура; 4 – спіраль вістря; 5 – поперечна спіральна арматура



Рис. 9.4. Конструкція з'єднання палей при збільшенні їх довжини (нижня частина палі)



Рис. 9.5. Конструкція з'єднання паль при збільшенні їх довжини (верхня частина палі)

9.2 Конструкція пальових фундаментів на суходолі та водотоці

Проектування паль і пальових фундаментів виконують за ДБН В.2.1-10:2018.

У мостобудуванні застосовуються пальові фундаменти переважно з двома типами ростверків: високим, коли підошва ростверку розташована над поверхнею ґрунту, і низьким, коли ростверк заглиблений у ґрунт. Крім цього, останнім часом набули поширення безростверкові пальові фундаменти.

Вибір типу паль базується на даних інженерно-геологічної будови майданчика. При виборі конструкції палі звертають увагу на її матеріал, форму переізу й довжину. У мостобудуванні найчастіше застосовують залізобетонні палі перерізом 30×30 см, 35×35 см, 40×40 см, палі-оболонки діаметром поперечного перерізу від 100 до 300 см. Довжина паль – від 5 до 16 м, у разі потреби вони можуть бути складовими.

9.2.1 Проектування фундаменту із забивних паль та паль-оболонок на суходолі

На рис. 9.6 наведено фундамент глибокого закладення – пальовий фундамент на суходолі з елементами конструювання.

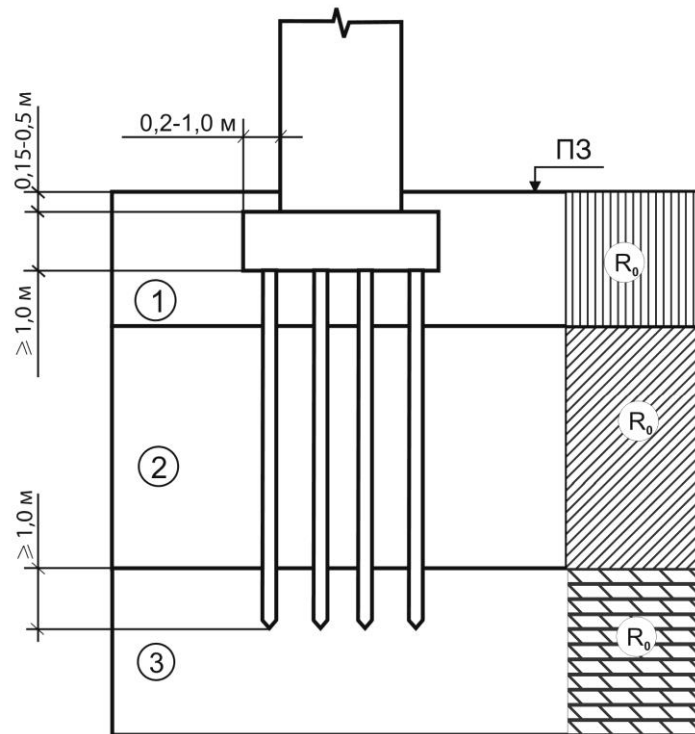


Рис. 9.6. Пальовий фундамент на суходолі

При виборі довжини паль слабі ґрунти (насіпні, торфи, ґрунти в пухкому та текучому станах) необхідно прорізувати і вістря палі заглиблювати в міцні ґрунти. Мінімальна рекомендована довжина паль при дії вертикального і горизонтального навантаження, а також згинального моменту – 4 м. Заглиблення паль в опорний пласт ґрунту повинно бути не менш ніж:

- великоуламкові й гравійні ґрунти, піски крупні та середньої крупності, а також глинисті ґрунти при $l_L < 0,1 - 0,5$ м;

- інші види нескельних дисперсних ґрунтів – 1,0 м, при цьому бажано, щоб товщина опорного пласта ґрунту під нижнім кінцем палі була не меншою трьох товщин забивної палі й не меншою діаметра палі-оболонки.

Для основ, складених скельними ґрунтами, забивні палі потрібно заглиблювати в скелю. Палі-оболонки забурюють у скелю для підвищення несучої здатності й забезпечення надійного закріплення їх нижнього кінця.

Для проведення подальших розрахунків виконується ескіз пальового фундаменту, суміщений з інженерно-геологічним перерізом будівельного майданчика.

9.2.2 Проектування фундаменту із забивних паль та паль-оболонок на водотоці (акваторії)

При глибині несучого шару ґрунту понад 6 метрів, коли масивні фундаменти стають економічно не вигідні, застосовують пальові фундаменти.

На рис. 9.6, 9.7, 9.8. наведені фундаменти глибокої закладки – пальові фундаменти та фундаменти із паль-оболонок.

У мостобудуванні застосовуються пальові фундаменти переважно з двома типами ростверків: високим, коли підшва ростверку розташована над поверхнею ґрунту, і низьким, коли ростверк заглиблений в ґрунт. Крім цього, в останній час знайшли застосування безростверкові пальові фундаменти.

Вибір типу паль ґрунтується на даних інженерно-геологічної будови майданчика. При виборі конструкції палі задаються її матеріалом, формою перетину і довжиною. У додатку 5 наведені марки і основні розміри забивних залізобетонних паль квадратного перетину, порожнистих круглих паль та паль-оболонок. У мостобудуванні найбільш часто застосовуються залізобетонні палі перетином 30×30 см, 35×35 см, 40×40 см, палі-оболонки діаметром поперечного перетину від 100 до 300 см. Довжина паль – від 5 до 16 м, при необхідності вони можуть буди складові.

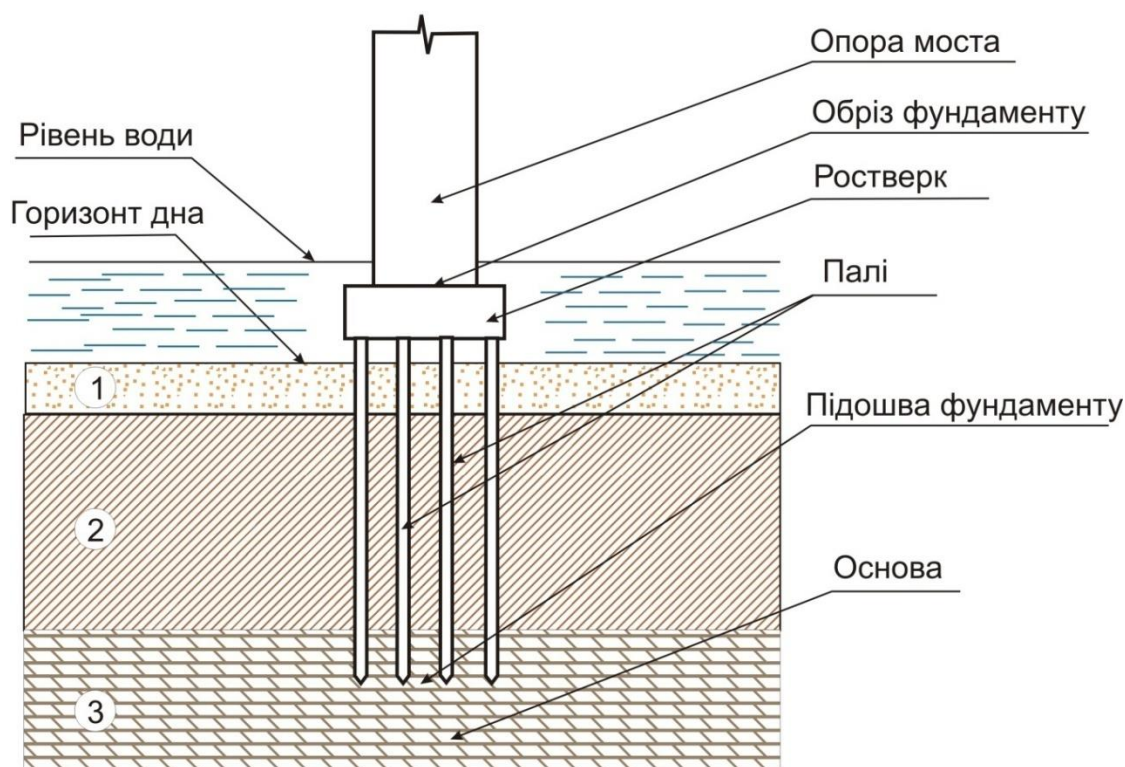


Рис. 9.7. Конструкція пальового фундаменту з високим ростверком

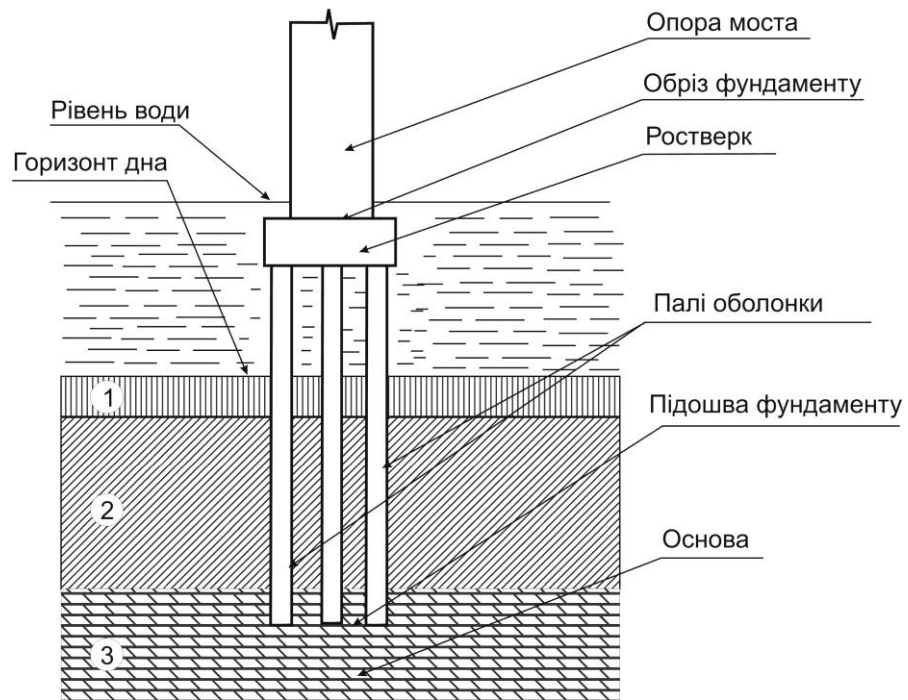


Рис. 9.8. Конструкція пального фундаменту з високим ростверком на палях– оболонках

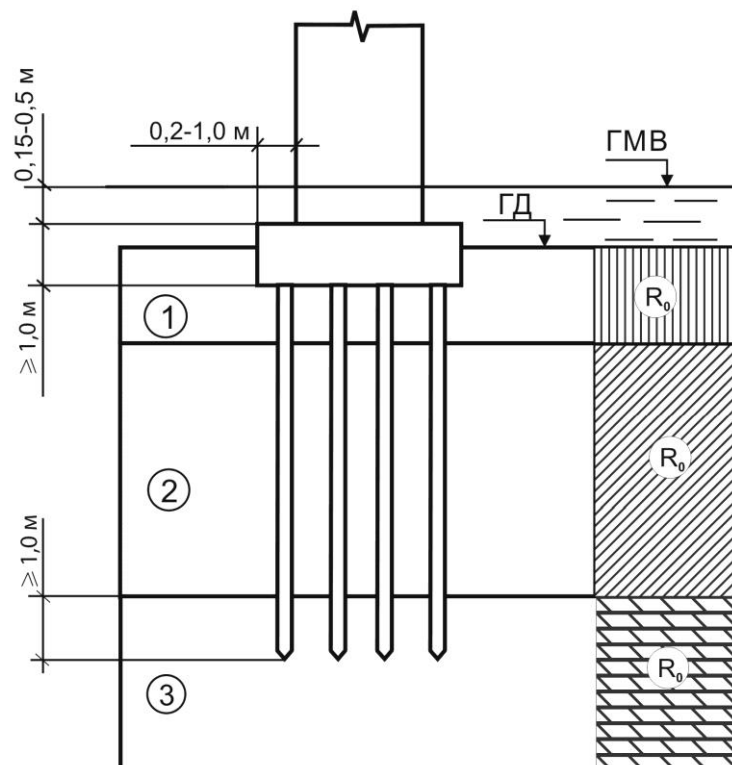


Рис. 9.9. Конструкція пального фундаменту з низьким ростверком

Запитання для самопідготовки

1. За яких умов використовують пальовий фундамент на суходолі?
2. За яких умов використовують пальовий фундамент на водотоці?
3. Від чого залежить глибина закладання підшви пальового фундаменту?
4. У якому випадку використовують палі-оболонки?
5. У якому випадку використовують пальовий фундамент з високим ростверком?

10 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Одиночна палля сприймає зовнішнє навантаження і перерозподіляє його на дві складові: опори ґрунтів основи під нижнім кінцем палі та на її боковій поверхні. Епюри напружень у ґрунті, що виникають в площині вістря й на бічній поверхні палі, зображено на рис. 10.1, а.

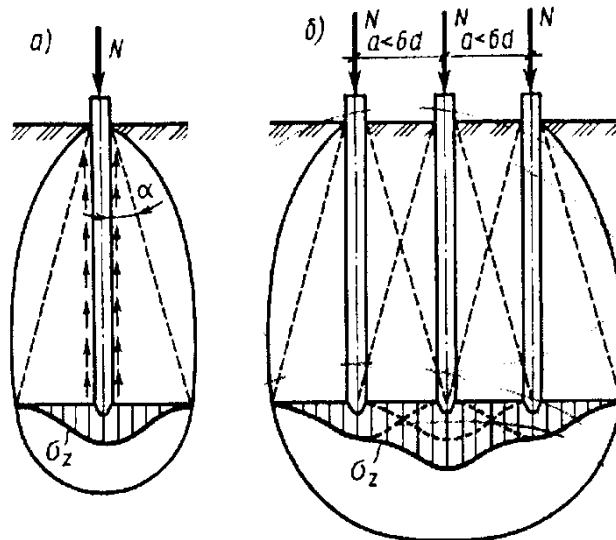


Рис. 10.1. Епюри напружень у ґрунті під нижнім кінцем палі

У пальових фундаментах, які використовують при будівництві мостів, епюри напружень, що виникають у площині нижніх кінців від розташованих поряд палей, залежно від відстані між ними, можуть між собою накладатися, стикатися або розташовуватися на деякій відстані. Аналогічна картина можлива і в зоні дії сил тертя між ґрунтом і бічною поверхнею палі. У результаті накладання епюр виникають напруження, що значно перевершують ті, які наявні для одиночних палей. Для недопущення цього відстань між осями палей під час проектування фундаментів суворо регламентується й рекомендується приймати не менше трьох діаметрів палей, прийнятих розрахунком.

