

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет
Факультет будівництва, теплоенергетики та газопостачання

Кафедра БМГА

Конспект лекцій
з дисципліни «Проектування основ та фундаментів в
складних умовах»
Модуль 2
кваліфікаційний рівень - магістр
для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво»

Укладач: к.т.н., доц. Маєвська І. В.

Вінниця – 2020

Проектування будівель і споруд в сейсмічних умовах

1. Сейсмічна небезпека. Урахування впливу ґрунтових умов, навантаження.
2. Методи розрахунків та їх застосування.
3. Розрахунки елементів конструкцій.
4. Конструктивні вимоги до будівель і споруд.
5. Розрахунок фундаментів мілкого закладання при сейсмічних впливах.
6. Розрахунок пальових фундаментів при сейсмічних впливах.

1. Сейсмічна небезпека. Урахування впливу ґрунтових умов, навантаження

Інтенсивність сейсмічних дій у балах для району будівництва належить приймати на основі списку населених пунктів України (додаток А) і комплекту карт загального сейсмічного районування (ЗСР-2004) території України (ДБН В.1.1-12:2014).

Комплект карт ЗСР-2004 території України складається з трьох карт:

- карта ЗСР-2004-А відповідає 10 %-й імовірності перевищення розрахункової сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторення таких інтенсивностей один раз на 500 років. Карту належить застосовувати для проектування будівель та споруд класу наслідків СС1, а також класу наслідків СС2 – для будівель заввишки до 73,5 м;
- карта ЗСР-2004-В відповідає 5 %-й імовірності перевищення розрахункової сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторення таких інтенсивностей один раз на 1000 років. Карту належить застосовувати для проектування будівель та споруд класу наслідків СС2 – для будівель заввишки від 73,5 м до 100 м, а також об'єктів, які належать до потенційно небезпечних, але не ідентифікуються як об'єкти підвищеної небезпеки;
- карта ЗСР-2004-С відповідає 1 %-й імовірності перевищення розрахункової сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторення таких інтенсивностей один раз на 5000 років. Карту належить застосовувати для проектування будівель та споруд класу наслідків СС3.

Сейсмічну інтенсивність майданчика будівництва належить визначати з урахуванням результатів сейсмічного мікрорайонування (СМР), яке виконується для районів із сейсмічністю 6 і більше балів відповідно до складу робіт згідно з нормативними документами на інженерні вишукування для будівництва (для різноманітних об'єктів сейсмічного мікрорайонування). Швидкість розповсюдження сейсмічних хвиль у ґрунті визначається акредитованими лабораторіями і

спеціалізованими організаціями під час виконання робіт з СМР з урахуванням вимог РСН 65-87.

У звітах про інженерно-геологічні вишукування слід зазначати категорію ґрунту за сейсмічними властивостями.

У разі відсутності карт сейсмічного мікрорайонування для об'єктів класу наслідків СС1, СС2 допускається спрощене визначення сейсмічності майданчика будівництва на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань згідно з таблицею 5.1.

Зменшення сейсмічності майданчика будівництва, яка вказана на карті СМР, за матеріалами загальних інженерно-геологічних вишукувань із застосуванням таблиці 5.1 не допускається.

Таблиця 5.1 - Сейсмічність майданчика будівництва в залежності від категорії ґрунтів

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Сейсмічність майданчика будівництва при сейсмічності району, балів				Швидкості розповсюдження сейсмічних хвиль у ґрунті, V_s , м/с
		6	7	8	9	
I	Скельні ґрунти усіх видів невивітрілі та слабовивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі з магматичних порід, які вміщують до 30 % піщано-глинистого заповнювача	5	6	7	8	$V_s > 800$
II	Скельні ґрунти вивітрілі та сильновивітрілі; великоуламкові ґрунти за винятком віднесених до I категорії; піски гравелісті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності маловологі та вологі; піски дрібні та пілуваті щільні та середньої щільності маловологі; пілувато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ - для глин і суглинків та $e < 0,7$ - для супісків	6	7	8	9	$500 < V_s < 800$
III	Піски крихкі незалежно від ступеня вологості та крупності; піски гравелісті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності водонасичені; піски дрібні та пілуваті щільні та середньої щільності вологі та водонасичені; пілувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$; пілувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e \geq 0,9$ - для глин і суглинків та $e \geq 0,7$ - для супісків	7	8	9	10	$200 < V_s < 500$
IV	Піски крихкі водонасичені, схильні до розрідження; насипні ґрунти; пливуні, біогенні ґрунти та мули	За результатами спеціальних досліджень				$V_s < 200$

-
- Примітка 1.** У випадку неоднорідного складу ґрунти майданчика будівництва відносяться до найбільш несприятливої категорії ґрунту за сейсмічними властивостями, якщо у межах десятиметрового шару ґрунту, починаючи відлік від планувальної відмітки у випадку виймання і чорної відмітки у випадку насипання, сумарна потужність шарів, що відносяться до цієї категорії, перевищує 5 м.
- Примітка 2.** У разі прогнозування підйому рівня ґрунтових вод та (або) обводнення ґрунтів у процесі експлуатації будівлі, категорії ґрунту слід визначати в залежності від властивостей ґрунту (ступеня вологості, показника текучості) у замоченому стані (за винятком локального аварійного замочування, вплив якого при уточненні сейсмічності майданчика не враховується).
- Примітка 3.** Пилувато-глинисті ґрунти (зокрема просідаючі твердої консистенції або в твердому стані) при коефіцієнті пористості поблизу значень $e = 0,9$ – для глин і суглинків та $e = 0,7$ – для супісків можуть бути віднесені до II категорії за сейсмічними властивостями, якщо нормативне значення їх модуля деформації $E \geq 15$ МПа, а при експлуатації споруд будуть забезпечені умови непідтоплення ґрунтів основи. За відсутності даних щодо консистенції або вологості глинисті та пісчані ґрунти при положенні рівня ґрунтових вод вище 5 м відносяться до III категорії.
- Примітка 4.** Переважаючий період власних коливань ґрунтової товщі визначається за результатом мікро-сейсморайонування. У разі відсутності даних сейсмічного мікрорайонування допускається визначати період власних коливань ґрунтової товщі за додатком В.
- Примітка 5.** Сейсмічність майданчика визначається в цілих балах. Для ґрунтових умов, за яких можливе визначення категорії ґрунту за сейсмічними властивостями як проміжне, визначення бальності за інтерполяцією не допускається, а остаточне рішення приймається вишукувальною організацією за результатами додаткових досліджень і/або комплексним аналізом.
- Примітка 6.** Насипні ущільнені ґрунти при їх відсипанні і масиви укріплених ґрунтів залежно від їх зернового складу, показників e , I_L , S_r і величини модуля деформацій можуть бути віднесені вишукувальною організацією до II або III категорії за відповідними вимогами, які сформовані в описовій частині таблиці.
-

Без достатнього обґрунтування не слід розташовувати споруди на ділянках, несприятливих у сейсмічному відношенні, до яких відносяться наступні майданчики будівництва:

- розташовані в зонах можливого прояву тектонічних розломів на поверхні;
- з осипами, обвалами, зсувами, карстом, гірничими виробками;
- з крутістю схилів більше 15° ;
- розташовані в зонах можливого проходження селевих потоків;
- розташовані на цунамінебезпечних ділянках;
- складені ґрунтами IV категорії за сейсмічними властивостями.

На майданчиках сейсмічністю 9 балів із несприятливими ґрунтовими умовами, а також на ґрунтах IV категорії не допускається багатоповерхова житлова забудова, будівництво промислових підприємств і енергетичних об'єктів, не пов'язаних з обслуговуванням населення, яке проживає у даній місцевості, а також будівництво об'єктів, де можливе скупчення людей більше 50 осіб (шкіл, дитячих садків, лікарень, торговельних центрів, театрів, кінотеатрів). На цих майданчиках допускається розташовувати загальноміські зони відпочинку, зелені масиви, складські

приміщення, автобази, гаражі, ремонтні майстерні, тимчасові сільськогосподарські, виробничі та інші одноповерхові приміщення.

При проектуванні будівель і споруд для будівництва у сейсмічно небезпечних районах, окрім розрахунків на основне сполучення навантажень, належить також виконувати розрахунки на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій - проектних землетрусів (ПЗ) і максимальних розрахункових землетрусів (МРЗ).

При розрахунку будівель і споруд (окрім транспортних і гідротехнічних) на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів до розрахункових значень навантажень вводяться коефіцієнти сполучень за таблицею 6.1.

Таблиця 6.1 - Значення коефіцієнтів сполучень

Види навантажень	Значення коефіцієнта сполучень, ψ_c
Постійні для залізобетонних, кам'яних, дерев'яних конструкцій	0,9
Те саме для сталевих конструкцій	0,95
Тимчасові тривалі	0,8
Короткочасні (на перекриття та покриття)	0,5

При розрахунку на аварійне сполучення температурні кліматичні дії, вітрові навантаження, динамічні дії від обладнання і транспорту, гальмівні та бокові зусилля від руху кранів **не враховуються**.

При визначенні розрахункового вертикального сейсмічного навантаження слід враховувати вагу моста крана, вагу візка, а також вагу вантажу, що дорівнює вантажопідйомності крана, з коефіцієнтом 0,3.

Розрахункове горизонтальне сейсмічне навантаження від ваги мостів і візків кранів належить враховувати в напрямку, перпендикулярному до осі підкранових балок. Зниження кранових навантажень, передбачене нормативними документами щодо навантажень та дій, при цьому не враховується.

Можливість розташування двох кранів на однокранових коліях у суміжних кроках колон будівлі при цьому не враховується.

2.Методи розрахунків та їх застосування

Розрахунки споруд на особливі сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій належить виконувати із використанням:

- спектрального методу;
- прямого динамічного методу із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або стандартного набору синтезованих акселерограм;
- нелінійно-статичного розрахунку, що застосовується за необхідності врахування нелінійної реакції конструкції та/або в якості альтернативи нелінійному динамічному розрахунку (додаток Г).

В таблиці 6.2 наведені методи, що застосовуються при розрахунках на сейсмічні впливи.

Для будівель і споруд простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей (відповідно до п.1,а таблиці 6.2) розрахункові сейсмічні навантаження належить приймати такими, що діють горизонтально, як правило, у напрямку поздовжньої і поперечної осі плану будівлі або споруди. Дію сейсмічних навантажень у вказаних напрямках належить приймати відокремлено.

Спектральний метод розрахунку є найбільш поширеним.

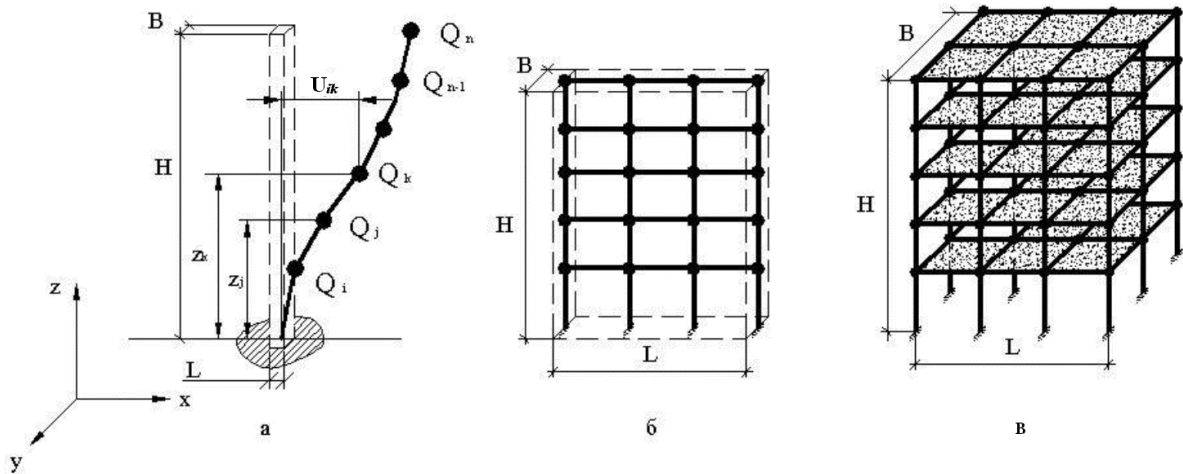
При визначенні розрахункових значень горизонтальних сейсмічних навантажень на будівлі та споруди висотою H , яка перевищує у два і більше разів її ширину B і довжину L допускається приймати розрахункову схему (рисунок 6.1,а) у вигляді багатомасового пружно-деформованого консольного стрижня, жорстко закріпленого на основі, який несе зосереджені маси вагою Q_k , розташовані на рівні перекриттів, і здійснює коливальний рух за одним із напрямків (x або y).

Таблиця 6.2 - Методи, що застосовуються при розрахунках

Ч.ч.	Метод розрахунку	Типи будівель (споруд)
1	а) Спектральний метод із застосуванням спрощених розрахункових моделей споруд з урахуванням поступальних коливань згідно з 6.3.1 – 6.3.10; б) Спектральний метод із урахуванням, окрім поступальних, крутильних сейсмічних впливів (сейсмічного моменту, нерівномірного поля коливань ґрунту), відповідно до 6.3.11, 6.3.12	Будівлі та споруди простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані не більше 30 м; Будівлі та споруди несиметричні в плані або по висоті; Будівлі каркасні, заввишки понад 50 м у районах сейсмічністю 6 балів
2	Прямий динамічний метод згідно з 6.4 (при цьому розрахункові сейсмічні навантаження та моменти приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом згідно з 1, б) цієї таблиці)	Будівлі та споруди із принципово новими конструктивними рішеннями, які не пройшли експериментальної перевірки; Об'єкти класу наслідків (відповідальності) СС2 і СС3 згідно з ДБН В.1.2-14; Будівлі заввишки понад 16 поверхів і споруди заввишки 50 м і вище і споруди з прольотами понад 30 м; Будівлі та споруди, що оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції
3	Нелінійний статичний розрахунок	Будівлі простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані до 30 м включно; Будівлі, що оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції; Будівлі, що експлуатуються в сейсмічних районах, при визначенні їх сейсмостійкості, проектуванні їх реконструкції та підсилення

При ширині будівлі B , яка в три і більше разів менша від двох інших її розмірів (H і L), допускається приймати розрахункову схему (рисунок 6.1,б) у вигляді багатомасового пружно-деформованої перехресної системи із зосередженими у вузлах масами, розташованими на рівні перекриттів.

Як правило, рекомендується використовувати просторові розрахункові динамічні моделі із зосередженими у вузлах масами (рисунок 6.1,в).



а - у вигляді багатомасового консольного стрижня; б - у вигляді багатомасової перехресної системи; в - у вигляді просторової динамічної моделі

Рисунок 6.1- Розрахункові схеми будівель і споруд

Розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} , прикладеного до точки k і яке відповідає i -ій формі власних коливань будівлі або споруди, треба визначати за формулою:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}, \quad (6.1)$$

де k_1 - коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі і приймається за таблицею 2.3;

k_2 - коефіцієнт відповідальності споруди, приймається за таблицею 2.4;

k_3 - коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів, визначається за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5), \quad (6.2)$$

де n - кількість поверхів в будівлі. Максимальне значення k_3 приймається не більше 1,6 (в тому числі для рамних, рамно-в'язевих и в'язевих систем), а для стінових и каркасно-стінових конструктивних систем - не більше 1,5;

S_{0ki} - горизонтальне сейсмічне навантаження за i -ою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{zp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (6.3)$$

де Q_k - навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці k і визначається з урахуванням коефіцієнтів згідно з 6.1.1.

a_0 - відносне прискорення ґрунту, яке приймається рівним 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 відповідно для районів сейсмічністю 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт А і В, - в залежності від розрахункових значень a_0 згідно з таблицею 6.5;

k_{zp} - коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконане на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань відповідно до таблиці 5.1, і приймається за таблицею 6.6;

β_i - спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -ій формі власних коливань будівлі або споруди;

η_{ki} - коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження (рисунок 6.1); визначається за формулою:

а) для консольної розрахункової схеми:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (6.4)$$

де $U_i(z_k)$ і $U_i(z_j)$ - переміщення будівлі або споруди при власних коливаннях за i -ю формою;

n - число зосереджених навантажень;

б) для перехресної та просторової розрахункових схем:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (6.5)$$

де $\cos(U_{ki}, U_0)$ - косинуси кутів між напрямками переміщення U_{ki} і вектора сейсмічної дії U_0 .

Визначаючи зусилля у конструкціях, які підлягають розрахунку з урахуванням вертикальних сейсмічних навантажень, треба враховувати одночасну дію вертикальних і горизонтальних сейсмічних навантажень. **Напрямок вертикального навантаження (вверх або вниз) треба приймати найбільш не вигідним для напруженого стану елемента, що розглядається.**

3. Розрахунки елементів конструкцій

Підбір перерізів елементів конструкцій, їх вузлів і з'єднань здійснюється за несучою здатністю у припущенні статичного прикладення сейсмічних навантажень.

Розрахунки металевих конструкцій будівель і споруд належить виконувати з урахуванням нелінійного деформування матеріалу.

Для залізобетонних і кам'яних несучих елементів належить обмежувати допустимі значення параметра γ_s , що враховує зниження міцності матеріалів при знакозмінних сейсмічних навантаженнях (таблиця 6.12).

Для колон, стовпів і вузьких простінків (при перевірці на позацентровий стиск)

$$\frac{N_p^v}{R_p} \leq \gamma_s, \quad (2.12)$$

де N_p^v - розрахункове сумарне статичне навантаження від власної ваги та інших вертикальних навантажень, включаючи сейсмічне, які діють у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

R_p - розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які несуть вертикальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалось N_p^v .

Для широких простінків, діафрагм, поперечних стін (при перевірці на зріз та на головні розтягуючі напруження)

$$\frac{N_p^h}{R_Q} \leq \gamma_s \quad (2.13)$$

де N_p^h - розрахункове сумарне горизонтальне навантаження, включаючи сейсмічне, що діє у най-більш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

R_Q - розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які сприймають горизонтальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалось N_p^h .

Таблиця 6.12 - Гранично допустимі значення параметра γ_s для залізобетонних і кам'яних несучих конструкцій в залежності від інтенсивності землетрусів в балах

Бали шкали MSK-64	Значення параметра γ_s
6	0,95
7	0,8
8	0,7
9	0,6

При розрахунку елементів конструкцій на міцність і стійкість, окрім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються у відповідності з іншими нормами, належить вводити додаткові коефіцієнти m , що враховують підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях завантаження і які визначаються згідно з таблицею 6.13.

Перерізи елементів слід приймати не менше ніж отримані за результатами розрахунку на основне сполучення навантажень.

Таблиця 6.13 - Значення коефіцієнтів m

Характеристика конструкцій та з'єднань	Значення m
При розрахунках на міцність	
1. Сталеві та дерев'яні конструкції	1,3
2. Залізобетонні з стержневою і дротяною арматурою (крім перевірки міцності похилих перерізів):	
а) з важкого бетону з арматурою класів А-I, А-II, А-III, Вр-I, А240С, А300С, А400С, А500С;	1,2
б) те саме з арматурою інших класів;	1,1
в) з легкого бетону;	1,1
г) з ніздрюватого бетону з арматурою усіх класів	1,0
3. Залізобетонні, які перевіряються за міцністю похилих перерізів:	0,9
а) колони багатоповерхових будівель;	1,0
б) інші елементи	
4. Кам'яні, армокам'яні і бетонні конструкції:	
а) при розрахунках на позацентровий стиск;	1,2
б) при розрахунках на зсув і розтяг	1,0
5. Зварні з'єднання	1,0
6. Болтові та заклепочні з'єднання	1,1
При розрахунках на стійкість	
7. Сталеві елементи гнучкістю понад 100	1,0
8. Те саме з гнучкістю до 20	1,2
9. Те саме з гнучкістю від 20 до 100	від 1,2 до 1,0 за інтерполяцією
Примітка. Наведені у таблиці коефіцієнти вводяться тільки при розрахунку на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів	

4. Конструктивні вимоги до будівель і споруд

Поверховість (висота) будівель не повинна перевищувати значень, вказаних у таблиці 7.1.

Висота дошкільних дитячих закладів не повинна перевищувати двох поверхів, шкільних закладів і лікарень - трьох поверхів. Хірургічні та реанімаційні відділення в лікарнях належить розміщувати на нижніх двох поверхах.

Довжина секцій всіх типів будівель, крім дерев'яних та зі стінами з ніздрю-

ватих бетонних блоків, не повинна перевищувати при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів - 80 м, 9 балів - 60 м, дерев'яних та зі стінами з ніздрюватого бетону - відповідно 40 м і 30 м.

У будівлях з несучими стінами, крім зовнішніх поздовжніх стін, повинно бути не менше однієї внутрішньої поздовжньої стіни.

Будівлі повинні мати правильну форму в плані. Суміжні ділянки будівлі вище або нижче планувальної відмітки **не повинні мати перепади більше 5 м.**

Перекриття в будівлях необхідно розташовувати на одному рівні.

Таблиця 7.1 - Поверховість житлових, громадських і промислових будівель в залежності від сейсмічності майданчика

Ч.ч.	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності майданчика (балів)			
		6	7	8	9
1	Сталевий каркас	нс	нс	16	12
2	Залізобетонний каркас:				
	- в'язевий або рамно-в'язевий із вертикальними залізобетонними діафрагмами, в'язями або ядрами жорсткості;	нн	16	12	9
	- рамний із діафрагмами зі штучної кладки;	нс	9	7	5
	- рамний без діафрагм;	12	7	5	3
	- безригельний із залізобетонними діафрагмами або ядрами жорсткості;	16	12	9	7
	- безригельний без діафрагм	7	4	3	2
3	Стіни з монолітного залізобетону	нс	24	20	12
4	Стіни великопанельні залізобетонні	нс	20	16	10
5	Каркасно-кам'яні	нс	10	7	5
6	Стіни з великих бетонних або віброцегляних блоків:				
	- дворядної розрізки, з'єднаних між собою за допомогою закладних деталей або арматурних випусків;	9	5	4	2
	- дворядної розрізки, посилені суцільним вертикальним армуванням	нс	9	7	4
7	Стіни комплексної конструкції з цегли, природного каменю і дрібно-штучних стінових бетонних виробів	12	5	4	3
8	Стіни з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	9	4	3	2
9	Стіни комплексної конструкції із стінових дрібних блоків з ніздрюватих бетонів	4	2	2	1
10	Стіни дерев'яні щитові, рублені, брушаті	нс	3	2	1

<p>Примітка 1. Вимоги до будівництва в 6-бальних зонах відповідно до 7.12.</p> <p>Примітка 2. Висота поверху багатоповерхових будівель прийнята не більше 4 м для житлових і громадських будівель та 6 м для промислових.</p> <p>Примітка 3. Позначення нс в таблиці вказує на те, що будівлі проектується за вимогами для несейсмічних районів.</p> <p>Примітка 4. Під першим поверхом в даних нормах вважається об'єм, обмежений перекриттям, що лежить вище позначки заземлення будівлі в ґрунті. У кількості поверхів враховується також неповний поверх (машинні відділення ліфтових шахт тощо) у випадках, якщо його маса становить понад 30 % нижче розташованого ярусу. Для житлових та громадських будівель кількість поверхів може бути збільшена, а також повинна бути зменшена згідно з таблицею, якщо висота будівлі від позначки заземлення в ґрунті (наприклад, від позначки середньої планувальної відмітки) до позначки низу перекриття (покриття) не перевищує значення $(3,3 n + 2,0)$ м, де n – кількість поверхів (рядки 1-10).</p> <p>Примітка 5. Кількість поверхів у будівлях з кам'яними стінами (рядки 7 і 8) за гарантованого нормального зчеплення в кладці $f_{xk1} \geq 180$ кПа може бути збільшена в районах сейсмічності 7 і 8 балів на один поверх.</p> <p>Примітка 6. За рядком 9 необхідно застосовувати блоки марки за щільністю не нижче D600 і за міцністю на стиск класу не менше C8/10.</p>

Будівлі належить розділяти антисейсмічними швами на відсіки, якщо:

- їх об'ємно-планувальні та конструктивні рішення не відповідають попереднім вимогам;
- окремі об'єми будівель в межах загального плану, які не є ядрами жорсткості, мають різко відмінні (більше 30 %) жорсткості або маси.

В одноповерхових будівлях заввишки до 10 м при сейсмічності 7 балів і менше антисейсмічні шви допускається не влаштовувати.

Антисейсмічні шви повинні розділяти будівлю за всією висотою.

Температурні та осадочні шви належить виконувати як антисейсмічні.

Антисейсмічні шви необхідно виконувати шляхом спорудження парних стін або рам, або рами та стіни.

Ширина антисейсмічних швів на кожному рівні повинна бути не менше суми взаємних горизонтальних зміщень відсіків від розрахункового навантаження, та не менше мінімальної, яку для будівель заввишки до 5 м належить приймати 30 мм і збільшувати на 20 мм на кожні 5 м висоти.

Конструкція прилягання секцій у зоні антисейсмічних швів не повинна перешкоджати їх взаємним горизонтальним переміщенням у разі землетрусів.

Основи та фундаменти.

Глибину закладання фундаментів рекомендується збільшувати шляхом улаштування підвальних поверхів. Підвальні поверхи слід влаштовувати під всією будівлею. Для будівель вище 12 поверхів влаштування підвалу під всією будівлею обов'язкове.

Фундаменти будівель заввишки 16 поверхів і більше слід приймати пальовими або у вигляді суцільної фундаментної плити з заглибленням підоснови не менше як на 4,5 м від поверхні планування.

Фундаменти будівель більше 5 поверхів повинні влаштовуватись на одній глибині або з палями однакової довжини.

Поверх збірних стрічкових фундаментів слід влаштовувати армошов або пояс. У районах з сейсмічністю 9 балів стрічкові фундаменти мають бути монолітними.

Горизонтальна гудроізоляція влаштовується з будівельного розчину на цементному в'язучому.

У фундаментних блоках має бути забезпечена перев'язка швів.

Перекриття та покриття (а також елементи сходів) належить виконувати у вигляді жорстких горизонтальних дисків, надійно з'єднаних з вертикальними конструкціями будівель, та такими, що забезпечують їх спільну роботу у разі сейсмічних дій.

Жорсткість збірних залізобетонних перекриттів та покриттів належить забезпечувати за допомогою наступних конструктивних рішень:

- влаштуванням зварних з'єднань плит між собою, елементами каркаса або стінами;
- влаштуванням монолітних залізобетонних об'язок (антисейсмічних поясів) з анкеруванням в них випусків арматури з плит;
- замонолічуванням швів між елементами перекриттів.

Бокові грані панелей (плит) перекриттів та покриттів повинні мати шпонкову або рифлену поверхню. Для зв'язку з антисейсмічним поясом, каркасом або стінами в панелях (плитах) належить передбачати арматурні випуски або закладні деталі.

Обпирання дерев'яних, металевих і залізобетонних балок на кам'яні та бетонні стіни повинно бути не менше 200 мм. Опорні ділянки балок повинні бути надійно прикріплені до несучих конструкцій будівель.

Перегородки належить виконувати легкими, як правило, великопанельної або каркасної конструкції. Перегородки із дрібнорозмірних виробів (цегли, каменя із природних та штучних матеріалів, гіпсових плит тощо) можуть застосовуватися при сейсмічності 6,7 і 8 балів у будівлях до дев'яти поверхів, а при сейсмічності 9 балів - у будівлях до п'яти поверхів.

Перегородки повинні бути прикріплені до вертикальних конструкцій будівель, а при довжині більше 3 м - і до перекриттів. Конструкція кріплення перегородок до несучих елементів будівлі повинна виключати можливість передачі на них горизонтальних навантажень, що діють в їх площині, забезпечуючи при цьому їх стійкість із площини.

Для забезпечення незалежного деформування перегородок необхідно передбачати антисейсмічні шви уздовж вертикальних торцевих і верхніх горизонтальних граней перегородок і несучих конструкцій будівлі. Ширина швів приймається за максимальною величиною перекосу поверхів будівлі при дії розрахункових навантажень, але не менше 20 мм.

Шви заповнюються пружним еластичним матеріалом. Допускається виконувати перегородки підвісними з обмежувачем із їх площини.

Винос балконів у будівлях з цегляними та кам'яними стінами не повинен перевищувати 1,5 м.

В залежності від типу підсилення стіни можуть бути:

- з цегляної (кам'яної) кладки;

- комплексної конструкції;
- каркасно-цегляні (каркасно-кам'яні);
- підсилені вертикальним армуванням, попереднім напруженням або іншими експериментально обґрунтованими методами.

Комплексні конструкції виконуються влаштуванням у кладці вертикальних залізобетонних включень (сердечників) або використанням тришарових стін, внутрішній шар яких із монолітного залізобетону.

Каркасно-цегляні (каркасно-кам'яні) стіни передбачають підсилення монолітними залізобетонними колонами з використанням кладки як опалубки. Колони спільно з горизонтальними монолітними або збірно-монолітними поясами утворюють каркас з несучим заповненням із кладки.

Для кладки стін дозволяється застосовувати:

- а) при сейсмічності 6, 7 і 8 балів - цеглу порожнисту або повнотілу марки не нижче 75, з отворами розміром до 16 мм, пустотністю до 20 %, з ненаскрізними пустотами до 60 мм. У 9-бальних зонах належить приймати тільки повнотілу цеглу. Використання керамічних каменів дозволяється тільки у 7-бальних зонах у будівлях до двох поверхів;
- б) бетонні камені, повнотілі та порожнисті блоки з бетону (у тому числі з легкого густиною не менше 800 кг/м^3) марки 50 і вище;
- в) камені та блоки правильної форми з черепашників або вапняків марки не нижче 35 або туфів (крім фельзитового) та інших природних матеріалів марки 50 і вище;
- г) розчини марки не нижче 50 на основі цементу з пластифікаторами та (або) спеціальними добавками, які підвищують зчеплення розчину з цеглою або каменем.

5. Розрахунок фундаментів мілкового закладання при сейсмічних впливах

Проектування фундаментів з урахуванням сейсмічних впливів повинно виконуватись на підставі розрахунку на аварійне сполучення навантажень за інженерно – геологічними умовами.

Попередні розміри фундаментів слід визначати розрахунком за деформаціями основ на основне сполучення навантажень (без урахування сейсмічних навантажень).

Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основи слід виконувати на дію вертикальної складової позацентрового навантаження в аварійному сполученні, яке передається фундаментом, виходячи з умови

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (1)$$

де N_a - вертикальна складова розрахункового позацентрового навантаження в аварійному сполученні (з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, яке спрямоване вниз);

$N_{u,eq}$ - вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймають рівним 1.0; 0.85; 0.7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями згідно з ДБН В.1.1-12;

γ_n – коефіцієнт надійності, приймають в залежності від рівня відповідальності споруд згідно з розділом 7 [5].

Перевірку на зрушення по підшві фундаменту слід виконувати на горизонтальну складову сейсмічного навантаження в рівні низу фундаментів з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, спрямованого наверх, і сейсмічного коефіцієнта умов роботи.

При визначенні утримуючих та зрушуючих сил слід обраховувати складові активного і пасивного тисків ґрунту на бічні поверхні фундаментів з урахуванням сейсмічних навантажень.

При дії навантажень від моментів по двох напрямках розрахунок за несучою здатністю основ повинен виконуватись роздільно на дію сил і моментів у кожному напрямку незалежно один від одного.

Основа фундаментів при аварійному сполученні навантажень, спричиненому сейсмічними впливами, розраховується на міцність окремо від дії вертикальної складової навантаження і від дії горизонтальної складової. При цьому осідання фундаментів не перевіряють.

При розрахунках несучої здатності нескальних основ, що зазнають сейсмічних коливань, ординати епюри граничного тиску (рис. 6.4) по краях підшви фундаменту визначаються за формулами [6]

$$\begin{aligned} p_0 &= \xi_q F_1 \gamma'_I d + \xi_c (F_1 - 1) c_I / \operatorname{tg} \varphi_I; \\ p_b &= p_0 + \xi_\gamma \gamma_I b (F_2 - k_{eq} F_3), \end{aligned} \quad (2)$$

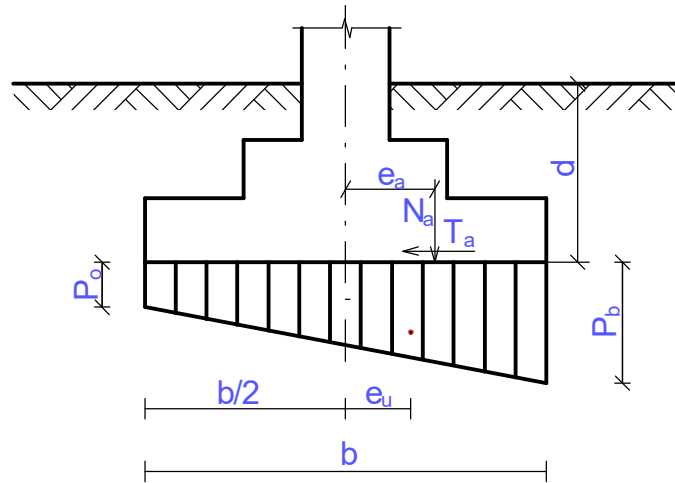
де ξ_γ, ξ_q, ξ_c - коефіцієнти форми фундамента, обчислені за формулами (Ж.4) [5] без урахування ексцентриситету навантаження для стовпчастих фундаментів, а для стрічкових фундаментів рівні одиниці;

F_1, F_2, F_3 – коефіцієнти, що визначаються за графіками [6] в залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_I ;

γ, γ' – розрахункові значення питомої ваги ґрунту відповідно нижче і вище підшви фундаменту;

d – менше значення глибини закладання фундаменту;

k_{eq} – коефіцієнт, що приймається рівним 0,1 при сейсмічності майданчику 6,7 балів.



Рисунок– Епюра граничного тиску під підшвою фундаменту при сейсмічному впливі

Вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах приймається рівною:

$$\begin{aligned} \text{при } e_a \leq e_u \quad N_{u,eq} &= 0,5bl(p_0 + p_b); \\ \text{при } e_a \geq e_u \quad N_{u,eq} &= blp_b / (1 + 6e_a / b), \end{aligned} \quad (3)$$

де e_a та e_u – ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску

$$\begin{aligned} e_a &= \frac{M_a}{N_a}; \\ e_u &= b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0). \end{aligned} \quad (4)$$

6. Розрахунок пальових фундаментів при сейсмічних впливах

При розрахунку пальових фундаментів несуча здатність паль по ґрунту в умовах сейсмічних впливів визначається з урахуванням знижуючих коефіцієнтів γ_{eq1} , γ_{eq2} , γ_{eq3} , а опір тертя по боковій поверхні палі до глибини h_d приймається рівним нулю.

$$\gamma_{eq3} = 0,9.$$

Тоді несуча здатність палі на вдавлюючі навантаження при сейсмічних впливах

$$F_{eq} = \gamma_C \left(\gamma_{cR} R \cdot A \cdot \gamma_{eq1} \cdot \gamma_{eq3} + u \cdot \sum_{h_d}^l \gamma_{eq2} \gamma_{cf} f_i h_i \right).$$

$\gamma_{eq1}, \gamma_{eq2}$ – коефіцієнти умов роботи, що приймаються за табл. Н.7.1.

Розрахункова довжина палі, на якій не враховується опір ґрунту по боковій поверхні при сейсмічних впливах

$$h_d = \frac{a_1 (H + \alpha_c a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_c} \gamma_I \operatorname{tg} \varphi_I + c_I \right)}.$$

Коефіцієнт деформації α_c знаходимо за формулою

$$\alpha_c = 5 \sqrt{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}}.$$

a_1, a_2, a_3 – безрозмірні коефіцієнти, які дорівнюють відповідно 1,5; 0,8; 0,6 при високому ростверку і для окремо розташованої палі; 1,2; 1,2 і 0 – при жорсткому сполученні палі з низьким ростверком.

Визначення розрахункової глибини h_d при дії сейсмічних навантажень слід виконувати, приймаючи значення розрахункового кута внутрішнього тертя φ_I зменшеним для розрахункової сейсмічності 7 балів – на 2^0 , 8 балів – на 4^0 , 9 балів – на 7^0 .

У розрахунках несучої здатності палі при дії горизонтального навантаження слід враховувати короткочасний характер дії сейсмічного навантаження шляхом підвищення несучої здатності палі при розрахунках однорядних фундаментів на навантаження, що діють у площині, перпендикулярній до ряду, на 10 %, в інших випадках – на 30%.

Лекція 11

Проектування фундаментів на сильностисливих та насипних ґрунтах

1. Особливості розрахунку основ з сильностисливих ґрунтів.
2. Проектування попереднього ущільнення основ з водонасичених сильностисливих ґрунтів.
3. Методи розрахунку осідань і термінів консолідації основ.
4. Класифікація насипних ґрунтів.
5. Розрахунок основ на насипних ґрунтах.
6. Проектування основ на насипних ґрунтах.

1 Особливості розрахунку основ з сильностисливих ґрунтів

До сильно стисливих ґрунтів відносяться водонасичені супіски ($e > 0.9$), суглинки ($e > 1,0$), глини ($e > 1,5$), мули (морські і прісноводні), стрічкові глини, водонасичені лесові ґрунти, заторфовані ґрунти, торфи, сапропелі (органічні мули), пухкі піски, водонасичені пілуваті намівні ґрунти.

Характерними ознаками більшості цих ґрунтів є:

- високий ступінь вологості $S_r \geq 0.8$;
- велика стисливість $E \leq 5$ МПа в інтервалі тиску від більшості фундаментів;
- повільне протікання осідань з часом;
- мінливість і анізотропія міцністних, деформаційних, фільтраційних, реологічних характеристик;
- значна тіксотропність;
- агресивність підземних вод.

Природні мули і колоїдно-глинисті ґрунти з значним вмістом органічних решток (заторфовані і торфи) є найгіршими видами природних основ споруд.

Мули - водно-колоїдні ґрунти, що утворюються при осіданні (випаданні в осад) переважно на морських акваторіях у відносно-спокійній воді дрібних мінеральних частинок при одночасному протіканні в них гідробіологічних процесів. Звичайно верхні шари мулу мають коефіцієнт пористості понад 0,9, текучу консистенцію, вміст часток з розмірами менше 0,01 мм складає 30-50% за масою.

В колоїдному стані частинки оточені відносно товстими водними оболонками, об'єм яких часто перевищує об'єм самих мінеральних частинок. Це обумовлює перезволоження мулистих ґрунтів.

Мули відрізняють за віком:

1) Давні (більш щільні, більш мінералізовані, перекриті більш пізніми нашаруваннями).

2) Сучасні. Під дією зовнішнього навантаження в мулах виникає руйнування структурно-колоїдних зв'язків.

При деякій величині зовнішнього тиску руйнування структурних зв'язків починає здійснюватись лавино з різним зниженням міцності ґрунтів. Цей граничний тиск називається структурною міцністю. Величина її невелика (50-150 кПа), а іноді і менше.

При навантаженнях менше структурної міцності мули не видавлюються з-під споруди, а дуже повільно ущільнюються, даючи значні осідання.

Сапропелі - прісноводні мули, що утворюються на дні водоймищ з продуктів розпаду рослинних і тваринних організмів і містить більше ніж 10% за масою органічної речовини у вигляді гумусу та рослинних залишків. Сапропель має коефіцієнт пористості $e > 3$, як правило текучу консистенцію, високу дисперсність, тобто вміст часток крупніше 0,25 мм звичайно не перевищує 5% за масою.

Аналогічні властивості мають і заторфовані ґрунти.

Стисливість мулів і торфів значно зростає зі збільшенням швидкості і збільшенням навантаження. На них не можна в короткі проміжки часу давати великі навантаження.

Заторфованими називаються ґрунти, які містять від 10 до 50 % органічних речовин. Торфи містять більше 50 % органічних речовин.

Осідання фундаментів на заторфованих ґрунтах протікають дуже повільно внаслідок тривалого процесу мінералізації органічних речовин. Різка прискорення цього процесу може мати місце при зміні гідрогеологічного режиму, особливо при аерації ґрунтів (при зниженні рівня ґрунтових вод). Таке зниження рівня ґрунтових вод може викликати катастрофічне зростання осідань фундаментів.

Треба відрізнити торфи відкриті і поховані. Відкриті торфи сильно стисливі.

Інженерно-геологічні вишукування на майданчиках з сильностисливими ґрунтами повинні проводитись методами, що виключають динамічний вплив на ґрунт. Рекомендується застосування пресіометрів, статичного зондування, приладів обертального зрізу, зонду з радіоактивним випромінюванням тощо.

Для визначення **характеристик міцності** (φ і c) органо-мінеральних та органічних ґрунтів рекомендується проводити випробування, застосовуючи методику консолідованих випробувань для знаходження цих характеристик у стабілізованому стані та неконсолідованих випробувань для визначення у нестабілізованому стані. Неконсолідовані випробування враховують швидкі темпи завантаження основи вагою споруди, відсутність можливості дренажу і виникнення додаткового порового тиску, що характерно для даних умов.

При цьому слід визначити характер залягання біогенних ґрунтів і мулів в плані споруд і по глибині, **вміст органічної речовини** I_{om} у біогенних

грунтах для виділення серед них заторфованих ґрунтів, торфів і сапропелей, **ступінь розпаду органічної речовини D_{pd}** у торфах.

I_{om} – відношення маси органічної речовини у зразку до маси зразка у висушеному стані;

D_{pd} - відношення маси безструктурної (повністю розкладеної) частини, яка включає гумінові кислоти та мілкі частки негуміційованих залишків рослин, до всієї маси торфу. Визначається за ГОСТ 10650.

Характеристики біогенних ґрунтів і мулів повинні встановлюватись при випробуваннях зразків у **вертикальному і горизонтальному напрямках**.

Додатково визначають:

- коефіцієнт пористості e_1 при повній вологості і e_2 при мінімальній вологості;

- коефіцієнти консолідації ґрунта c_v і c_h у вертикальному і горизонтальному напрямках.

Середньозважений коефіцієнт консолідації ґрунтів визначають як

$$\bar{c}_v = \frac{\bar{k}_f}{m_v \gamma_w},$$

де \bar{k}_f – середньозважений коефіцієнт фільтрації ґрунту;

m_v – середньозважений коефіцієнт відносної стисливості ґрунтів.

Розрахунок основ з сильностисливих ґрунтів за I групою граничних станів виконується якщо:

- основа складена водонасиченими глинистими і заторфованими ґрунтами (при $S_r \geq 0,85$; коефіцієнти консолідації $c_v \leq 10^7$ см²/рік), що повільно ущільнюються;

- основа складена глинистими слабкзаторфованими ґрунтами з ступенем розпаду органічної речовини $D_{pd} \leq 30\%$; $I_L > 0,5$;

- основа складена глинистими середньзоторфованими ґрунтами з ступенем розпаду органічної речовини $D_{pd} > 30\%$; $I_L > 0,25$;

- основа складена глинистими сильнозоторфованими ґрунтами і піщаними середньо- і сильнозоторфованими ґрунтами з будь-яким ступенем розпаду рослинних решток.

Розрахунок основ з сильностисливих ґрунтів за II групою граничних станів (за деформаціями) виконується за загальною методикою, при цьому:

- коефіцієнт умов роботи γ_{c1} при визначенні розрахункового опору R приймається заниженим (табл. 9.1 ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016);

Таблиця 9.1 – Значення коефіцієнта умов роботи ґрунтової основи, складеної біогенними ґрунтами чи мулами

Найменування ґрунтів і ступеня їх заторфованості I_r	Коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи γ_{c1}
Піски мілкі водонасичені: $0,03 < I_r \leq 0,25$	0,85
$0,25 < I_r \leq 0,4$	0,80
Піски пилюваті водонасичені: $0,03 < I_r \leq 0,25$	0,75
$0,25 < I_r \leq 0,4$	0,70
Глинисті ґрунти водонасичені: $0,05 < I_r \leq 0,25$ при показнику текучості: $I_L \leq 0,5$	1,05
$I_L > 0,5$	1,00
Глинисті ґрунти водонасичені: $0,25 < I_r \leq 0,4$ при показнику текучості: $I_L \leq 0,5$	0,90
$I_L > 0,5$	0,80

- для попереднього призначення розмірів підшви фундаментів значення R_0 приймається за табл. А.2 (складена для заторфованих пісків);

Таблиця А.2 – Розрахунковий опір R_0 заторфованих ґрунтів

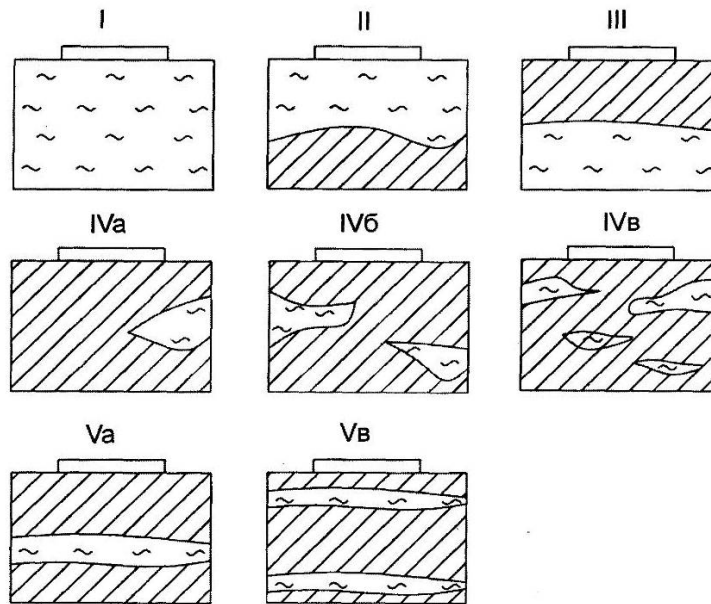
Піски середньої щільності	Значення R_0 , кПа, в залежності від ступеня заторфованості ґрунту I_{om}		
	$0,03 < I_r \leq 0,1$	$0,1 < I_r \leq 0,25$	$0,25 < I_r \leq 0,4$
Піски дрібні:			
малого ступеня водонасичення;	250	180	90
середнього ступеня водонасичення;	150	100	70
насичені водою			
Піски пилюваті:			
малого ступеня водонасичення;	200	120	80
середнього ступеня водонасичення;	100	80	50
насичені водою	80	60	40
Примітка. Значення R_0 в таблиці відносяться до ґрунтів зі ступенем розкладення рослинних залишків $D_{dp} \leq 20$ %. При $D_{dp} > 20$ % величини R_0 приймають з коефіцієнтом 0,8.			

- розрахунок осідання виконується **на повний тиск** під підошвою фундаментів;

- якщо межа стисливої товщі розташована у шарі біогенного ґрунту, то її слід приймати на тій глибині, де додатковий до природного тиск дорівнює його структурній міцності, а для мулів - 3 кПа;

- для водонасичених сильностисливих ґрунтів, характерних тривалим протіканням осідань в часі, розрахунок осідання основи виконується за допомогою **теорії фільтраційної консолідації**.

При розрахункових деформаціях більше допустимих або при недостатній несучій здатності основи з біогенних ґрунтів та мулів використовують такі заходи, відповідно до типових схем нашарувань ґрунтів (рис.):



Типові схеми нашарувань ґрунтів

- ущільнення їх фільтруючим насипом, в тому числі з застосуванням вертикальних піщаних або заводських дрен (паперових, комбінованих) (схеми I та II);

- прорізання їх фундаментами глибокого закладення (з урахуванням від'ємного тертя) (схеми II, IV, V);

- виторфування лінз або шарів біогенного ґрунту з заміною його мінеральним ґрунтом (схеми II, IV, V);

- улаштування фундаментів (стовпчастих, стрічкових) на піщаній, гравійній, щебеневій подушці або на попередньо ущільненій підсипці з місцевого матеріалу (для всіх схем);

- улаштуванні плитних фундаментів, перехресних стрічок з конструктивними заходами з підвищення просторової жорсткості будівлі (для всіх схем);

- покращення властивостей основи за рахунок глибинного ущільнення (щебеневі, піщані та вапняні палі, а також з використанням технології пробивання свердловин у ґрунті та втрамбування жорсткого матеріалу в шар

слабкого ґрунту), чи за рахунок глибинного перемішування (за бурозмішувальною чи струминною технологіями);

- покращення властивостей слабкого ґрунту шляхом його армування елементами підвищеної жорсткості (ґрунтоцементні, залізобетонні тощо).

При проектуванні пальових фундаментів, що прорізають шари торфу, рекомендується враховувати негативні сили тертя по бічній поверхні паль.

За наявності в межах довжини палі шару слабкого ґрунту ширину умовного фундаменту для розрахунку його осідання визначають за схемою, поданою на рис. 9.2 [ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016].

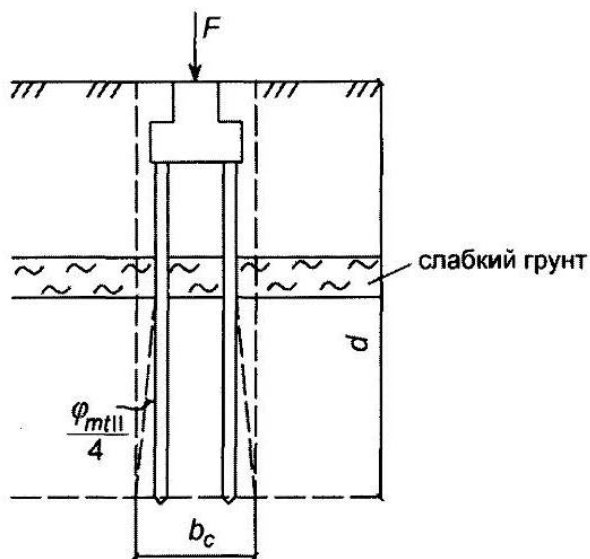


Рисунок 9.2 – Схема визначення ширини умовного фундаменту для розрахунку його осідання

Використовувати сильностисливі ґрунти в якості основ **на сейсмічних територіях** без інженерної підготовки та додаткового обґрунтування не допускається.

Таблиця 11.1 – Заходи щодо влаштування основ та фундаментів в умовах залягання слабких ґрунтів

Заходи	Реалізація заходів
Ущільнення або закріплення слабого ґрунту	Передбудівельне ущільнення ґрунту за допомогою фільтруючого навантаження з влаштуванням піщаних (щебеневих) або картонових дрен (за необхідності прискорення процесу консолідації основи); за рахунок влаштування вапняних чи ґрунтовапняних паль; закріплення ґрунтів бурозмішувальним чи струминним способами; закріплення ґрунту різними хімічними методами; електрохімічне закріплення ґрунту.
Армування слабого ґрунту	Армування вертикальними ґрунтоцементними елементами, влаштованими бурозмішувальним чи струминним способами; влаштування вертикальних елементів армування пробиванням, продавлюванням і розкочуванням свердловин з наступним їх заповненням матеріалами з підвищеною жорсткістю і міцністю; армування бетонними забивними і набивними палями; вертикальне і горизонтальне армування із використанням високоміцних геосинтетичних матеріалів.
Прорізання слабого ґрунту	Улаштування пальових фундаментів (у т.ч. із використанням порожнистих паль); улаштування фундаментів типу "стіна в ґрунті"; інші види фундаментів глибокого закладання (глибокі опори, барети опускні колодязі тощо).
Заміна слабого ґрунту	Улаштування подушок із крупного чи середньої крупності піску на повну або часткову товщину слабого ґрунту для зменшення тиску на покрівлю слабого ґрунту. При цьому щільність сухого ґрунту в подушках рекомендується не менше 1,65 т/м ³ . В окремих випадках допускається застосування щебеню, гравію, шлаку або гравійно-піщаної суміші. Дрібні піски для влаштування подушок не рекомендуються. Пилливі піски для влаштування подушок використовувати забороняється
Конструктивні заходи	Проектування будівель і споруд простого окреслення в плані й однакової висоти їх частин; передбачення будівельного підйому та щілини між верхом трубопроводів та верхом отворів для них; передбачення можливості рихтування конструкцій; улаштування фундаментів у котлованах такої глибини та розмірів у плані, щоб вага відкопаного ґрунту була близькою до ваги будівлі чи споруди ("плаваючий фундамент"); улаштування суцільних армованих швів або залізобетонних поясів по всіх несучих стінах з анкеруванням плит міжповерхових перекриттів; виключення можливості впливу будівництва важких споруд на розміщені поряд існуючі будівлі; обмеження використання збірних залізобетонних фундаментів; улаштування залізобетонних поясів на рівні верху збірних фундаментних плит і верху цоколя.

Таблиця 11.2 – Заходи щодо пристосування об'єкта будівництва до умов залягання слабких ґрунтів

Заходи	Реалізація заходів
Повне або часткове прорізання шару слабого ґрунту фундаментами з підвищеною глибиною закладання	Використання пальових фундаментів; бурозмішувальної чи струминної технології влаштування фундаментів або фундаментів неглибокого закладання.
Повна або часткова заміна слабого ґрунту	Улаштування піщаних подушок із крупних або середньої крупності пісків, які одночасно виконують роль дренажу; влаштування подушок із щебеню, гравію, природної піщано-гравійної суміші або промислових відходів.
Ущільнення слабого ґрунту постійним завантаженням основи шаром насипного чи намитого ґрунту	Улаштування штучних дрен із подальшим відсіпанням насипу на поверхні чи намиванням шару піску для прискорення процесу ущільнення насиченої водою товщі слабких ґрунтів.
Армування слабого ґрунту	Влаштування вертикальних елементів армування з метою підвищення характеристик міцності і деформативності слабкої основи.
Пристосування надземних і підземних конструкцій до нерівномірного осідання	Використання монолітних залізобетонних перехресних фундаментів або суцільних залізобетонних плит; улаштування замкнених залізобетонних поясів та армованих швів.

2. Проектування попереднього ущільнення основ з водонасичених сильностисливих ґрунтів

Частіше за все сильно стисливі ґрунти не можуть використовуватись як природні основи без попереднього покращення їх властивостей

Ефективним заходом з ущільнення таких ґрунтів є привантаження їх фільтруючим насипом без застосування дрен (недренована основа) або з застосування піщаних чи паперових дрен (дренована основа).

Попереднє ущільнення використовується для **підготовки основ фундаментів, інженерної підготовки території** з метою забезпечення надійної експлуатації інженерних комунікацій і дорожніх покриттів, а також

для зменшення сил негативного тертя на пальові фундаменти і інші заглиблені у ґрунт споруди.

У проекті попереднього ущільнення ґрунту вказують:

- тимчасове навантаження на основу, що перевищує на 10% середній тиск під подошвою фундаментів (з метою прискорення процесу консолідації тимчасове навантаження може значно перевищувати експлуатаційне, але з забезпеченням стійкості ґрунту);
- форму і розміри тимчасового насипу привантаження з забезпеченням його стійкості на сильностисливих ґрунтах у нестабілізованому стані;
- план розташування вертикальних дрен, їх переріз і крок (з умови 90% консолідації основи);
- місця встановлення глибинних марок;
- розрахункове значення кінцевого осідання основи від привантаження і величину пружного підйому основи після його зняття (визначається за віткою розвантаження компресійної кривої);

В плані дрени розміщують у вершинах квадратів або рівносторонніх трикутників. Крок піщаних дрен 1,5 – 3,0 м, заводських паперових – 0,8 – 1,4 м.

3. Методи розрахунку осідань і термінів консолідації основ

А. Недренована основа

Стабілізоване осідання шару водонасиченого сильностисливого ґрунту, привантаженого фільтраційним шаром (рис. 3.1), визначається за формулою

$$s = \frac{3pH}{3E + 4p},$$

де p – середній тиск на ґрунт від привантаження;

H – товщина шару сильностисливого ґрунту;

E – модуль деформації ґрунту у природному стані.

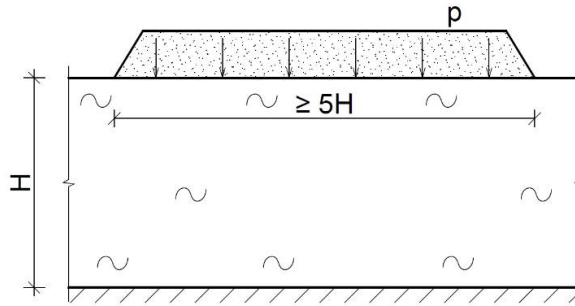


Рисунок 3.1 - Розрахункова схема водонасиченого сильностисливого ґрунту, привантаженого фільтраційним шаром (недренована основа)

У випадку, якщо основа з сильностисливих ґрунтів складається з кількох горизонтальних шарів з різними модулями деформації E_i , осідання всієї товщі наприкінці періоду стабілізації визначається як сума осідань окремих шарів ($\sum h_i = H$)

$$s = \sum \frac{3ph_i}{3E_i + 4p},$$

Осідання шару водонасиченого сильностисливого ґрунту, спричинене привантаженням, в заданий момент часу визначається за формулою

$$s_t = U_v s,$$

де U_v – ступінь консолідації ($U_v = s_t/s$), що визначається за графіком стор. 254 (Справочник проєктувальника) або табл. 110 (Пособие) в залежності від фактору часу

$$T_v = c_v t / H^2.$$

Довжина шляху фільтрації H приймається рівною повній товщині слабого шару при односторонній фільтрації і його половині $H/2$ при можливості двосторонній фільтрації (слабкий шар підстиляється піском).

На час розвитку деформацій основи впливає час, протягом якого зростає навантаження від насипу (час його відвантаження) [3]. Для попередніх розрахунків розвиток осідання в часі дозволяється визначати у припущенні, що привантаження відбувається миттєво. У [3, 10] наведені таблиці або графіки для визначення фактора часу $T_v = c_v t / H^2$ в залежності від ступеню консолідації U_v . Знаючи величину фактору часу, що відповідає заданому ступеню консолідації, можна визначити час, потрібний для його досягнення.

При розрахунках часу консолідації шаруватих основ визначають значення приведенного коефіцієнту консолідації

$$c_v = \frac{H^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{c_{v,i}}} \right)^2},$$

де загальна товщина шаруватої основи $H = \sum h_i$.

Б. Дренована основа (рис. 3.2)

В випадку застосування вертикального дренажу фільтрація здійснюється не тільки в вертикальному напрямку, а і в радіальному, тому крім коефіцієнту консолідації в вертикальному напрямку, c_v , визначається коефіцієнт консолідації у радіальному напрямку, c_r .

Для розрахунку приймається кругова форма впливу дрени, діаметр якої d_l (рис. 3.2) визначається за формулами:

- при розташуванні дрен по квадратній сітці $d_l = 1,13d$;
- при розташуванні дрен по трикутній сітці $d_l = 1,05d$,

де d – відстань між осями дрен.

Приймається, що поверхня циліндра діаметром d_l водонепроникна, а матеріал дрени є ідеально проникним.

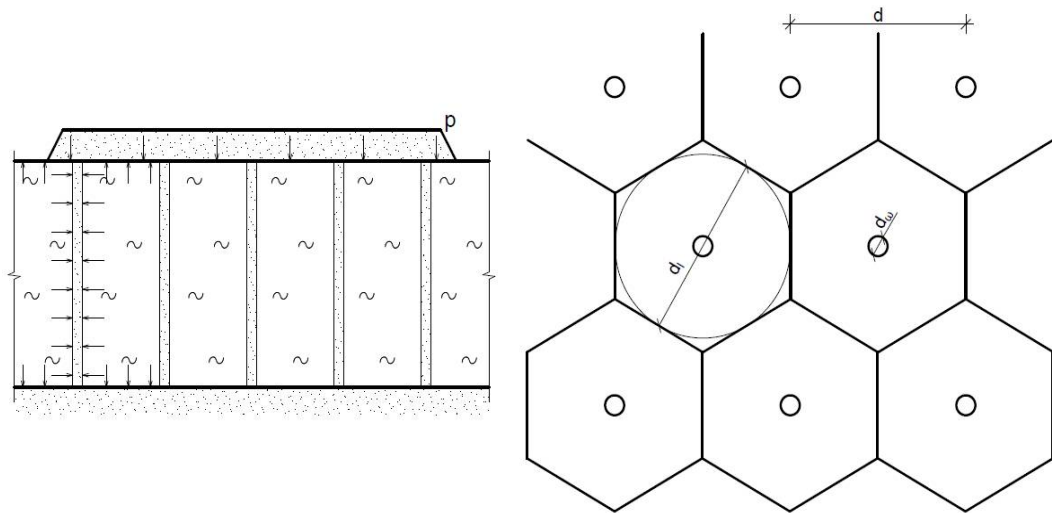


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема водонасиченого сильностисливого ґрунту, привантаженого фільтраційним шаром (дренована основа)

Розв'язання задачі базується на теоремі розкладання просторового радіального потоку на плоский та лінійний (Карилло, 1942 р.), що дозволяє методом чисельного інтегрування одержати дані для визначення загального ступеню консолідації U_{rv} в залежності від ступеню консолідації при фільтрації води в вертикальному напрямку U_v і ступеню консолідації при фільтрації води в радіальному напрямку U_r .

Для вертикальних дрен, що повністю прорізають водонасичений сильностисливий ґрунт, при наявності дренуючих шарів по кінцях дрен загальний ступінь консолідації визначається за формулою

$$U_{rv} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v). \quad (*)$$

Ступінь консолідації у радіальному напрямку

$$U_r = 1 - \exp \frac{-8T_r}{F(v)}, \quad (**)$$

де T_r – фактор часу при фільтрації тільки в радіальному напрямку;

$F(v)$ – параметр, що залежить від співвідношення діаметра зони впливу дрени d_l та її діаметру d_w ($v = d_l/d_w$).

Величина фактору часу при фільтрації тільки в радіальному напрямку

$$T_r = c_r t / d_l^2.$$

Для спрощення розрахунків за рівнянням (***) складена таблиця Б.2, за якою можна визначити фактор часу T_r при заданих значеннях ступеню консолідації U_r та параметра v .

Таблиця Б.2 – Залежність ступеня консолідації Q_r від фактора часу T_r

Q_r	T_r при v					
	3	5	10	15	20	25
0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,007	0,012	0,021	0,026	0,30	0,033
0,2	0,014	0,026	0,040	0,055	0,063	0,069
0,3	0,023	0,042	0,070	0,088	0,101	0,170
0,4	0,033	0,060	0,101	0,126	0,144	0,158
0,5	0,045	0,081	0,137	0,171	0,195	0,214
0,6	0,059	0,107	0,181	0,226	0,258	0,283

Q_r	T_r при v					
	3	5	10	15	20	25
0,7	0,077	0,141	0,238	0,297	0,339	0,372
0,8	0,103	0,188	0,318	0,397	0,454	0,498
0,9	0,148	0,270	0,454	0,567	0,649	0,172
0,95	0,192	0,351	0,591	0,730	0,844	0,927
0,99	0,296	0,539	0,909	1,135	1,298	1,424

При розрахунках часу консолідації шаруватих основ визначають значення приведенного коефіцієнту консолідації

$$c_r = \frac{\sum (h_i c_{r,i})}{H},$$

де загальна товщина шаруватої основи по довжині дрени $H = \sum h_i$.

При наявності і вертикальної і радіальної фільтрації задача розв'язується підбором (задаючись різними значеннями часу, визначають досягнутий ступінь консолідації за формулою (**)).

Проектування фундаментів на попередньо ущільненій основі виконується звичайним шляхом для характеристик, визначених після ущільнення.

4 Класифікація насипних ґрунтів

I. За видом матеріалу:

- природні ґрунти порушеної структури;
- відходи виробництв (шлаки, попіли, золи, формовочна земля тощо);
- побутові відходи.

II. За однорідністю щільності і складу:

- планомірно зведені насипи (в тому числі зворотні засипки) і підсипки (подушки), що характеризуються практично однорідним складом, щільністю і рівномірною стисливістю;

- відвали ґрунтів і відходів виробництв з $I_{om} \leq 0,05$, що мають **практично однорідний склад**, але нерівномірну щільність і стисливість;

- звалища ґрунтів, відходів виробництв і побутових відходів, що характеризуються неоднорідним складом, нерівномірною щільністю і стисливістю, а також вмістом органічних включень.

III. За ступенем ущільнення від власної ваги:

- злежані – процес ущільнення від власної ваги закінчився;
- незлежані.

Орієнтовні терміни для самоущільнення насипних ґрунтів (Пособие)

Гранулометрический состав насыпных грунтов и отходов производств	Продолжительность самоуплотнения, год		
	планово возведенных насыпей	отвалов	свалок
Крупнообломочные	0,2—1	1—3	2—5
Песчаные	0,5—1	2—5	5—10
Пылевато-глинистые	2—5	10—15	10—30

5. Розрахунок основ на насипних ґрунтах

Специфічні властивості насипних ґрунтів:

- значна неоднорідність за складом, товщиною, стисливістю;
- самоущільнення від власної ваги, особливо при вібраціях від працюючого обладнання, транспорту, при замочуванні, при розпаді органічних включень;
- можливість ущільнення підстильних сильностисливих ґрунтів;
- наявність крупних включень або порожнин, що сумірні з розмірами фундаментів.