10.1 Несуча здатність палі -стояка по ґрунту

Несуча здатність забивної палі, палі-оболонки, набивної і бурової палей, які спираються на скельний ґрунт, а також забивної палі, що спирається нижнім кінцем на малостисканий ґрунт, визначається за формулою [5]

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (10.1)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймається $\gamma_c = 1$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стояка, кПа;

A – площа спирання палі на ґрунт, м².

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стояка слід приймати:

а) для всіх видів забивних паль, що спираються на скельні й малостискі ґрунти, $R = 20000$ кПа;

б) для набивних, бурових і паль-оболонки, заповнених бетоном і забурених в невивітрілий скельний ґрунт не менш ніж на 0,5 м – за формулою

$$R = \frac{R_{cn}}{\gamma_g} \cdot \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (10.2)$$

де R_{cn} – нормативне значення границі міцності на однісне стискання скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа;

γ_g – коефіцієнт надійності за властивостями ґрунту, приймається $\gamma_g = 1.4$;

l_d – розрахункова глибина забурювання палі в скельний ґрунт, м;

d_f – зовнішній діаметр забуреної в скельний ґрунт палі, м;

в) для паль-оболонки, що рівномірно спираються на поверхню невивітрілого скельного ґрунту, прикритого шаром нескельного ґрунту товщиною не менш ніж три діаметри палі-оболонки, за формулою

$$R = \frac{R_{cn}}{\gamma_g}. \quad (10.3)$$

10.2 Несуча здатність висячої палі по ґрунту

Для висячих забивних паль і паль-оболонки, занурених без виймання ґрунту з внутрішньої порожнини, які працюють на стискувальне навантаження рис 10.2, несучу здатність слід визначати як суму сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її боковій поверхні за формулою ДБН В-2.1.-10 -2009 Зміна 1

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (10.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймається $\gamma_c = 1$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, приймається за табл. 10.1;

A – площа обпирання палі на ґрунт, м²;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i та h_i – відповідно розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічій поверхні палі, кПа, що приймається за табл. 10.2, та товщина i -го шару ґрунту, м;

γ_{cr} і γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурювання палі на розрахунковий опір ґрунту, приймаються відповідно до ДБН В-2.1.-10 -2009 Зміна 1. Для забивних паль суцільних і з внутрішньою порожниною, забитих із закритим нижнім кінцем, $\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$.

Т а б л и ц я 10.1

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі

Глибина занурювання нижнього кінця палі, м	Розрахунковий опір під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонки, занурених без виймання ґрунту з внутрішньої порожнини R , кПа.						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравійних	крупних		середньої крупності	дрібних	пилуватих	
	пилувато-глинистих ґрунтів, при показнику текучості I_L , рівному						
	0	01	02	03	04	05	06
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2100</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки. 1. Над рискою наведені значення R для піщаних ґрунтів, під рискою – для пилувато-глинистих.

2. Для проміжних глибин занурювання паль і проміжних значень показника текучості I_L пілувато-глинистих ґрунтів значення R і f в таблицях 10.1. і 10.2. визначаються інтерполяцією.

3. Для супісків з числом пластичності $I_L \leq 4$ і коефіцієнтом пористості $e < 0,8$ розрахункові опори R і f слід визначати як для пілуватих пісків середньої щільності.

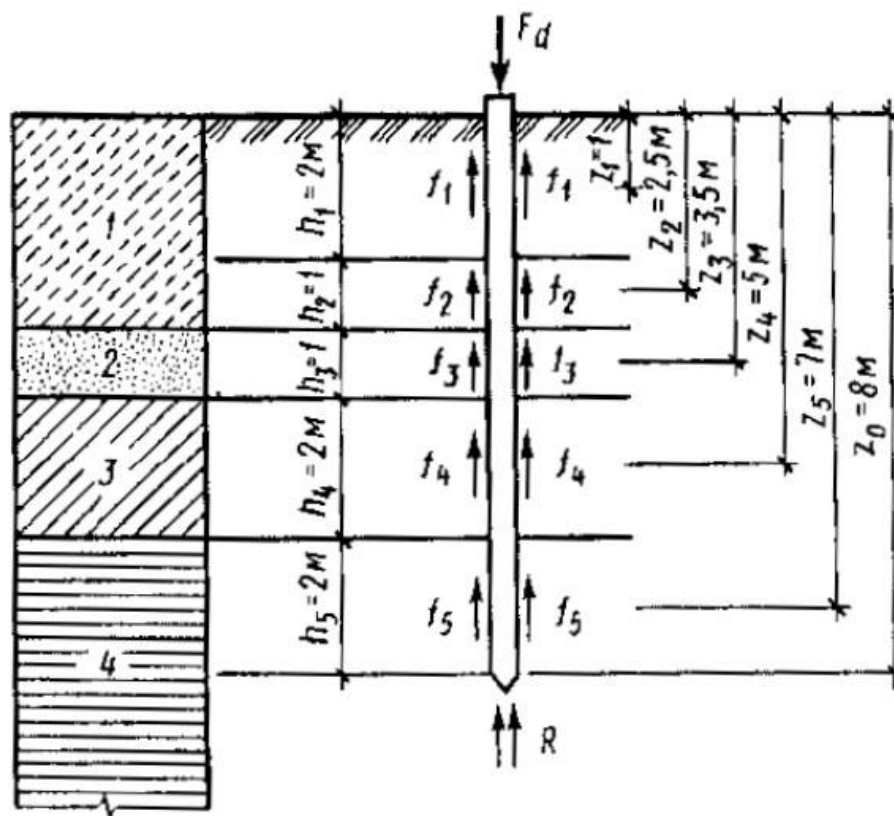


Рис. 10.2. Схема розрахунку несучої здатності пальі по ґрунту

Т а б л и ц я 10.2

Розрахункові опори ґрунтів на боковій поверхні пальі

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори на боковій поверхні забивних пальі і пальі-оболонки, занурених без виймання ґрунту з внутрішньої порожнини f_i , кПа								
	піщаних ґрунтів середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилуватих						
	пилувато-глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L , що дорівнює								
	02	03	04	05	06	07	08	0	1
								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
7	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

П р и м і т к и: 1. При визначенні розрахункового опору ґрунту на боковій поверхні паль f_i за даною таблицею слід урахувати вимоги, наведені в примітках 2 і 3 до попередньої табл. 10.2. 2. При визначенні за цією таблицею розрахункових опорів ґрунтів на боковій поверхні паль f_i пласти ґрунтів слід ділити на однорідні шари товщиною не більше 2 м. 3. Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів на боковій поверхні паль слід збільшувати на 30 % порівняно зі значеннями, наведеними в цій таблиці. 4. Розрахункові опори супісків і суглинків з коефіцієнтом пористості $e < 0,5$ і глин з коефіцієнтом пористості $e < 0,6$ слід збільшувати на 15 % порівняно зі значеннями цієї таблиці при будь-якому значенні показника текучості.

10.3 Допустиме розрахункове навантаження на палю

Допустиме розрахункове навантаження на одну палю в складі фундаменту визначається формулою

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (10.5)$$

де γ_k – коефіцієнт надійності, приймається згідно з ДБН В-2.1.-10 - 2009 Зміна1. У тому разі, якщо несуча здатність палі визначалася розрахунком, $\gamma_k = 1,4$.

Необхідна кількість паль у фундаменті визначається за співвідношенням

$$n = \frac{(\sum N + G_p) \cdot \beta}{N}, \quad (10.6)$$

де $\sum N$ – сумарне вертикальне навантаження на обріз фундаменту, кН;

G_p – вага ростверку і ґрунту над ним, кН;

β – коефіцієнт, що враховує дію горизонтальних навантажень і моментів на фундамент, приймається $\beta = 1.1 \div 1.3$.

Для низького ростверку висотна відмітка обрізу і його розміри в плані

визначаються так само, як і для фундаменту мілкового закладання. Висота ростверку повинна бути не меншою ніж 1,0 м, а його підшва розташовується на глибині не менш ніж 0,5 м від горизонту можливого розмиву ґрунту біля опори.

10.4 Розміщення паль у ростверку

Після визначення необхідної кількості паль у фундаменті виконується їх розміщення в плані (рис. 10.3). Палі розміщують у плані правильними рядами (у шаховому або рядовому порядку), осі рядів прив'язуються до осей споруди. Мінімальна відстань між поздовжніми осями забивних паль у ряді приймається $3d$, максимальна – $6d$ (тут d – діаметр або сторона поперечного перерізу палі). Для крайніх рядів палі відстань від зовнішньої їх грані до краю ростверку повинна бути не меншою ніж 0,25 м.

Для забезпечення жорсткого об'єднання з ростверком паля заглиблюється і замонолічується в ньому на величину не менше $2d$. Величина заглиблення може бути зменшена до 0,15 м, для чого арматура паль оголяється і заводиться в плиту ростверку на величину не менше двадцяти діаметрів арматурних стержнів періодичного профілю і сорока діаметрів стержнів арматури гладкого профілю.

Мінімальна відстань між палями-оболонками приймається не меншою ніж 1,0 м, відстань від зовнішніх граней крайніх паль до краю ростверку – не менш ніж 0,1 м. Заглиблення паль-оболонок у плиту ростверку повинно бути не менш ніж 1,2 м.

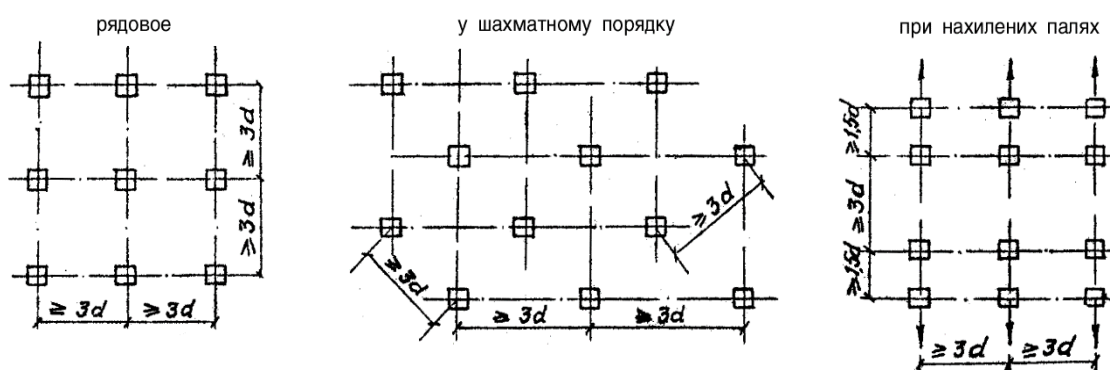


Рис. 10.3. Розміщення паль у площині підшви ростверку

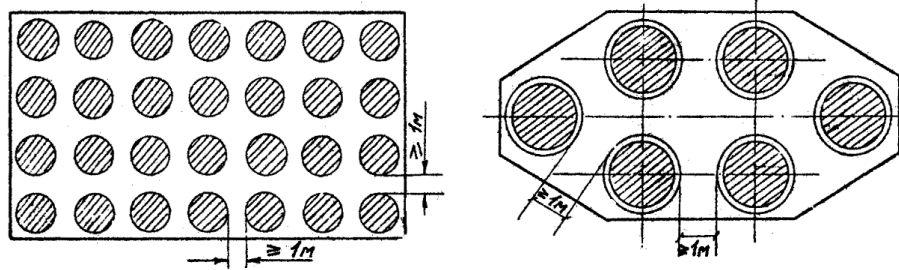


Рис. 10.4. Розміщення паль-оболонки в площині підшви ростверку



Рис. 10.5. Фото пального фундаменту

Після визначення потрібної з конструктивних міркувань кількості паль і розміщення їх у ростверку виконують розрахунок кошторису варіанта пального фундаменту.

Запитання для самопідготовки

1. За яких геологічних умов використовують палі-стояки?
2. За яких геологічних умов використовують висячі палі?
3. Від чого залежить розташування паль у ростверку?
4. Як визначається кількість паль у ростверку?
5. З чого складається несуча здатність висячої палі по ґрунту?

11 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ ЗА ПЕРШОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ ЯК УМОВНО МАСИВНОГО

11.1 Визначення розмірів умовно масивного фундаменту

Розрахунок починається з перевірки несучої здатності пальового фундаменту як умовного масивного фундаменту мілкого закладання.

Методика перевірки викладена в [1, дод. V]. Умовний фундамент приймається у вигляді прямої призми з вертикальним перерізом 1234 (рис. 11.1).

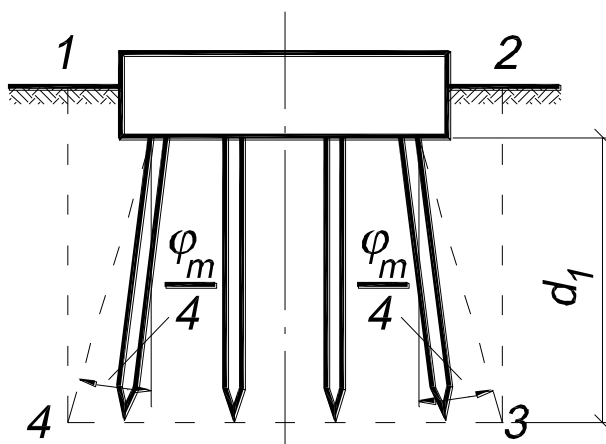


Рис. 11.1. Схема до розрахунків пальового фундаменту як умовно масивного

1-2 – відмітка поверхні ґрунту після планування;

4-3 – нижня межа пальового фундаменту як умовно масивного;

Середнє значення кута внутрішнього тертя ґрунту в межах довжини пальів визначається за формулою

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{d}, \quad (11.1)$$

де φ_i – значення кута внутрішнього тертя i -го шару ґрунту в межах глибини занурювання палі, град;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

d – глибина занурювання пальів у ґрунт відносно його розрахункової поверхні, м.