Основи, складені насипними ґрунтами, повинні проектуватись з урахуванням їхньої значної неоднорідності за складом, нерівномірної стисливості, можливості самоущільнення, особливо при вібраційних впливах, зміни гідрогеологічних умов, замоканні, а також за рахунок розкладання органічних включень.

Нерівномірна стисливість насипних ґрунтів повинна визначатись за результатами польових і лабораторних випробувань. Модуль деформації повинен визначатись, як правило, на основі штапових випробувань.

Повну деформацію основи, складеної насипними ґрунтами визначають підсумовуванням:

- осідання основи від зовнішніх навантажень, s ;
- додаткового осідання від самоущільнення насипних (незлежаних ґрунтів), s_{f1} ;
- те ж внаслідок замочування, s_{f2} ;
- осідання від розпаду органічних включень при їхньому відносному вмісті від 0,03 до 0,1, s_{f3} ;
- осідання підстильних ґрунтів від ваги насипу і навантажень на фундаменти, s_{f4} .

$$S_f = S + S_{f1} + S_{f2} + S_{f3} + S_{f4};$$

$$s_{f1,f2} = \gamma_{c1}(\gamma_{c2})\beta\sigma_{zg}h / E,$$

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи (п.8.25 Пособія, табл. 11.15 Справочник проектировщика);

ТАБЛИЦА 11.15. ЗНАЧЕНИЯ
КОЭФИЦИЕНТОВ γ_{c1} И γ_{c2}

Насыпные грунты	γ_{c1}	γ_{c2}
Пески, шлаки и т. п.:		
неслежавшиеся	0,4	0,15
слежавшиеся	0,0	
Пылеватые пески, глинистые грунты, золы и т. п.:		
неслежавшиеся	0,6	0,2
слежавшиеся	0,0	

$$\beta = 0,8;$$

$\sigma_{zg} = 0,5\gamma h$, (h – товщина насипного шару під фундаментом; γ – середнє значення питомої ваги насипного ґрунту у водонасиченому стані);

E – середнє значення модуля деформації насипного шару.

$$s_{f3} = k_{om}I_{om}\rho_d h / \rho_s, \quad (\text{при } 0,03 < I_{om} < 0,1)$$

$k_{om} = 0,4$ – коефіцієнт, що враховує можливість розпаду органічних включень.

Додаткові осідання за рахунок ущільнення підстильних шарів під насипом допускається не враховувати, якщо давність відсипання насипу перевищує 1 рік для піщаних ґрунтів, 2 роки для глинистих ґрунтів, що залягають вище рівні ґрунтових вод, 5 років – нижче рівня ґрунтових вод.

Розрахунковий опір ґрунтів основи R визначається за загальною формулою норм, при цьому для відвалів і звалищ приймаються менші значення коефіцієнтів умов роботи:

- для відвалів $\gamma_{c1} = 0,8$; $\gamma_{c2} = 0,9$;
- для звалищ $\gamma_{c1} = 0,6$; $\gamma_{c2} = 0,7$.

Попередні розміри фундаментів, що зводяться на злежаних насипних грунтах, можуть призначатись виходячи з умовного розрахункового опору за табл. Е.5 ДБН.

Найбільший крайовий тиск для відвалів і звалищ не повинен перевищувати $1,1 \cdot R_0$.

Таблиця Е.5 - Розрахунковий опір R_0 насипних грунтів

Характеристика насипу	R_0 , кПа			
	Піски крупні, середньої крупності і дрібні, шлаки тощо при коефіцієнті водонасичення S_r		Піски пилюваті, супіски, суглинки, глини, золи тощо при коефіцієнті водонасичення S_r	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насипи, планомірно зведені з ущільненням	250	200	180	150
Відвали грунтів і відходів виробництв:				
з ущільненням	250	200	180	150
без ущільнення	180	150	120	100
Звалища грунтів і відходів виробництв:				
з ущільненням	150	120	120	100
без ущільнення	120	100	100	80
Примітка 1. Значення R_0 відносяться до насипних грунтів із вмістом органічних речовин $I_{від} \leq 0,1$.				
Примітка 2. Для незлежаних відвалів і звалищ грунтів та відходів виробництв значення R_0 приймають з коефіцієнтом 0,8.				
Примітка 3. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.				

6. Проектування основ на насипних грунтах

При проектуванні основ будинків і споруд на насипних грунтах може передбачатися:

- використання насипних грунтів і відходів виробництва як природно сформованих основ;
- влаштування з насипних грунтів і відходів виробництв штучних подушок, насипів, тощо;
- застосування будівельних заходів щодо зниження здатності стискатися насипних грунтів, відходів виробництв і т.д.;

- прорізання насипних ґрунтів і відходів виробництв глибокими, у т.ч. пальовими, фундаментами.

В якості природних основ допускається використовувати:

- планомірно зведені насипи з достатнім ущільненням;
- відвали ґрунтів і відходів виробництв з крупних пісків, великоуламкових ґрунтів, шлаків.

Для споруд і будівель класу відповідальності СС1 можуть бути використані планомірно зведені насипи і відвали будь-яких видів.

Звалища використовують для будівництва тільки тимчасових споруд з терміном служби 10-15 років.

Основними методами покращення властивостей насипних ґрунтів є:

- поверхневе ущільнення важкими трамбівками;
- витрамбовування котлованів;
- улаштування піщаних і інших подушок;
- поверхневе ущільнення вібраційними машинами і вібраторами;
- глибинне ущільнення пробиванням свердловин;
- гідровіброущільнення глибинними вібраторами.

Ущільнені основи проектують за загальними рекомендаціями. При розрахунку осідань ущільнених ґрунтів враховується тільки осідання від навантаження фундаментів.

Прорізання насипних ґрунтів палями виконується у випадках:

- якщо неможливо достатньо покращити властивості ґрунтів;
- при вмісті органічних речовин у насипному ґрунті $I_{om} > 0,05-0,1$;
- при відсутності крупних включень у насипному ґрунті;
- при економічній доцільності.

При проектуванні паль у незлежаних ґрунтах мають враховуватись сили негативного тертя від самоущільнення.

Лекція 12.

Набрякання і усадка ґрунтів, будівництво на набрякливих ґрунтах

1. Характеристики набрякання
2. Проектування і розрахунок основ на набрякливих ґрунтах.
3. Пальові фундаменти у набрякливих ґрунтах.

1. Характеристики набрякання

До набрякливих відносяться ґрунти, які здатні збільшуватися в об'ємі при підвищенні вологості та зменшуватись при висиханні. Процес збільшення в об'ємі називається набряканням, а зменшення - усадкою.

Здатністю набрякати майже завжди володіють глини оскільки набрякання при замочуванні відбувається внаслідок збільшення товщини плівок зв'язної води, її розклинюючої дії. Ступінь збільшення об'єму ґрунтів при набряканні залежить від їхнього складу (особливо сильно набрякають монтморілонітові глини), доступності поверхні частинок для молекул води та ступеня ущільнення ґрунту (наприклад, переущільнені морські глини схильні набрякати). Крім глин, здатністю набрякати володіють деякі види шлаків, а також звичайні пилувато-глинисті ґрунти при замочуванні їх хімічними відходами виробництва.

В Україні набрякливі глини зустрічаються в Криму, в районах Керчі та Феодосії, а також на території узбережжя Чорного моря.

Набрякання відбувається внаслідок усмоктування води ззовні та за рахунок перерозподілу молекул води усередині ґрунту. У першому випадку набрякання досить велике. **Набрякання без вбирання води ззовні проявляється**, зокрема, при улаштуванні котлованів у результаті зняття природного тиску. Внаслідок набрякання глини дно котлованів підіймається від кількох міліметрів до декількох десятків сантиметрів.

Якщо дно котлована з набрякливими ґрунтами залишити відкритим (у

літній сухий час року навіть протягом доби), то відбудеться усадка глин з поверхні. Це пов'язано з їхнім ущільненням і появою тріщин. Використання такого ґрунту як основи фундаментів у подальшому при попаданні води призведе до їх набрякання (переущільнення та покращення доступності для молекул води). У зв'язку з цим безпосередньо перед будівництвом глини верхнього шару, що набрякають або зазнають усадки, повинні бути вилучені.

Якщо переущільнений глинистий ґрунт вбирає воду, знаходячись в умовах, що виключають збільшення його об'єму, то навколишнє середовище починає зазнавати тиску набрякання. Його величина поступово збільшується з часом, досягаючи максимального значення через декілька десятків діб від початку замочування.

Величина тиску набрякання для більшості глин, як правило, не перевищує 150 - 200 кПа, а в деяких випадках може досягти 1,2 - 1,5 МПа.

Ступінь набрякання глинистих ґрунтів **при вбиранні ними води** залежить від величини тиску, зазаного ними ззовні. Чим менший цей тиск у порівнянні з тиском набрякання, тим більшим при інших рівних умовах буде набрякання глинистого ґрунту, і тому найбільших деформацій зазнають легкі будинки та споруди.

Ґрунти відносяться до набрякливих, якщо величина відносного набрякання при вільному набряканні

$$\varepsilon_{sw}^0 = 0,04.$$

$$0,04 \leq \varepsilon_{sw}^0 \leq 0,08 \quad - \text{слабконабрякливі};$$

$$0,08 < \varepsilon_{sw}^0 \leq 0,12 \quad - \text{середньонабрякливі};$$

$$\varepsilon_{sw}^0 > 0,12 \quad - \text{сильнонабрякливі}$$

При зменшенні вологості набрякливого ґрунту виникають деформації усадки. Деформаційна усадка є об'ємною, тобто при усадці спостерігається не

тільки вертикальні переміщення, а і горизонтальні, тобто споруди на таких ґрунтах також можуть мати горизонтальні деформації.

Ступінь прояву набрякання та усадки, як і в просадкових ґрунтах, залежить від конкретних гідрогеологічних умов. **Набрякання та усадка можливі за рахунок таких факторів:**

- піднімання рівня ґрунтових вод, інфільтрації (прориви інженерних мереж);

- накопичення вологи під спорудами в обмеженій за глибиною зоні внаслідок порушення природних умов випаровування при забудові і асфальтуванні території;

- зміни водно-теплогового режиму у верхній частині зони аерації під впливом сезонних кліматичних явищ;

- висихання ґрунтів від зовнішніх теплових джерел (печі та ін.).

Ці зміни можуть викликати деформації малозаглиблених споруд, зведених на набрякливих глинах.

На набухання ґрунтів під малоповерховими спорудами може впливати сезонне коливання температури.

Кількісно набрякливі ґрунти **характеризуються такими показниками:** тиском набрякання, p_{sw} , вологістю набрякання, w_{sw} , відносною набрякливістю при заданому тиску, ε_{sw} , горизонтальним тиском набрякання p_{sw}^g при зволоженні, відносною усадкою при висиханні, ε_{sh} , вологістю на межі усадки w_{sh} .

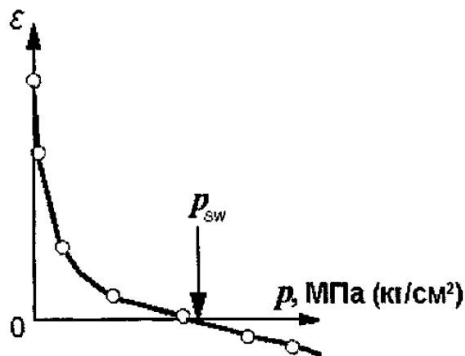
Відносна набрякливість визначається за результатами компресійних випробувань і підраховується за формулою

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n},$$

де h_n - висота зразка природної вологості і щільності, обтиснутого тиском p без можливості бокового розширення;

h_{sat} - висота того ж зразка після замочування до повного водонасичення при такому ж тискові.

На кожному ступені навантаження випробовується не менше 4 зразків, осереднення здійснюється методом найменших квадратів з метою побудови залежності $\varepsilon_{sw} = f(p)$ (може бути побудована за даними випробування штампами по одиничних значеннях при кожному тискові)



За тиск набрякання p_{sw} беруть тиск на зразок ґрунту, що замочується і обтискується без можливості бокового розширення, при якому деформації набрякання дорівнюють нулю.

За вологість набрякання ґрунту w_{sw} приймають вологість, одержану після завершення набрякання зразка ґрунту, обтисненого без можливості бокового розширення заданим тиском.

Таким чином, вологість набрякання є величина перемінна, яка залежить від діючого тиску. Те ж саме відноситься до **відносної набрякливості**.

Відносна усадка по висоті при висиханні визначається за формулами

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n},$$

де h_n - висота зразка ґрунту можливої найбільшої вологості при обтисненні його сумарним вертикальним напруженням без можливості бокового розширення;

h_d - висота зразка ґрунту в тих же умовах при зменшенні вологості

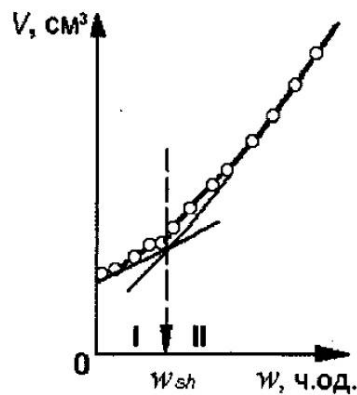
внаслідок висихання.

Аналогічно визначають відносну усадку по діаметру і по об'єму

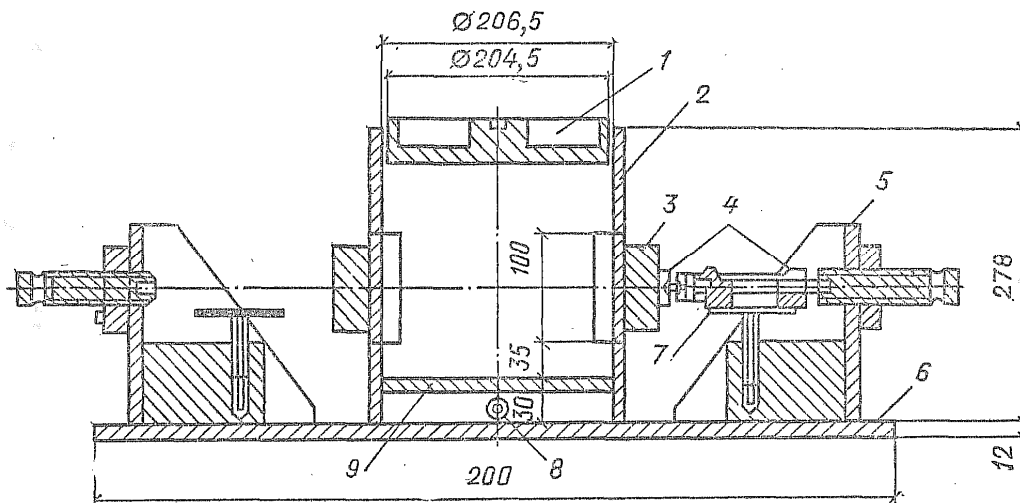
$$\varepsilon_d = \frac{d_n - d_d}{d_n};$$

$$\varepsilon_v = \frac{V_n - V_d}{V_n}.$$

Вологість на межі усадки w_{sh} визначають по графіку зміни об'єму зразка при зміні вологості в процесі усадки.



Горизонтальний тиск набухання p_{sw}^g визначається за допомогою спеціального приладу



1 – штамп; 2 – стакан; 3 – бокові штампи; 4 – динамометр; 5 – упорна система динамометра; 6 – плита; 7 – гвинтова площадка; 8 – трубка для замочування; 9 – дно стакана

2. Проектування і розрахунок основ на набрякливих ґрунтах

При проектуванні фундаментів на набрякливих ґрунтах слід дотримуватись таких правил:

- заглиблення фундаментів здійснюють нижче зони аерації;
- розрахунок основи виконують за другою групою граничних станів з врахування підйому при набряканні h_{sw} та осідання внаслідок висихання ґрунту s_{sh} . Повинні виконуватись такі умови

$$h_{sw} \leq s_u;$$

$$s + s_{sh} \leq s_u;$$

$$p \leq R,$$

За характеристиками ґрунту у природному стані визначають значення розрахункового опору R , за яким призначаються розміри подошви фундаменту.

При визначенні розрахункового опору R рекомендується враховувати можливість його підвищення (у 1,2 раза) у випадках, якщо осідання s не перевищує $0,4 s_u$, що буде сприяти зменшенню величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту.

Граничні значення s_u підйому основи, складеної ґрунтами, що набрякають, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25% і відносну різницю осідань у розмірі 50% відповідних граничних значень деформацій, наведених у таблиці норм, а відносний вигин – в розмірі $0,25 (\Delta s/L)_u$.

Підйом основи при набряканні ґрунту h_{sw} обчислюють за формулою

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i},$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ – відносне набрякання ґрунту i -го шару при заданому значенні сумарного тиску $\sigma_{z,tot}$;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$k_{sw,i}$ – коефіцієнт, який в залежності від сумарного вертикального напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині, що розглядається, приймають: рівним 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа, 0,6 при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа, інтерполяцією - при проміжних значеннях $\sigma_{z,tot}$;

n – кількість шарів, на які розділена зона набрякання ґрунту.

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g} + \sigma_{z,ad},$$

де $\sigma_{z,p}$ - вертикальний тиск на заданій глибині від фундаменту;

$\sigma_{z,g}$ - тиск на тій же глибині від власної ваги ґрунту;

$\sigma_{z,ad}$ - додатковий вертикальний тиск від ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування, що обчислюють за формулою

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z),$$

де k_g – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.4 ДБН.

Нижню межу зони набрякання H_{sw} приймають:

а) при інфільтрації води на глибині, де сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ дорівнює тиску набрякання p_{sw} ;

б) при екрануванні поверхні та зміні водно-теплового режиму – визначають дослідним шляхом (при відсутності дослідних даних приймають $H_{sw} = 5$ м).

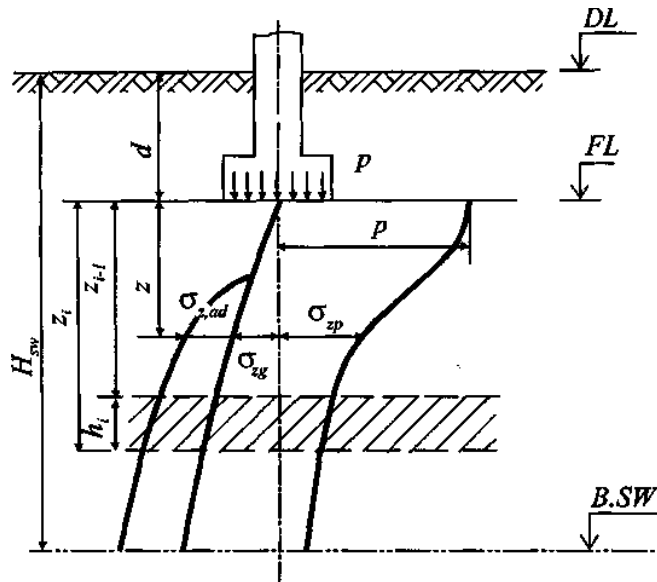


Схема до розрахунку підйому основи при набряканні ґрунту

Осідання основи внаслідок висихання ґрунту, що набрякає, визначають за формулою

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh},$$

де $\varepsilon_{sh,i}$ – відносна лінійна усадка і-го шару;

h_i – товщина і-го шару ґрунту;

k_{sh} – коефіцієнт, що приймають рівним 1,3;

n – кількість шарів, на які розділена зона усадки ґрунту.

Нижню межу зони усадки H_{sh} визначають дослідним шляхом, а при відсутності дослідних даних - приймають рівною 5 м.

При висиханні ґрунту внаслідок теплового впливу технологічного устаткування нижню межу зони усадки H_{sh} встановлюють дослідним шляхом або відповідним розрахунком.

При розрахунках основ з набрякливих ґрунтів застосовують характеристики ґрунтів при їх природній щільності і вологості.

Якщо при розрахунку деформації основи перевищують допустимі значення, **передбачають такі заходи:**

- водозахисні;
- попереднє замочування основи в межах всієї або частини товщі набряклого ґрунту (проходить повільно і нерівномірно);
- застосування компенсуючих піщаних подушок (крім перерозподілу тиску сприяють рівномірному розподілу вологи: вода стікає у знижені ділянки і призводить до їх більш інтенсивного набрякання);
- повна або часткова заміна шару набрякливих ґрунтів ненабрякливими (часткова на глибину, де $\sigma_{z,tot} < p_{sw}$);
- повне або часткове прорізання глибокими фундаментами шару набряклого ґрунту (з урахуванням сил тертя по боковій поверхні згідно з рекомендаціями [7]).

При попередньому замочуванні свердловини розташовують у шаховому порядку на відстані 2-4 м, а їх глибину приймають на 0,5 м менше розрахункової глибини замочування. Свердловини заповнюють щебенем.

Поверхневі марки встановлюють через 3-5 м одна від одної і нівелюють у процесі замочування через 7-10 днів. Замочування припиняють, коли величина підйому поверхні складе 0,8 розрахункової.

Після замочування верхній шар ґрунту знімають і улаштовують ґрунтову подушку товщиною 0,3 – 1,0 м (котлован для замочування відкопують на 0,1-0,3 м вище відмітки подошви фундаментів).

Компенсуючі подушки улаштовують на покрівлі або в межах шару набрякливого ґрунту тільки при стрічкових фундаментах шириною не більше 1,5 м і тиску не менше 0,1 МПа.

Для улаштування подушок використовують піски будь-якої крупності крім пилюватих з питомою вагою сухого ґрунту не менше 16 кН/м³.

Подушки зменшують нерівномірність набрякання ґрунтів (перерозподіл вологи) і забезпечують їхню стійкість.

3. Пальові фундаменти у набрякливих ґрунтах

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

Розрахунок пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах слід виконувати за граничними станами. При розрахунку пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах за деформаціями повинен також виконуватися додатковий розрахунок з визначенням підйому паль при набряканні ґрунту.

При розрахунку пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах за **несучою здатністю**, значення розрахункових опорів набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні f_i палі або палі-оболонки повинні прийматися на основі результатів статичних випробувань паль і паль-штампів у набрякливих ґрунтах із замочуванням на будівельному майданчику або прилеглих до нього територіях, що мають аналогічні ґрунти. За відсутності до часу проектування пальових фундаментів результатів вказаних статичних випробувань розрахунковий опір набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні f_i паль і паль-оболонки діаметром менше 1 м допускається попередньо приймати за таблицями Н.2.1, Н.2.2 і Н.3.3 як для ненабрякливих ґрунтів із введенням додаткового коефіцієнта умов роботи ґрунту $\gamma_c = 0,5$, що враховують незалежно від інших коефіцієнтів умов роботи, наведених у таблицях Н.2.3 і Н.3.1.

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

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

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

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

Ω, ω – коефіцієнти, що визначаються за табл. 8.5.5.1 [7];

u – периметр палі, м;

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

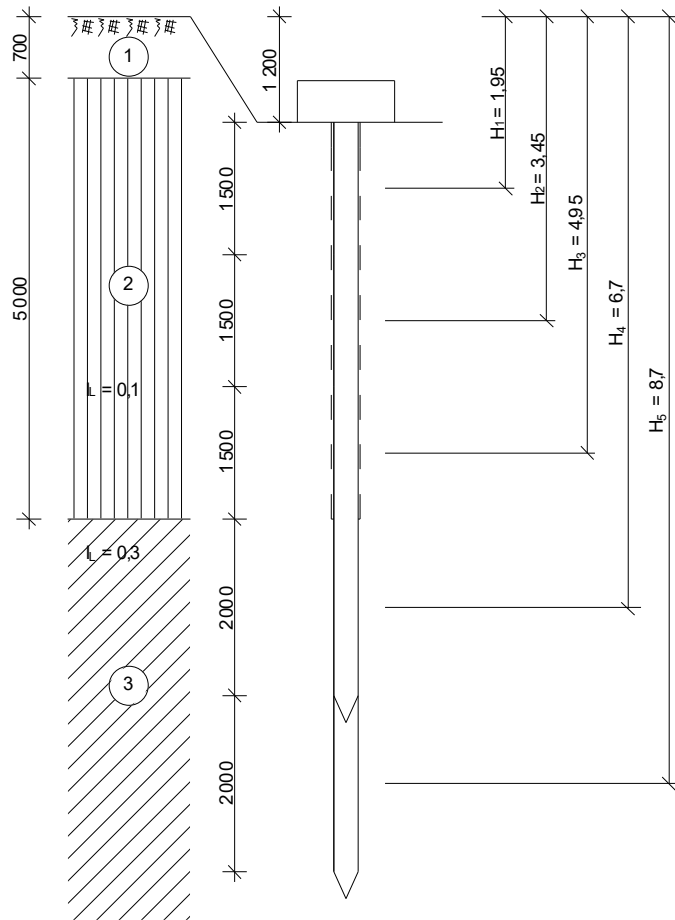
Таблиця 8.5.5.1 – Значення коефіцієнтів Ω , ω

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

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

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

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



де F_{sw} – рівнодійна розрахункових сил підйому, кН, які діють на бічній поверхні палі, її визначають за результатами польових випробувань у набрякливих ґрунтах або з використанням даних таблиці Н.2.2 [7] з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням для сил набрякання ґрунту $\gamma_f = 1,2$;

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

γ_k – коефіцієнт надійності за 8.5.2.25 [7]

Підйом палей діаметром більше 1 м, що не прорізають набрякливих шарів ґрунту, повинен визначатися як для фундаменту на природній основі

відповідно до ДБН В.2.1-10. При цьому підйом палі з розширенням повинен визначатися при дії навантаження F_u :

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

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

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

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

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

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

Лекція 13

Проектування будівель і споруд на підроблюваних територіях

1. Дії від підробки, класифікація умов будівництва.
2. Основні принципи проектування будинків і споруд на підроблюваних територіях.
3. Основні вимоги до розрахунку будинків і споруд на підроблюваних територіях.
4. Основні конструктивні вимоги при будівництві на підроблюваних територіях.

1. Дії від підробки, класифікація умов будівництва

При підземному видобутку корисних копалин відбувається зсув поверхні ґрунту. Система розробки корисних копалин з погляду зрушення гірських порід класифікують по характеру впливу на покрівлю пласта. Застосовується відкритий спосіб розробки, камерний і шахтний.

У великому об'ємі шахтним способом здобувається кам'яне вугілля.

Звичайна схема видобутку вугілля з лав, розташованих між штреками.

Покрівлею називають порідний шар, що обмежує вироблений простір зверху.

Розрізняють три способи управління покрівлею:

Підтримка кривлі за допомогою ціликів (залишаються ділянки не відпрацьованої породи – цілики).

Опускання кривлі на нову опору (розробка із закладкою виробленого простору).

Обвалення порід кривлі – система виїмки з обваленням (найчастіше застосовується в Україні).

Кріплення покривлі проводиться тільки в місці розробки вугілля. Потім кріплення розбирається і відбувається зсув гірських порід, а на поверхні утворюються чашоподібні поглиблення – «мульди».

В Україні є три вугільні басейни Донбас, Західний Донбас і Львівсько-волинський басейн.

Вугілля зазвичай залягає пластами, характерними для кожного родовища. Потужність пластів в таких родовищах близько 1м, нахил від 0° до 90°. При похилому заляганні пластів схема деформації показана на Рис. 4.1 (а).

Переміщення земної поверхні характеризується кривою осідання у вигляді **мульди зсування** і епюрою відносних горизонтальних деформацій. Горизонтальні деформації виявляються у вигляді зон розтягування по краях і зон стиснення в центрі мульди. При просуванні забою просувається і край мульди.

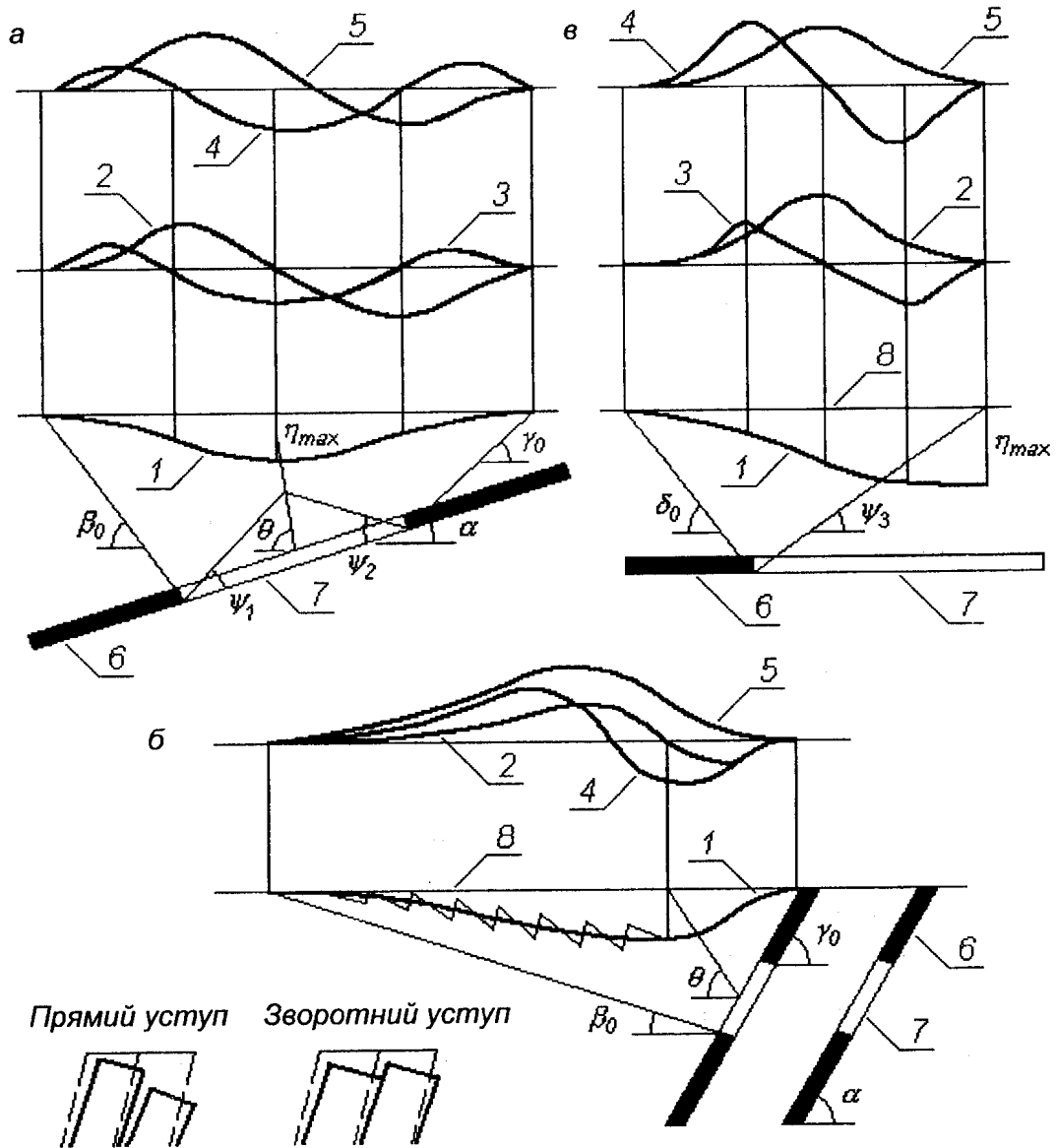
Розміри мульд залежать від різних чинників, наприклад від товщини пласта, який розробляють, кута його нахилу до горизонту α (кута падіння), розмірів виробки вздовж та поперек відповідно D_1 та D_2 , радіуса кривизни земної поверхні, фізико-механічних властивостей ґрунту тощо.

Аналогічні деформації мають місце в стародавніх історичних містах держави. Там, де з давніх часів існують підземні виробки як сховища людей і речей, а також у великих містах, де існує і будується метрополітен.

При розробці крутопадаючих пластів горизонтальні переміщення можуть досягати великих значень і навіть перевищувати вертикальні осідання. На поверхні виявляються зосереджені деформації у вигляді тріщин і уступів.

Зазвичай уступи утворюються в результаті зрушення порід у напрямку вигину пластів. При гірській підробці, зазвичай, за переміщеннями поверхні постійно ведуться геодезичні спостереження.

Діями від підробки, які враховуються при проектуванні будинків і споруд, є зсування та деформації земної поверхні, що поділяються на такі види (рисунок 1):



а - вертикальний розріз навхрест простягання при похилому заляганні вугільних пластів; б - те саме при крутому заляганні вугільних пластів; в - вертикальний розріз по простягання пластів; 1 - криві осідання; 2 - епюри нахилів; 3 - епюри кривизни; 4 - епюри відносних горизонтальних деформацій; 5 - епюри горизонтальних зсувань; 6 - пласт; 7 - очисна виробка; 8 - положення земної поверхні до розробки; η_{\max} - максимальне осідання земної поверхні; β , γ , δ - граничні кути зсування; θ_1 , θ_2 , θ_3 , - кути повних зсувань; θ - кут максимального осідання; α - кут падіння пласта

Рисунок 1 — Мульда зсування і епюри деформацій земної поверхні

осідання η , мм;

нахил i , мм/м;

кривизна (опуклості, угнутості) ρ , 1/км;

радіус кривизни $R = 1/\rho$, км; [ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016]

горизонтальне зсування ζ , мм;

відносна горизонтальна деформація розтягу чи стиску ε , мм/м;

уступ заввишки h , см.

При зведенні будинків і споруд у період проявлення процесу зсування земної поверхні необхідно враховувати **швидкість зростання і тривалість деформацій земної поверхні**, які визначаються за висновками спеціалізованих організацій.

Тривалість процесу зрушення залежить від орієнтації виробок у просторі, складу та міцності порід, глибини розроблення. Спостереження показали, що розвиток деформацій земної поверхні відбувається протягом 2...16 місяців. Швидкість осідання складає не менше 3..5.см за місяць залежно від кута нахилу пласта, що розробляється.

Як вихідні дані при проектуванні будинків і споруд на підроблюваних територіях слід приймати максимальні очікувані (за наявності календарних планів розвитку гірничих робіт) або ймовірні (за відсутності календарних планів гірничих робіт) величини зсувань і деформацій земної поверхні на ділянці будівництва у напрямку навхрест та за простиранням пластів.

Території, що підроблюються, з пологим та похилим заляганням пластів корисної копалини слід поділяти на групи залежно від значень деформацій земної поверхні у відповідності з таблицею 1.

Таблиця 1

Група територій	ДЕФОРМАЦІЇ ЗЕМНОЇ ПОВЕРХНІ ПІДРОБЛЮВАНИХ ТЕРИТОРІЙ		
	відносна горизонтальна деформація ε , мм/м	нахил i , мм/м	радіус кривизни R , км
I	$12 \geq \varepsilon > 8$	$20 \geq i > 10$	$1 \leq R < 3$
II	$8 \geq \varepsilon > 5$	$10 \geq i > 7$	$3 \leq R < 7$
III	$5 \geq \varepsilon > 3$	$7 \geq i > 5$	$7 \leq R < 12$
IV	$3 \geq \varepsilon > 0$	$5 \geq i > 0$	$12 \leq R < 20$

Підроблювані території з крутим заляганням пластів корисної копалини, а також ділянки з виходами тектонічних порушень і осьових поверхонь синклінальних і флексурних складок на земну поверхню під наноси і майданчики зі старими гірничими виробками, які пройдені на малих глибинах, де при вийманні корисної копалини утворюються уступи на земній поверхні, слід поділяти на групи у відповідності з таблицею 2.

Таблиця 2

Група територій	Iк	IIк	IIIк	IVк
Висота уступу h , см	$25 \geq h > 15$	$15 \geq h > 10$	$10 \geq h > 5$	$5 \geq h > 0$

Розрахункові значення деформацій земної поверхні, **які враховуються при розрахунку будівель і споруд як фактори навантаження**, слід визначати множенням очікуваних (імовірних) значень деформацій земної поверхні на відповідні коефіцієнти n , які приймаються за таблицею 3.

При розрахунку будівель і споруд на впливи деформацій земної поверхні вводяться відповідні коефіцієнти умов роботи m , які приймаються при виконанні гірничих робіт на глибині до 500 м за таблицею 4, а на глибині 500 м і більше – дорівнюють 1.

Таблиця 3

Види зсувань і деформацій	Коефіцієнти n		
	позначки	для розрахунку зсувань деформацій	
		очікуваних	імовірних
Осідання η	n_{η}	1,2 (0,9)	1,1 (0,9)
Горизонтальне зсування ξ	n_{ξ}	1,2 (0,9)	1,1 (0,9)
Нахил i	n_i	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
Відносна горизонтальна деформація розтягу або стиску ε	n_{ε}	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
Кривизна ρ	n_{ρ}	1,8 (0,6)	1,4 (0,6)
Уступ h	n_h	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)

Примітка. Коефіцієнти n менші за одиницю, рекомендується враховувати при розрахунку будівель і споруд на одночасну дію максимальних деформацій земної поверхні двох та більше видів у тому випадку, якщо зменшення значення деформацій якогось виду може погіршити умови роботи конструкцій.

Таблиця 4

Деформація	Коефіцієнти умов роботи m			
	позначки	при довжині будинку (споруди) l , м		
		до 15	15-30	понад 30
Відносна горизонтальна ε	m_{ε}	1,0	0,8	0,7
Нахил i	m_i	1,0	0,8	0,7
Кривизна ρ	m_{ρ}	1,0	0,7	0,5

Примітка 1. При розгляді поперечного перерізу будинку (споруди) за l рекомендується приймати його ширину.

Примітка 2. Для круглого у плані будинку (споруди) за l рекомендується приймати його зовнішній діаметр.

Примітка 3. Для будинку (споруди) баштового типу при $l < 15$ м рекомендується приймати $m_i = 1,5$.

Примітка 4. Для підкранових колій мостових кранів завширшки 60 та більше метрів рекомендується приймати $m_i = 0,5$.

При будівництві на територіях I категорії потрібні особливо великі конструктивні заходи захисту, а при IV категорії будівництво ведеться як в звичайних умовах. Є особливо складні горно-геологічні умови. Вони характеризуються наявністю старих гірських вироблень і тектонічних порушень у вигляді зрушень пластів.

Старі гірські вироблення велися невеликими об'ємами зазвичай на малій глибині тому в цих місцях можливі обвали при будівництві нових будівель. У

місцях тектонічних порушень можливе утворення уступів, навіть при пологому заляганні пластів. Тому в особливо складних горно-геологічних умовах будівництво може вестися тільки після спеціальних обґрунтувань.

Під деякими найбільш відповідальними об'єктами: мостами, заводами відповідальними цивільними будівлями вугілля не розробляється, а залишаються т.з. «цілики». Залишати цілики економічно не вигідно, тому проводяться дослідження, що визначають можливість вести видобуток вугілля під всіма об'єктами.

На деяких шахтах видобуток вугілля ведуть із закладкою виробленого простору піском або породою. У країнах Західної Європи такий спосіб видобутку вугілля широко поширений. При закладці забою вертикальні і горизонтальні зсуви забою істотно зменшуються.

На основі спостережень за осіданнями в конкретних регіонах розроблені методи оцінки деформацій і розрахунку зсуву гірських порід. При проектуванні будівель на територіях, що підробляються, регіональні спеціалізовані організації, наприклад, Донецький ПромБудНДІПроект, задають прогнозовані параметри деформаційних впливів.

Контур мульди і уступів може бути отриманий розрахунком МКЕ.

Розроблені нормативні документи, що детально регламентують питання проектування і будівництва будівель та споруд на територіях, що підроблюються. Таким чином при будівництві в районах з гірським розробленням необхідно користуватися даними про проходження гірських вироблень, даними маркшейдерських зйомок, для попередження деформації будівель. Для систематизації комплексних даних про вироблення, характеристики ґрунтів основи і споруд розробляють геоінформаційні системи (ГІС), в яких об'єднується вся наявна інформація про майданчик будівництва, при цьому інформація може бути наведена в наочному графічному вигляді.

2. Основні принципи проектування будинків і споруд на підроблюваних територіях

Проектування і розрахунки будинків і споруд на територіях, що підроблюються, слід виконувати виходячи із значень їх граничних сумісних деформацій з основою та задоволення несучими конструкціями умов міцності.

Розрахунки виконуються як для будівництва в звичайних умовах і одночасно з урахуванням нерівномірних деформацій (викривлення) основи, що підроблюється, види яких вказані в таблицях 1-4.

При цьому проектування повинно виконуватись з урахуванням задоволення розрахункових параметрів умов

$$S = S_u (S'_u),$$

де $S = S_o + S_n$ - розрахункові величини сумарних сумісних деформацій будівлі з основою (максимальна або середня осадка, крен, різниця осадок суміжних фундаментів) в реальних інженерно-геологічних умовах та гірничо-геологічних умовах в залежності від: S_o - величина сумісних деформацій для звичайних інженерно-геологічних умов; S_n - те саме додаткових сумісних деформацій з урахуванням параметрів викривлення основи при підробці;

S_u та S'_u - значення граничних сумісних деформацій в залежності від конструктивної схеми будинку або споруди для випадків, коли конструкції об'єкта не розраховані (S_u) або розраховані (S'_u) на зусилля, що виникають в них при взаємодії з основою (таблиця Б.1 додатка Б).

При проектуванні безкаркасних будинків для будівництва на майданчиках, де на земній поверхні не утворюються уступи, будинки слід орієнтувати, як правило, так, щоб їх поздовжні осі співпадали з напрямком простягання пластів.

На майданчиках, де очікується утворення уступів, будинки доцільно розташовувати між уступами, якщо відоме розташування лінії уступу. При цьому

майданчики повинні обмежуватися захисними смугами завширшки не менше 5 м від зазначених ліній.

Будівництво будинків і споруд на підроблюваних територіях, де за прогнозом можливе утворення провалів, а також на ділянках, де можливе утворення зсувів, не допускається.

При величинах деформацій земної поверхні підроблюваних територій $\varepsilon \leq 1$ мм/м, $R \geq 20$ км, $i \leq 3$ мм/м, $h \leq 1$ см засоби захисту будинків і споруд за винятком залізобетонних ємкостей для рідин і деяких типів технологічного обладнання, як правило, не потрібні.

При проектуванні будинків і споруд з урахуванням заходів, що компенсують нерівномірне осідання і ліквідують крени, їх вирівнювання в цілому або окремих конструктивних елементів допускається здійснювати: з допомогою спеціальних вирівнювальних пристроїв (домкратів) - згідно з п. 10.1 ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016; шляхом локальної зміни деформаційної здатності основи вибурюванням ґрунту в основі - відповідно до п. 10.2 ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016 або іншими методами, що пройшли експериментальну перевірку. Вибір методу вирівнювання виконується у залежності від конструктивного рішення об'єкта і ґрунтових умов майданчика будівництва.

При проектуванні будинків і споруд на основах, складених практично нестисливими ґрунтами, доцільно передбачати підготовку основи улаштуванням під фундаментами ґрунтової подушки.

Вирівнювання будинків і споруд як захід захисту від дії нерівномірних деформацій основи не виключає в необхідних випадках застосування і інших додаткових заходів захисту: конструктивних, підготовки основи тощо.

3. Основні вимоги до розрахунку будинків і споруд на підроблюваних територіях

Конструкції будівель і споруд, що проектуються на підроблюваних територіях, розраховують за першою та другою групами граничних станів на основне та аварійне сполучення.

Аварійне сполучення навантажень складається:

- з постійних, тривалих, можливих короточасних навантажень, що передаються будівлею або спорудою;

- і дій від підробки, що проявляються у вигляді вимушених вертикальних і горизонтальних переміщень основи.

Слід враховувати найбільш несприятливі сполучення дій від підробки.

Можливими сполученнями дії від підробки є:

а) відносна горизонтальна деформація розтягу ($+ \varepsilon$), кривизна опуклості ($+ p$), нахил i ;

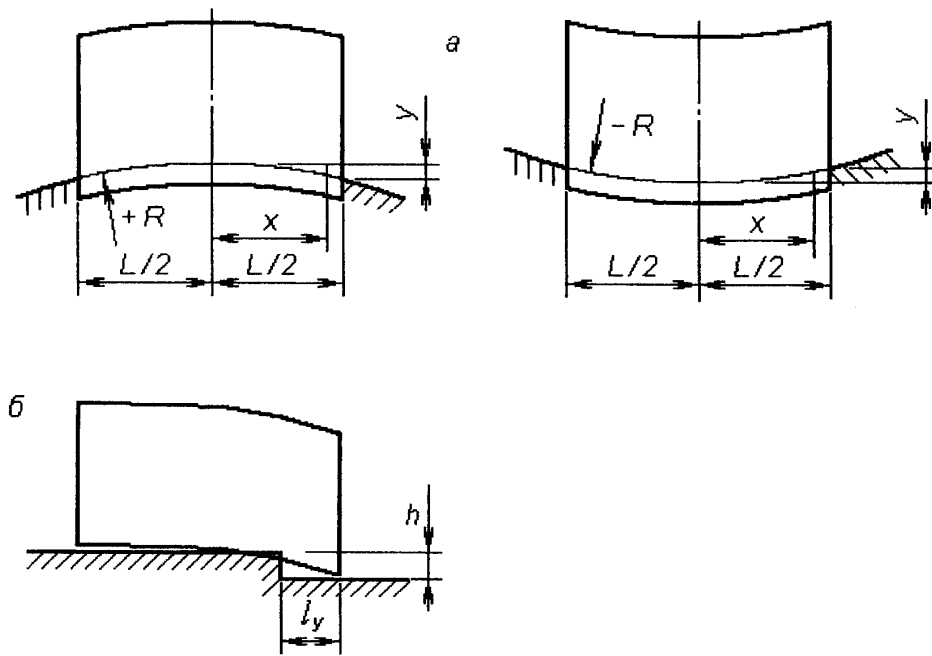
б) горизонтальна деформація стиску ($- \varepsilon$), кривизна угнутості ($- p$), нахил i ;

в) уступ на земній поверхні (висота уступу h) і відповідна йому горизонтальна деформація ε і нахил i .

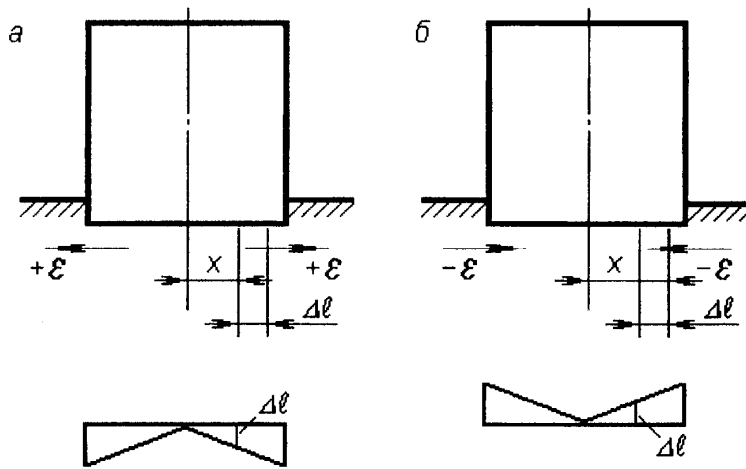
При плавних вертикальних деформаціях земної поверхні (кривизні) слід враховувати сполучення деформацій, зазначених у підпунктах "а", "б", при ступінчастих деформаціях (уступі) - сполучення деформацій підпункту "в".

Окремі види деформацій земної поверхні при розрахунку конструкцій допускається не враховувати, якщо зусилля від них достатньо малі порівняно із зусиллями від інших видів навантажень і впливів.

Розрахункові схеми деформування основи, які використовуються для визначення зусиль, переміщень конструкцій будинків і споруд, ширини розкриття тріщин в них, що виникають внаслідок нерівномірних деформацій основ, наведені на рис. 3 та 4.



- Рисунок 3 - Схема вертикальних переміщень земної поверхні при підробці, що викликані кривизною (а) або утворенням уступу (б)



а - розтягу; б - стиску

Рисунок 4 - Схеми до розрахунку переміщень точок земної поверхні під впливом горизонтальних деформацій

Наведені схеми мають наступні припущення:

- центральна вісь відсіку будівлі збігається з центральним перерізом мульди зсуву земної поверхні у її екстремумі;
- вигин земної поверхні під будівлею має форму циліндра з максимальним вигином у центрі відсіку;
- горизонтальні переміщення під будівлею розповсюджуються по лінійному закону і мають нульові значення у центрі відсіку;
- максимальний нахил земної поверхні у точці мульди зсуву з нульовою кривизною призводить до загального нахилу всієї будівлі.

Схема вертикальних переміщень земної поверхні при підробці приймається у залежності від гірничо-геологічних умов у виді параболічного циліндра з радіусом у вершині, що дорівнює R , або зміщення основи паралельно початковій горизонтальній поверхні з утворенням вертикального уступу заввишки h на відстані l_y від торця будинку (рисунок 3).

Переміщення будь-якої точки основи у відносно осі будинку (споруди) або його відсіку визначаються за формулою

$$y = \frac{n_p m_p x^2}{2R}, \quad (1)$$

де x - відстань від точки, що розглядається, до центральної осі будинку (споруди) або його відсіку (рисунок 3, а).

Різниця переміщень Δy двох точок основи будинку або споруди, яка є наслідком кривизни земної поверхні, визначається за формулою

$$\Delta y = n_p m_p \frac{x_2^2 - x_1^2}{2R}, \quad (2)$$

де x_1, x_2 - відстань від точок основи, що розглядаються, до відповідної центральної осі будинку (відсіку) або споруди.

Різниця переміщень Δy двох точок основи будинку або споруди, що виникає внаслідок рівномірного нахилу i земної поверхні, визначається за формулою

$$\Delta y = n_i m_i i (x_2 - x_1) \quad (3)$$

Кут нахилу у будь-якій точці основи i_p , що є наслідком деформації земної поверхні, визначається за формулою

$$i_p = n_p m_p \frac{x}{R} \quad (4)$$

Розрахунковий напрям лінії уступу слід приймати за простяганням пластів корисних копалин.

Розрахункове місце знаходження уступу l_y в плані будинку або споруди слід приймати таким, за якого в несучих конструкціях виникають найбільші зусилля або виникає найбільший крен будинку (рисунок 3, б).

У тих випадках, коли лінії уступів можуть бути протрасовані з боку ділянки, розташованої поряд із майданчиком, що забудовується, розрахункове місце знаходження уступу у плані слід приймати за його можливим розташуванням.

Схема горизонтальних переміщень земної поверхні приймається у виді лінійних трикутних епюр із нульовою точкою, розташованою у центрі будинку або споруди. Переміщення будь-якої точки основи Δl відносно відповідної центральної осі будинку (відсіку) або споруди (рисунок 4), що викликане горизонтальними деформаціями (розтяганням-стиском), визначається за формулою

$$\Delta l = \pm n_p m_p \varepsilon \cdot x, \quad (5)$$

Примітка. При несиметричній конструктивній схемі будинку положення його центральної осі призначається таким, за якого горизонтальні навантаження на фундаменти, викликані горизонтальними деформаціями земної поверхні, будуть урівноважені.

Вплив (дія) нахилу земної поверхні на споруду враховується як горизонтальне навантаження, що дорівнює горизонтальній складовій вертикального наван-

таження (ваги), яке виникає внаслідок нахилу споруди. Горизонтальне навантаження W_i на поверх будівлі вагою G , що виникає внаслідок рівномірного нахилу земної поверхні, визначається за формулою

$$W_i = n_i \cdot m_i \cdot i \cdot G.$$

При визначенні зусиль або напружень у конструкціях N_p від дії підробки, сполучення яких наведені вище, необхідно:

- за наявності даних, згідно з якими окремі види деформацій земної поверхні при підробці досягають своїх максимальних значень одночасно, викликаючи у конструкції зусилля одного знака, розрахункові зусилля складати за формулою

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (1)$$

де N_i - значення зусиль чи напружень у перерізі, що розглядається, викликаних різними видами деформацій земної поверхні;

n - число видів деформацій земної поверхні, що враховуються у розрахунку;

- як розрахункове зусилля приймати найбільш несприятливе для роботи конструкцій сполучення зусиль, що виникають від кожного окремого виду деформацій, якщо окремі види деформацій земної поверхні при підробці досягають своїх максимальних значень у різний час.

Зусилля, що виникають у несучих конструкціях будинків і споруд від дії горизонтальних деформацій основи, слід визначати у залежності від конструктивних особливостей підземної частини будинку або споруди, глибини закладання його фундаменту, площі контакту з ґрунтом, фізико-механічних властивостей ґрунтів основи, у тому числі і зміни їх у процесі підробки, діючих навантажень з урахуванням:

- нормального тиску ґрунту, що зсувається, на лобові поверхні фундаментів.
- зсувних сил по підшві фундаментів або сил тертя по шву ковзання;

- зсувних сил по бічних поверхнях фундаментів.

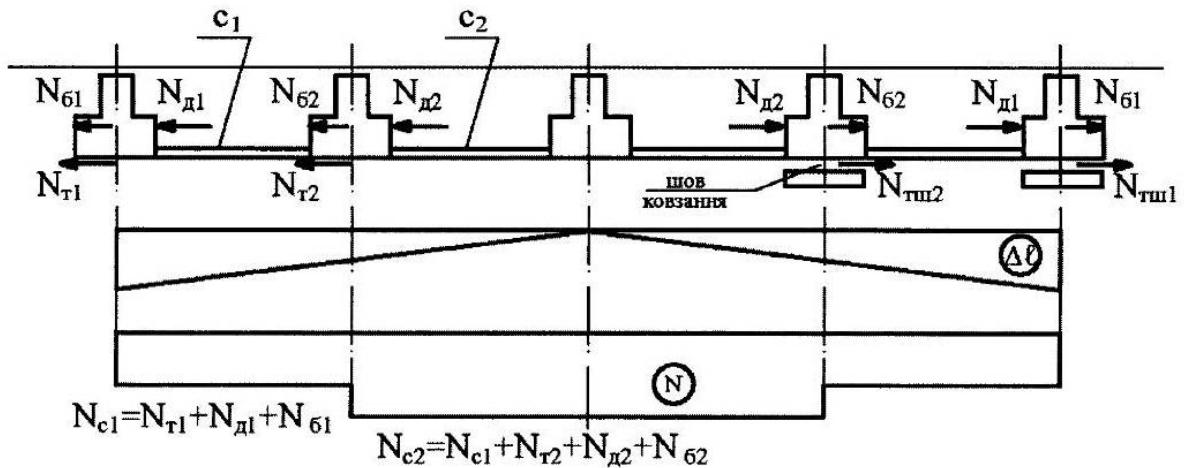
Коефіцієнти тертя по шву ковзання, якщо визначається сила тертя, допускається приймати згідно з таблицею 6.

Таблиця 6

Конструкція шва ковзання	Витрати матеріалу прошарку, кг/м ²	Коефіцієнт тертя по шву ковзання
Два шари пергаміну з прошарком меленого графіту	0,5	0,20
Те саме щипаної слюди	1,0	0,30
Те саме інертного пилю	1,0	0,40
Два шари поліетиленової плівки з прошарком графіту	0,4	0,15

Примітка. Площина шва ковзання має бути вирівняна. Відхилення розміру шва по вертикалі допускається не більше 5 мм на 1 м довжини шва.

Навантаження на фундаменти будівель і споруд від дії горизонтальних деформацій земної поверхні обчислюються за рекомендаціями додатка Г (наведені формули).



Δl – графік горизонтальних переміщень основи; N – графік поздовжніх сил в фундаментних в'язях-розпірках; c_1, c_2 – фундаментні в'язі-розпірки; N_{T1}, N_{D1}, N_{B1} – відповідно зрушуючі сили по підшві, нормальні тиски на лобові поверхні і зрушуючі сили по бічних поверхнях фундаменту; N_{ci} – поздовжні сили в фундаментних в'язях-розпірках

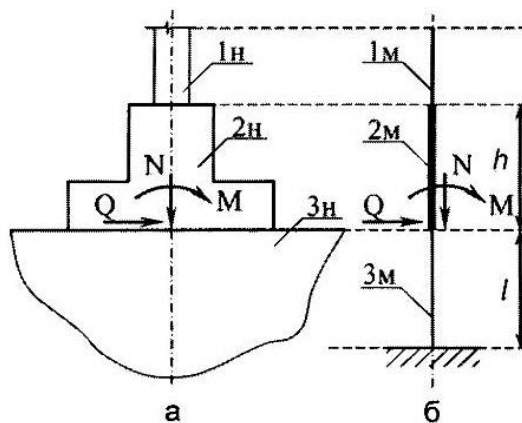
Рисунок Г.1 – Принципова схема навантажень на фундаменти від горизонтальних деформацій земної поверхні ϵ

Моделі основи для розрахунку слід обирати з урахуванням конструктивних особливостей, призначення будинку або споруди.

Розрахункові схеми будинків і споруд, що використовуються для визначення зусиль і деформацій у їх конструкціях, повинні відображати дійсні умови роботи об'єктів і особливості їх взаємодії з основою, а також враховувати просторову роботу, геометричну та фізичну нелінійність та повзучість матеріалів конструкції.

Розрахункова схема будівель і споруд на підроблюваних територіях приймається у вигляді конструкцій на пружній основі, яка пристосована для врахування впливів у вигляді вимушених переміщень основи. Модель ґрунтової основи у розрахунковій схемі може бути представлена одним з двох варіантів:

- у вигляді стрижня еквівалентної жорсткості;



а – натурна конструкція; б – стрижнева модель; 1н – колона; 2н – фундамент; 3н – ґрунтова основа; 1м – стрижнева модель колони; 2м – стрижнева модель фундаменту; 3м – стрижнева модель ґрунтової основи

Рисунок 2 – Стрижнева модель ґрунтової основи

Рекомендована довжина стрижня, що моделює основу, $l = 0,1$ м.

- у вигляді суцільного ґрунтового масиву.

Нелінійне деформування основи (відрив фундаменту від основи, граничні напруження під подошвою фундаменту) при застосуванні стрижньової моделі рекомендується враховувати:

- методом фіктивних навантажень;

- застосуванням у стрижнях шарнірів з обмеженою несучою здатністю, що реалізовано у багатьох програмних комплексах.

Нелінійне деформування суцільного ґрунтового масиву рекомендується враховувати шляхом застосування пристосованих для цього програмних комплексів.

При використанні моделі стрижня еквівалентної жорсткості деформційні властивості основи на контакті з фундаментами допускається визначати одночасно із застосуванням двох коефіцієнтів жорсткості основи: при стиску та при зсуві або одного з них.

Значення коефіцієнтів жорсткості основи допускається визначати у відповідності з додатком Д.

Коефіцієнт жорсткості основи C_z по вертикалі, яка розглядається, визначається за формулою

$$C_z = \frac{P}{S} .$$

Величина повного осідання основи визначається за звичайною методикою норм без врахування деформацій, пов'язаних з підроблюванням.

Розподільні властивості ґрунтів основи слід враховувати визначенням її змінного коефіцієнта жорсткості за значенням повного осідання виходячи з роздільного обліку пружних та залишкових осідань, які знаходяться у залежності

$$S = S_{el} + S_{pl} ;$$

де s - повне осідання основи за вертикаллю, що розглядається;

S_{el} - залишкова частина осідання;

S_{pl} - пружна частина осідання.

Залишкова і пружна складові деформацій враховуються роздільно.

Коефіцієнт жорсткості основи при рівномірному зсуві допускається визначати за формулою

$$C_x = 0,7 C_z.$$

Коефіцієнт жорсткості основи при нерівномірному стиску допускається визначати за формулою

$$C_{\varphi} = 2,0 C_z.$$

Модель ґрунтової основи у вигляді суцільного ґрунтового масиву використовується виключно для аналізу впливу на споруду вертикальних осідань земної поверхні. При цьому вплив горизонтальних деформацій земної поверхні враховується як навантаження на фундаменти, які обчислюються за додатком Г.

4. Основні конструктивні вимоги при будівництві на підроблюваних територіях

Будинки і споруди в залежності від їх призначення і умов роботи слід проектувати за жорсткою, піддатливою або комбінованою конструктивними схемами. Вид конструктивної схеми визначає характер і склад впроваджуваних конструктивних засобів захисту.

При проектуванні будинків і споруд за жорсткою конструктивною схемою слід передбачати виключення можливості взаємного переміщення окремих елементів несучих конструкцій при деформаціях основи за рахунок:

- розділення будинків і споруд деформаційними швами на окремі відсіки;
- влаштування фундаментного та цокольного залізобетонних поясів або фундаментів будинків і споруд у виді суцільних плит, перехресних балок, балок-стінок тощо;
- підсилення окремих елементів несучих конструкцій та зв'язків між ними;
- влаштування у несучих стінах залізобетонних поверхових поясів;
- влаштування горизонтальних дисків із залізобетонних елементів перекриття і покриття.

При проектуванні будинків і споруд за піддатливою конструктивною схемою слід передбачати можливість пристосування конструкцій без появи в них додаткових зусиль до нерівномірних деформацій земної поверхні за рахунок:

- розділення будівель і споруд деформаційними швами на окремі відсіки;
- влаштування у підземній частині горизонтальних швів ковзання;
- введення шарнірних і піддатливих зв'язків між елементами несучих та огорожувальних конструкцій;
- зниження жорсткості несучих конструкцій;
- введення гнучких вставок і компенсаційних пристроїв;
- збільшення зазорів між сусідніми конструкціями.

Вказані заходи необхідно вживати з таким розрахунком, щоб забезпечувались:

- достатня площа спирання елементів конструкцій при деформаціях основи;
- повітрянепроникність і водонепроникність стиків між окремими елементами конструкцій, що взаємно переміщуються;
- стійкість елементів конструкцій при деформаціях основи.

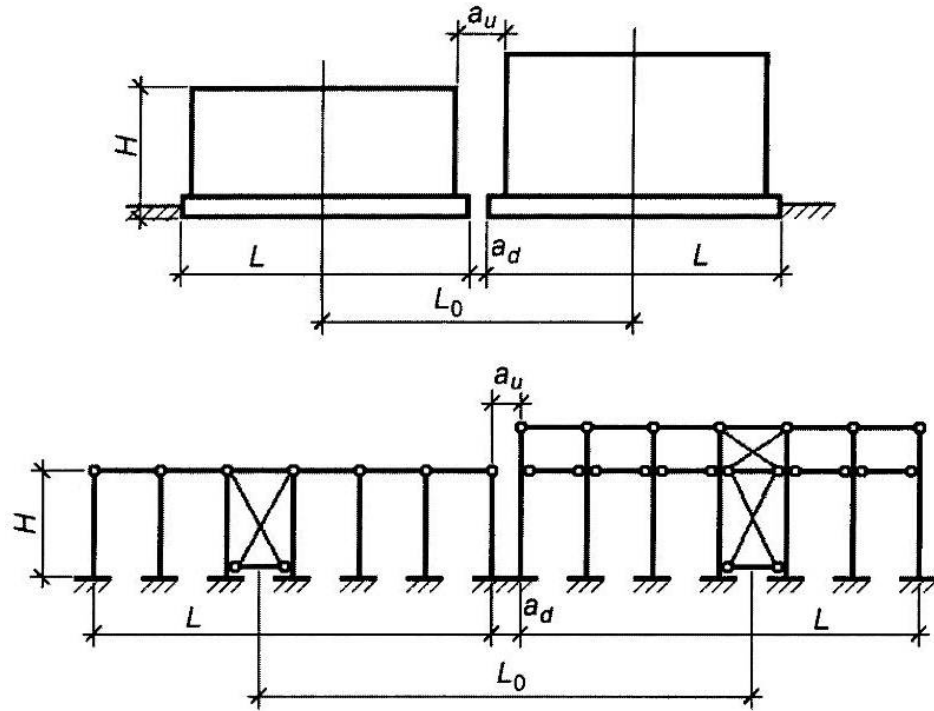
При проектуванні за комбінованою конструктивною схемою слід передбачати сполучення жорсткої та піддатливої схеми із застосуванням різних конструктивних схем підземної і надземної частин будинків і споруд.

Будинки і споруди складної форми в плані розділяються деформаційними швами на відсіки. Висоту будинків і споруд у межах відсіку слід приймати однаковою, а довжину відсіків - за розрахунком залежно від розрахункових величин деформацій земної поверхні, фізико-механічних властивостей ґрунтів основи, прийнятої конструктивної схеми, технологічних вимог.

Деформаційні шви між відсіками повинні забезпечувати вільний нахил чи поворот відсіку при деформаціях основи.