11.2 Перевірка несучої здатності умовно масивного фундаменту

Перевірка несучої здатності пальового фундаменту як умовно масивного виконується за умовами (11.2) і (11.3), у яких середній та максимальний тиск на основу під подошвою фундаменту визначається за

формулами [2]:

$$p_{\text{сер}} = \frac{N_c}{a_c \cdot b_c}; \quad (11.2)$$

$$p_{\text{max}} = \frac{N_c}{a_c \cdot b_c} + \frac{6a_c \cdot (3M_c + 2F_h \cdot d)}{b_c \cdot \left(\frac{k}{c_b} \cdot d^4 + 3a_c^3 \right)}, \quad (11.3)$$

де $p_{\text{сер}}$ і p_{max} – відповідно середній і максимальний тиск умовної підосви фундаменту на основу, кПа;

N_c – вертикальна складова рівнодійної навантаження на ґрунт основи в рівні підосви умовного фундаменту з урахуванням ваги ґрунтового масиву абсе разом з палями та ростверком, кН;

F_h і M_c – відповідно горизонтальна складова навантаження, кН, і момент, кН·м, у рівні розрахункової поверхні ґрунту;

a_c і b_c – розміри умовної підосви фундаменту в плані в напрямках відповідно перпендикулярному та паралельному площині дії навантаження, м, визначаються за формулами:

$$a_c = a_0 + 2d \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4}; \quad (11.4)$$

$$b_c = b_0 + 2d \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4}, \quad (11.5)$$

де a_0 і b_0 – відстань між зовнішніми гранями крайніх рядів паль у відповідних напрямках, м;

k – коефіцієнт пропорційності, що визначає збільшення коефіцієнта постелі ґрунту, розташованого вище підосви фундаменту залежно від глибини (табл. 11.2)

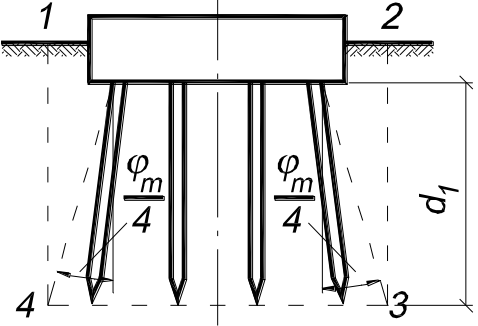
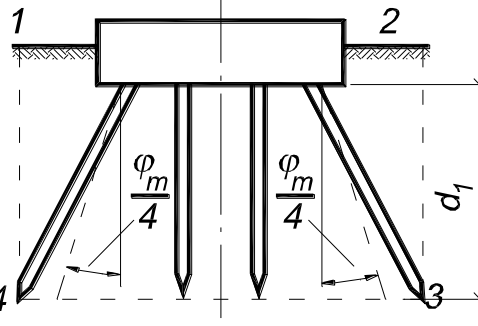
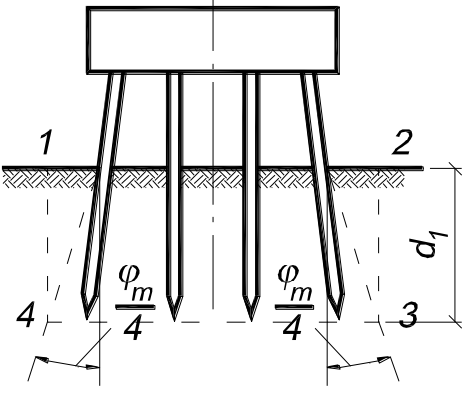
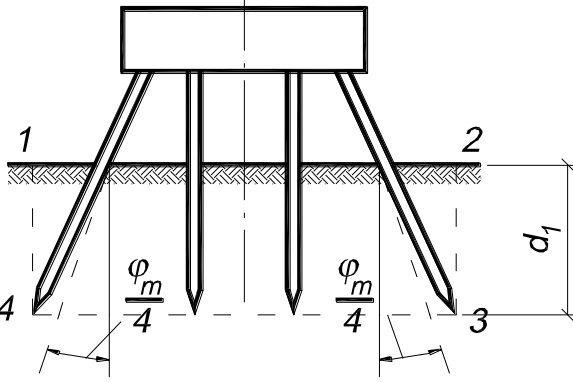
c_b – коефіцієнт постелі ґрунту в рівні підосви умовного фундаменту, кН/м³, що визначається за формулами:

$$\text{при } d \leq 10\text{м} - c_b = 10k; \quad (11.6)$$

$$\text{при } d > 10\text{м} - c_b = k \cdot d. \quad (11.7)$$

Нижче в таблиці 11.1 наведені види ростверків пальових фундаментів для визначення їх розмірів як умовно масивних.

Схеми умовно масивного фундаменту

	<p>Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунті при куті нахилу паль менш ніж $\varphi_m/4$</p>
	<p>Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунті при куті нахилу паль більш ніж $\varphi_m/4$</p>
	<p>Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу паль менш ніж $\varphi_m/4$</p>
	<p>Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу паль більш ніж $\varphi_m/4$</p>

Коефіцієнт пропорційності

Ґрунти	Коефіцієнт k , кН/м ⁴ (тс/м ⁴)
Текучопластичні глини і суглинки ($0,75 < I_L \leq 1$)	490-1960 (50-200)
М'якопластичні глини і суглинки ($0,5 < I_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 \leq I_L \leq 1$); пілуваті піски ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	1961-3920 (200-400)
Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ($0 \leq I_L \leq 0,5$); тверді супіски ($I_L < 0$); піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$) і середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	3921-5880 (400-600)
Тверді глини і суглинки ($I_L < 0$); піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5881-9800 (600-1000)
Піски гравелисті ($0,55 \leq e \leq 0,7$) і галька з піщаним заповнювачем	9801-19600 (1000-2000)

11.3 Перевірка несучої здатності за фактичним навантаженням на палі

Після перевірки несучої здатності фундаменту визначається фактичне навантаження на палі у фундаменті, яке повинно задовольняти умови:

$$N_{0\text{н\ddot{a}д}} = \frac{N_d}{n} \leq N ; \quad (11.8)$$

$$N_{0\text{маx}} = \frac{N_d}{n} + \frac{\sum M_x \cdot Y_{\text{маx}}}{\sum Y_i^2} + \frac{\sum M_y \cdot X_{\text{маx}}}{\sum X_i^2} \leq 1.2 N ; \quad (11.9)$$

$$N_{0\text{мін}} = \frac{N_d}{n} - \frac{\sum M_x \cdot Y_{\text{маx}}}{\sum Y_i^2} - \frac{\sum M_y \cdot X_{\text{маx}}}{\sum X_i^2} > 0. \quad (11.10)$$

В формулах (11.8) – (11.10):

$N_{0\text{н\ddot{a}д}}$, $N_{0\text{маx}}$, $N_{0\text{мін}}$ – відповідно середнє, максимальнє та мінімальнє навантаження на одну палю у фундаменті, кН;

N – розрахункове навантаження на одну палю, що визначається за формулою (10.5), кН;

N_d – розрахункове вертикальнє навантаження на всі палі у фундаменті, що включає навантаження від споруди, вагу ростверку і ґрунту або води над ним, кН;

n – кількість паль у фундаменті;

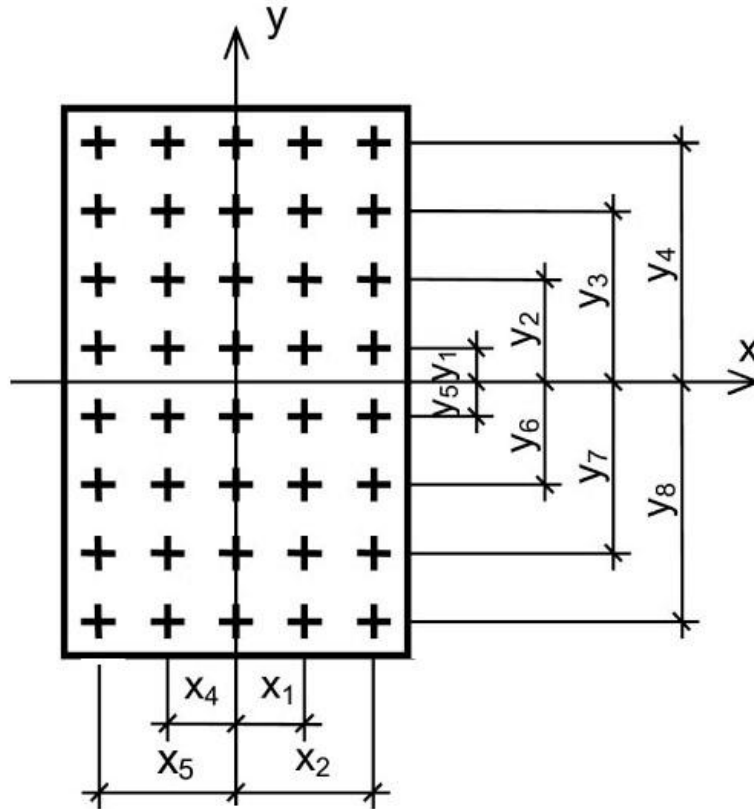


Рис.11.2 Схема розташування паль у ростверку

ΣM_x , ΣM_y – розрахункові згинальні моменти відносно головних центральних осей плану паль у площині підшви ростверка, кН·м;

X_{\max} та Y_{\max} – координати паль, найбільше віддалених від центра їх плану, м;

X_i та Y_i – відстань від головних осей плану пального поля до осі кожної палі, м.

Ці умови означають, що середнє навантаження на одну палю у фундаменті не повинно бути більшим розрахункового, найбільше навантаження на палі не повинно перевищувати його більш ніж на 20 %, а найменше навантаження не повинно перетворювати звичайні палі в анкерні. Якщо вони не виконуються, то необхідно збільшити довжину або кількість паль, або їх розташування, або змінити конструкцію паль у бік збільшення їх несучої здатності. Допускається конструктивно додавати декілька паль для їх симетричного розташування.

Запитання для самопідготовки

1. Від чого залежать розміри пальового фундаменту як умовно масивного фундаменту?
2. Чи усі палі у ростверку мають однакове фактичне навантаження?
3. Які палі в ростверку мають найбільше навантаження?
4. Які палі в ростверку мають мінімальне навантаження?
5. Чому палі в ростверку мають різне навантаження?

12 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

12.1 Розрахунок осадки пальового фундаменту

Розрахунок фундаментів за другою групою граничних станів проводиться у всіх випадках за винятком:

- обпирання фундаментів на скельні, великоуламкові та гравійні ґрунти з піщаним заповнювачем – для всіх мостів;
- обпирання фундаментів на міцні ґрунти – для мостів зовнішньо статично визначених систем прогоном до 55 м на залізницях і до 105 м на автомобільних дорогах.

Розрахунок виконується відповідно до [2, дод. 2] і схеми, наведеної на рис. 12.1, у такій послідовності.

1. Складання ескізної схеми фундаменту з прив'язкою до ґрунтових умов будівельного майданчика.

2. Побудова епюри вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по його глибині σ_{zg} , починаючи з поверхні ґрунту.

3. Побудова епюри додаткового вертикального напруження σ_{zp} по глибині ґрунту нижче підосви фундаменту.

4. Визначення верхньої (FL) і та нижньої (BC) границь стискуємої товщі (активної зони) та її величини N_c .

5. Розбивка стискуємої товщі на елементарні шари, товщину яких рекомендується приймати не більше 0,4 від ширини фундаменту.

6. Визначення осідання основи способом підсумовування осідання окремих шарів ґрунту в стискаємої товщі.

Вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} визначаються за формулою

$$\sigma_{zgi} = \sum h_i \cdot \gamma_i, \quad (12.1)$$

де h_i – товщина окремих шарів ґрунту, починаючи від поверхні, без урахування розмиву, м;

γ_i – питома вага окремих шарів ґрунту, кН/м^3 , при необхідності враховується зважування водопроникних ґрунтів у воді.

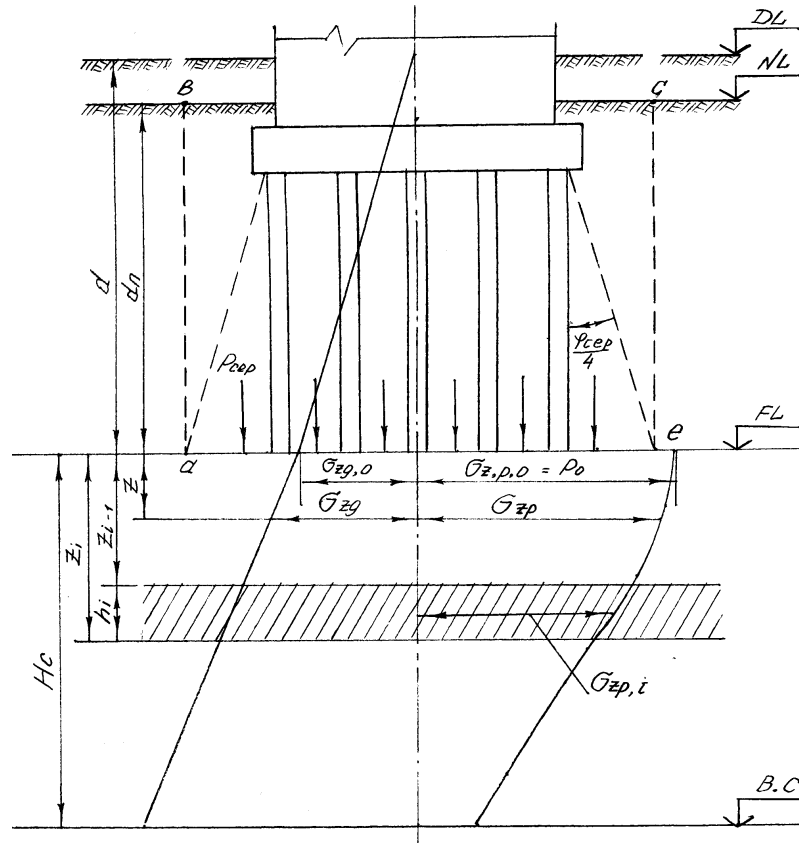


Рис. 12.1. Схема розрахунку осідання пальового фундаменту

Додатковий (до природного) вертикальний тиск підшви фундаменту на основу складає:

$$p_0 = \sigma_{zp0} = p_{\text{сep}} - \sigma_{zg0}, \quad (12.2)$$

де $p_{\text{сep}}$ – середній тиск підшви фундаменту на основу, що визначається за формулами (11.2), кПа;

σ_{zg0} – вертикальне напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту, кПа.

Додаткові вертикальні напруження σ_{zpi} в ґрунті основи на глибині z , під підшвою фундаменту визначаються за формулою

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot \sigma_{zp0}, \quad (12.3)$$

де α_i – коефіцієнт, що приймається за табл. 4.4 в залежності від форми підшви фундаменту, співвідношення сторін прямокутної площі підшви та відносної глибини $\frac{z_i}{b}$.

Нижня межа стискуємої товщі ґрунту основи приймається на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zpi} = 0,2 \sigma_{zg}$. Якщо отримана за цією

умовою нижня межа стискуємої товщі опиниться в шарі ґрунту з модулем деформації $E \leq 5000$ кПа, то тоді вона визначається з умови $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$.

Величина повного осідання основи визначається методом підсумовування осідання кожного елементарного шару ґрунту в межах стискуємої товщі H_c :

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{сер} \cdot h_i}{E_i}, \quad (12.4)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}^{сер}$ – середнє значення додаткового вертикального напруження в i -му шарі ґрунту, кПа, береться середнє арифметичне значення на верхній і нижній межах i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

E – модуль деформації i -го шару ґрунту, кПа, визначається за допомогою табл. 5.2 та 5.3, відповідно для пісків і глинястих ґрунтів;

n – число шарів ґрунту в стискуємій товщі.

Отримане розрахунком за формулою (12.4) повне осідання основи фундаменту опори не повинно перевищувати допустимої величини осідання (визначається за формулою 12.4, або розрахунком).

$$S_{доп} = 1.5\sqrt{L_p}, \quad (12.5)$$

де L_p – довжина меншого прилягаючого до опори прогону моста, м.

У курсовому проекті можна прийняти $L_p = 50$ м.

П р и м і т к а. У формулу (12.5) довжину прогону L_p слід підставляти в метрах, а значення допустимого осідання фундаменту приймати в сантиметрах.

12.2 Розрахунок крену фундаменту

Крен фундаменту визначається за формулою

$$i = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot K_e \frac{M}{\left(\frac{a^2}{2}\right)}, \quad (12.6)$$

де M – перекидаючий момент у рівні підосви фундаменту від розрахункових навантажень, кН·м;

a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, в

напрямку якої діє момент, м;

K_e – коефіцієнт, що приймається за табл. 5.3;

E – модуль деформації ґрунту основи, кПа, приймається згідно з табл. 5.1 і 5.2 відповідно для пісків і глинястих ґрунтів;

ν – коефіцієнт бокового розширення ґрунту, приймається рівним для ґрунтів: великоуламкових – 0,27; пісків і супісків – 0,3; суглинків 0,35; глин – 0,42.

Середнє (в межах стискуємої товщі) значення модуля деформації і коефіцієнта бокового розширення ґрунту основи визначається за формулами:

$$\bar{E} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n A_i / E_i}; \quad (12.7)$$

$$\bar{\nu} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i \cdot h_i}{H_c}, \quad (12.8)$$

де A_i – площа епюри вертикальних напружень в межах i -го шару ґрунту від одиничного тиску подошви фундаменту на основу кН/м; допускається приймати $A_i = \sigma_{zpi} \cdot h_i$;

E_i , ν_i , h_i – відповідно модуль деформації, коефіцієнт бокового розширення і товщина i -го шару ґрунту;

H_c – розрахункова величина стискуємої товщі, м;

n – число шарів ґрунту, що відрізняються коефіцієнтом бокового розширення ν і модулем деформації E в межах стискуємої товщі ґрунту основи H_c .

Значення крену фундаменту, визначене за формулою (12.6), не повинно перевищувати величину допустимого його значення

$$i_0 \leq i_{\text{доп}}. \quad (12.9)$$

Допустиме значення крену фундаменту мостової опори згідно [2] приймається: $i_{\text{доп}} = 0,0004$, м

Питання для самопідготовки:

1. У яких випадках розрахунок фундаментів за другою групою граничних станів не проводиться?
2. У яких випадках розрахунок фундаментів за другою групою граничних станів проводиться?
3. Як знаходиться нижня межа товщі ґрунту яка стискується?
4. Чи залежить крен фундаменту від дії бокових навантажень?

13 СПОРУДЖЕННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Пальові фундаменти опор мостів, які розташовані на суходолі або у заплавах річок, а також у річках при не глибокому розташуванні міцних ґрунтів споруджують у відкритих котлованах, але глибина котловану значно менша ніж при спорудженні масивних фундаментів, бо котлован виринається на глибину підосви ростверку.

При будівництві мостів треба брати до уваги, у яку пору року ведеться будівництво, геологічні та кліматичні умови, оскільки існує необхідність збільшення ступеня індустріалізації конструкцій, які використовуються (тобто виконання робіт буде виконуватися спеціальними організаціями з метою зменшення тривалості будівництва, затрат праці та зниження собівартості). Таким чином надалі особливу увагу слід приділяти удосконаленню конструкцій та технології зведення фундаментів.

Для того щоб ці умови виконувались, необхідно по можливості використовувати фундаменти глибокого закладення (з їхнім обрізом, який розташований вище рівня води або поверхні ґрунту) замість фундаментів мілкового закладення, які споруджуються в котлованах.

Значною перевагою фундаментів глибокого закладення є зменшення трудовитрат, особливо робіт, які виконують вручну (улаштування та розбірка огорожі котловану, водовідвід, розробку ґрунту, планування основи тощо).

Використання, крім вертикальних, також похилих паль, стовпців забезпечує зменшення на 5-10 % кількості таких елементів у кожному фундаменті, а відповідно на скільки ж собівартості та трудовитрат.

13.1 Способи занурення паль

За способом занурення палі, виготовлені в заводських умовах, поділяються на: забивні, віброзанурені, вдавлюванні й загвинчені. Занурення забивних паль здійснюють молотами – механічними (підвісні), паро-повітряними, дизельними та електричними.

Для захисту в процесі забивання верхньої частини палі від руйнування та пом'якшення впливу ударних впливів на палю одягають металевий наголовник із дерев'яними або гумовими прокладками.

Дизельні молоти, одиночної або подвійної дії, як енергію використовують пар або стиснене повітря. У молотах одиночної дії енергія витрачається на підйом ударної частини по напрямній та із досягненням певної висоти ударна частина автоматично скидається та

падаючи, б'є по голові палі. У молотах подвійної дії енергія приводу використовується як на підйом ударної частини, так і на переміщення її вниз, істотно збільшуючи під час падіння силу удару молота по палі.

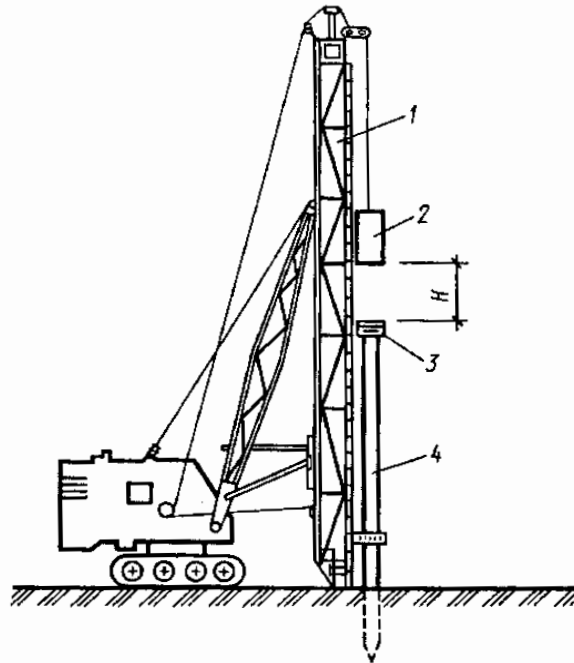


Рис. 13.1. Копер для забивання палей

1 – напрямна стріла, 2– дизель-молот, 3– наголовник палі, 4– палля



Рис. 13.2. Забивка палі копром

Занурення палей вдавлюванням рис. 13.3 здійснюється вдавлювальними агрегатами за допомогою потужних гідродомкратів. Відсутність у процесі занурення палей динамічних і вібраційних впливів дозволяє використовувати цей спосіб влаштування палевих фундаментів безпосередньо поблизу існуючих будівель, а також

виконувати роботи, пов'язані з реконструкцією і посиленням фундаментів та надфундаментних конструкцій.

У тих випадках, коли занурення палі на задану позначку ускладнюється значним опором ґрунту, а збільшення енергії занурення призводить до їхнього руйнування, палі можна занурювати з допомогою підмивання водними струменями. Із цією метою до вістря палі підводять дві труби діаметром 50 мм, що мають наконечник з отвором 12 мм. Водночас необхідно дотримуватися вимоги, щоб довжина труб була не менше довжини палі, а наконечник знаходився нижче вістря палі на 0,25 м. Під дією струменя води ґрунт навколо вістря палі розпушується, і вона легше занурюється в утворене середовище.



Рис. 13.3. Занурення палі вдавлюванням

Для спрощення процесу занурення палі у тверді глинисті ґрунти може бути застосоване лідирування. Лідируючі свердловини влаштовують або за допомогою металевого лідера, розміри поперечного перерізу якого трохи менше палі, або шляхом буріння свердловини діаметром менше діаметра палі (рис. 13.4).



Рис. 13.4. Буріння лідируючої свердловини

Спосіб занурення палів вібромолотами рис. 13.5 базується на принципі використання комбінованого ударно-вібраційного впливу, за якого одночасно з періодичними ударами по палі на неї передаються вертикальні коливання, що створюються вібратором, закріпленим на палі. Цей метод особливо ефективний у разі занурення палей у водонасичені піщані ґрунти, які під впливом вібрації розріджуються, що сприяє значному зниженню опору тертя ґрунту за її бічною поверхнею.

Після занурення палі на задану глибину, через деякий час, ґрунт навколо пального простору палі відновлює свої початкові властивості й відповідно відновлюється опір тертя ґрунту за бічною поверхнею палі.



Рис. 13.5. Занурення палей вібромолотом

13.2 Палі, виготовлені в ґрунті

Палі, виготовлені в ґрунті (рис. 13.6), часто називають набивними або буронабивними. Відома велика кількість різних конструкцій таких палей і способів їхнього виготовлення. Вони виготовляються безпосередньо на місці будівництва з попередньою підготовкою в ґрунті свердловини для стовбура палі.

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 закріпленим 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

Палі без ущільнення бетону стовбура влаштовуються в свердловинах і називаються буровими. Залежно від ступеня вологості ґрунтів попередня підготовка свердловин для виготовлення набивних палей може здійснюватися без захисної оболонки, з виймаючою та невиймаючою оболонкою.

Палі без захисної оболонки влаштовуються в сухих маловологих ґрунтах, у яких можливо виконувати буріння стовбура палей без кріплення стінок свердловини. Незалежно від способу утворення в ґрунті свердловини, її заповнюють бетоном або попередньо опускають у свердловину арматурний каркас, а потім бетонують стовбур палі. Оскільки свердловини заповнюються бетоном і, як правило, з ущільненням, у них утворюються палі, які отримали назву буронабивні.

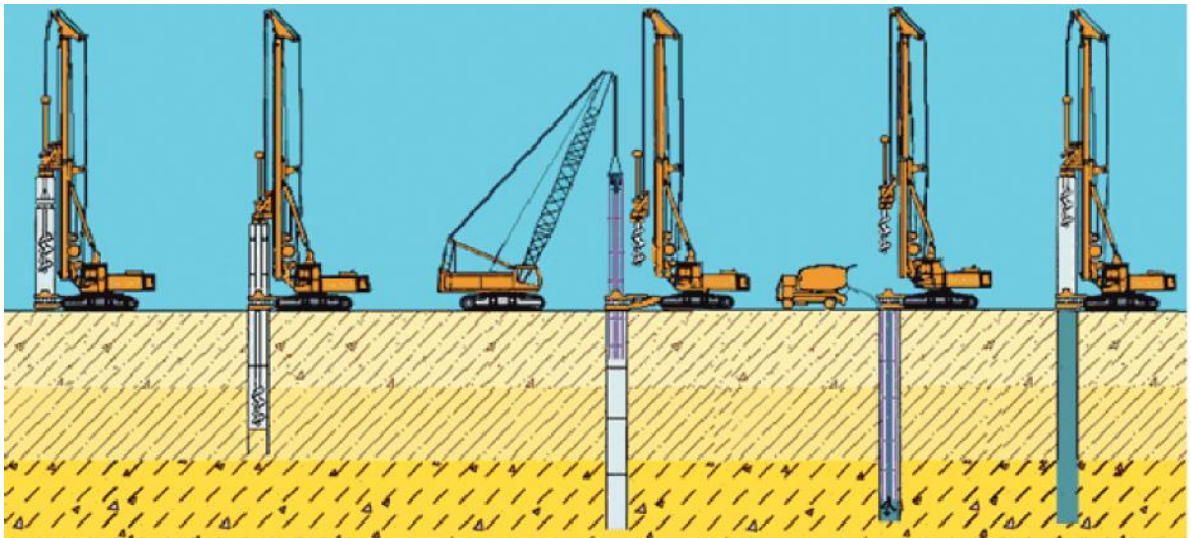


Рис. 13.6. Виготовлення буронабивних палей



Рис. 13.7. Арматурний каркас буронабивної палі

Одна із переваг буронабивних палей полягає в тому, що за їхнього влаштування відсутні динамічні впливи, які можуть нашкодити сусіднім будівлям та спорудам. Основним їхнім недоліком є складність здійснення контролю якості у процесі виробництва робіт та необхідністю витримування до набуття бетоном проектної міцності. Крім того, набивні палі сильніше схильні до агресивного впливу ґрунтових вод, особливо в період твердіння бетону, що потребує додаткових витрат для вживання захисних заходів.