Розмір деформаційного шва між відсіками слід приймати:

- при розрахунковій величині до 100 мм - не менше 120 мм,
- при розрахунковій величині більше 100 мм - за розрахунком, але не менше 200 мм.



Деформаційні шви повинні розділяти суміжні відсіки будинків і споруд по всій висоті, включаючи дах і фундаменти.

Рисунок 5 - Схеми для визначення розмірів деформаційного шва між відсіками

Фундаменти під несучі стіни у зоні деформаційних швів влаштовуються, як правило, суцільними. З метою зменшення ширини деформаційного шва допускається застосування переривчастих фундаментів.

Фундаменти під парні колони у деформаційних швів в одноповерхових каркасних будинках, виконаних за рамно-зв'язковою або зв'язковою схемами, допускається не розділяти, якщо фундаменти під решту колон конструктивно не зв'язані між собою у горизонтальному напрямку плитами, зв'язками-розпірками тощо. За наявності зв'язків допускається влаштування несиметричних парних фундаментів на спільній бетонній (залізобетонній) подушці з улаштуванням шва ковзання.

У випадках, коли несуча здатність колон, що спираються на окремо розташовані фундаменти, недостатня для сприйняття зусиль від деформацій земної поверхні, а подальше підсилення колон або зменшення довжини відсіків недоцільне, слід передбачати влаштування між фундаментами **зв'язків-розпірок в одному чи двох рівнях**.

Для зменшення зусиль у зв'язках-розпірках від дії зсуву ґрунту слід влаштовувати шов ковзання по площі контакту подошви фундаменту з бетонною підготовкою.

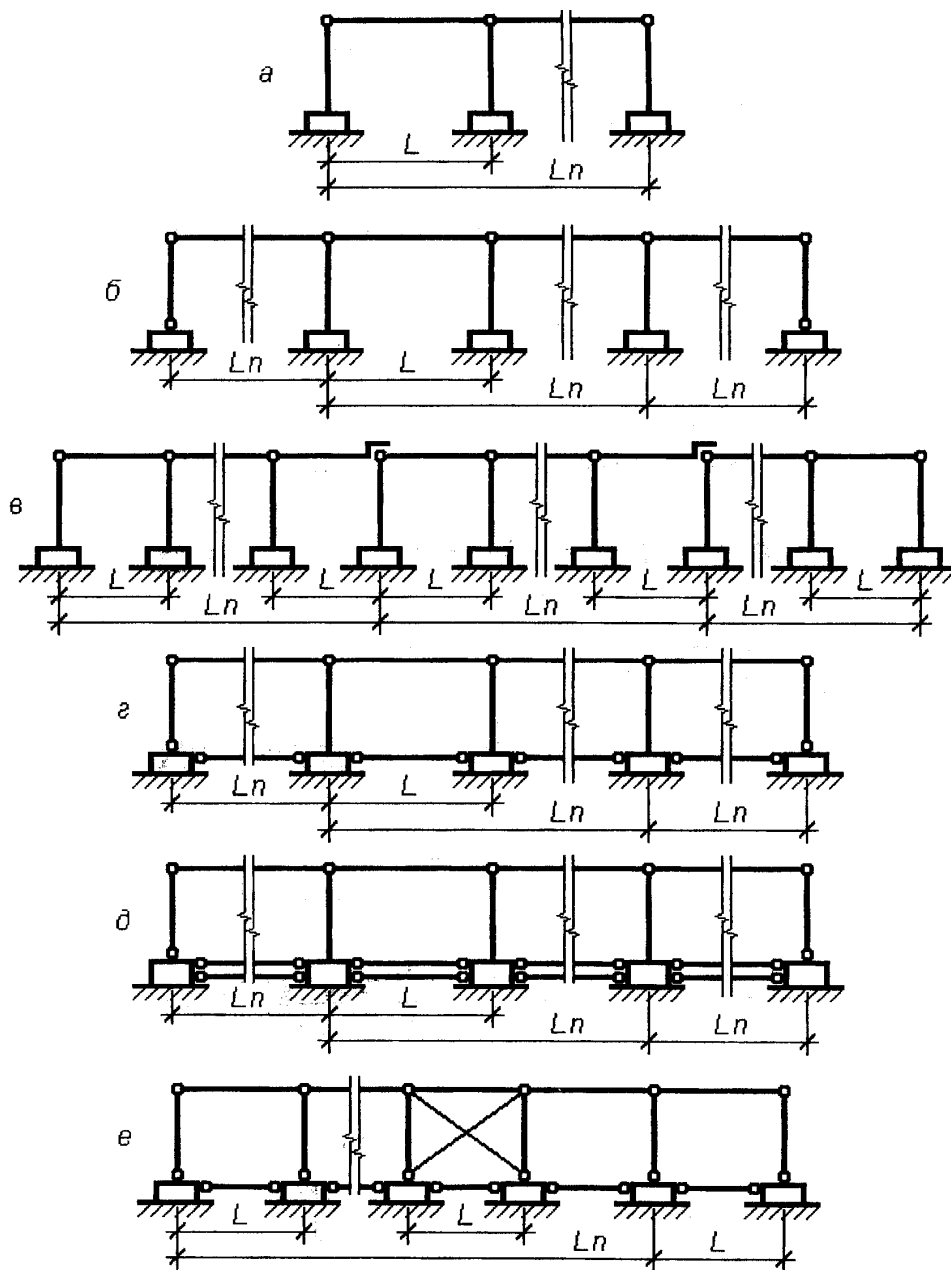
Якщо перелічені заходи не забезпечують потрібну несучу здатність колон, слід змінити конструктивну схему будинку або передбачити влаштування фундаментів у виді перехресних балочних систем, суцільних залізобетонних плит тощо.

Стійкість одноповерхових каркасних будинків (відсіків) у поперечному напрямку слід забезпечувати жорстким з'єднанням колон і фундаментів (рисунк 8). У поздовжньому напрямку по всіх середніх рядах колон необхідно влаштовувати блоки жорсткості з вертикальними зв'язками між колонами (рисунк 9). У межах блоку жорсткості фундаменти колон необхідно з'єднувати між собою зв'язками-розпірками.

Допускається забезпечувати стійкість каркасів одноповерхових будинків встановленням спеціальних елементів жорсткості (діафрагм, колон збільшеного перерізу, багатоповерхових прибудов) по поздовжніх та поперечних рядах колон.

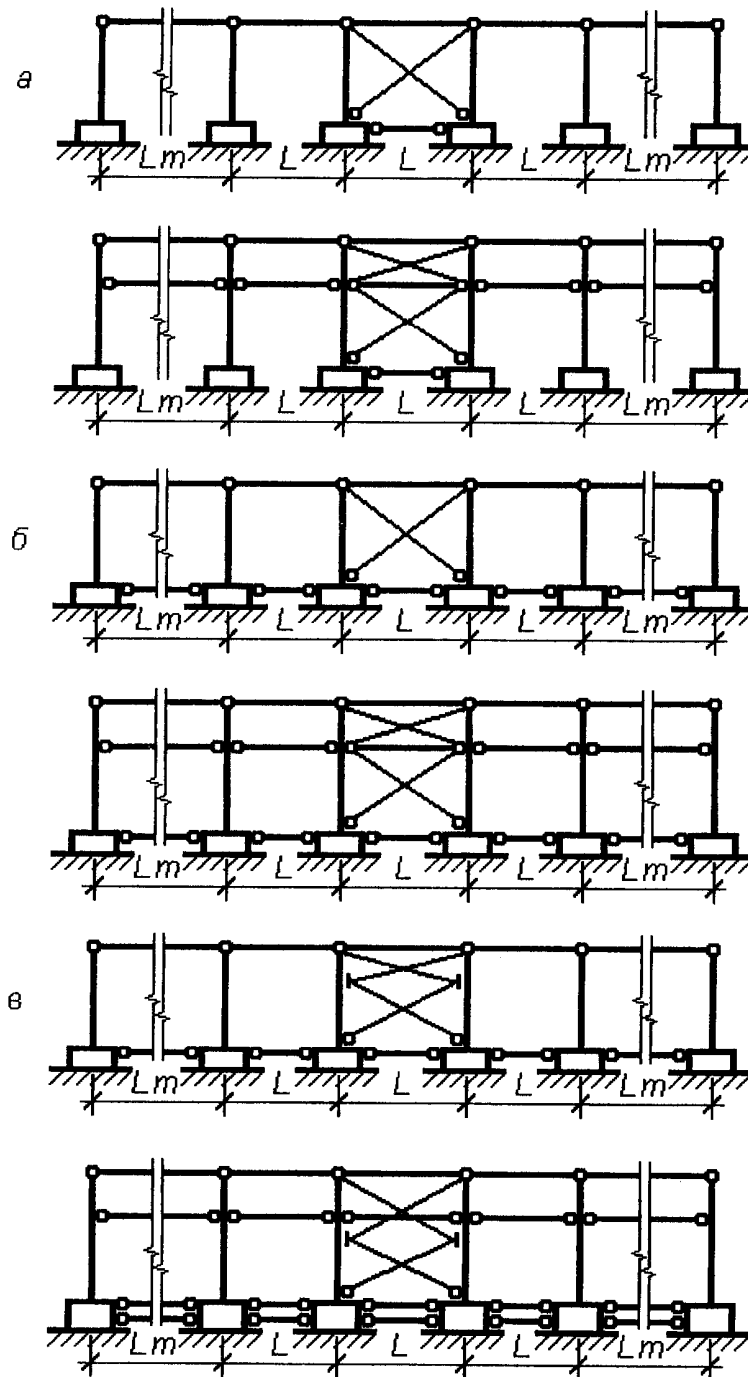
Для зниження зусиль у вертикальних зв'язках при нерівномірних деформаціях основи їх слід виконувати із застосуванням лінійно-рухомих з'єднань, що допускають можливість переміщення колон зв'язкового блока (рисунк 9).

Розрахункові схеми поперечних і поздовжніх рам одноповерхових каркасних будинків (рисунки 8 і 9) слід обирати відповідно до вказівок таблиці 7.



а-е - типи з'єднань елементів каркаса

Рисунок 8 - Схеми поперечних рам одноповерхових каркасних будинків



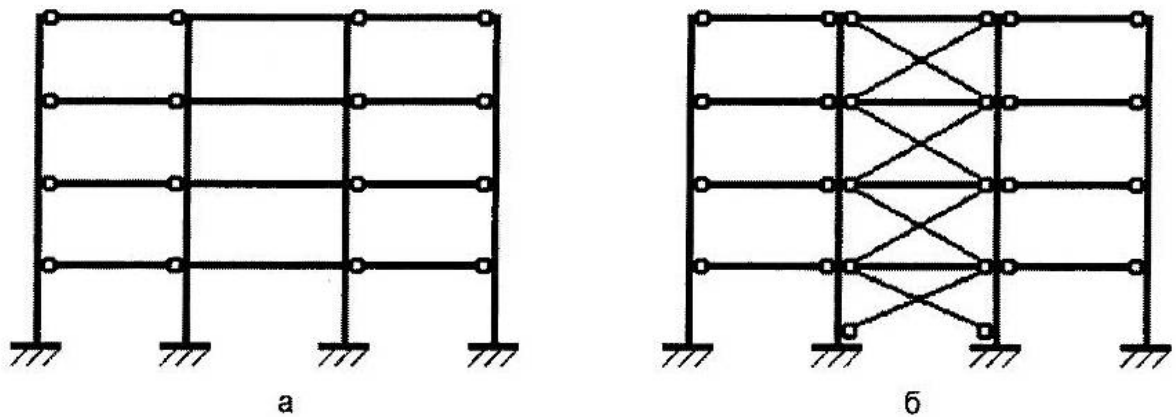
а — в - типи з'єднань елементів каркаса

Рисунок 9 - Схеми поздовжніх рам одноповерхових каркасних будинків (із застосуванням та без застосування кранів)

Стійкість багатопверхових будинків у поперечному і поздовжньому напрямках слід забезпечувати зацмленням колон у фундаментах,

влаштуваннями між колонами вертикальних зв'язків або жорстких вузлів з'єднань ригелів із колонами.

Вертикальні зв'язки, що забезпечують просторову стійкість будинку чи його відсіків, слід групувати у просторові блоки в середній частині будинку (відсіку). Для забезпечення спільної роботи каркаса і просторових блоків необхідно, щоб перекриття мали достатню жорсткість у горизонтальній площині.



а – комбінована конструктивна система; б – в'язева система

Рисунок 6 – Схеми рам каркасів багатопверхових будівель

Конструкції безкаркасних будинків слід проектувати як елементи єдиної просторової системи для сприйняття зусиль від навантажень, що діють на них, та дію нерівномірних деформацій земної поверхні.

Міцність будинків необхідно забезпечувати будівельними засобами захисту:

- влаштуванням замкнених фундаментного та цокольного залізобетонних поясів по всіх зовнішніх і внутрішніх стінах;

- влаштуванням у великоблокових та цегляних будинках поверхових залізобетонних поясів, які розміщують на рівні перемичок або перекриттів по усіх зовнішніх і внутрішніх стінах, а у великопанельних будинках - поверхових поясів, суміщених з конструкціями зовнішніх і внутрішніх стінових панелей;

- з'єднанням у необхідних випадках вертикальними зв'язками надфундаментних конструкцій з фундаментним і цокольним залізобетонними поясами;

- з'єднанням плит перекриття між собою та несучими стінами, а також заливанням швів між плитами цементним розчином марки 100.

У панельних будинках допускається суміщення фундаментного і цокольного поясів з конструкціями цокольних панелей.

У цегляних будинках в обґрунтованих розрахунком випадках у надземній частині допускається влаштування армоцегляних поясів.

Опорні частини балок, прогонів і плит перекриттів повинні бути достатньо заанкеровані у стіни. Зв'язки перекриттів зі стінами повинні виконуватися зварними каркасами, що укладаються у поздовжні шви між плитами, або застосуванням анкерних зв'язків по монтажних петлях.

У будинках заввишки 2 поверхи і більше за необхідності несучі цегляні стовпи мають бути підсилені згідно з розрахунком залізобетонними сердечниками, горизонтальним чи вертикальним армуванням.

Лекція 14

Практичні методи урахування нелінійної деформативності ґрунтів у розрахунках основ

1. Сучасні уявлення про нелінійну деформативність ґрунтів.
2. Теорії, які описують нелінійні деформації ґрунтів.
3. Практичні методи урахування нелінійної деформативності ґрунтів у розрахунках основ:
 - метод М. В. Малишева;
 - метод О. К. Бугрова

1. Сучасні уявлення про нелінійну деформативність ґрунтів

Основи широкого кола споруд у складних інженерно-геологічних умовах, великомасштабних будівель із значними навантаженнями на несучі конструкції та фундаменти, об'єктів у аварійному й предаварійному стані тощо досить часто працюють **за межею лінійного деформування**. У ряді ж випадків і для досить традиційних рішень системи “основа – фундаменти – будівля” величина її деформацій, одержана при застосуванні теорії лінійного деформування, виявляється значно меншою за їх допустимі значення. Але запроектувати більші навантаження, згідно з положеннями лінійної механіки ґрунтів, неможливо, адже при підвищенні навантаження порушується прийнята в розрахунках лінійна залежність між напругами й деформаціями.

Фізична нелінійність матеріалів і ґрунтів проявляється як відхилення від закону Гука співвідношень між деформаціями ε й діючими напругами σ . Це явище становить різні форми розвитку *пластичних деформацій*:

- текучість* – швидкоплинне деформування при постійних напругах;
- повзучість* – прогресування пластичних деформацій у часі;

-криволінійна діаграма зв'язку між ε та σ , притаманна матеріалам (середовищам) із змінним (залежним від напруг) модулем деформації чи із зміцненням, тобто здатністю сприймати зростаюче навантаження при збільшенні пластичної складової деформацій.

Зазначимо також, що на порушення лінійної залежності між напругами і деформаціями певною мірою впливають **дилатансія та анізотропія** ґрунтів, їх **реологічні й динамічні** властивості.

Іншим різновидом фізичної нелінійності є *однобічні зв'язки*, тобто безперешкодний розвиток деформацій одного знаку (стиснення-розтягнення) та збереження несучої здатності при сприйманні нормальних напруг іншого напрямку. Прикладами конструкцій, що сприймають лише стиснення, можуть бути контактні поверхні під плитою фундаментів, бічні поверхні паль, які відокремлюються при вигині від ґрунтової основи, матеріал навколо тріщин тощо. Лише на розтягнення працюють конструкції типу вант, струн, затяжок. Іноді однобічні зв'язки ще відносять до конструктивної нелінійності.

Ще один вид фізичної нелінійності, характерний саме для ґрунтів, – *зрушення (сковзання) за деякою поверхнею*, котра або визначається розрахунком, або умовами геотехнічної задачі (наприклад, площина контакту підшви фундаменту та ґрунтової основи, межа геологічних нашарувань, поверхня ковзання ґрунтового укусу тощо).

Геометрична нелінійність звичайно проявляється у поздовжньому вигині центрально- і позацентрово стиснутих стрижнів (наприклад, паль) через ексцентриситет дії поздовжньої сили, що виникає при відхиленні від положення рівноваги.

Іншою формою геометричної нелінійності є такий розвиток деформацій у суцільних масивах, коли втрачає силу припущення про мализну розрахункових переміщень порівняно з розмірами розрахункової області. В цьому випадку враховують зміни при деформуванні місцезнаходження (координат) точок розрахункової області. Приклад рішення такої задачі (математичне моделювання НДС

основ фундаментів при їх зведенні без виймання ґрунту за різними технологіями та наступній роботі) наведено у п. 10.5 (Зоценко).

Зміст поняття нелінійної деформативності ґрунтів і будівельних конструкцій також тісно пов'язаний із можливістю настання їх граничних напружених станів (див. розділ 8). Тому й теорії нелінійного деформування, що використовують для розв'язання задач механіки ґрунтів, містять комплекс перевірок за граничними станами.

Сучасні методи розрахунків дозволяють успішно вирішувати інженерні задачі з урахуванням різних проявів нелінійності. Для цього складені стандартні багатоцільові процедури послідовних наближень або кроків прикладення сил, у яких в якості обчислювальної основи використовують числові методи (див. п. 10.4). Зазначимо, що, *на відміну від теорії пружності, нелінійні задачі не мають єдиного рішення*. За теорією пластичності поведінку різних матеріалів, у тому числі ґрунту, описують різними рівняннями. Кожне рішення нелінійної задачі являє собою версію відомої багатоцільової процедури у поєднанні з фізичними рівняннями, що описують поведінку конкретних матеріалів і конструкцій з відхиленнями від співвідношень теорії пружності.

2. ТЕОРІЇ, ЯКІ ОПИСУЮТЬ НЕЛІНІЙНІ ДЕФОРМАЦІЇ ҐРУНТІВ

У загальному вигляді коректні теорії, що описують нелінійні деформації ґрунтів, базуються на таких уявленнях (Д. М. Шапіро, 1996):

- елементарний об'єм (елемент) ґрунту при зростанні навантаження проходить стадії дограничного й граничного (пластичного) напружених станів, що визначаються фізичними рівняннями теорії пружності та пластичності;

- через нерівномірний розподіл напруг у ґрунтовому масиві мають місце обидва види напруженого стану, які локалізуються в зонах (ділянках), границі яких можливо встановити розрахунком;

- граничні стани (втрата стійкості, прогресуючі переміщення) є наслідком розвитку пластичних областей і накопичення характерних для них деформацій.

Звичайно ґрунт приймають за суцільне ізотропне середовище. Для таких тіл напружений стан у точці на площині однозначно визначається парою головних напруг σ_1 і σ_2 (рис. 10.2), а при просторовому напруженому стані – трьома головними напругами $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Вважають, що для ґрунту характерні два види нелінійності:

- 1) безперешкодне деформування при розтягненні;
- 2) пластична формозміна при складному напруженому стані (стиснення із зрушенням).

Зв'язок між напругами та деформаціями визначає прийнята модель ґрунту (згадайте п. 6.4),

Спроби описати весь комплекс різних властивостей ґрунтів за допомогою однієї моделі потребують розроблення складного математичного апарату розрахунків, проведення трудомістких експериментів для визначення параметрів моделі і все-таки навряд чи можуть дати позитивний результат найближчими роками. Та навіть, якщо ці спроби й будуть успішними, то досить очевидно, що така модель виявиться практично непридатною для вирішення прикладних задач через її складність.

Відсутність єдиної “найкращої” моделі ґрунту призвела до створення великої кількості моделей, що так чи інакше застосовують у механіці ґрунтів. Як зазначає В. Г. Федоровський (1985), поділ моделей ґрунтів на класи навряд чи може бути однозначним, бо в одній моделі можна зустріти не лише характеристики різних напрямів, але і класифікаційних ознак дуже багато, причому ці ознаки досить тісно взаємопов'язані й не є незалежними.

Розглянемо спершу лише моделі ґрунтів, що зводяться до співвідношення типу “напруга – деформація” для елементарних об'ємів, а не моделі основ у цілому або континуальні моделі.

Найбільш загальний поділ усіх моделей можна виконати за ознакою, входить чи ні в їх рівняння час (у явній чи неявній формі). Моделі, що враховують часові ефекти, звичайно називають *реологічними* (або *t-моделями*). Їх отримують переважно зі *статичних* моделей (які час не беруть до уваги) додаванням

в'язкості (як це нижче розглянуто в моделях Максвелла чи Бінгама) в тій чи іншій формі. Є й більш складні моделі, котрі не виводяться прямо із статичних. До цих моделей примикає й розгляд взаємодії скелета ґрунту з поровою рідиною.

У реології пружні, в'язкі та пластичні властивості тіл досить наочно моделюють набором *механічних* елементів (звідси термін “*механічні моделі*”), які з'єднують паралельно чи послідовно. Так, *ідеальне пружне тіло* (або *елемент Гука*) (рис. 6.7, *а*) моделюють пружиною й позначають символом *H*.

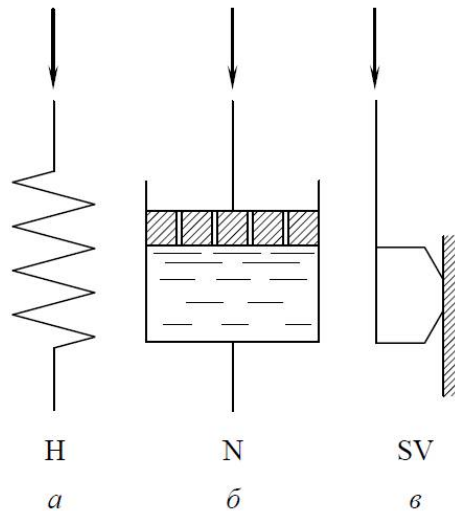


Рис. 6.7. Механічні моделі: *а* – пружне тіло Гука; *б* – в'язке тіло Ньютона; *в* – пластичне тіло Сен-Венана

Вважають, що при навантаженні елемент одержує миттєві лінійні та оборотні деформації. Залежності між напругами σ (τ) і деформаціями ε (γ) мають вигляд

$$\sigma = \varepsilon E$$

де E – модуль пружності.

В'язкі властивості тіл моделюють як циліндр, наповнений рідиною, в яку занурюють дірчастий поршень (рис. 6.7, *б*). Цей елемент (*в'язке тіло Ньютона*) ще називають демпфіруючим елементом та позначають N . За законом Ньютона швидкість ($\dot{\varepsilon}$) занурення поршня прямо пропорційна нарузі й зворотно – в'язкості при об'ємному стисненні η_v чи в'язкості рідини η

$$\dot{\varepsilon} = \sigma / \eta_v \quad \text{або} \quad \sigma = \eta \dot{\varepsilon},$$

Пластичні властивості відображають *ідеальним пластичним тілом (елементом сухого тертя) Сен-Венана*, яке позначають символом SV (рис. 6.7, в), що враховує властивість матеріалу деформуватися тільки після перевищення напругою деякої межі (σ_T чи τ_T).

Альтернативою мікропідходу є *макронідхід*, оснований на гіпотезі про *безперервність (континуумі)* ґрунтового середовища. При цьому розглядають напруги та деформації нескінченно малих об'ємів і використовують апарат диференціального обчислення, що дає змогу вивчати НДС усього масиву. Використання для ґрунтових масивів розрахункової моделі суцільного середовища передбачає виконання умови, відповідно до якої розміри ℓ елементарних об'ємів ΔV ґрунту повинні бути набагато меншими за характерні розміри L масиву (розміром L можуть бути товщина стислого шару, ширина стрічки завантаження, висота насипу тощо), отже, $\ell \ll L$. Ця умова для реальних основ і ґрунтових споруд безперечно виконується.

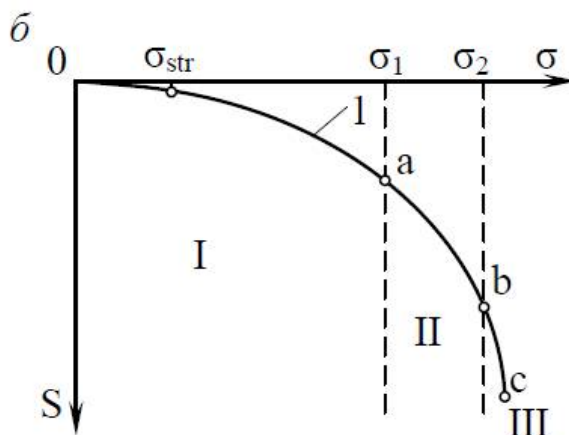
Поділ *континуальних* моделей, звичних для механіки суцільного середовища, можна провести за багатьма ознаками, зокрема: моделі *лінійно деформованого середовища*; моделі *теорії граничної рівноваги*; моделі *пружно-пластичного середовища* та *теорії пластичної течії*; моделі, що базуються на концепції *критичного стану ґрунту*, тощо.

Континуальні моделі ґрунтів досить детально розглянуті в підручнику: Механіка ґрунтів, основания и фундаменты/ С. Б. Ухов и др. – М.: Изд-во АСВ, 1994; книгах: Зарецкий Ю. К. Лекции по современной механике ґрунтов. – Изд-во Ростовского ун-та, 1989; Рыжов А. М. Введение в нелинейную механику ґрунтов и физическое моделирование оснований. – Запорожье: РИП “Видавец”, 1995 і Федоровский В. Г. Современные методы описания механических свойств ґрунтов. Обзор. – М.: ВНИИИС, 1985. – Сер. 8, вып. 9.

Моделі лінійно деформованого середовища – найбільш поширені в інженерній практиці класичної механіки ґрунтів. (Умови й обмеження їх застосування перелічені в останньому абзаці п. 6.3). На думку вчених, вони ще будуть конкурувати з більш складними моделями, особливо в розрахунках масового будів-

ництва. Їх практичне використання розглянуто в розділі 7. У цих моделях, крім разового завантаження ґрунту і лінійної залежності між напругами та деформаціями, при навантаженні розглядають лише загальну деформацію без поділу на пружну й пластичну складові. Перше припущення забезпечує можливість використання для розрахунків напруг у масиві ґрунту апарату теорії пружності, а друге – при відомих напругах визначення кінцевих деформацій основи.

Отже, моделям лінійно деформованого середовища відповідає не вся крива $0c$ деформації ґрунту (рис. 6.1, б), а тільки її ділянка $0a$.



Тобто застосування теорії лінійного деформування ґрунту вимагає встановлення межі її використання. Цією межею в розрахунках напруг і осідань основ служить переважно середній тиск під подошвою фундаменту, до досягнення якого залежність $S=f(\sigma)$ близька до лінійної. Недотримання цього обмеження звичайно призводить до заниження величини осідання основ порівно з їх фактичними значеннями. Типовий для моделі лінійно деформованого середовища вигляд графіка залежності між напругами та деформаціями подано на рис. 6.11 (лінія 1). Границею лінійного деформування цієї моделі ґрунту є межа пропорційності (точка A).

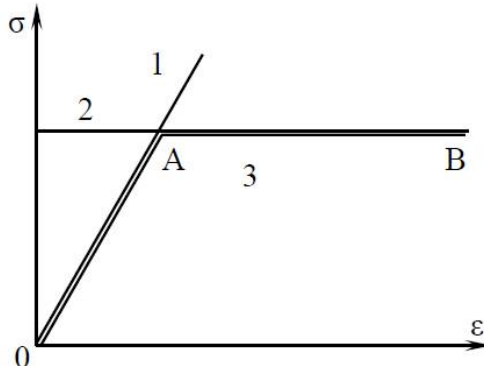


Рис. 6.11. Типовий вигляд графіків залежності між напругами (σ) та деформаціями (ϵ) моделей ґрунтів: 1 – лінійно деформованого середовища; 2 – жорстко-пластичного тіла; 3 – пружно-пластичного тіла (діаграма Прандтля)

Рівняння стану моделі теорії лінійного деформування записують у вигляді узагальненого закону Гука:

Критерієм застосовуваності моделі лінійно деформованого середовища до ґрунтових масивів за пропозицією В. А. Флоріна, прийнято ступінь розвитку областей граничного напруженого стану (граничної рівноваги). Якщо такі області відсутні чи малі порівняно з розмірами фундаменту використання цієї моделі вважають допустимим, у протилежному випадку – ні. Зокрема, тепер у розрахунках основ будівель і споруд допускається використання моделі лінійно деформованого середовища, якщо глибина розвитку областей граничного напруженого стану не перевищує приблизно $\frac{1}{4}$ ширини підшви фундаменту (для міцних ґрунтів та жорстких споруд ця глибина може бути збільшена).

Моделі теорії граничної рівноваги ґрунту відповідають умовам, коли в усіх точках ґрунтового середовища виконується умова граничної рівноваги, а в елементах масиву переважають пластичні деформації (орієнтовно точка c графіка $S=f(p)$ на рис. 6.1, б).

Лінія 2 на рис. 6.11 відображає модель жорстко-пластичного тіла. Припускають, що лінійна (пружна) частина його переміщень (деформацій) дуже мала порівняно з пластичною складовою. Фізичні рівняння описують граничний напружений стан (граничну рівновагу). Задачу розрахунку такого тіла вирішують як статично визначену. Переміщення не знаходять, бо ця модель не містить

співвідношень, котрі б зв'язували напруги та деформації. Розрахунок спрямовано на визначення, як правило, одного параметра – показника несучої здатності: граничного навантаження (сили, моменту тощо). Через те, що використання таких моделей не дає змоги визначати деформації середовища, які відповідають моменту настання граничної рівноваги, їх іноді називають “бездеформативними”. Ще один недолік системи рівнянь (6.29) полягає в тому, що вона дає задовільні результати лише за умови постійності значень характеристик міцності та деформативності ґрунтів усіх елементів масиву в будь-який момент його роботи. Між тим, у загальному випадку ці показники змінні як в елементах масиву за глибиною і в плані, так і в кожному з них при зміні тиску на ґрунт.

У зв'язку з цим часто в розрахунках використовують рішення *змішаної* задачі теорії лінійно деформованого середовища та теорії граничної рівноваги. Згідно з ним (моделі Б. Й. Дідуха, О. Л. Крижанівського, Ю. М. Мурзенка, З. Мруза, К. Роско, А. Скофільда й інших) рівняння рівноваги виконуються за усім масивом, що розглядають, рівняння сумісності – в пружній області і рівняння граничної рівноваги – в області пластичних деформацій. Значення механічних властивостей ґрунтів моделі В. М. Ніколаєвського, О. К. Бугрова, Д. М. Шапіро та інших коригують урахуванням швидкості дилатансії (див. п. 4.9).

Раціональним застосуванням теорії граничної рівноваги є розрахунки стійкості споруд і основ, укосів, схилів, тиску ґрунту на огорожі (див. розділ 8).

Моделі пружно-пластичного середовища та теорії пластичної течії – це набір рівнянь, що визначають границі пружної поведінки середовища й зв'язок деформацій і напруг (або їх приростів) за межею пружної області. Вони базуються на диференціальних співвідношеннях між напругами та деформаціями й можуть урахувати закономірності зміни механічних властивостей ґрунту як у процесі експерименту, так і в натурних умовах. Для цього в систему рівнянь пружно-пластичних деформацій вводять функції, що враховують змінні за ходом експерименту значення модулів зрушення, об'ємної деформації, загальної деформації, коефіцієнтів Пуассона. Всі ці варіанти пружно-пластичних середовищ відносять до *деформаційних* теорій.

Компоненти деформацій і напруг у цих моделях поділяють на пружні й пластичні складові (лінійних) та кутових деформацій. Пружні складові деформацій описують вищенаведеними диференційними рівняннями рівноваги, рівняннями нерозривності, фізичними рівняннями теорії пружності. Пластичні складові описують диференційними співвідношеннями деформацій і напруг.