Запитання для самопідготовки

1. Від яких факторів залежить спосіб занурення палі?
2. За яких умов використовують забивні залізобетонні палі?
3. За яких умов використовують буронабивні залізобетонні палі?
4. У яких умовах використовують захисну оболонку при зануренні палі?
5. Коли застосовують занурення палі вдавлюванням?

14 БУДІВНИЦТВО ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ НА СУХОДОЛІ

14.1 Етапи будівництва

Будівництво фундаментів є частиною процесу будівництва мостової споруди, який складається з чотирьох основних етапів:

1. Організаційні заходи.
2. Підготовчі роботи.
3. Основні роботи.
4. Заключна частина будівництва.

Організаційні заходи:

- оформлення та затвердження проєктно-технічної та кошторисної документації;
- визначення будівельно-монтажних та спеціалізованих залучуваних організацій;
- вирішення питань, пов'язаних із забезпеченням матеріалами, збірними конструкціями та деталями, інвентарним обладнанням та механізмами;
- розробка та затвердження робочих креслень конструкцій та проєктів виконання робіт.

Підготовчі роботи:

- відведення території для будівництва;
- спорудження під'їзних доріг;
- знос будинків і споруд, розташованих у межах будівельного майданчика;
- розчистка місцевості (у разі потреби);
- приймання геодезичної основи;
- розбивка і закріплення осей мостового переходу і окремих опор;
- спорудження складів, завезення й монтаж устаткування, тимчасових виробничих і житлових будинків;
- одержання від заводів і складування елементів збірних конструкцій і деталей;
- створення виробничої бази для виготовлення елементів збірних конструкцій і деталей на будівельному майданчику тощо.

Основні роботи. Виконуються відповідно до затвердженого проєкту споруд та проєкту виконання робіт і передбачають:

- влаштування фундаментів опор мостової споруди;

- складання або бетонування опор;
- монтаж прогонових будов мостової споруди;
- відсіпання та зміцнення укосів земляного полотна підходів та регуляційних споруд;
- встановлення перил, а також освітлювальних та сигнальних пристроїв;
- укладання дорожнього покриття; обробку та фарбування поверхні споруди тощо.

Заклучна частина будівництва:

- демонтаж обладнання, яке застосовувалося для будівництва мостової споруди;
- рекультивація рослинного шару в межах території під будівництво;
- оформлення робочої та виконавчої документації щодо будівництва мостової споруди;
- здача мостової споруди в експлуатацію з передачею всієї технічної, робочої та виконавчої документації замовнику.

Таким чином, будівництво фундаментів входить в основні види робіт і пов'язано з іншими роботами при будівництві мостового переходу.

Спорудження та огороження котлованів при будівництві пальових фундаментів аналогічне будівництву фундаментів мілкового закладання (розд. 6, 7, 8). Але треба мати на увазі, що глибина котловану залежить від глибини підошви ростверку. При пальовому фундаменті вона значно менша, ніж при масивному фундаменті.

14.2 Занурення паль

На рис. 14.1 показано варіант забивки паль у котловані з поверхні ґрунту, на рис. 14.2 – забивка паль з дна котловану.

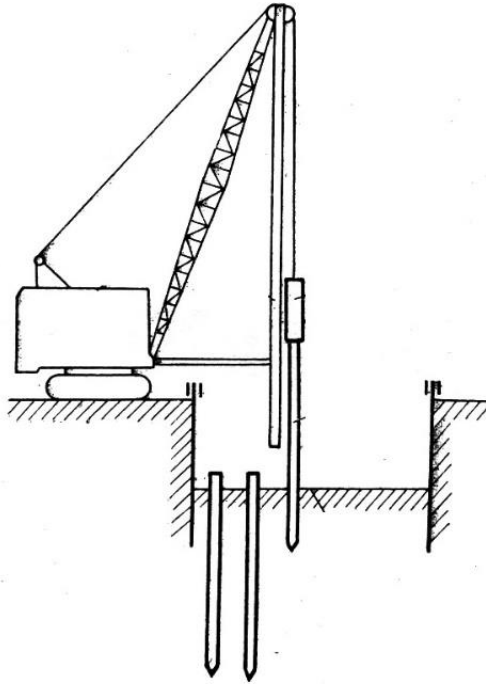


Рис. 14.1. Забивка палів з поверхні котловану

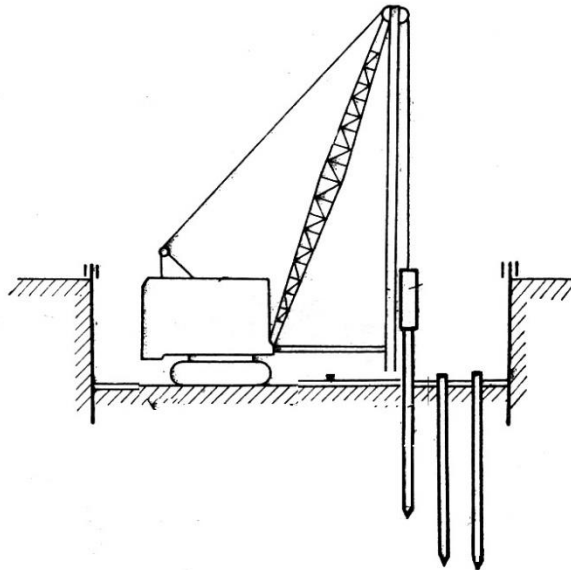


Рис. 14.2. Забивка палів з дна котловану

При використанні буронабивних палів устаткування для занурення палів розташоване на дні котловану (рис. 14.3).



Рис. 14.3. Установа для спорудження буронабивних паль

Спорудження фундаментів містить технологічні операції, пов'язані із улаштуванням монтажного майданчика для розміщення на ньому відповідного устаткування, залежно від конструкції фундаменту опори й технології робіт із улаштування фундаменту.

Найзручніше влаштовувати фундаменти з поверхні ґрунту. При цьому легко вирішуються питання з розміщенням технологічного встаткування, підвозом матеріальних ресурсів їхнім тимчасовим розміщенням і складуванням. Так, можуть бути влаштовані монтажні майданчики при спорудженні фундаментів і опор у межах заплавл ріки. У цьому випадку потрібне планування майданчика й улаштування до нього під'їзних колій за умови, що механічні характеристики ґрунтів забезпечують безпечну роботу устаткування для виконання всіх технологічних операцій.

Наступна операція це армування та бетонування ростверку (рис. 14.4).



Рис. 14.4. Роботи з армування ростверку пальового фундаменту

Запитання для самопідготовки

1. Від чого залежить глибина котловану при спорудженні пальового фундаменту?
2. Перерахуйте види підготовчих робіт при спорудженні пальового фундаменту?
3. Для чого використовують напрямну свердловину при спорудженні пальового фундаменту?
4. Де виготовляється арматурний каркас буронабивних паль?
5. Чи завжди виконують огороження котловану при спорудженні пальового фундаменту?

15 БУДІВНИЦТВО ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ НА ВОДОТОЦІ (АКВАТОРІЇ)

Акваторія – частина поверхні води, яка обмежена природними, штучними чи умовними межами.

Дуже часто фундаменти опор великих і середніх мостів споруджують в умовах наявності води, коливань її рівня, судноплавства, у зимовий період – льодоходу тощо. Ці особливості значно впливають на роботу, збільшуючи її вартість, трудовитрати та терміни будівництва.

Використання інвентарного технологічного обладнання, зокрема каркасів для забивання паль і занурення оболонок, збірно-розбірних огорож котлованів з щитів різних конструкцій або понтонів КС, дозволяє виключити затрати металу та ручної праці на виготовлення таких конструкцій на будівельному майданчику.

Сьогодні організації, які займаються будівництвом мостів, виконують весь комплекс робіт, включаючи будівництво фундаментів, опор мостів та прогінних будов. Спеціальне обладнання може використовуватися повною мірою за призначенням, після закінчення аналогічних робіт на попередній ділянці.

Будівництво фундаментів, паль і стовпців незалежно від положення ростверку по відношенню до поверхні ґрунту містить такі основні технологічні процеси: виготовлення паль, оболонок чи улаштування стовпів у ґрунті; занурення паль або оболонок у ґрунт; улаштування котловану; армування й бетонування ростверку.

15.1 Спорудження фундаментів на штучних острівках

Острівки без огорожі являють собою незахищену огорожею відсипку, обмежену збоку відкосами, а зверху майданчиком для спорудження фундаментів (рис. 15.1).

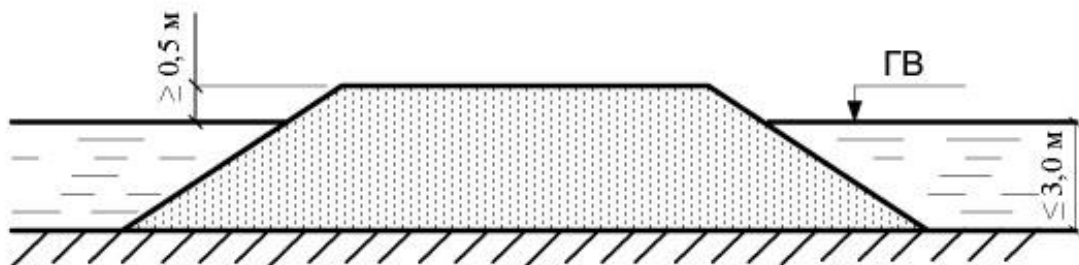


Рис.15.1. Схема відсипки штучного острівця
Ширина берми навколо котловану приймається не менш ніж 2 м.

Верх ґрунтового острівця над максимально робочим рівнем води з урахуванням висоти хвилі мінімум 0,5 м.



Рис. 15.2. Штучно відсипаний острівець

Острівці засипають піщаним та гравійними ґрунтами з природними відкосами (2:1 до 5:1), відкоси залежать від властивостей ґрунту відсипки, швидкості течії і прийнятого методу укладання ґрунту.

Переваги: простота укладання. Недоліки: значне зменшення русла і пов'язане з цим збільшення швидкості течії; великий об'єм напливу ґрунту.

Шпунтової огорожі часто використовують для влаштування штучних острівців. Це пояснюється тим, що забезпечується надійність засипки від підмиву, а також значно зменшеним об'ємом засипки та невеликим звуженням русла.

Найбільш раціональна форма огорожі – циліндрична із сталевого шпунту. При ній не треба влаштовувати внутрішнє кріплення. Діаметр такої огорожі визначають виходячи з умови, щоб відстань в плані від бокових граней ростверку до шпунту була не менш ніж 1,5 м.

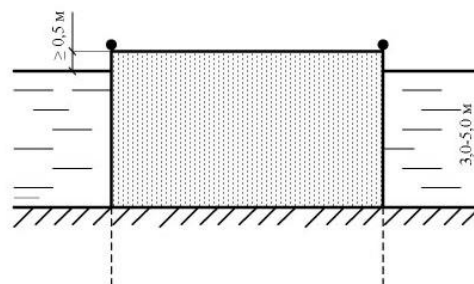


Рис. 15.3. Острівець зі шпунтовим огородженням



Рис. 15.4. Шпунтове огородження острівця

Глибину забивки шпунту визначають з умови запобігання підмиву острівця, а також виключення можливості видавлювання ґрунту з-під низу шпунта. У випадку зв'язних ґрунтів м'якопластичної і текучої консистенції, глибину забивання перевіряють на можливість випирання ґрунту з-під огорожі.

15.2 Спорудження фундаментів з використанням стаціонарних каркасів

При спорудженні фундаментів і опор в акваторіях із глибиною води понад 5,0 м доцільно робочий майданчик розташовувати на стаціонарних або плавучих засобах.

Стаціонарні підмостки (рис. 15.5) застосовують, якщо потрібно зведення невеликої кількості опор, розташованих у руслі при глибині води 5,0-7,0 на будівельних майданчиках у районах із сильними вітрами, тонким крижаним покривом, на ріках з невеликою інтенсивністю судноплавства в тих випадках, коли не потрібна розбирання підмостків для пропуску льодоходу й судноплавства.

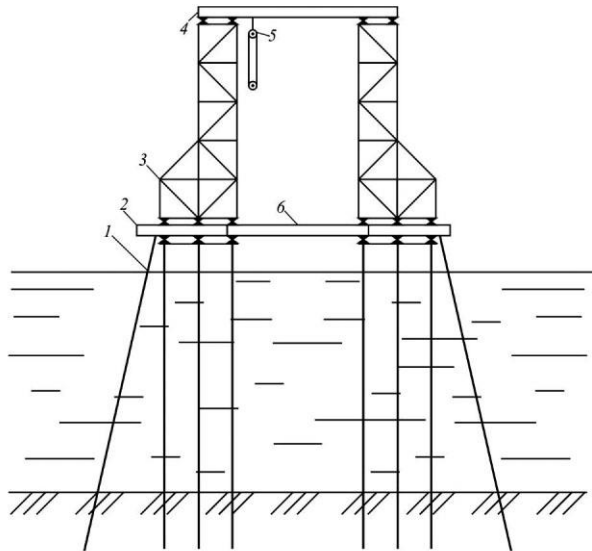


Рис. 15.5. Стационарні підмости

При спорудженні більшої кількості опор, розташованих в акваторії глибиною понад 7,0-8,0 м, ефективніше застосовувати плавучі засоби багаторазового використання (рис. 15.6).