Лінія 3 на рис. 6.11 відображає властивості досить поширеної моделі *ідеального пружно-пластичного тіла* (діаграма Прандтля), що є сполученням рівнянь лінійно деформованого та жорстко-пластичного тіл. У цій моделі межі пропорційності, текучості й міцності збігаються (точка *A*). Залежність *OAB* (рис. 6.11) відповідає формам фізичної нелінійності, що проявляються у безперешкодному деформуванні при граничному напруженому стані: текучості, повзучості, однієї з зв'язок. Із неї видно, що загальні деформації включають лінійну (пружну) і пластичну частини, причому пластична складова деформацій виникає після досягнення напруженим станом межі пропорційності (текучості, міцності).

Як правило даний клас моделей дає змогу отримувати більш точні результати за рахунок більш чіткої фіксації напруг і деформацій у той чи інший момент навантаження ґрунту. До його проблем відносять використання припущення про ізотропність середовища, чого немає (згадаймо п. 4.10) навіть у природному однорідному ґрунті, та опис середовища, яке або лише зміцнюється, або тільки знеміцнюється.

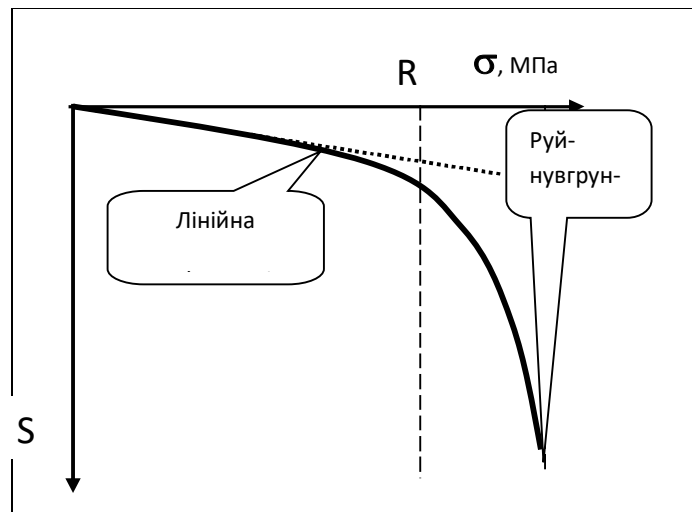
3. ПРАКТИЧНІ МЕТОДИ УРАХУВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ ДЕФОРМАТИВНОСТІ ҐРУНТІВ У РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ

Методи розрахунку осідань, розглянуті у розділі 7, базуються на засадах теорії лінійного деформування ґрунтів і справедливі за умови, що повний тиск за подошвою фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту ($p \leq R$). Іноді, особливо при будівництві на щільних ґрунтах, розраховане при цій умові осідання виявляється набагато менше від її граничного значення $S \ll S_u$. Тож для прийняття більш економічних розмірів фундаменту можна було б дещо збільшити тиск під

його підшовою. Та при цьому оцінка нового осідання методами теорії лінійного деформування ґрунтів вже не буде об'єктивною.

Розрахунок осідань за межами лінійного деформування ґрунтів (при $p > R$) досить складний і виконується переважно числовими методами на ЕОМ (п.10.4, 10.5). З інженерних методів найбільшою популярністю в проектувальників користуються підходи професорів М. В. Малишева та О. К. Бугрова.

Метод М. В. Малишева полягає у використанні аналогії між кривими “осідання – навантаження” й “осідання – напруга”. Приймають, що при $p \leq R$ залежність між осіданням і навантаженням практично лінійна. При $p = p_u$, де p_u – граничне критичне навантаження, осідання вважають рівним нескінченності. Отже, задача зводиться до пошуку певної функції, що описує криволінійну ділянку залежності осідання від навантаження в інтервалі від $p = R$ до $p = p_u$.



Із використанням положень теорії граничної рівноваги для визначення осідання S_p за межею лінійної деформативності ґрунтів застосовують залежність

$$S_p = S_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(p_u - p)} \right]. \quad (*)$$

де S_R – осідання основи при $p = R$;

p_u – граничний опір ґрунту основи, котрий визначають як відношення вертикальної складової сили граничного опору до наведеної площі фундаменту $p_u = N_w / (b' \ell')$ (див. п. 8.3);

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

З аналізу вигляду формули бачимо, що при $p=R$ маємо $Sp=S_R$, а при $p=p_u$ маємо $Sp \rightarrow \infty$. Отже, цей вираз відповідає прийнятим вище граничним умовам.

Формула справедлива для однорідних ґрунтів у межах стислої товщі. В разі неоднорідного нашарування визначають товщу z_u , у межах якої знаходять середні розрахункові характеристики ґрунтів.

$$z_u = s_R \bar{E} / (\beta p_0),$$

\bar{E} – середнє значення модуля деформації ґрунтів основи в межах стислої товщі визначають за формулою (Д.13);

$\beta=0,8$ – безрозмірний коефіцієнт;

p_0 – додатковий вертикальний тиск на основу під подошвою фундаменту.

Якщо z_u менше від ширини подошви фундаменту, приймають $z_u=b$.

Середні розрахункові характеристики, необхідні для визначення N_u , для неоднорідних нашарувань допускається визначати як середньозважені по потужності шарів в межах z_u .

Розрахунок осідань за межею прямої пропорційності за цим методом виконують у послідовності:

1) звичайним способом, наприклад пошаровим підсумовуванням, розраховують осідання фундаменту при $p=R$ (якщо при цьому $S \ll S_u$, то призначають нову, меншу ширину фундаменту і для неї визначають нове значення p , яке буде вже більше від R);

2) за формулами (10.6) та (10.7) знаходять значення z_u і середніх характеристик ґрунту в межах z_u ;

3) для нового розміру фундаменту з урахуванням цих характеристик визначають значення p_u й за (*) розраховують осідання S_p (при цьому необхідне виконання умови $S_p \leq S_u$).

Професор О. К. Бугров запропонував інший розрахунок осідань $S_{пл}$ основи з розвиненими ділянками граничного напруженого стану ґрунту. Він ґрунтується на використанні величин осідань S пружної (лінійно-деформівної) основи, коефіцієнта “пластичного” осідання та значення несучої здатності основи, при вичерпанні якої осідання наближається до нескінченності. Значення коефіцієнта установлені узагальненням результатів змішаних задач плоскої деформації для однорідних основ. За цим способом осідання пружно-пластичної основи знаходять за формулою

$$S_{пл} = SK_{пл}^s$$

у якій коефіцієнт $K_{пл}^s$ приймають за табл. 10.1 (Зоценко, стор.230) залежно від кута внутрішнього тертя φ_l ґрунту основи та величини x :

$$x = \frac{K^p - 1}{K_{ep}^p - 1}; \quad K_p = \frac{p}{R_0}; \quad K_{ep}^p = \frac{p_u}{R_0},$$

де p – середній тиск на основу за підшвою фундаменту;

p_u – граничний тиск на основу $p_u = N_u / (b'l')$;

R_0 – розрахунковий опір ґрунту, що визначають за формулою (12.1), коли значення коефіцієнтів $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1,0$.

Таблиця 10.1. Значення коефіцієнта “пластичного” осідання $K_{пл}^s$

x	Кут внутрішнього тертя φ_l , град								
	5	10	15	20	25	30	35	40	
0	1,00	1,00	1,02	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,06
0,1	1,14	1,10	1,08	1,08	1,08	1,08	1,09	1,09	1,09
0,2	1,32	1,24	1,18	1,18	1,16	1,16	1,16	1,17	1,17
0,3	1,56	1,39	1,28	1,26	1,25	1,24	1,23	1,23	1,23
0,4	1,86	1,57	1,41	1,40	1,35	1,33	1,31	1,30	1,29
0,5	2,30	1,81	1,55	1,51	1,47	1,43	1,39	1,37	1,35
0,6	2,95	2,13	1,74	1,70	1,61	1,55	1,50	1,46	1,43
0,7	4,03	2,60	2,01	1,92	1,80	1,72	1,66	1,60	1,53
0,8	6,20	3,43	2,41	2,30	2,08	1,96	1,86	1,73	1,67
0,9	12,70	5,34	3,25	3,00	2,61	2,37	2,22	2,07	1,92
0,99	129,70	21,00	15,30	12,10	10,50	9,40	8,72	7,80	7,10

Послідовність розрахунку, коли $p > R$, така:

- 1) визначають розрахункові характеристики ґрунтів вище і нижче від підшви фундаменту;
- 2) знаходять розрахункові опори ґрунту R та R_0 ;
- 3) визначають осідання S основи від середнього тиску p , наприклад за методом пошарового підсумовування;
- 4) розраховують граничний тиск p_u на основу;
- 5) визначають величини K_p , $K_{гр}^p$ і x ;
- 6) за значенням x та φ_I у таблиці 10.1 знаходять коефіцієнт $K_{пл}^s$;
- 7) визначають осідання з урахуванням пластичної деформації $S_{пл}$;
- 8) перевіряють умову $p \leq p_u \gamma_c / \gamma_n$, де γ_c і γ_n – коефіцієнти умов роботи й надійності.

**Проектування основ і фундаментів будівель,
що підлягають реконструкції**

1. Вплив терміну служби споруди на знос її фундаментів
2. Огляд і аналіз конструктивних рішень фундаментів існуючої забудови
3. Використання резервів несучої здатності основ при реконструкції
4. Послідовність робіт з проектування основ і фундаментів будівель, що реконструюються
5. Особливості розрахунку основ і фундаментів при збільшенні навантаження

1. Вплив терміну служби споруди на знос її фундаментів

Звичайно вважають, що будівлю доцільно надбудовувати, якщо термін її експлуатації, що залишився, не менше 20-25 років.

При цьому одним з вирішальних факторів, що визначають можливість реконструкції будівлі з підвищенням навантажень естан її фундаментів. Знос матеріалу фундаменту значною мірою залежить від терміну його служби.

Аналіз матеріалів обстеження фундаментів більше 800 будівель у Москві (виконаний Мосжилниипроектотом) показав, що знос фундаментів здійснюється інтенсивно у перший період експлуатації (20-30 років), а потім після 90-100 служби будівлі. Це також підтверджується даними по Санкт-Петербургу.

При зносі стін і фундаментів > 60% реконструкція недоцільна.

Основними видами руйнувань фундаментів є:

- механічні пошкодження;
- корозія.

Причиною механічних пошкоджень фундаментів можуть бути нерівномірні осідання будівлі, що сприяє появі тріщин і зламів у фундаментах.

Як правило, статичне навантаження від ваги споруди навіть при деяких переважаннях **не приводить до повного руйнування** фундаментів, а тільки знижує їх жорсткість, що супроводжується утворенням і розвитком тріщин.

Але динамічні впливи – вібрація механізмів, вплив транспорту, ударні навантаження відпромислового обладнання, а також від забивання палів і шпунта поблизу – можуть спричинити розшарування бутобетонної кладки і викришування розчину з її швів, розтріскування бетонних і залізобетонних фундаментів.

Причинами корозії матеріалу фундаментів є:

- агресія підземних вод;
- блукаючі струми;
- коливання рівня підземних вод, що призводять до оголення дерев'яних палів (попадання в зону аерації). Коли палі знаходяться у воді, їх термін експлуатації може складати 150-200 р.

Як правило, фундаменти будівель мають настільки гарний стан, що дозволяють надбудову без їх підсилення.

Дослідження причин будівельних аварій показало, що ними надзвичайно рідко є недостатня несуча здатність матеріалу фундаментів або їх знос. Звичайно вже при візуальному обстеженні будівель, що підлягають реконструкції або надбудові, можна визначити міцність матеріалу фундаментів. Застосування електрофізичних і ультразвукових методів дозволяє одержати більш достовірні дані.

Стан фундаментів і термін служби будівель промислових підприємств залежать від специфічних умов експлуатації. Тут руйнування фундаментів відбуваються частіше:

- агресивні технологічні розчини;
- заморожування і відтавання під холодидьними установками;
- динамічні впливи обладнання, електрокорозія.

2. Огляд і аналіз конструктивних рішень фундаментів існуючої забудови

Щільність розміщення фундаментів будівель

Будівлі старої забудови різко відрізняються за сумарною площею фундаментів.

Показник щільності розміщення фундаментів (сума площ фундаментів до площі забудови):

$$F_{от} = \frac{\sum F_i}{A_{забуд}} \cdot 100\%$$

Мінімальна щільність розміщення фундаментів для будівель складає 10-12 %, максимальна – 120%(плити).

Аналіз цього показника (середнього) по роках забудови показує, що ця величина поступово знижується (від 40,4% для забудови 1880-90 рр. до 36,9 % для забудови 1940-50 рр., приблизно 30-31 % в наш час).

Отже, з накопиченням досвіду проектування і будівництва розміри фундаментів у будівлях зменшуються, а несуча здатність ґрунту використовується в більшій мірі.

Щільність розміщення фундаментів впливає на:

- роботу сусідніх фундаментів;
- поряд розташовані будівлі;
- роботу слабких підстилаючих шарів.

Можна дати наступні рекомендації (Коновалов, с. 54):

- при $F_{от} < 40\%$ взаємний вплив фундаментів не враховується;
- при $F_{от} = 40\div 50\%$ враховується вплив сусідніх фундаментів (додаткове осідання);
- при $F_{от} > 50\div 60\%$ фундаменти можна розраховувати як плиту з отворами.

Характерною рисою конструкцій і схем будівель (особливо дореволюційної забудови) є значна нерівномірність тиску на ґрунти основи.

$\frac{P_{max}}{P_{min}}$ для однієї будівлі може досягати 1,5 – 2 (у половини будівель).

$\frac{P_{max}}{P_{min}}$	до 1,2	1,2 - 1,5	2,5 - 2	>2
обстежені будівлі, %	11,9	39,4	30,1	18,6

Але це не спричинює розвиток деформацій і тріщин у надфундаментній частині, що можна пояснити або її високою жорсткістю, або неповним використанням несучої здатності основи.

Встановлено (Коновалов, с. 59), що при великих значеннях щільності розміщення фундаментів навіть значне перевищення середніх тисків на окремих ділянках не приводить до деформацій фундаментів і стіт. Максимальне відношення $\frac{P_{max}}{P_{сер}}$ після надбудови можна прийняти 1,4.

3. Використання резервів несучої здатності основ при реконструкції

Досвід реконструкції цивільних і промислових будівель у Москві, Санкт-Петербурзі, Львові, Мінську, Рязані, Полтаві, тощо показав, що підвищення навантаження можливе без зміцнення ґрунту основ або підсилення фундаментів, якщо використати резерви несучої здатності ґрунтів:

1) попередніми нормами або методами проектування основ і фундаментів передбачались значно менші навантаження, ніж дозволяла їх фактична несуча здатність;

2) за час експлуатації споруд ґрунти основ під дією навантаження ущільнюються і набувають нових властивостей;

3) при надбудові зменшується співвідношення L/H;

4) можна враховувати тертя по боковій поверхні мілких фундаментів після тривалої експлуатації;

5) осідання рідко досягає граничного значення.

Аналіз ступення використання розрахункового опору ґрунту основи показав, що:

- у 30% будівель $P_{сер}/R_{сер} < 0,5$;

- у 14% $P_{сер}/R_{сер} \geq 0,8$.

У зв'язку з цим у більшості будівель тиск на основи може бути значно підвищений.

Але не в усіх випадках надбудов можна **враховувати ефект обтиснення ґрунтів вагою будівлі**. Так, при тиску $(0,2-0,3)R$ обтиснення ґрунтів основи несуттєве.

Аналіз роботи вже надбудованих будівель показав, що вони нормально експлуатуються при таких перевищеннях тиском розрахункового опору:

$P_{сер}^0/R$	1,05	0,8	0,55	0,45	0,35	0,25
$P'_{сер}/R$	1,35	1,09	0,8	0,71	0,61	0,55

П. О. Коновалов вважає, що перевищення розрахункового опору при надбудовах може бути допущене у тих випадках, коли ґрунти попередньо обтиснені тиском не менше $0,8 R$.

Ступінь використання граничного осідання s_u (за сучасними нормами) для більшості будівель невеликий.

Відношення розрахункового осідання s_R при $p = R$ до граничного s_u для 70% обстежених будівель менше 0,3, для 90% - менше 0,4.

Приріст розрахункових осідань при надбудові рідко був рівним 3-4 см, а у більшості випадків не перевищував 2-2,5 см. Об'єкти, де розрахункові осідання при $p = R$ складають $(0,6-0,85) s_u$ є виключеннями.

Співвідношення довжини L і висоти H поздовжньої стіни характеризує конструктивну жорсткість будівлі. Зміна жорсткості згідно з ДБН дозволяє збільшити розрахунковий опір на 10-20%.

Надбудова будівлі позитивно відбивається на збільшенні її жорсткості і чутливості до нерівномірних осідань.

Іншим показником конструктивної жорсткості будівлі є вільна довжина поздовжньої стіни будівлі між її поперечними стінами $L_{віль}$. Аналізуючи відносне значення $L_{віль}/L$ можна бачити, що у більш ніж в половині об'єктів $L_{віль}/L > 0,3$, у 30% об'єктів $L_{віль}/L > 0,4-0,5$, у 6% об'єктів $L_{віль}/L > 0,5$.

Тріщини осадового характеру до надбудови мали 20% об'єктів.

Висновки за результатами обстеження надбудованих об'єктів (за П. О. Коноваловим).

1. Для будівель на **піщаних ґрунтах** характерний вигин (більше 90% будівель), а для будівель на **глинистих ґрунтах** – прогин (80%);

При надбудові нерівномірність осідань по довжині будівлі не змінює свого обрису.

2. Відносні прогини більшості надбудованих об'єктів на практично однорідних ґрунтах були близькі до рекомендованих нормами.

3. У більшості об'єктів (97%) при надбудові виконані армоцегляні, залізобетонні або металеві розподільчі пояси по верху стін, що надбудовуються, (а іноді і по верху надбудованої частини стін). Пояси не застосовували тільки при надбудові одно- та двоповерхових будівель одним поверхом.

При розрахунках нового тиску слід приймати до уваги нерівномірність осідань до надбудови і можливість збільшення її після надбудови будівлі.

4. Після надбудови середнє перевантаження у порівнянні з розрахунковим опором до будівництва $p_{\text{сер.}}/R_0$ для різних видів ґрунтів і конструкцій складає 35-40%.

4. Послідовність робіт з проектування основ і фундаментів будівель, що реконструюються

1. Аналіз матеріалів з обстеження будівлі (інженерно-геологічні дослідження, стан фундаментів і будівлі). При наявності у конструкціях будівлі пошкоджень і руйнувань, тріщин або посилень встановлюють причини деформацій і способи їх стабілізації.

2. Визначення діючих навантажень і навантажень, що проектуються.

3. Перевірка напружень в місці контакту стіни (колони) з верхнім обрізом фундаменту (змінання) і міцності тіла фундаменту на повний тиск.

4. Перевірка тиску під подошвою фундаменту $p' < R'$ (з новими c_{II} та φ_{II}).

5. В залежності від результатів перевірки приймають рішення про необхідність підсилення матеріалу фундаментів, зміни їх виду і розмірів, збільшення кількості, зміцнення ґрунтів основи.

6. Після прийняття нового рішення перевіряють тиск, осідання та їх нерівномірність, міцність фундаменту.

7. Розробляють технологію робіт з підсилення фундаментів або закріплення ґрунтів основи з урахуванням особливостей конструктивної схеми будівлі або споруди. Не допускаються значні тимчасові зниження міцності основи або зменшення площі спирання фундаментів.

Для пилувато-глинистих ґрунтів з консистенцією від м'якопластичної до тугопластичної, стрічкових суглинків і глин, пилувато-глинистих ґрунтів з $I_{om} \geq 10\%$, а також з $I_L \geq 0,5$ і терміном експлуатації менше 15 років; для будівель на ґрунтах різних видів, якщо при $p = R$ осідання перевищує $0,7 \cdot s_u$ навантаження допускається збільшувати тільки в межах величини R_0 (Коновалов, с. 134).

5. Особливості розрахунку основ і фундаментів при збільшенні навантаження

При збільшенні площі подошви фундаментів необхідно враховувати зростання глибини активної зони основ фундаментів і різні деформаційні й міцнісні характеристики ґрунтів під подошвою існуючих фундаментів і під уширеннями. Тиск під подошвою фундаменту, що підсилюється, визначається відповідно до ДСТУ Б В.3.1-2:2016 (Ремонт і підсилення.....).

Розрахунковий опір ґрунту R_t кПа, під подошвою існуючого фундаменту з урахуванням ущільнення тиском від фундаменту повинен визначатися за фактичними показниками c_{II} , φ_{II} , γ_{II} несучого шару на глибині до 0,5 м під подошвою фундаменту **або відповідно до додатка Б ДСТУ Б В.3.1-2:2016.**

Для попередніх розрахунків допускається визначати R_t за формулою (10.2) ДСТУ Б В.3.1-2:2016 (за Коноваловим П.О.)

$$R_t = R_o m K_s, \quad (6.2)$$

де R_o - розрахунковий опір природного (неущільненого) ґрунту, прийнятий за нормами як для нового будівництва, кПа;

m - коефіцієнт, що враховує зміну фізико-механічних властивостей ґрунту за період експлуатації будинку (споруди), прийнятий у залежності від ступеня обтиснення ґрунту P_o / R_o . При $P_o / R_o > 0,8$ $m=1,3$; при $P_o / R_o = 0,7 - 0,8$ $m=1,15$; при $P_o / R_o < 0,7$, $m=1,0$;

P_o - тиск під подошвою існуючого фундаменту, кПа;

K_s - коефіцієнт, що характеризує зміну стискальності ґрунту і приймається за таблицею 1 у залежності від ступеня реалізації граничного осідання фундаменту (відношення розрахункового осідання S_R при тиску, рівному розрахунковому, до гранично допустимого осідання S_u).

Таблиця 1 - Залежність коефіцієнта K_s , від ступеня реалізації граничного осідання фундаменту

Ґрунт	Значення коефіцієнта K_s при S_R / S_u рівному	
	0,2	0,7
Піски: крупні і середньої крупності	1,4	1,0
дрібні	1,2	1,0
пилюваті	1,1	1,0
пилювато-глинисті:		
$I_l \leq 0$	1,2	1,0
$I_l \leq 0,5$ (при терміні експлуатації більше 15 років)	1,1	1,0
Примітка. Для проміжних значень K_s приймають шляхом інтерполяції.		

Для пилювато-глинистих ґрунтів з показником консистенції $I_l \geq 0,5$ і терміном експлуатації менше 15 років і для будинків на ґрунтах різних видів у випадку, якщо розрахункове осідання при тиску, рівному допустимому, перевищує 70 % граничного осідання, навантаження допускається збільшувати тільки в межах значень величини R_o .

Якщо в існуючому будинку є тріщини і ознаки нерівномірних деформацій, навантаження на основу під існуючими фундаментами не допускається приймати більше R_0 .

Існують і інші методики приблизного визначення розрахункового опору ґрунту після тривалої експлуатації. Наприклад по Полякову Є.В.

$$R' = kR$$

p/R(до надбудови)	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
k	1,5	1,45	1,4	1,35	1,3	1,25	1,2	1,15	1,1	1,05

По Коновалову П. О. для лесових просадкових ґрунтів

$$R' = mR_0$$

W, %	R ₀ , МПа	Коефіцієнт m при терміні служби споруди, роки		
		До 5	5-15	25
5-10	0,3-0,25	1	1	1
10-15	0,25-0,20	1	1	1.1-1,2
15-20	0,15-0,10	1	1,2-1,25	1,3-1.4

Примітки. Більші значення m відносяться до менших значень R₀/

За часом і R₀ значення m не інтерполюються.

При виконанні перевірочних розрахунків тисків на ґрунт під подошвою підсиленого позacentрово навантаженого стовпчастого фундаменту будинків з мостовими кранами вантажопідйомністю 75 т і вище, труб, доменних печей та інших споруд баштового типу, а також фундаментів відкритих кранових естакад із кранами вантажопідйомністю 15 т і вище при розрахунковому опорі ґрунту основи не вище 0,15 МПа еюра тисків на ґрунт під подошвою фундаменту повинна мати трапецієдну форму з відношенням крайових тисків $P_{min} : P_{max} \geq 0,25$.

Розрахунок додаткових фундаментів (що розвантажують основні) роблять з урахуванням глибини їх закладання та взаємного впливу з існуючими

фундаментами. За необхідності заглиблення нового фундаменту нижче глибини закладення існуючого слід дотримуватися умови (Г.2) ДБН В.2.1-10-2009.

При проектуванні підсилення основ і фундаментів необхідно визначати розрахунком величини прогнозованих осідань з урахуванням зміни розмірів фундаментів у плані і по глибині, зміни навантажень на них, глибини активної зони тощо. При цьому необхідно визначати можливу нерівномірність осідань.

У стисненій товщі основ, що експлуатуються більше 10 років, процес стабілізації деформацій у водонасичених слабких ґрунтах практично завершується. Але при завантаженні основи додатковим навантаженням нестабілізований стан може виникнути знову, але вже за межами товщі, що стискається, де на властивостях ґрунту не відбивається дія тривалого навантаження (опресування).

Ця опресована товща по глибині може бути прийнята рівною ширині підлоги фундаменту.

З достатньою для практичних цілей точністю гранична рівновага додатково навантаженої основи може бути обчислена як для умовного фундаменту з глибиною закладання $d+b$ (за новими характеристиками слабого шару s_1) (розрахунок за I групою граничних станів).

Зростання тиску на основу при реконструкції призводить до збільшення глибини товщі, що стискається. Це потребує:

- перевірки слабого підстильного шару на нові навантаження;
- перевірки додаткових деформацій поряд розташованих споруд і взаємного впливу фундаментів (методом кутових точок).

Гранично допустиме осідання будівлі після реконструкції встановлюють при її обстеженні. Воно залежить від стану надфундаментних конструкцій і зв'язків між сусідніми спорудами, положення інженерних комунікацій у місцях вводу у споруду, стану гідроізоляції тощо.

Проводять аналіз нерівномірності деформацій.

Лекція 16

Методи підсилення фундаментів. Розрахунок підсилення

1. Методи підсилення основ та фундаментів.
2. Розширення підшви фундаментів.
3. Розрахунок підсилення фундаментів при збільшенні навантаження.
4. Збільшення міцності кладки фундаментів.
5. Підсилення основ.
6. Заглиблення фундаментів. Підведення нового фундаменту.

Підсилення фундаментів пов'язане з відновленням або заміною морально або фізично зношених (зруйнованих) конструктивних елементів, зі зменшенням несучої здатності основи, а також зі збільшенням навантажень на фундамент. Під реконструкцією фундаментів розуміють зміну конструкції у зв'язку із заміною надземних конструкцій або технологічного устаткування, а також зі зміною функціонального призначення будівлі або споруди. Реконструкція фундаментів, як правило, не пов'язана з їхнім руйнуванням (зношуванням).

Випадки порушення роботи основ і фундаментів зустрічаються часто. Вони, обумовлені переважно помилками, допущеними при інженерно - геологічних вишукуваннях, проектуванні, будівництві й експлуатації.

При проектуванні часто неможливо врахувати непередбачувані зовнішні впливи на ґрунти основи. Несприятливим є підвищення вологості в процесі експлуатації (обводнення за рахунок витоків і підвищення рівня підземних вод), особливо в умовах просадкових ґрунтів. У ряді випадків на будівельному майданчику проходять недостатню кількість геологічних виробок, трапляються помилки в лабораторних визначеннях фізико-механічних показників ґрунтів.

Відсутність належного контролю за роботами нульового циклу призводить до порушення природної структури верхніх шарів ґрунту при розробці котлованів, до неправильного проведення водознижувальних (замість глибинного водозниження практикують відкритий водовідлив) і вибухових робіт, до замочування

та проморожування основи при тривалому простої, до негативного впливу динамічних навантажень на сусідні будинки від занурення паль, шпунта та ін.

У процесі будівництва зустрічаються випадки прискореного монтажу і раннього замонолічування стиків, що є несприятливим чинником в умовах слабких ґрунтів, розміщення на неущільненій зворотній засипці механізмів, застосування бетону зниженого класу, вплив поряд розташованих існуючих фундаментів, відсутність завершених планувальних робіт і т. ін.

При експлуатації будівель і споруд часто відбувається замочування основи агресивними водами, що призводить не тільки до розвитку несприятливих процесів у ґрунтах (хімічного набрякання, осідання), але й до руйнування фундаментів внаслідок корозії матеріалу; позначається динамічний вплив установленого обладнання, переобтяження фундаментів за рахунок однобічного привантаження складованою продукцією, порушення стійкості будівель й споруд на зсувних схилах та ін.

1 Методи підсилення основ та фундаментів

Методи підсилення основ та фундаментів можна поділити на три групи:

1. Зміна умов передачі тиску на ґрунт;
2. Збільшення міцності кладки фундаменту;
3. Збільшення міцності ґрунтів в основі.

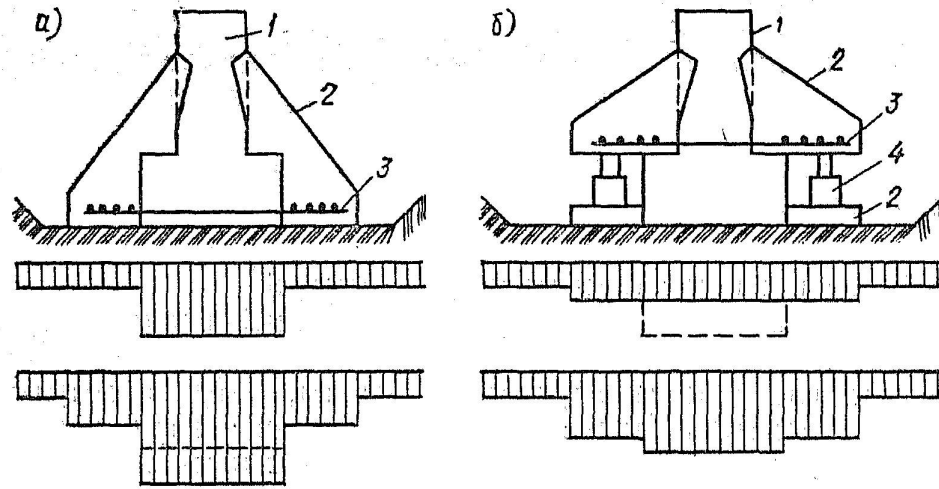
Зміна умов передачі навантаження на ґрунт може бути досягнута такими шляхами:

- Розширенням підшви фундаментів;
- Збільшенням глибини закладання фундаменту;
- Пересаджуванням фундаменту на палі.

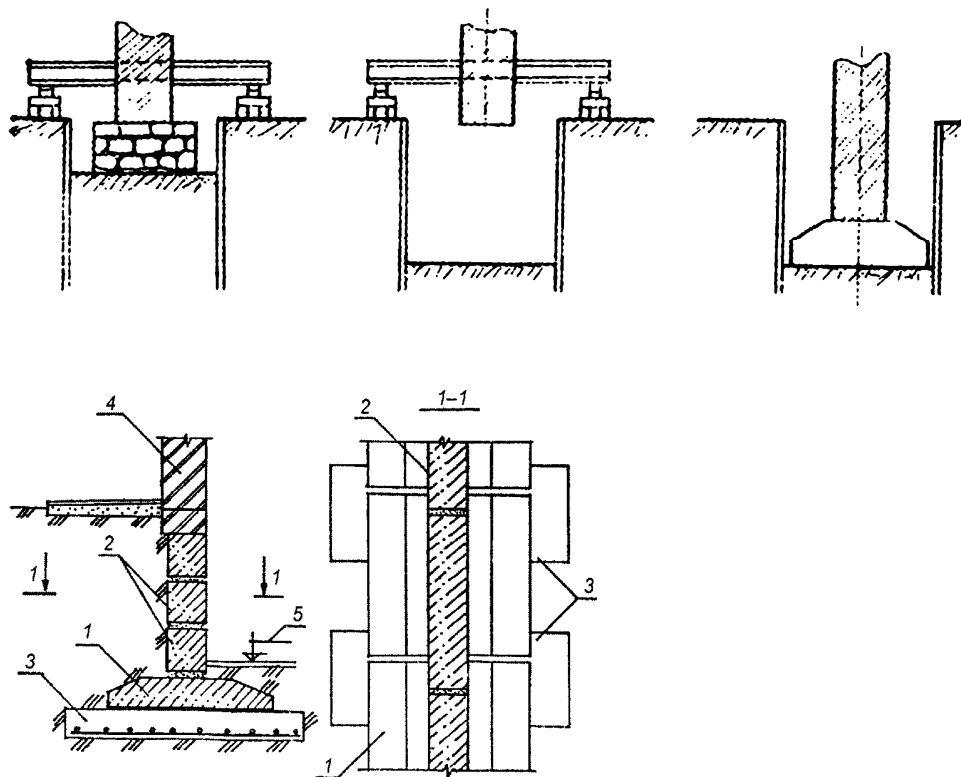
Розширення підшви ведеться з попереднім обтисненням ґрунту або без нього. Якщо розширення роблять без обтиснення ґрунтів основи, то воно вступає в роботу з ґрунтом лише при збільшенні навантаження, коли здійснюються додаткові осідання.