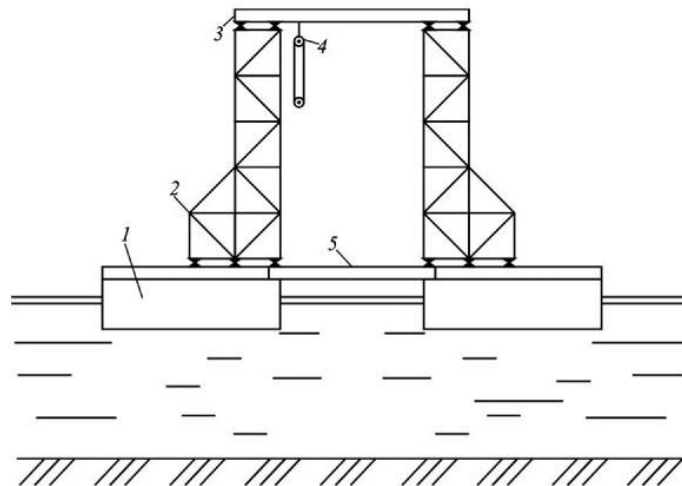


Рис. 15.6. Плавучі засоби

15.3 Порядок спорудження фундаментів на акваторії з низьким ростверком

Фундаменти з ростверком, який заглиблений в ґрунт в межах акваторій, споруджують, як правило, у такому порядку:

- установка напрямного каркасу (призначений для забезпечення проєктного положення паль і є розпірним кріпленням огорожі котловану);
- навантаження шпунта для огороження котловану по його периметру (рис. 15.7, а);
- видалення ґрунту із котловану (рис 15.7, б);

- установка та погруження до проектної відмітки палі (рис 15.7, в);
- підвідним способом укладають у котловані бетонну суміш водозахисної подушки, яка використовується як гідроізоляція котловану знизу (рис 15.7, г);
- осушення котловану;
- зріз верхньої частини палі;
- укладання арматури і бетонування плити фундаменту, а потім надфундаментної опори (рис.15.7, д);
- розбирання огорожі котловану (рис. 15.7, е).

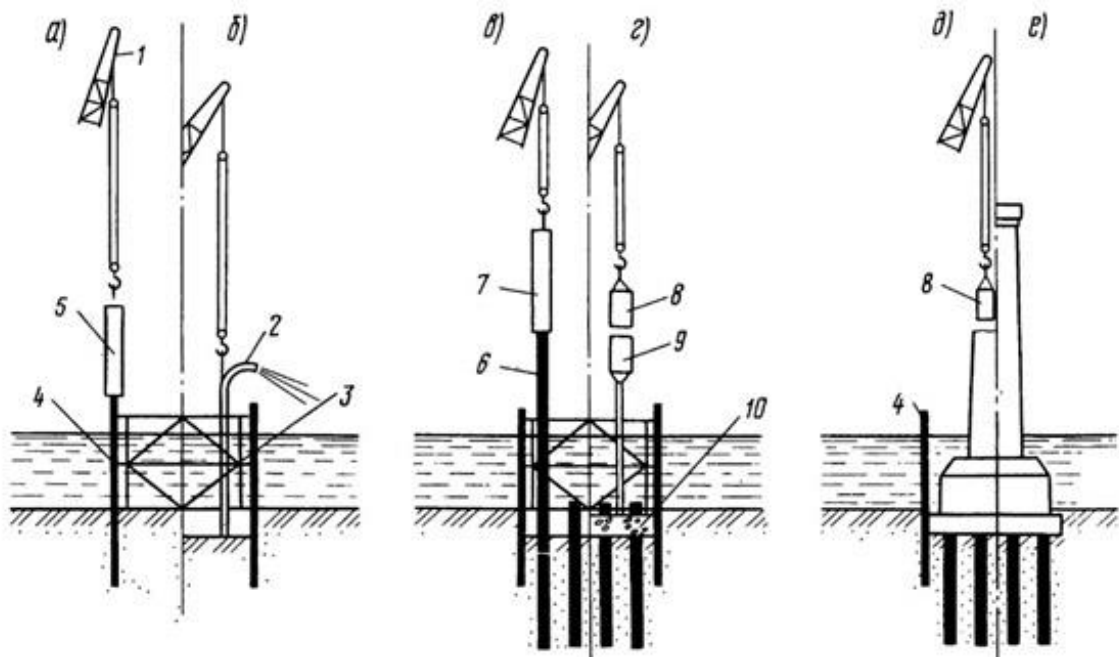


Рис. 15.7. Послідовність будівництва пального фундаменту із заглибленим у ґрунт ростверком:

1 – стріла крана, 2 – ерліфт, 3 – напрямний каркас, 4 – шпунт, 5 – вібротолот, 6 – палля, 7 – вібротолот для палля, 8 – бетон, 9 – бетон з трубою, 10 – бетон підводний

15.4 Порядок спорудження фундаментів на акваторії з високим ростверком

Спорудження фундаментів з використанням плавучих засобів.

При глибині води понад 5 м робочі майданчики встановлюють на стаціонарних і плавучих засобах або напрямних каркасах, які використовуються для фіксації палля у проектному положенні.

Із тих робочих майданчиків, які використовуються на акваторіях, найкращими є ті, які влаштовуються на напрямних каркасах або

самопідйомних платформах. Завдяки цьому забезпечуються нормальні умови для виконання робіт, незалежно від рівня води.

У проєктних організаціях повинні бути передбачені заходи із забезпечення та контролю якості будівництва фундаментів. Така необхідність зумовлюється тим, що потрібна несуча здатність паль, стовпів головним чином залежить від якості приготованої та укладеної бетонної суміші підводним способом. Також заходи із забезпечення та контролю якості будівництва необхідно виконувати тому, що підводному укладанні литі бетонні суміші можуть залишатися непоміченими, а це вже є грубим порушенням, згідно з нормативними документами. Але найбільшу небезпеку становить потрапляння води в бетонну литу трубу, через яку подається суміш.

Через неухважність до підводного контролю, невідповідність відміток поверхні ґрунту в котловані при товщині водозахисної подушки 1 – 1.5 м може виникнути прорив труби і наплив ґрунту в котловані в період його осушення.

Ґрунт, який не видалили перед бетонуванням стовпа, може привести до зменшення несучої здатності в декілька разів порівняно з проєктною.

Таким чином, усі наведені вище можливі порушення вимог нормативної документації вказують на серйозні наслідки, які в майбутньому можуть призвести до недопустимих деформацій опор, а відповідно припинення експлуатації мостів.

Фундаменти з ростверком, розташованим над поверхнею дна водотоку, споруджують в такій послідовності:

- установка в проєктному положенні в плані і по висоті напрямного каркасу і закріплення його в цьому положенні за допомогою паль, які забиті по кутах каркасу (рис 15.8, а);
- установка по периметру каркаса інвентарного огороження котловану (рис 15.8, б);
- інші роботи виконують у такій самій послідовності, як на рис. 15.7.

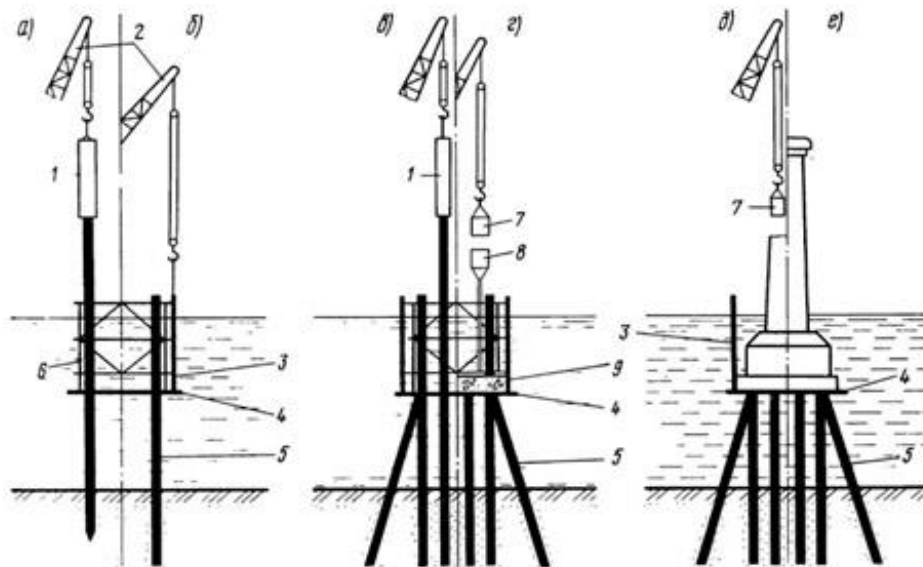


Рис. 15.8. Послідовність будівництва пальового фундаменту з ростверком, розташованим над ґрунтом:

1 – дизель-молот, 2 – стріла крана, 3 – щит огороження котловану, 4 – дно з отворами, 5 – паля, 6 – напрямний каркас, 7 – бетон, 8 – бункер, 9 – бетонна суміш

Залежно від місцевих умов, особливостей конструкції фундаментів і їхніх елементів, обладнання, яке використовується, та технологічної оснастки, наведеної на рис. 15.7, 15.8, схеми виконання робіт можуть бути змінені при відмові від використання напрямних каркасів, від улаштування огорожі після закінчення робіт із заглиблення тощо. Тому на вибір оптимальної організації будівництва і технології виконання робіт впливають особливості конструкції і розміри фундаментів, геологічні та гідрогеологічні умови мостового переходу.

Будівельні роботи можуть одночасно вестись з берега та середньої частини мосту або з обох берегів, залежно від обсягу робіт, установлених строків будівництва мосту, забезпеченості технологічним обладнанням і робочою силою, місцевих умов, але завжди таким чином, щоб не затримувати монтаж або установку прогінної будови в установлений графіком термін.

Але в практиці будівництва мостів часто фундаменти споруджують з одного берега, використовуючи одну й ту саму технологію. Перевагою такого будівництва є скорочення в 2 рази робочої сили, обладнання та ін., незважаючи на подвійне збільшення терміну будівництва фундаментів.

Сутність технології полягає в тому, що роботу одночасно виконують на декількох фундаментах на різних стадіях готовності. Тоді коли на

останньому із групи фундаментів бетонують плиту, то на першому головному виконують роботи з підготовки до занурення паль або оболонки.

У місці будівництва пальових фундаментів, оболонки або стовпів як на суходолі, так і в межах акваторій роботи виконують з попередньо підготованих майданчиків.

Запитання для самопідготовки

1. Коли використовують стаціонарні підмостки при спорудженні пальових фундаментів на водотоці?
2. Коли використовують ерліфт при спорудженні пальових фундаментів на водотоці?
3. Коли використовують підводне бетонування при спорудженні пальових фундаментів на водотоці?
4. Для чого відсипають штучні острівці?
5. Які є види огороження штучних острівців?

16 БУДІВНИЦТВО ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ НА ВОДОТОЦІ ІЗ ПАЛЬ-ОБОЛОНОК

16.1 Щитові огороження і ящики

Для спорудження плит високих і низьких ростверків допускається застосовувати дерево-металеві й металеві збірно-розбірні ящики й щитові огороження, що дозволяють як установку повністю зібраної конструкції, так і поелементний монтаж у котловані.

Як інвентарні огороження рекомендується застосовувати металеві щитові конструкції (рис. 16.2) і ящики, що збираються із закритих понтонів типу КС (рис. 16.1). Назву понтонів КС дано по перших буквах прізвищ авторів, які запропонували цей тип, професорів Н.М. Колоколова і К.С. Сіліна.

Понтон КС є сталеву прямокутною коробкою з розмірами сторін $1,8 \times 3,6 \times 7,2$ м

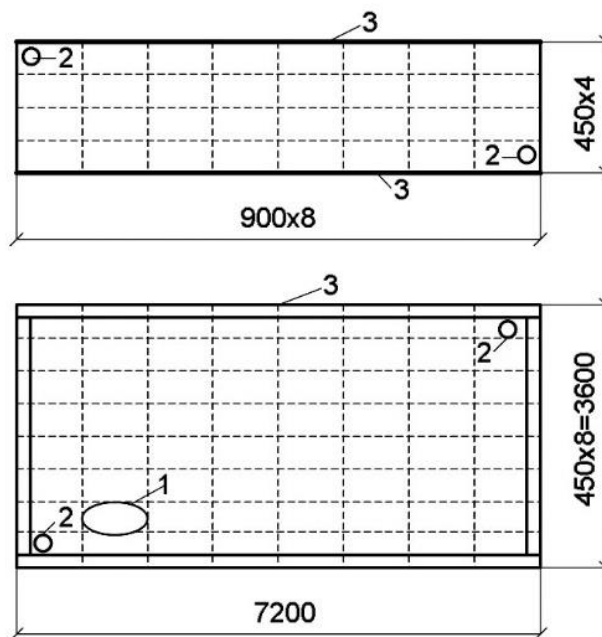


Рис. 16.1. Конструкція понтона КС:

1 – люк із герметичною кришкою; 2 – отвір, закритий пробкою з різью; 3 – бортова коробка

Тонкостінна оболонка (обшивка) товщиною 3-4 мм підкріплена системою поздовжніх (кільсони) та поперечних (шпангоути) ребер. Для просторової жорсткості встановлені внутрішні решітчасті поперечні зв'язки. Для доступу та огляду внутрішнього простору в палубі понтона влаштована закріплена на болтах кришка – люк. Через нього можна

закачувати та відкачувати воду при балансуванні плашкоутів. Також для балансування в понтоні є отвори з різьбою, закриті пробками. Через них шляхом регулювання тиску стисненого повітря всередині понтону компресором можна набирати та скидати воду.

Залізобетонні щитові огороження, або ящики (див. рис. 16.2) рекомендується, як правило, застосовувати при спорудженні плит високих ростверків.

Для об'єднання в плашкоути понтони з'єднують болтами у вигляді бортових коробок.