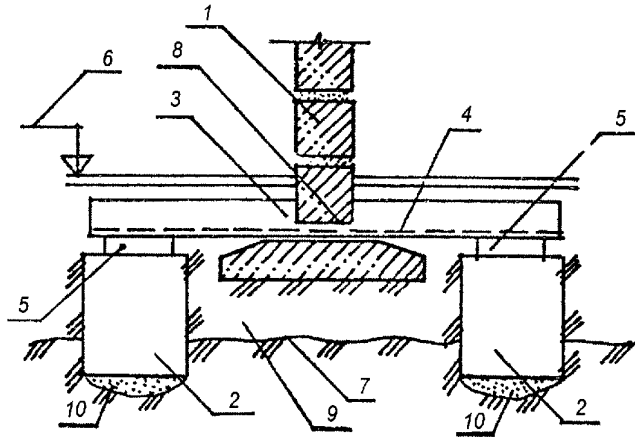
Розширення сприймають лише частину навантаження, що збільшується.

При попередньому обтисненні ґрунтів під розширенням додаткові деформації ґрунту будуть менше.



Глибину закладання фундаментів збільшують рідко, оскільки при цьому треба виконувати роботи малими захватками. Новий фундамент включають у роботу обтисненням домкратами.





Найбільш часто застосовують метод пересаджування фундаменту на палі: бурові, ін'єкційні, вдавлювані (відсутні динамічні впливи).

Збільшення міцності кладки фундаменту досягається улаштуванням залізо-бетонних обойм, ін'єктуванням в кладку цементацийного розчину.

Збільшення міцності ґрунтів в основі існуючих споруд може бути досягнуто хімічними методами закріплення ґрунтів, улаштуванням дренажів, протифільтраційних завіс.

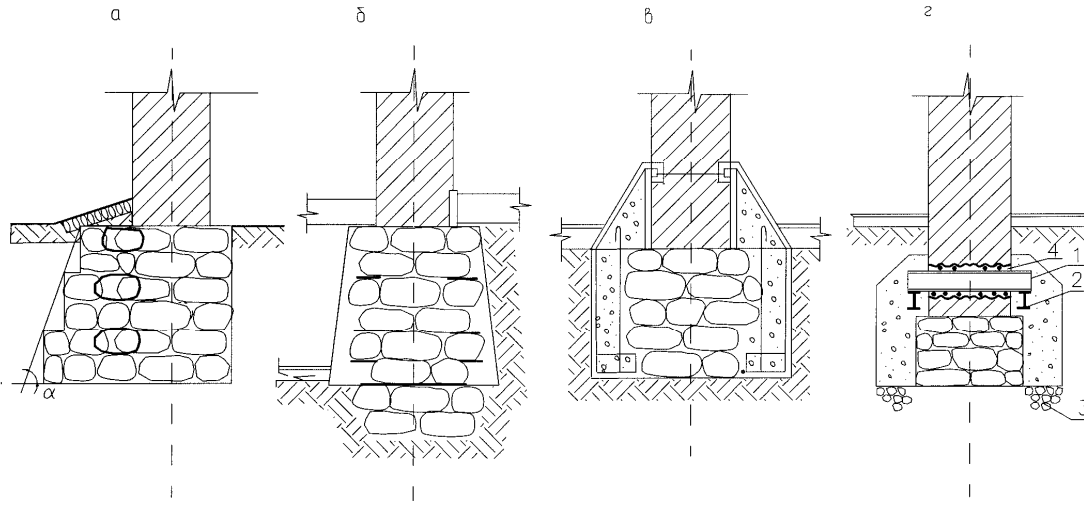
2. Розширення підшви фундаментів

Для пілувато-глинистих ґрунтів з показником консистенції $I_L \geq 0,5$ і терміном експлуатації менше 15 років і для будинків на ґрунтах різних видів у випадку, якщо розрахункове осідання при тиску, рівному допустимому, перевищує 70 % граничного осідання, навантаження допускається збільшувати тільки в межах значень величини R_0 .

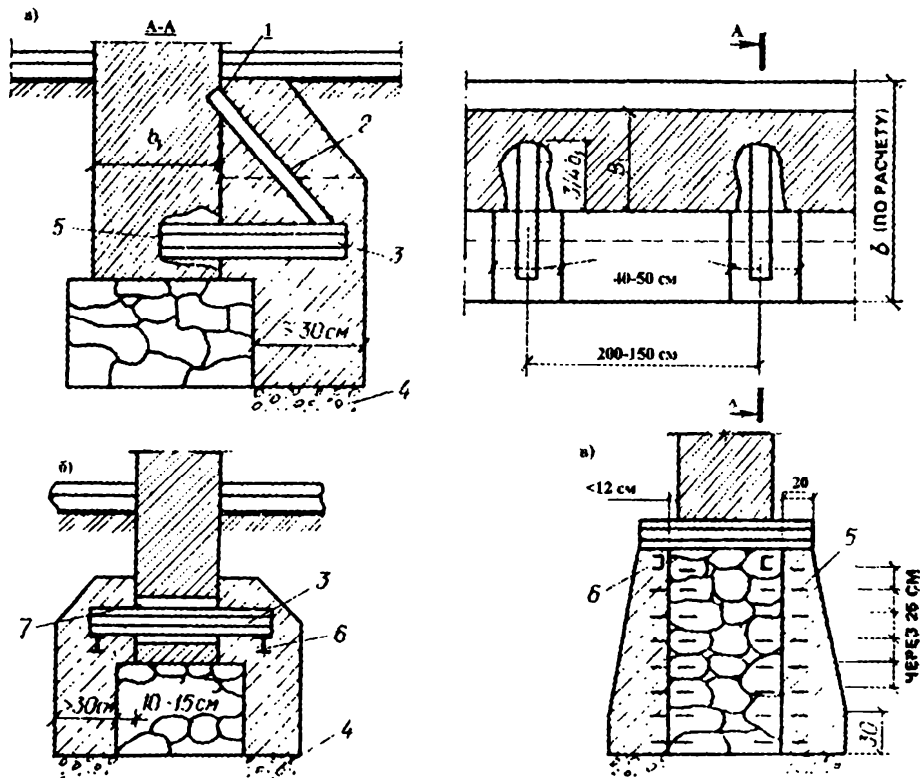
Якщо в існуючому будинку є тріщини і ознаки нерівномірних деформацій, навантаження на основу під існуючими фундаментами не допускається приймати більше R_0 .

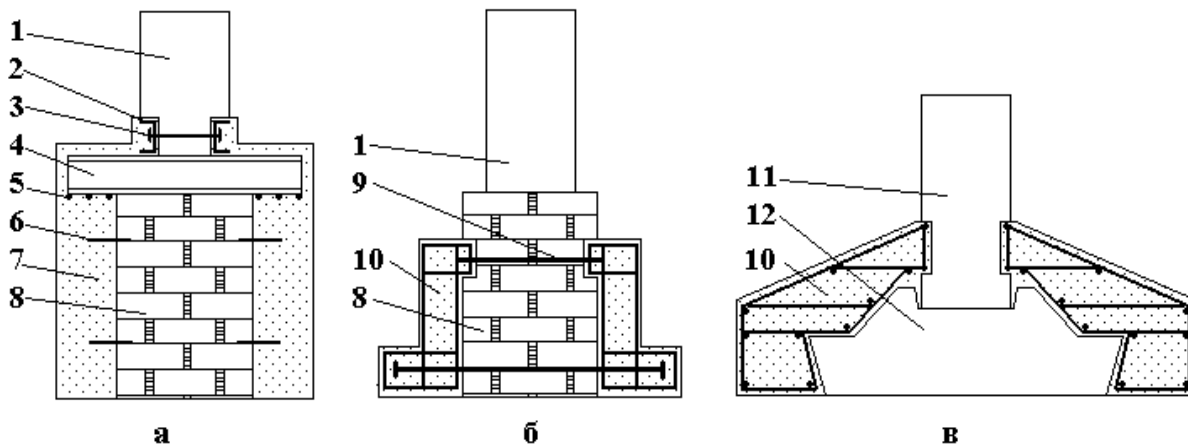
При недостатній несучій здатності ґрунтів основи збільшують площу підшви фундаментів. При цьому додаткові частини фундаменту (банкети) можуть влаштовуватись односторонніми (при позацентровому навантаженні) і двосторонніми (при центральному навантаженні). Стовпчасті фундаменти частіше за все підсилюють по всьому периметру підшви. Банкети і існуючі фундаменти повин-

ні бути з'єднані жорстко. Для цього їх примикання виконується за допомогою штроб або спеціальних металевих або залізобетонних розвантажувальних балок, що приймаються за розрахунком, розташованих при підсиленні стрічкових фундаментів з кроком 1,5-2,0 м.



Популярні схеми збільшення опорної площі фундаментів



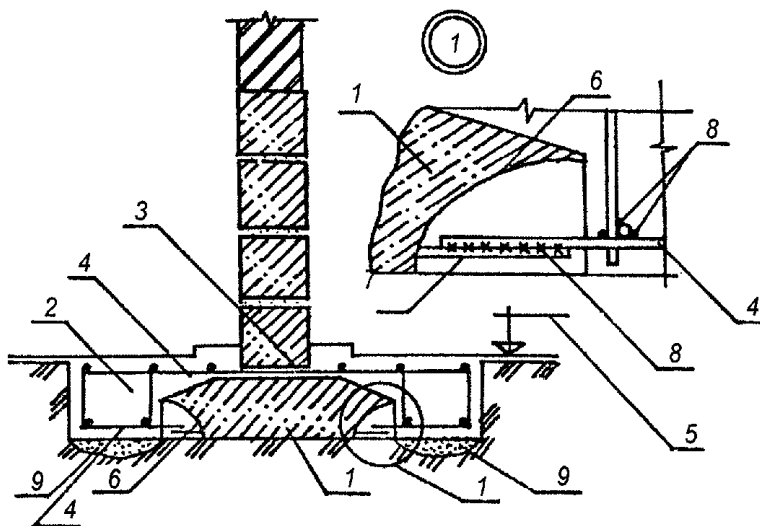


а – стрічкового з підведенням сталевих балок; б – стрічкового з улаштуванням штроб і анкерів; в – стовпчастого збірного. 1 – стіна; 2 – поздовжня балка; 3 – болт; 4 – поперечна балка; 5 – поздовжня арматура; 6 – забивні анкери; 7 - бетонна обойма; 8 – бутова кладка; 9 – анкер; 10 – залізобетонна обойма; 11 – колонна; 12 – фундаментна подушка

Поздовжні балки (2) встановлюють у штроби, вибрані в стіні, якщо міцність стіни недостатня для передачі навантаження на поперечні балки.

З урахуванням умов виконання робіт ширина банкету в нижній частині повинна бути не менше 30 см, в верхній – 20 см. Висота залізобетонного банкету на кінцях розвантажувальних балок не повинна бути менше 20 – 25 см. Клас бетону для банкетів не менше С12/15.

При ширині розширення 20 см і менше – це обойма, яка переважно слугує для підсилення кладки фундаменту.



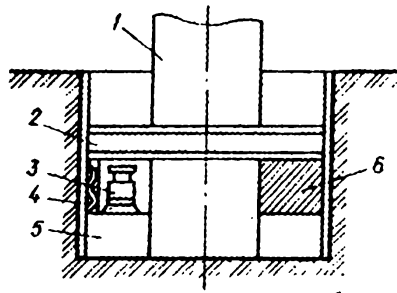
Спосіб використання існуючої арматури.

Послідовність робіт з розширення стрічкових фундаментів зазвичай така:

- в залежності від гідрогеологічних умов і матеріалу підсилюваного фундаменту останній розбивають на окремі ділянки-захватки довжиною 1,5 – 2,0 м. На ділянках підсилення розробляють траншею шириною 1,2 – 2,0 м на глибину до його подошви. Не рекомендується розробляти суцільну траншею на всю довжину фундаменту і оголювати ґрунти основи, оскільки це може призвести до видавлювання водонасичених ґрунтів з-під подошви фундаменту, втрати ними стійкості або подальшої значної нерівномірності їх осідання;

- улаштування отворів для розвантажувальних балок і закріплення їх в цих отворах;

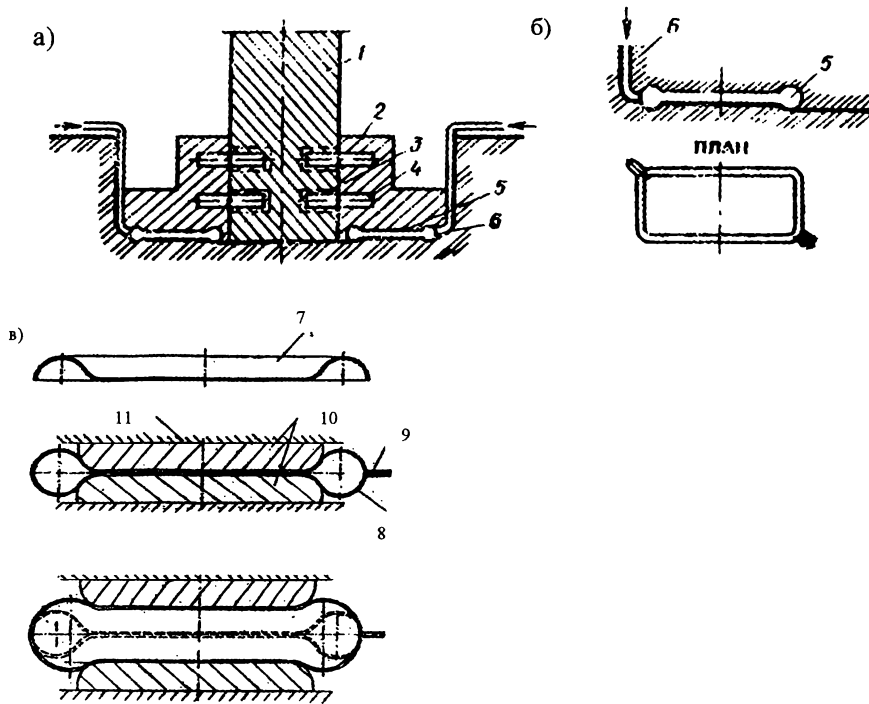
- встановлено, що раніше незавантажені ділянки ґрунту навколо фундаменту можуть виявитись пухкими або сильностисливими, тому їх попередньо ущільнюють втрамбуванням щебеневої або гравійної суміші. Бажано виконувати обтиснення ґрунтів під банкетами за допомогою гідравлічних домкратів.



Спочатку бетонують примикаючи до граней фундаменту банкети 5 без омонолічування з кладкою існуючих фундаментів. Потім встановлюють пакети з сталевих балок 2 для упора в них гідравлічних домкратів. Домкратами 3 обтискують ґрунти основи під новими частинами фундаментів. До перестановки домкратів банкети розклинюють клинами 4, тому напружений стан під їх подошвою зберігається. Після витягування домкратів простір між банкетами і сталевими пакетами заповнюють бетоном 6;

- після розширення фундаменту траншею засипають, а ґрунт щільно утрамбовують.

Для підсилення фундаментів і особливо обтиснення ґрунтів основи рекомендується застосовувати плоскі гідравлічні домкрати типу Фрейсине конструкції Київського НДІБК.



Плоскі гідродомкрати вантажопід'ємністю 200 т призначені для вирівнювання експлуатованих та реконструйованих будівель висотою до 9 поверхів. Вони являють собою плоскі резервуари з двох тонких сталевих листів товщиною 1..3.мм, зварених по контуру. По периметру резервуари мають валик круглого перерізу діаметром 20...80 мм, що дозволяє опорним площинам розсуватись при нагнітанні рідини в порожнину. Домкрат такої конструкції 5 з приєднаними до нього двома штуцерами 6 для подавання в порожнину робочої рідини і випуску повітря розміщують між ґрунтом основи і підшоною банкету. З обох сторін домкрата розміщують опорні вкладиші 10 для передавання зусилля на конструкцію банкету та обтискувану поверхню ґрунту. Проста конструкція дозволяє легко виготовити домкрати в звичайній майстерні. Розміри домкратів в плані і їх форму визначають параметрами банкету і зручністю транспортування. В домкрати рекомендується нагнітати рідини, що твердіють (епоксидну смолу, цементний розчин), які фіксують створений напружений стан основи. Такий домкрат або пакет, складений з

кількох плоских домкратів, може забезпечити підйом або вдавлювання слабкого ґрунту на величину, що дорівнює подвоєній їх товщині в нерабочому стані.

Підсилення фундаментів застосовується так само давно, як і саме будівництво. Методи і способи підсилення до середини 20 сторіччя були так же традиційні, як і конструкції фундаментів. Зміни виникали лише в частині застосованих матеріалів і переслідували головну мету - поряд з відновленням міцності кладки, збільшення площі спирання існуючих фундаментів, зниження тиску від споруди на ґрунт і зменшення величин осідань.

Частіше за все таке підсилення включає повну або часткову заміну зруйнованої кладки фундаментів, а також збільшення площі його спирання шляхом прикладки обойм або банкетів до тела існуючого фундаменту, а також улаштування додаткових фундаментів або опор поряд з існуючими.

Для кращого зв'язку з існуючими фундаментами прикладка здійснюється "вперев'язку" зі старою кладкою. Зпирання прикладок на ґрунти основи може бути здійснено на різних рівнях відносно підшови підсилюваного фундаменту, вище її, на одному рівні, а нерідко, при низькому рівні ґрунтових вод і нижче підшови існуючих фундаментів. Як правило, прикладки виконувались з природного каменя, аналогічно матеріалу підсилюваного фундаменту. Прикладки могли також спиратись на забиті поряд з існуючим фундаментом дерев'яні палі.

В кінці XIX ст., з впровадженням в будівельну практику цементу, обойми і банкети почали виконувати з бутобетона, бетону і залізобетону, переважно монолітними, а іноді і збірно-монолітними. Крім обойм и банкетів застосовується також введення нижче підшови підсилюваних фундаментів залізобетонних плит і балок (лежней).

Всі розглянуті вище способи підсилення фундаментів застосовуються достатньо широко до теперішнього часу, особливо в реставраційній практиці, не дивлячись на ряд суттєвих негативних моментів, пов'язаних з низькою ефективністю такого підсилення і трудомісткістю робіт при його реалізації. **До таких моментів можна віднести:**

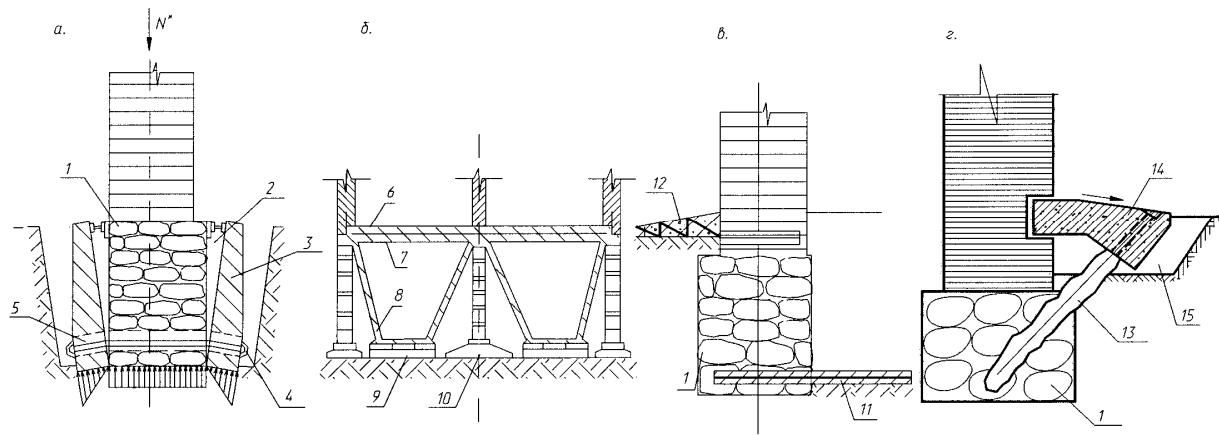
- великий об'єм земляних робіт по відкопуванню підсилюваних фундаментів, часто виконуваних вручну, причому, з метою запобігання розвитку додаткових деформацій підсилюваних будівель, ці роботи повинні виконуватись захватками невеликої довжини;
- бетонування обойм, банкетів і підведення лежней під підшву підсилюваного фундаменту також виконується вручну;
- необхідність попереднього обтиснення ґрунтів основи під розширеннями для включення їх в роботу фундаменту, що, як правило, в силу як об'єктивних, так і суб'єктивних причин, якісно виконати не завжди можливо;
- неможливість виконати підсилення цими способами при високому рівні підземних вод;
- сезонні обмеження виконання робіт, дозволяючи їх проведення тільки при додатніх температурах зовнішнього повітря;
- необхідність змінення конструкцій існуючих фундаментів і їх зовнішнього вигляду при підсиленні, що неприпустимо при реставрації пам'яток архітектури, оскільки фундаменти є їх невід'ємним елементом і також можуть розглядатись як пам'ятки інженерного містечтва.

Перелічені недоліки розглянутих способів підсилення фундаментів практично зводять до мінімуму позитивний ефект від їх застосування.

Сучасні методи підсилення фундаментів.

В практиці реконструкції і реставрації на теперішній час застосовуються як традиційні методи підсилення фундаментів, так і нові, розроблені протягом останніх 60 років. Всі ці методи розраховані на високий ступінь механізації робіт, мінімізацію ручної праці і нові технології. Покажемо деякі з них.

На рис. представлені способи підсилення фундаментів, які являють розвиток традиційних схем, з застосуванням сучасних матеріалів і технологій.



На рис. а показано збільшення площі спирання підсилюваних фундаментів за допомогою обойм по методу Н. И. Страбахина. Він полягає в установці з обох сторін підсилюваного фундаменту збірних залізобетонних блоків, нижня частина яких стягнута анкерами, пропущеними через існуючий фундамент і блоки підсилення. В верхній частині блоки розклинюють забивними клинами або домкратами, в результаті чого блоки обтискують ґрунт. Після обтиснення ґрунтів основи щілини між існуючим фундаментом і блоками підсилення заповнюють бетонною сумішшю. Спосіб має притаманні традиційним способам підсилення недоліки, потребує виконання значного об'єму земляних робіт і ручної праці, але більш надійний, оскільки дозволяє виконувати обтиснення ґрунтів основи під подошвою банкетів, включаючи їх у роботу.

При необхідності значного збільшення площі спирання фундаментів використовується метод, запропонований Шишкіним А.А. (рис. б). Збірні залізобетонні плити додаткового фундаменту укладають на ущільнену щебеневу підготовку. Плити розташовуються рядами у вигляді стрічок, укладених в напрямку поздовжньої осі будівлі. По них виконують монолітну залізобетонну конструкцію нажимних рам. Рами передають зусилля на пояси-обв'язки поперечних стін, влаштовані в їх кладці. Для утворення замкнутого контура нажимних рам, над ними, в площині перекриття, виконують монолітні залізобетонні ділянки у вигляді стрічок шириною 60 см і висотою, рівною товщині плит перекриття.

На рис. в, г представлені способи збільшення площі спирання існуючих фундаментів без проведення земляних робіт. Земляні роботи зводяться до улаш-

тування піщано-гравійної подушки товщиною 40-60 см, влаштованої з ущільненням взамін насипних ґрунтів в межах площі елементів розширення. Суть способу полягає в улаштуванні в рівні вимощення, підлоги I-го поверху або підвалу консольної залізобетонної конструкції, заанкереної в кладку несучої стіни будівлі, що збільшує площу фундаментів. Затосування способу дозволяє суміщати конструкцію підсилення з вимощенням або підлогою. Елементи конструкції підсилення виконуються з армуванням жорсткою арматурою. В ряді випадків, при значному виліті консолі конструкції підсилення, доцільне її використання у сполученні з попередньо напруженим анкером, що закладається в тіло існуючого фундаменту /рис. г/.

3.Розрахунок підсилення фундаментів при збільшенні навантаження

Розрахунок і проектування підсилення фундаментів мілкового закладання повинні виконуватися відповідно до вимог ДСТУ Б В.3.1-2:2016.

При збільшенні площі підшви фундаментів необхідно враховувати зростання глибини активної зони основ фундаментів і різні деформаційні й міцнісні характеристики ґрунтів під підшвою існуючих фундаментів і під розширеннями. Тиск під підшвою фундаменту, що підсилюється, визначається відповідно до додатка А ДСТУ Б В.3.1-2:2016.

Визначення тиску під підшвою підсилюваного фундаменту (за додатком А ДСТУ Б В.3.1-2:2016)

Розрахунок тисків під підшвою підсилюваного фундаменту необхідно робити для кожної стадії провадження робіт.

Розрахунок тисків передбачає:

а) визначення тиску під підшвою існуючого фундаменту в період підсилення від експлуатаційних навантажень і власної ваги фундаменту, при цьому слід дотримуватися умов:

$$\left. \begin{aligned} P_0 &\leq R_d; \\ P_{x \max} &\leq 1,2 R_d; \\ P_{y \max} &\leq 1,2 R_d; \\ P_{xy \max} &\leq 1,5 R_d, \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.1})$$

де R_d - розрахунковий опір ґрунту основи існуючого фундаменту з урахуванням тривалої його експлуатації, й риття котловану при його підсиленні, кПа;

P_0 - середній тиск під подошвою існуючого фундаменту, кПа;

$P_{x \max}, P_{y \max}$ - максимальні крайові тиски при дії згинальних моментів уздовж осей x та y відповідно, кПа;

$P_{xy \max}$ - максимальний тиск у кутовій точці позакентровано навантаженого фундаменту, кПа;

б) визначення тиску під подошвою підсиленого фундаменту від додаткових навантажень, що прикладаються до фундаменту. При цьому слід враховувати співвідношення \bar{E}_t , модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту;

$$\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_t - 1) \cdot \frac{E_t}{E_0}}{\bar{R}_t - \bar{P}_0}, \quad (\text{A.2})$$

$$\text{де } \bar{R}_t = \frac{R_t}{R_0}.$$

\bar{P}_0 и E_t - визначаються відповідно за формулами (Б.2) і (Б.7) (додаток Б ДСТУ Б В.3.1-2:2016), а визначення R_0, R_t, \bar{P}_0 и E_t див. нижче.

Напруження під подошвою фундаменту від додаткового вертикального навантаження N_{ad} , кН (тс), дорівнює

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{N_{ad}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}}; \\ P_2 &= \frac{N_{ad}}{A_1 \cdot E_t + A_2}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3})$$

де A_1 - площа підшви наявної частини фундаменту, м²;

A_2 - площа підшви нової частини фундаменту, м²;

P_1 - середній тиск під існуючим фундаментом, кПа;

P_2 - те саме під новою частиною підсиленого фундаменту, кПа.

Напруження під підшовою фундаменту від додаткових згинальних моментів M_{ad} , кН·м, уздовж кожної осі фундаменту дорівнюють

$$\left. \begin{aligned} P_{11} &= \pm \frac{M_{ad}}{W_1 + \frac{W_2}{E_t}}; \\ P_{12} &= \pm \frac{M_{ad}}{W_1 \cdot E_t + W_2}; \\ P_2 &= P_{12} \cdot \frac{l_2}{l_1}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.4})$$

де P_{11} - тиск під підшовою старого фундаменту на межі з новою його частиною, кПа;

P_{12} - тиск під підшовою нової частини фундаменту на межі зі старим фундаментом, кПа;

P_2 - крайовий тиск під підшовою підсиленого фундаменту, кПа;

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \frac{b_1 \cdot l_1^2}{6} \\ W_2 &= \frac{1}{6l_1} \cdot (b_2 \cdot l_2^3 - b_1 \cdot l_1^3); \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.5})$$

де l_1, b_1 - розміри існуючого фундаменту уздовж і поперек осі дії згинального моменту, м;

l_2, b_2 - те саме для підсиленого фундаменту, м;

в) перевірку виконання обмежень тисків біля країв підшви фундаменту від дії на нього сумарних навантажень після підсилення.

Для стовпчастих фундаментів, розширюваних в одному і двох напрямках, обмеження контактних тисків наведені на рис. А.1,а і А.1,б.

г) перевірку обмежень для середніх тисків під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\left. \begin{aligned} \sum P_1 &\leq R_d; \\ \sum P_2 &\leq R_0; \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.6})$$

д) обмеження мінімальних крайових тисків, що приймаються в залежності від призначення фундаменту за п. 2.207 [Пособие].

Для стрічкових фундаментів обмеження тисків під подошвою наведені на рис. А.2.

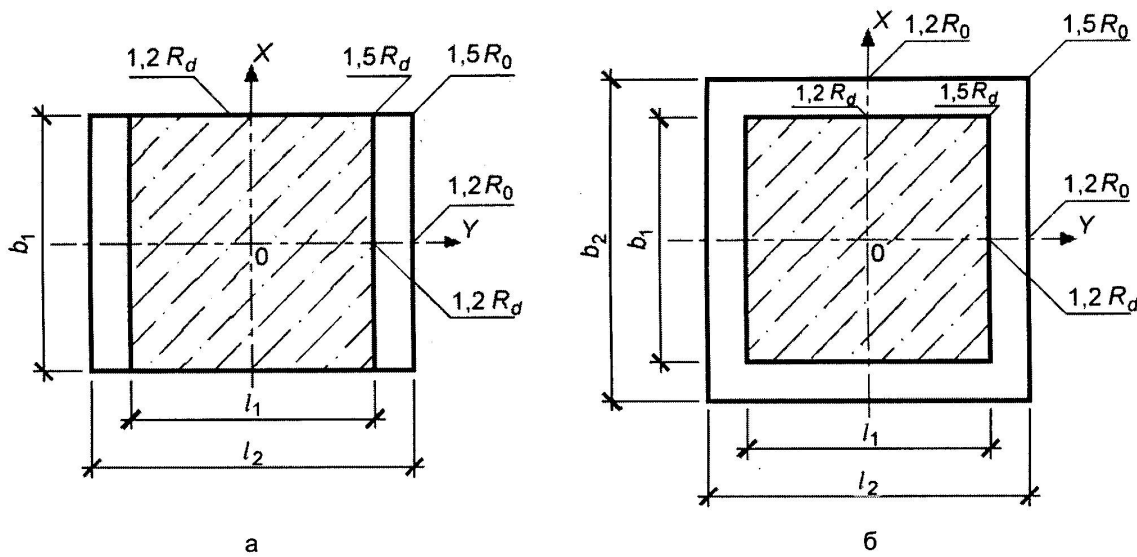


Рисунок А.1 - Обмеження контактних тисків для стовпчастих фундаментів

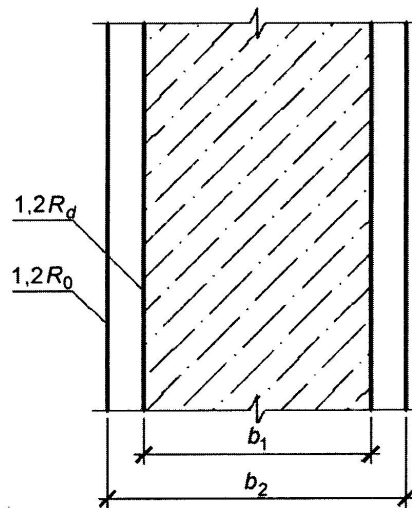


Рисунок А.2 - Обмеження тисків під подошвою стрічкових фундаментів

Визначення розрахункового опору ґрунту при підсиленні

Розрахунковий опір ґрунту R_d кПа, під подошвою існуючого фундаменту з урахуванням ущільнення тиском від фундаменту повинен визначатися за фактичними показниками c_{II} , φ_{II} , γ_{II} несучого шару на глибині до 0,5 м під подошвою фундаменту або відповідно до додатка Б [ДСТУ Б В.3.1-2:2016].