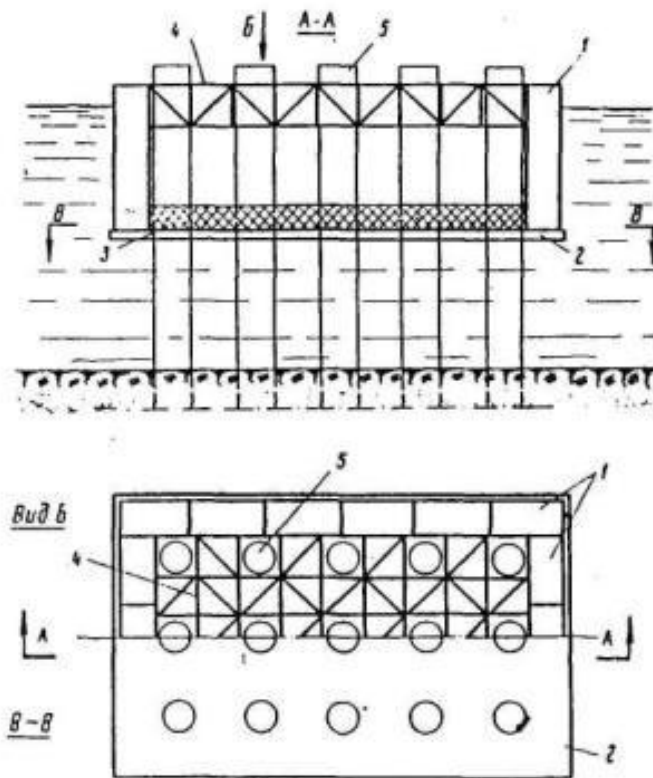


Рис. 16.2. Огородження з інвентарних понтонів типу КС

1- понтони КС; 2-днище; 3-водозахисна бетонна подушка; 4-розпірні кріплення з конструкції МІК (мостова інвентарна конструкція); 5-оболонки

До низу ящика, що огорожує котлован плити, яка споруджується нижче дна водотоку, варто прикріплювати металевий або залізобетонний ніж кесонного типу, що полегшує заглиблення огороження в ґрунт. Розпірні кріплення щитів і ящиків (див. рис. 16.2), які сприймають тиск води й ґрунту, треба, по можливості, одночасно використовувати як

напрямні пристрої для занурення оболонок і несучих елементів риштування (підмоствів).

У конструкції огороження котловану високого ростверку варто влаштовувати дерево-металеве або залізобетонне днище з отворами для пропуску оболонок (рис. 16.3). Діаметр отворів повинен перевищувати зовнішній діаметр оболонки на 4-5 см.

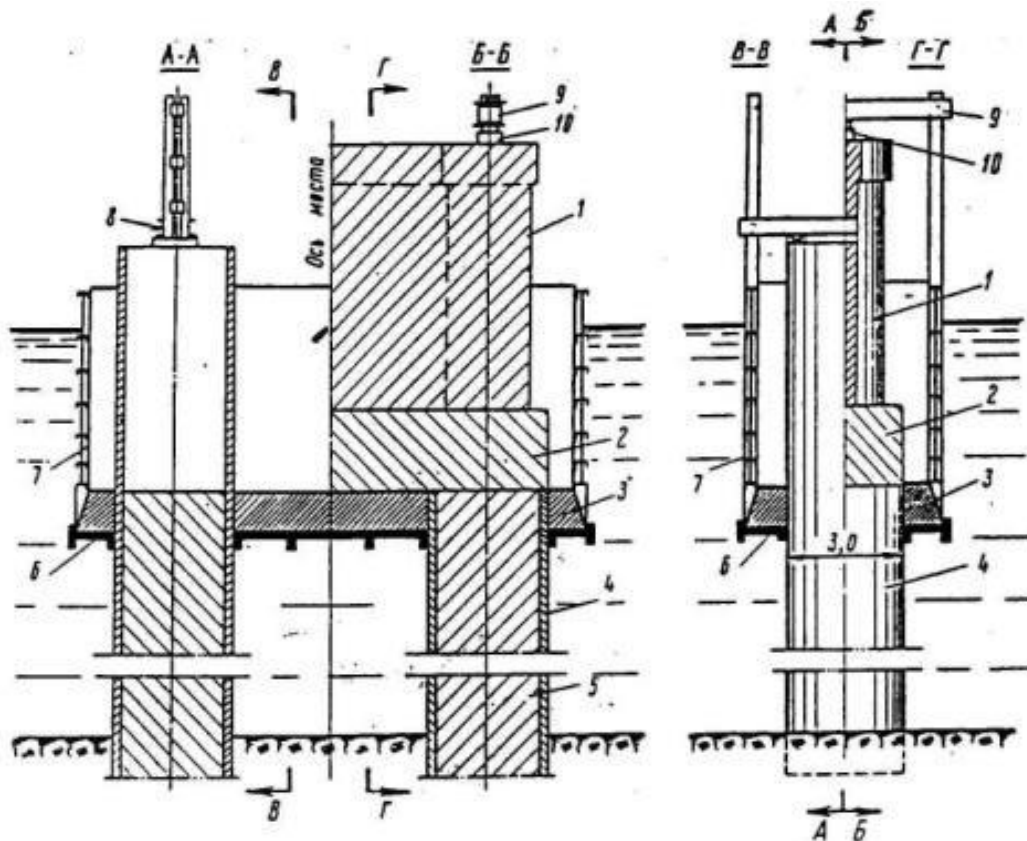


Рис. 16.3. Сталеve інвентарне огороження котловану:

1-тіло опори; 2-фундаментна плита; 3-водозахисна подушка; 4-оболонка; 5-бетонне заповнення, 6-дерев'яне днище; 7-сталеві щити; 8-пристрій для підвішування огороження на оболонці; 9-пристрій для підвішування огороження на забетонованій опорі; 10-гідролічний домкрат

При конструюванні знімних розпірних кріплень необхідно в проєкті огороження передбачати послідовність їхнього розбирання або перестановки в міру бетонування плити й частини тіла опори, розташованих нижче робочого рівня води.

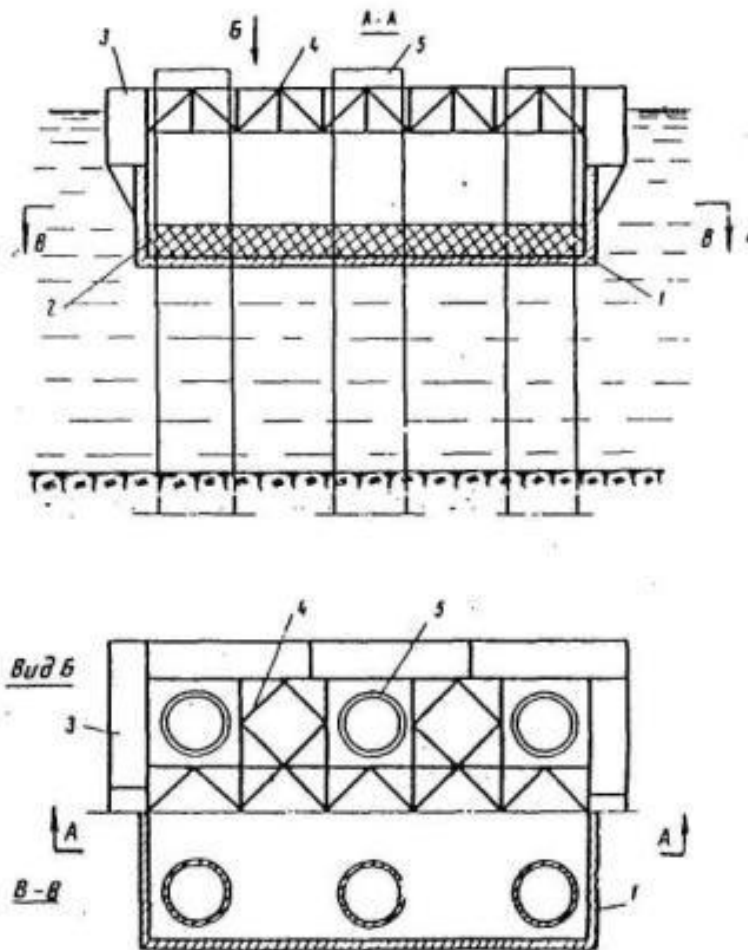


Рис. 16.4. Огородження із залізобетонного ящика (або залізобетонних щитів)

- 1- ящик; 2-водозахисна подушка з бетону; 3-понтони, що забезпечують плавучість огороження; 4-розпірні кріплення з конструкція мостових інвентарних конструкцій (МІК); 5-оболонки

При використанні для огороження понтонів у конструкції днища, а також ножа, що залишається в ґрунті, повинні бути передбачені пристрої, які дозволяють від'єднувати понтони від цих конструкцій при затопленому котловані. Взаємне з'єднання щитів або понтонів необхідно здійснювати кріпленнями, що забезпечують водонепроникність стиків і сприймають діючі зусилля.



Рис. 16.5. Плашкоут з понтонів

Як кріплення допускається використовувати замки сталевих шпунтин, болти, клинові хомути тощо. Для забезпечення водонепроникності огороження в місцях взаємного з'єднання понтонів варто встановлювати гумові прокладки.

Роботи із улаштування щитового огороження котловану рекомендується виконувати в такій послідовності:

- установити й закріпити в проєктне положення розпірно-напрямний каркас огороження;
- послідовно встановити й замкнути щити по периметру каркаса після занурення всіх оболонок до проєктної оцінки.

При високому ростверку щити встановлюють на днище, прикріплене до розпірно-напрямного каркаса, при низькому ростверку – на поверхню ґрунту й після замикання огороження занурюють. Глибина занурення визначається в проєкті виконання робіт залежно від ґрунтових умов і конструкції щитів.

Огороження у вигляді ящика із щитів або понтонів рекомендується монтувати на березі з подальшим спуском на воду по стапелях або на плавучих засобах.

Зібраний ящик варто встановлювати на місце спорудження фундаменту, використовуючи його власну плавучість, або за допомогою

спеціальних плавучих засобів: плавучих кранів відповідної вантажопідйомності, судів, барж, а також понтонів, збудованих для опускання ящика в проєктне положення. При використанні понтонів ящик у проєктне положення по висоті варто встановлювати шляхом заливання понтонів водою.

Тимчасове закріплення ящика в проєктному положенні для запобігання переміщенням у плані необхідно здійснювати тросовими розчалюваннями, а постійне закріплення – на декількох занурених у ґрунт оболонках.

При підйомі рівня води в акваторії для запобігання спливання огороження, що має плавучість, його необхідно навантажити вантажем, рівним 20-30 % ваги огороження.

16.2 Спорудження фундаментної плити

Після закінчення робіт із спорудження огороження котловану низького ростверку треба, як правило, до початку занурення оболонок видалити ґрунт. Якщо котлован розташований у незв'язному ґрунті, а оболонки занурюють із застосуванням підмиву, то можливо потрапляння ґрунту в котлован або деформація огороження. У процесі робіт з віброзанурення оболонок ґрунт варто видаляти після заглиблення всіх оболонок до проєктної відмітки. Незв'язний ґрунт із котловану рекомендується видаляти ерліфтом.

Після занурення оболонок і спорудження огороження котловану високого ростверку варто ретельно проконопатити зазори між оболонками й днищем огороження (роботу виконує водолаз).

На дно котловану, після занурення всіх оболонок до проєктної відмітки, для запобігання надходженню води знизу в період бетонування плити варто укласти водозахисну подушку з підводного бетону товщиною не менш ніж 1 м.

Відкачувати воду з огороження дозволяється після набору підводним бетоном міцності, зазначеної в проєкті, але не менш ніж 25 кг/см^2 .

Міцність бетону визначається за результатами випробування трьох контрольних кубиків, що зберігалися в умовах твердіння підводного бетону.

У процесі відкачування води з огороження необхідно поставити передбачені проєктом кріплення й вжити заходів зі зменшення просочування води через стики шпунтин або щитів.

Як один з таких заходів рекомендується обсіпання стиків огородження із зовнішньої сторони вологою сумішшю піску й дерев'яних ошурок у пропорції 1: 1-1:2.

Після осушення котловану необхідно видалити слабкий шар бетону з поверхні водозахисної подушки й з поверхні бетонного заповнення внутрішньої порожнини оболонки.

Після установки опалубки й укладання арматур плити необхідно ретельно промити напірною водою поверхню бетону водозахисної подушки.

Затоплювати котлован і розбирати огородження дозволяється тільки по досягненні бетоном плити міцності не менш ніж 50 кг/см^2 .

Палі-оболонки – це порожні палі діаметром 0,8 м і більше. Такі палі занурюють у ґрунт із відкритим нижнім кінцем.

Технологія спорудження фундаменту мостових опор з використанням палі-оболонки складається з таких етапів:

- виготовлення на березі просторового розпірно-напрямого каркаса й доставка його до майбутньої опори на плавсистемі;
- наведення каркаса на осі опори й закріплення якорями й маяковими палями;
- установка на дно водойми палі-оболонки або її секції через гнізда в ящику-каркасі;
- закріплення на верху оболонки перехідника-наголовника й віброзанурювача;
- занурення палі-оболонки з одночасним вибиранням ґрунту із внутрішньої порожнини;
- опускання в оболонку арматурного каркаса;
- заповнення внутрішньої порожнини оболонки бетонною сумішшю;
- спорудження ростверку й надфундаментної частини опори.

Область застосування фундаментів на палях-оболонках:

- більші глибини у водоймі;
- незв'язні й мало зв'язні ґрунти основи опори;
- велика кількість опор на однотипних палях-оболонках.

Переваги технології:

- індустріальність;
- висока якість залізобетонних палі-оболонки заводського виготовлення;

- більша несуча здатність паль-оболонок.

Недоліки:

- для роботи із секціями паль-оболонок необхідні потужні крани;
- для доставки секцій потрібні потужні транспортні засоби;
- висока енергоємність вібрспособу.

Зібраний (виготовлений) на березі просторовий каркас за допомогою плавзасобів доставляється до місця установки на ріці (рис. 16.5).

Занурення паль-оболонок виконується вібрспособом із застосуванням потужних вібрзанурювачів (рис. 16.7).

Каркас може бути обладнаний днищем з отворами й бічними стінками з дерева або металу. Його споруджують так, щоб була можливість демонтажу й повторного використання.

Каркас на вісь опори наводять буксирними катерами, використовуючи пункти геодезичної основи й застосовуючи метод зарубок.

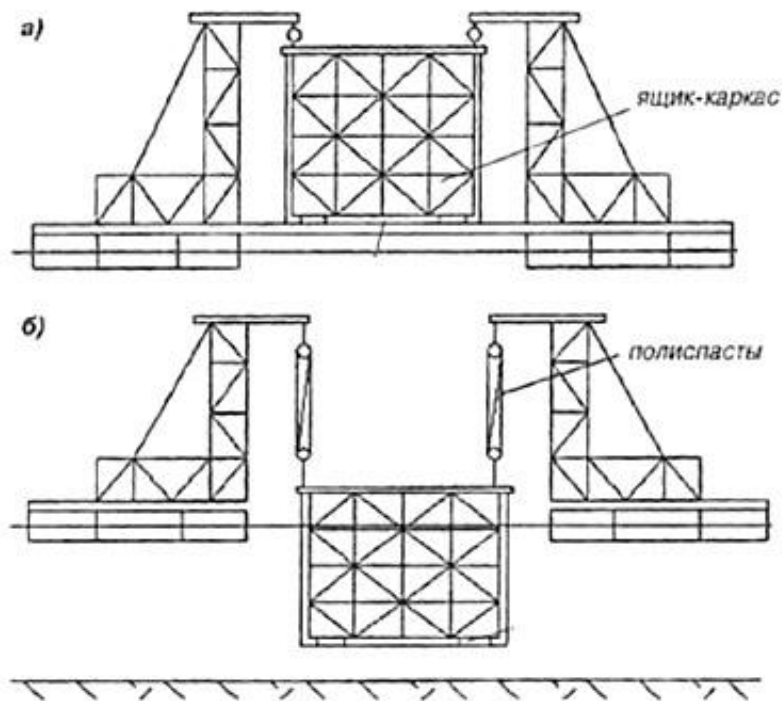


Рис. 16.6. Наведення й опускання розпірно-напрямного ящика-каркаса

а – доставка каркаса; б – опускання каркаса

Для точного наведення каркаса в плані використовують поліспасты й лебідки, розташовані на плашкоуті. На плашкоут також зручно помістити кран для установки секцій паль-оболонок, вібрзанурювача й засобу вибирання ґрунту з оболонки.

Після наведення на вісь мосту й установлення центра опори плашкоут закріплюють маяковими палями по кутах каркаса. Ними можуть бути як спеціально забиті металеві або залізобетонні палі, так і кутові палі-оболонки.

Монтаж плавучих систем з понтонів

Нормами передбачений монтаж плавучих систем з понтонів КС розміром $7,2 \times 3,6 \times 1,8$ м на готових стапелях краном.

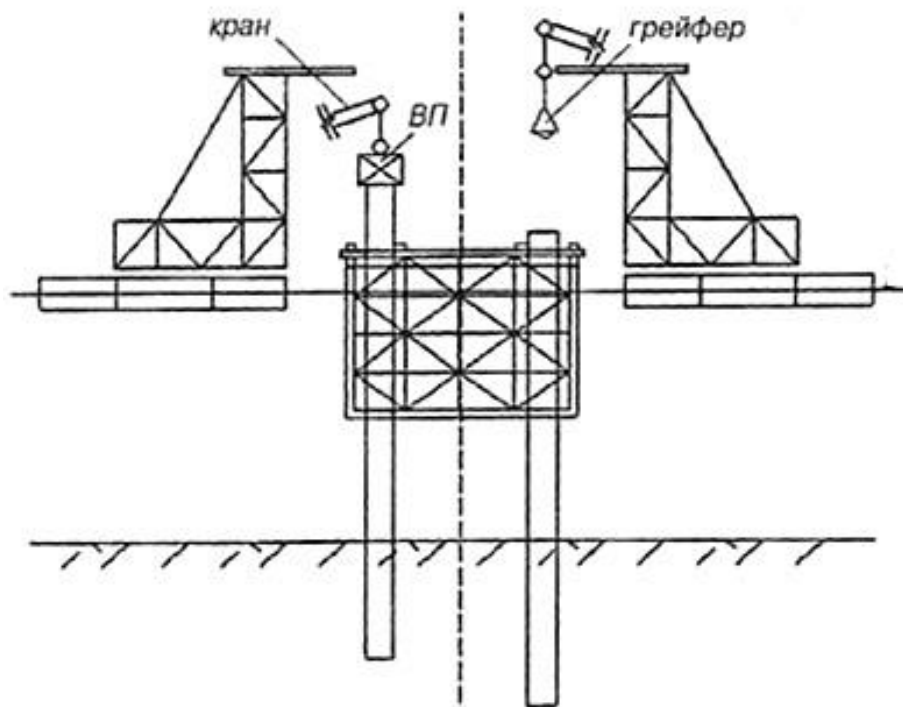


Рис. 16.7. Занурення палі-оболонки з нарощуванням секцій і розробкою ґрунту із внутрішніх порожнин оболонки

Палі-оболонки можна попередньо укрупнити з'єднанням секцій (звичайно фланцевими стиками). Якщо буде потреба (при великій глибині води) секціям можна додати плавучість для їхнього об'єднання до опускання на дно. Потім на укрупнену палю-оболонку встановлюють і закріплюють болтами металевий перехідник-наголовник. На нього встановлюють і закріплюють віброзанурювач, що і здійснює занурення палі-оболонки (рис. 16.6).

У міру занурення оболонку нарощують із постановкою повної кількості болтів і обварюванням фланців секцій палі-оболонки по контуру. Фланцевий стик секцій покривають обмащувальною гідроізоляцією.

Ефективним засобом прискорення занурення оболонки є підмиви. Для цього підмивані трубки (водонапірні голки) розташовують по контуру оболонки (рис. 16.8).

Також ефективна випереджальна розробка ґрунту усередині палі-оболонки грейфером або ерліфтом нижче ножа оболонки.

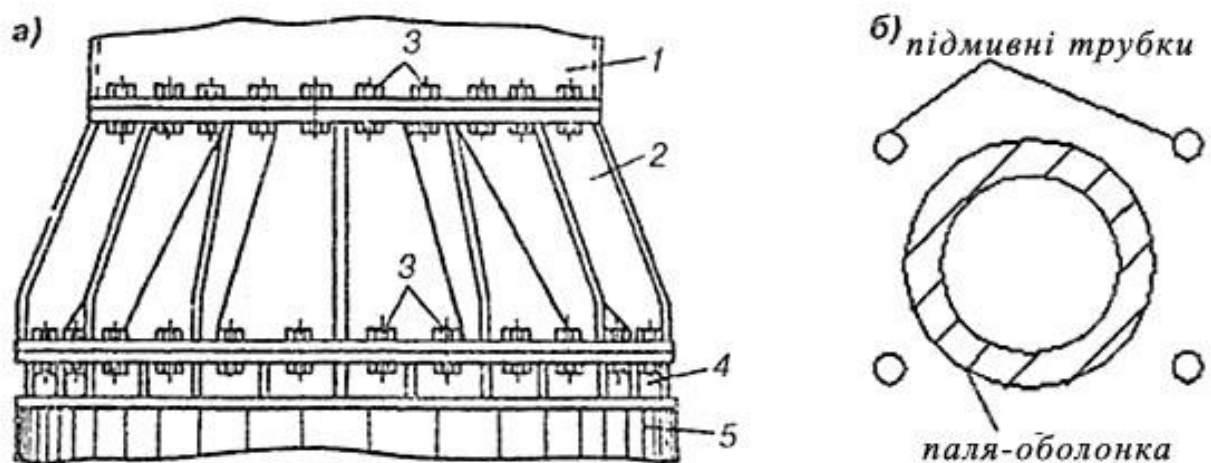


Рис. 16.8. Вібростосіб при зануренні палі-оболонок

а – кріплення віброзанурювача на палі-оболонці; б – розміщення підмиваних водонапірних трубок; 1 – віброзанурювач; 2 – перехідник-наголовник; 3 – болти кріплення; 4 – фланець оболонки; 5 – оболонка

Методи розробки ґрунту із внутрішньої порожнини палі-оболонки залежать від ґрунтових умов. Ґрунт розробляється:

- одно канатним грейфером (віброгрейфером у зв'язних ґрунтах);
- ерліфтом (у незв'язних ґрунтах);
- гідроелеватором (у зв'язних ґрунтах);
- ударно-канатними або обертальним буровими методами (у галечникових ґрунтах або напівтвердих глинах).

При зануренні похилих палі-оболонок використовують кондуктор (рис. 16.9).

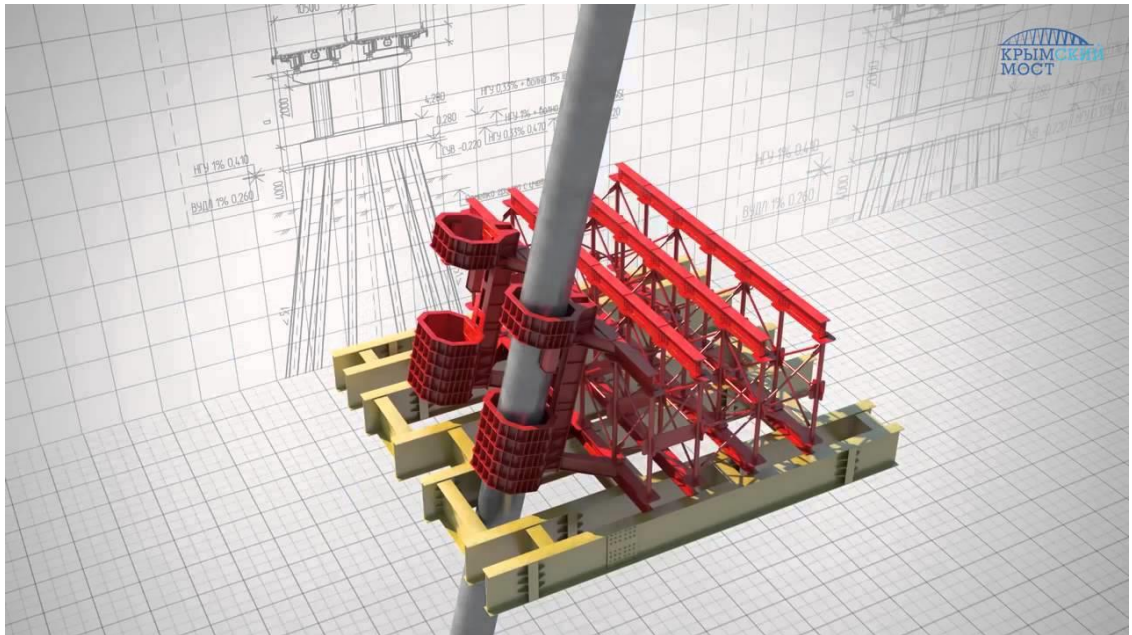


Рис. 16.9. Кондуктор для занурення паль-оболонок

Запитання для самопідготовки

1. Для чого використовують понтони при спорудженні пальових фундаментів на водотоці?
2. Які плавзасоби використовуються при спорудженні фундаментів на водотоці?
3. З чого складаються плашкоути?
4. Для занурення яких паль використовується кондуктор?
5. Для чого використовують напрямний каркас при спорудженні пальових фундаментів на водотоці?

Список рекомендованої літератури

1. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2018. 36 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. [Чинний від 2007-02-01]. Вид. офіц. Київ, 2006. 218 с.
3. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. [Чинний від 1997-04-01]. Вид. офіц. Київ, 1997. 51 с.
4. ДСТУ Б А.1.1-25-94. Ґрунти. Терміни та визначення. [Чинний від 1994-10-01]. Київ, Держбуд України, 2001. 52 с.
5. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко та ін. Полтава, 2004?. (2003). 446 с.
6. Бадалаха І. К., Тютюкін О. Л. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : метод. вказівки до виконання курсового проекту "Розрахунки фундаменту мостової опори". Для студ. спец. "Мости і транспортні тунелі". Дніпропетровськ, 2003. 48 с.
7. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 563 с.
8. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014. Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд. [Чинний від 2015-10-01]. Вид. офіц. Київ, Мінрегіон України, 2015. с.103
9. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. [Чинний від 2011-07-01]. Вид. офіц. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. с.17

Інформаційні ресурси

10. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. *Державні будівельні норми України*. URL: https://dbn.co.ua/news/dbn_v21_10_2009_osnovi_ta_fundamenti_sporud_osnovni_polozhennja_proektuvannja/2009-09-08-57 (дата звернення: 12.12.2022).
11. Будівельні конструкції. *Каталог освітніх послуг Львівської політехніки*. URL: <http://edu.lp.edu.ua/moduli/budivelni-konstrukciyi-0> (дата звернення: 14.12.2022).
12. Купрій В.П. Дистанційний курс. Основи і фундаменти. URL: <http://lider.diit.edu.ua/course/view.php?id=414> (дата звернення: 14.12.2022).
13. Електронна бібліотека. *Наукова бібліотека УДУНТ*. URL: <https://library.diit.edu.ua/uk/catalog> (дата звернення: 21.12.2022).
14. Електронний архів (репозитарій) УДУНТ. *Наукова бібліотека УДУНТ*. URL: <http://eadnurt.diit.edu.ua/jspui/> (дата звернення: 21.12.2022).

Навчальне видання

*Олексій Леонідович Тютькін, Володимир Павлович Купрій,
Ольга Іванівна Дубінчик*

Основи та фундаменти

Навчальний посібник

Відповідальний редактор *О. О. Котова*
Комп'ютерна верстка *В. П. Купрій*
Комп'ютерна графіка у авторському виконанні

Формат 60×84 $\frac{1}{16}$. Ум. друк. арк. 3,42. Обл.-вид. арк. 3,48.

Адреса видавця та дільниці оперативної поліграфії:
Український державний університет науки і технологій.
вул. Лазаряна, 2, ауд. 263, м. Дніпро, 49010.
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 7709 від 14.12.2022 р.