Визначення розрахункового опору ґрунту тривало навантаженої основи (за додатком Б [ДСТУ Б В.3.1-2:2016])

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи R_d , кПа, визначається за формулою

$$R_d = R_0 + (R_t - R_0) \frac{E_t}{E_0}, \quad (\text{Б.1})$$

де R_0 - розрахунковий опір ґрунту основи, кПа, за [ДБН] при значеннях кута внутрішнього тертя $\varphi_{II} = \varphi_0$, град. і питомого зчеплення $c_{II} = c_0$, кПа, що відповідають ненавантаженої основи;

E_0 - модуль деформації ґрунту ненавантаженої основи, МПа;

E_t - максимальний модуль деформації ґрунту тривало навантаженої основи, МПа, при середньому тиску під подошвою P_0 , кПа;

R_t - розрахунковий опір ґрунту основи за [ДБН] при характеристиках міцності ґрунту $\varphi_{II} = \varphi_t$ і $c_{II} = c_t$, що відповідають тривало навантаженої основи, кПа.

Розрахункові міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту тривало навантаженої основи залежать від виду ґрунту, тривалості навантаження t (років) і інтенсивності середнього тиску \bar{P}_0

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0}. \quad (\text{Б.2})$$

Кут внутрішнього тертя ґрунту φ_t , град.

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}), \quad (\text{Б.3})$$

де \bar{P} - ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском

$$\bar{P} = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma}; \quad (\text{Б.4})$$

\bar{P}_γ - інтенсивність вертикального побутового тиску ґрунту на рівні підосви фундаменту

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0}; \quad (\text{Б.5})$$

питоме зчеплення ґрунту c_t , кПа (тс/м²)

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}); \quad (\text{Б.6})$$

максимальний модуль деформації ґрунту E_t , МПа

$$E_t^{\max} = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}), \quad (\text{Б.7})$$

де d - глибина закладання підосви фундаменту, м;

γ'_{11} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підосви фундаменту, кН/м³;

$\rho_\varphi, \rho_c, \rho_E$ - безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^\circ}\right); \quad (\text{Б.8})$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) \quad (\text{Б.9})$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) \quad (\text{Б.10})$$

де: e – коефіцієнт пористості;

I_l – показник текучості для глинистих ґрунтів, а для піщаних – $I_l = 0$;

$\alpha_\varphi, \alpha_c, \alpha_E$ – коефіцієнти, прийняті за табл. Б.1.

Таблиця Б.1 - Значення коефіцієнтів $\alpha_\varphi, \alpha_c, \alpha_E$

Коефіцієнт	Найменування ґрунтів				
	Піски		Пилувато-глинисті		
	крупні, середні	дрібні, пилуваті	супіски	суглинки	глини
α_φ	0,070	0,090	0,055	0,040	0,035
α_c	0,250	0,350	0,110	0,070	0,040
α_E	0,200	0,300	0,100	0,060	0,035

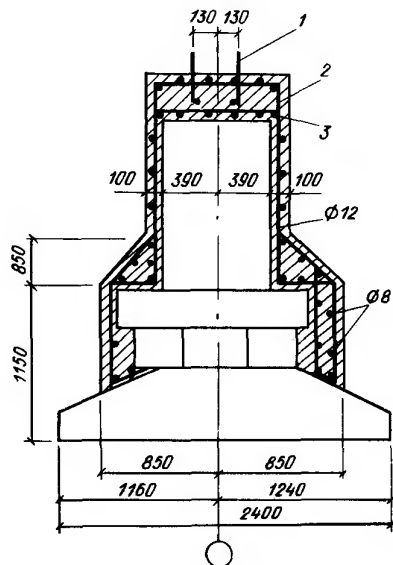
4.Збільшення міцності кладки фундаментів

Руйнування тіла фундаменту здійснюється в агресивному середовищі, при динамічних впливах, при надмірних навантаженнях.

В разі руйнування матеріалу фундаменту, недостатньої несучої здатності основи і необхідності часткового збільшення навантаження, застосовують підсилення кладки шляхом:

- нагнітання цементного розчину або синтетичних смол в порожнечі;
- заміну слабкої ділянки фундаменту;
- влаштування бетонних або залізобетонних обойм без розширення або з розширенням підшови фундаменту (мал. 4.1,а, б, в). Товщина залізобетонних обойм до 200 мм. Для зчеплення бетону обойм з поверхнею старого фундаменту виконують її ретельне очищення, улаштування борозен і шпонок.

- при пошкодженні захисного шару і розвитку корозії арматури покращення умов роботи арматури досягається збільшенням робочої висоти уступів або зменшення їх консольного виліту, для чого утворюються бетонні обойми вище підшови фундаменту.



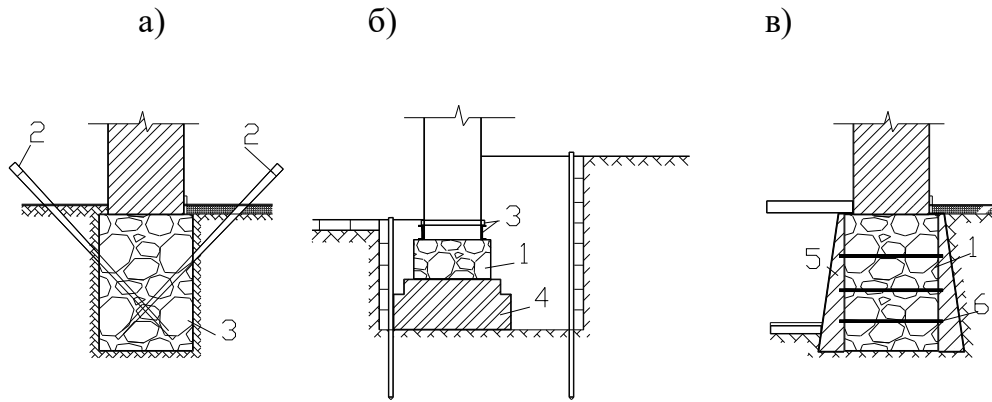
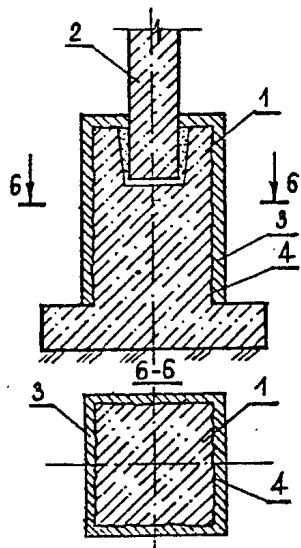


Рис. 4.1 У кріплення фундаменту

а - цементациєю; б - заміною слабкої ділянки; в - бетонною обоймою; 1 - існуючий фундамент; 2 – ін'єктор; 3 - металеві підкріплюючі балки; 4 - новозведена частина фундаменту; 5 - обойма; 6 - анкерні стрижні.

УСТРОЙСТВО ОБОЙМЫ ИЗ ФИБРОБЕТОНА НА СТАКАННУЮ ЧАСТЬ ФУНДАМЕНТА



- 1- усиливаемый железобетонный фундамент;
- 2- железобетонная колонна;
- 3- обойма из фибробетона;
- 4- поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию (насечка, зачистка)

<p>ЗАКРЕПЛЕНИЕ БУТОВОЙ КЛАДКИ ФУНДАМЕНТА ИМЕНТАЖЕМ</p> <p>1 - усилительный фундамент; 2 - инжекторы для гнестения каждого цементного раствора; 3 - напыльте раствора; 4 - кирпичная стена</p>	<p>ЗАКРЕПЛЕНИЕ БУТОВОЙ КЛАДКИ СИЛИКАТНО-ПОЛИЗОСИМИТНЫМ РАСТВОРОМ</p> <p>1 - существующий фундамент, находящийся в неудовлетворительном состоянии трещины, расхождение; 2 - инжекторы для нагревания силикатно-полисилоимитного раствора, устанавливаемые в стену или отверстие; 3 - кирпичная стена; 4 - пазух, покрытая для проведения работ по закреплению фундаментов</p>	<p>ЗАКРЕПЛЕНИЕ СТЕН ПОДВАЛА И ФУНДАМЕНТА УСИЛИТЕЛЬНЫМ СЕТКАМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА</p> <p>1 - существующий фундамент; 2 - кирпичная стена; 3 - сетка из железобетона; 4 - отверстия диаметром 20-30мм и глубиной до 250мм; 5 - железобетонная сетка из стержней периодического профиля, установленная на эпоксидном клее, либо цементно-песчаном растворе</p>
<p>ЗАКРЕПЛЕНИЕ СТЕН ПОДВАЛА И ФУНДАМЕНТА УСИЛИТЕЛЬНЫМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЙМЫ</p> <p>1 - усилительный фундамент; 2 - кирпичная стена; 3 - железобетонная обойма; 4 - анкеры; 5 - надподвальное перекрытие; 6 - отметка пола подвала</p>	<p>ЗАКРЕПЛЕНИЕ БЕТОННЫХ /ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ/ ФУНДАМЕНТОВ, ИМЕЮЩИХ ТРЕЩИНЫ, СИЛИКАТНЫМИ СМОЛАМИ</p> <p>1 - существующий фундамент, имеющий вертикальные и горизонтальные трещины; 2 - трещины; 3 - кирпичная стена; 4 - инжектор для нагревания компаунда из силикатных смол под давлением 0,6-1,2МПа; 5 - борозда шириной 36-45мм, выдолбленная лисовой пилой или облобным молотком; 6 - отверстие, пробуренное перфоратором на глубину 100-150мм</p>	<p>ЗАКРЕПЛЕНИЕ БУТОВОЙ КЛАДКИ ПОДВЕРЖЕННОЙ РАССЛАБЛЕНИЮ, ТРАПЕР-БЕТОНОМ</p> <p>1 - существующий фундамент, имеющий расслоение бутовой кладки; 2 - напыльте бетонной смеси под высоким давлением; 3 - анкеры; 4 - инъектор для нагревания компаунда из силикатных смол под давлением 0,6-1,2МПа; 5 - борозда шириной 36-45мм, выдолбленная лисовой пилой или облобным молотком; 6 - отверстие, пробуренное перфоратором на глубину 100-150мм</p>

УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЙМЫ

1 - усиляемая железобетонная колонна;
2 - фундамент;
3 - продольная арматура обоймы;
4 - поперечная арматура обоймы;
5 - усиленный замкнутый хомут;
6 - бетон обоймы;
7 - поверхности колонны и фундамента, подготовленные к бетонированию обоймы (насечка, зачистка, промывка)

Для ін'єкції цементного розчину у кладці фундаменту пробивають отвори або шпури для установки ін'єкторів. Діаметр ін'єкційних трубок 20-25 мм. Діаметр отворів на 2-3 мм більше діаметра ін'єктора. Відстань між ними уздовж стрічкового фундаменту 50-100 см. При стовпчастих фундаментах не менше двох отворів з кожної сторони.

Під тиском 0,2-0,6 МПа нагнітають рідкий цементний розчин. Він заповнює простір діаметром 0,6-1,2 м навколо ін'єктора. Консистенція розчину 1:1 (Ц:В) при цементі марки 300-400. Витрати розчину 25-35% від об'єму фундаменту.

Число місць ін'єкції залежить від ступеня руйнування кладки фундаменту. Роботи доцільно вести захватками довжиною 2-2,5 м.

Улаштування обойм («сорочок») – більш капітальні роботи. Обойми можуть бути двох- або односторонніми, бетонними або залізобетонними.

При цьому досягається деяке розширення фундаментів: для бетонних обойм на 20-30 см з кожної сторони, для залізобетонних обойм не менше 15 см.

Щоб необтиснуті навантаженням ґрунти основи під розширеною частиною фундаменту включились у роботу, необхідно підвишити їх несучу здатність. Цього можна досягнути втрамбуванням у ґрунт щебеню або гравелистого піску, який насипають шарами товщиною 5-10 см.

Для зв'язку з фундаментом бетонну обойму анкерують стержнями діаметром 20 мм через 1-1,5 м (через 0,5 м у шаховому порядку). Залізобетонну обойму армують сіткою з чарункою 15x15 см в нижній частині і 10x10 см в верхній. Стойки обойми виконують з прокатного металу (швелери, кутники тощо). Обойми анкерують у фундамент (анкери встановлюють на цементному розчині або епоксидному клеї).

Доцільно для улаштування обойм використовувати розріджений поастифікаторами бетон. При послідуєчій обробці вібраторами розріджений бетон без розділення фракцій заповнює вузькі щілини.

У фінській будівельній практиці бетонних робіт при реконструкції широко використовують метод «Препакт». Цей метод передбачає попереднє заповнення опалубки жорсткою фракцією з крупністю 15-25 мм з послідуєчим закачуванням

в неї цементного розчину з піском. Іноді у розчин вводять домішки, що спричинюють його набухання. Така технологія краще за все забезпечує високу якість при густому армуванні «сорочок», а також при бетонуванні під водою. При реконструкції методом «Препакт» потрібна щільна і міцна опалубка.

Для міцного зчеплення нового бетону обойми з старим необхідне:

- ефективного очищення поверхні фундаменту, що підсилюється (бруд разом з зруйнованим бетоном кладки фундаменту);
- створення шорсткої поверхні (насічкою перфораторами або відбійними молотками з спеціальними насадками);
- видалення розчину з швів бутобетонного фундаменту на глибину 1-1,5 см;
- зволоження поверхні перед бетонуванням (при сухій поверхні В/Ц може знизитись до такого стану на контакті з фундаментом, що процес твердіння бетону може зупинитись).

В ряді випадків достатньо покрити поверхню фундаменту, що підсилюється, торкрет-бетоном, який добре проникає у щілини між каменями. Перед торкретуванням поверхню бажано обробити в два шари епоксидним клеєм або іншим аналогічним матеріалом.

5. Підсилення основ

Зміцнення й підсилення основ може бути здійснено шляхом осушення і дренажу, закріплення і зміцнення ґрунтів, влаштуванням по периметру нижче підлоги фундаменту огорожувальної стінки, що перешкоджає випору слабого ґрунту.

Осушення і дренаж основ застосовують самостійно або в комплексі з активними способами захисту від деформацій (підсилення фундаментів, заміна або підсилення надземних конструкцій).

Для захисту основ від впливу підземних вод здійснюють наступні заходи:

1. Повне припинення доступу води на забудовану територію. У цьому випадку влаштовують нагірні канали і кювети, водоперехоплюючі і відвідні лотки, дренажні траншеї або засипання із відвідними дренажними трубами, (мал.3.1,а)

протифільтраційні завіси та ін. Сюди ж належать заходи щодо відведення поверхневих вод, здійснюваного шляхом вертикального планування і влаштування зливової каналізації.

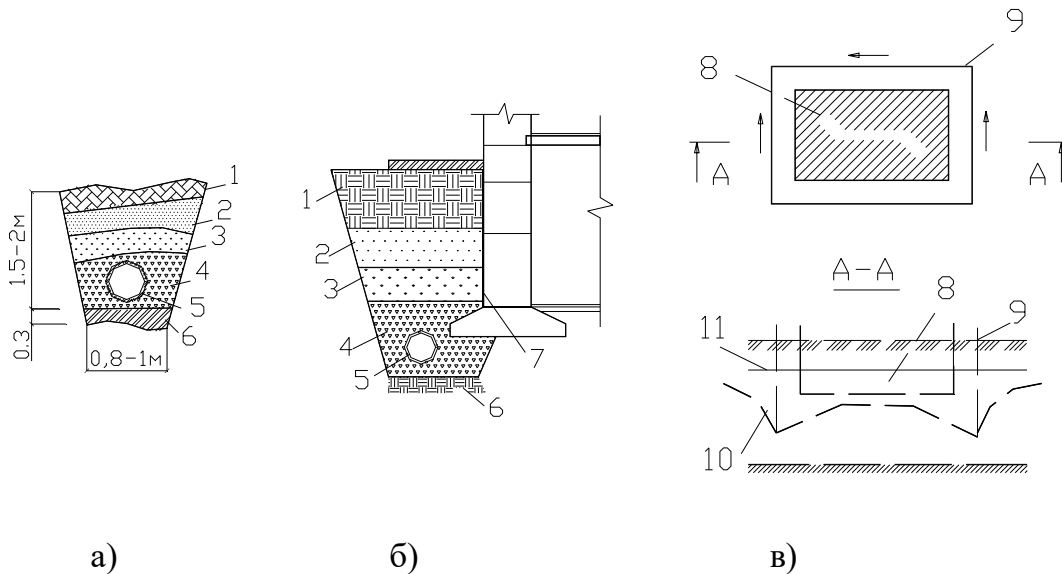


Рис. 3.1 Схема дренажних пристроїв
 а) закритий дренаж; б) пристінний дренаж; в) кільцева система водозниження при всебічному припливі підземних вод; 1 - місцевий ґрунт; 2 - дрібнозернистий пісок; 3 - грубозернистий пісок; 4 - гравій (щебінь); 5 - трубчаста дрена; 6 - ущільнений ґрунт; 7 - вертикальна гідроізоляція підвальної стіни; 8 - захищаєма будівля; 9 - вісь водознижувальних (дренажних) свердловин; 10 - знижений рівень підземних вод; 11 - первісний рівень підземних вод.

2. Водозахисні заходи, призначені для відводу води, потрапляючої до будівлі від розташованих поряд джерел замочування. У цьому випадку влаштовують кільцеві дренажі у вигляді траншей з прокладеними в них дренами, заповнених дренажним матеріалом, дренажні завіси, дренажні галереї та ін.

3. Заходи, направлені на зниження рівня підземних вод безпосередньо під фундаментами будівлі. Застосовують пристінний дренаж уздовж огорожувальної стіни з зануренням дренажних відвідних труб нижче підосви фундаменту, (мал. 3.2, б), вертикальний дренаж з водознижуючих свердловин (мал. 3.2, в), променевий дренаж у вигляді горизонтальних дрен, виконаних з вертикального колодязя

та ін. При цьому слід досягати такого зниження, щоб крива депресії проходила на 0.5 м нижче необхідного рівня осушення основи.

При здійсненні водозниження в ґрунтах, що мають коефіцієнт фільтрації менше 0.1 м/сут., використовують спеціальні методи водозниження - вакуумування й електроосушення.

Дренажні води відводяться від фундаментів самопливом або примусовою відкачкою зі скиданням їх у каналізаційну або зливову мережу, водоймища.

Підвищення міцності основ, у тому числі й на період підсилення фундаментів і надземних конструкцій, може бути забезпечено методами закріплення (хімічне, термічне, фізико-хімічне).

За характером розташування ін'єкторів хімічне закріплення може бути вертикальним, похилим, горизонтальним і комбінованим (рис. 3.2, а, б, в і г відповідно). Закріплювані зони можуть бути стрічковими, суцільними, переривчастими, кільцевими.

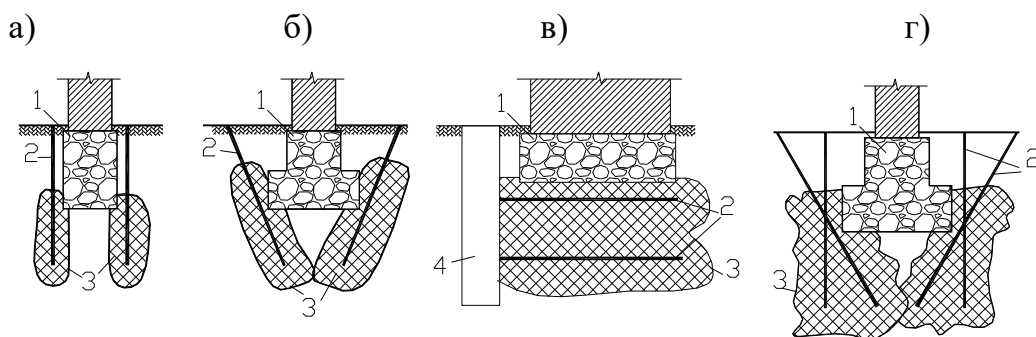


Рис.3.2 Схеми можливого розташування ін'єкторів при закріпленні основ: 1 – фундамент, 2 - ін'єктор, 3 - зона закріплення, 4 - шахта.

Вибір способу і схем закріплення залежить від виду та характеристик ґрунту основи, форми і розмірів фундаменту, діючих навантажень. До традиційних способів хімічного закріплення відносять цементацію, силікатизацію (одно- і дво-хрозчинну, газову, електросилікатизацію), електрохімічне закріплення, смолизацію.

Термозакріплення (випал) застосовується, головним чином, при закріпленні лесових необхідних ґрунтів.

Фізико-хімічні або комбіновані способи ґрунтуються на ін'єкційній і бурозмішувальній технології. До цих способів відносять нагнітання цементно-піщаних розчинів, розрядно-імпульсний (електророзрядна обробка свердловин із закріплюючим матеріалом) і струменеву технологію (гідравлічне руйнування ґрунту в свердловині високонапірними струменями з наступним заповненням порожнин, що утворилися, закріплюючим матеріалом).

Підсилення основи може бути забезпечено також глибинним ущільненням ґрунту механічними способами - улаштуванням похилих ґрунтових паль (піщаних і ґрунтовапняних) чи включенням у основу твердих елементів (наприклад, залізобетонних, буронабивних і буроін'єкційних паль).

Основи можуть бути посилені шляхом улаштування по периметру фундаменту обгороджуючої стінки нижче подошви на глибину, рівну 1-2 ширинам фундаменту. Обгороджуючі стінки можуть бути вертикальними або похилими, з монолітного або збірного залізобетону, шпунта, паль (задавлюваних, буронабивних, буроін'єкційних). Ґрунт основи, розташований між обгороджуючими стінками, ущільнюється, отже частину навантаження внаслідок тертя сприймають стінки. Крім того, обгороджуючі стінки перешкоджають випиранню слабого ґрунту з-під подошви.

6. Заглиблення фундаментів. Підведення нового фундаменту

До цієї категорії заходів з підсилення відносяться:

- збільшення глибини закладання підведенням конструктивних елементів (плит, стовпів, паль) під існуючі фундаменти;
- зміни підземної частини будинку влаштуванням просторово-рамної системи;
- встановлення фундаментів на виносні конструкції, зведені по периметру, у т.ч. способом "стіна в ґрунті";

- перебудови стовпчастих фундаментів у стрічкові і стрічкових у плитні та ін.

Необхідність поглиблення підвалу, прокладання нових комунікацій, пониження відмітки підлоги промислових споруд, перенесення подошви фундаментів на більш міцні шари ґрунту основи і т.п. стає в ряді випадків причиною проведення робіт із заглиблення фундаментів.

Для стрічкових фундаментів цей процес виконується в такій послідовності:

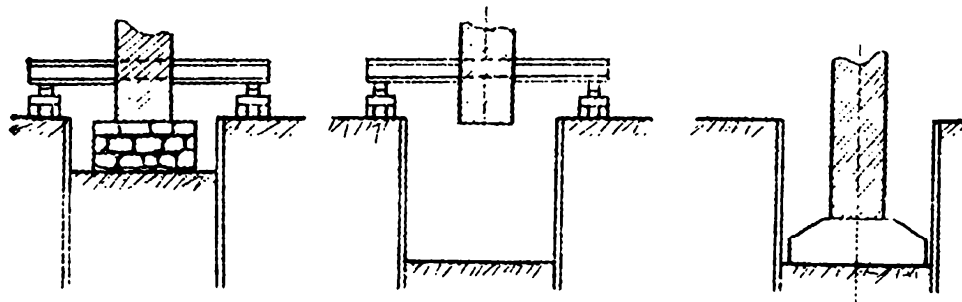
- Через несучу стіну на рівні підвалу прорубають отвори , через які заводять розвантажуючі металеві або залізобетонні балки. Кінці балок встановлюють на спеціальні опори у вигляді шпальних кліток або бетонних тумб і ретельно підклинюють (враховуючи піддатливість основи, доцільніше спирати балки на домкрати);

- Після передачі навантаження на виносні опори, стрічковий фундамент розбирається окремими захватками довжиною 2 -3,5 м;

- Влаштування нового фундаменту;

- Включення нового фундаменту у роботу шляхом підклинювання, ін'єктування цементно-піщаного розчину під тиском тощо;

- засипка котловану з ущільненням і демонтаж розвантажувальних конструкцій.



При великій товщі слабких ґрунтів у основі, корозійному або іншому руйнуванні фундаментів, необхідності збільшення глибини закладення або зміни підземної частини будівлі здійснюють підводку конструктивних елементів (плити,

стовпи) під існуючі фундаменти (рис. 4.2,а, б). Підводку стовпів і плит виконують у шаховому порядку або шляхом зведення суцільної стіни.

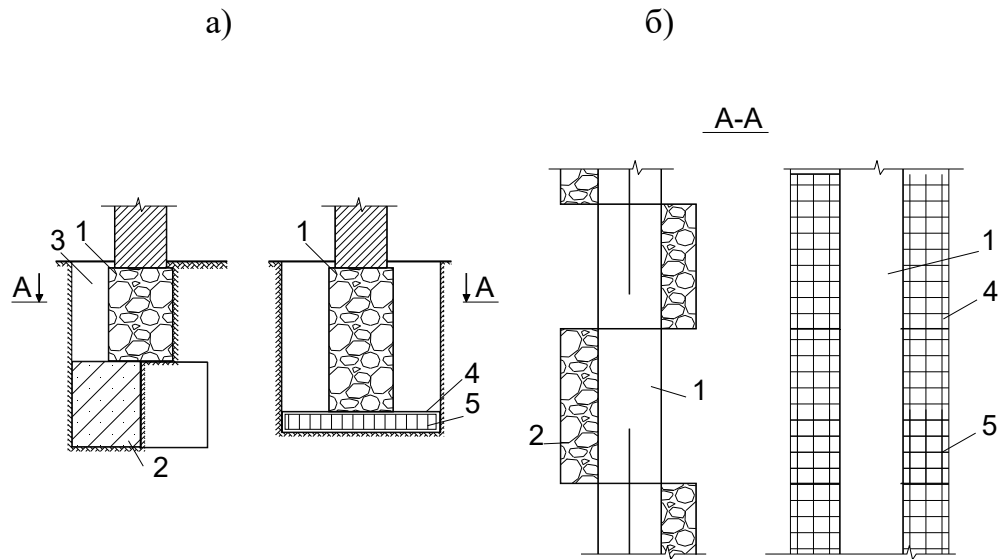


Рис. 4.2 Конструктивні рішення підводки фундаменту:

а - стовпи із шаховим розташуванням у плані;

б - залізобетонні плити;

1 - фундамент; 2 - стовп; 3 - шурф; 4 - плита; 5 - арматурний каркас,

При неможливості розширення підшви фундаментів і наявності великої товщі слабких ґрунтів підсилення здійснюють шляхом:

- влаштуванням проміжних опор, які за допомогою обойм замоноличують з тілом фундаменту.

У випадках значних нерівномірних деформацій основи, зміни величини навантажень і статичної схеми роботи фундаментів, необхідності підвищення жорсткості будівлі здійснюють **перебудову стовпчастих фундаментів у стрічкові** мал.4.4.

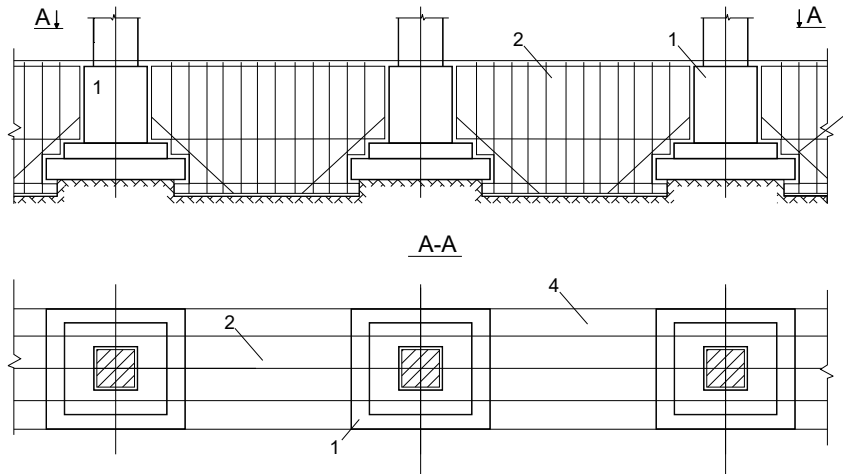


Рис. 4.4 Схема перебудови стовпчастих фундаментів у стрічкові
 1 - стовпчастих фундамент; 2 - залізобетонна перемичка; 3 - арматурні кар-
 каси; 4 - розширена частина залізобетонної перемички.

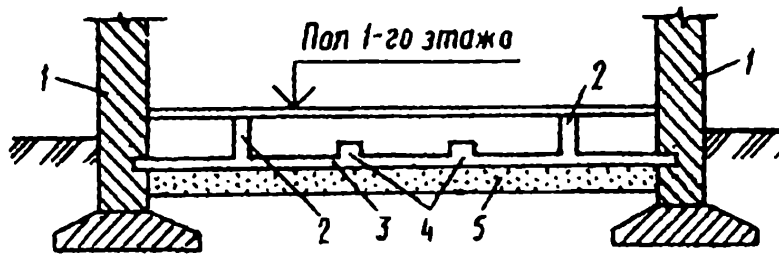
Для перебудови стовпчастого фундаменту в стрічковий між існуючими фундаментами влаштовується залізобетонна стяжка у вигляді перемички. Перемичка, нижня частина якої підводиться під подошву стовпчастого фундаменту, охоплює підколінник залізобетонною обіймою. Арматуру перемички зварюють із оголеною арматурою стовпчастого фундаменту (див. мал. 4.4).

Перебудова стрічкового фундаменту в плитний виконується шляхом підведення кінців плит під стрічковий фундамент. Плити між стрічками поєднують обіймами, що проходять через отвори, пробиті в нижній частині стрічкового фундаменту. Через 3-4 м плити між стрічками поєднують залізобетонними перемичками, що проходять під подошвою стрічкового фундаменту.

При реконструкції можлива перебудова стовпчастих фундаментів у перехресно-стрічкові, а також перехресно-стрічкових у плитні.

Підведення під будівлю фундаментної плити знижує тиск на ґрунти і є одним з найбільш ефективних способів збільшення площі фундаментів. Такий спосіб підсилення застосовують в тих випадках, коли будівля в період будівництва або експлуатації зазнає великих нерівномірних осідань. Улаштування фундамент-

ної плити особливо доцільне, якщо по глибині основи є насипні ґрунти або осідання перенавантажених фундаментів інтенсивно зростає.



Перед улаштуванням фундаментної плити під неї укладають щебеневу підготовку товщиною 15-20 см з втрамбовуванням у ґрунт. Товщина ребристої фундаментної плити складає не менше 20-25 см, переріз її другорядних балок - 30x40 см, головних - 50x100 см; крок другорядних балок - 2,5 м; глибина зароблення плити в існуючі стіни - 30-40 см. Пливу доцільно влаштовувати не на рівні підшви фундаментів будівлі, а вище її на 75-80 см. Якщо в будівлі є окремо стоячі опори, то в плити передбачають осадові шви шириною 2-3 см.

Відповідно до розрахунку плити армують в двох напрямленнях. Для другорядної і головної балок можна приймати розрахункову схему як для розрізної на двох опорах. Матеріал стіни треба перевіряти на місцеве змінання.

В проекті має бути передбачена черговість робіт по захватках протяжністю 3-4 м. Захватки рекомендується чергувати так, щоб штроби в існуючому фундаменті пробивались не раніше ніж через 3 доби після бетонування попередніх захваток. Робоча арматура в плиті розміщена в верхній зоні, тому при бетонуванні треба надійно фіксувати робочі сітки. Повинно бути забезпечене ретельне заповнення бетоном штроб і гнізд в існуючому фундаменті.

Останнім часом проектують суцільні фундаментні плити. Підведення такої плити починається з улаштування штроби для зароблення плити по контуру (рис. 21). Глибина штроби визначається розрахунком на сколювання кладки фундамента, але має бути не менше 15 см. Заробка плит тільки в штроби забезпечує їх шарнірне приєднання. Якщо необхідне жорстке приєднання плит в сусідніх приміщеннях, то в фундаменті з кроком 1...2 м пробиваються наскрізні отвори, крізь

які пропускаються двотаврові балки 3. До балок приварюється арматура плити.
Товщина фундаментних плит 200...400 мм.

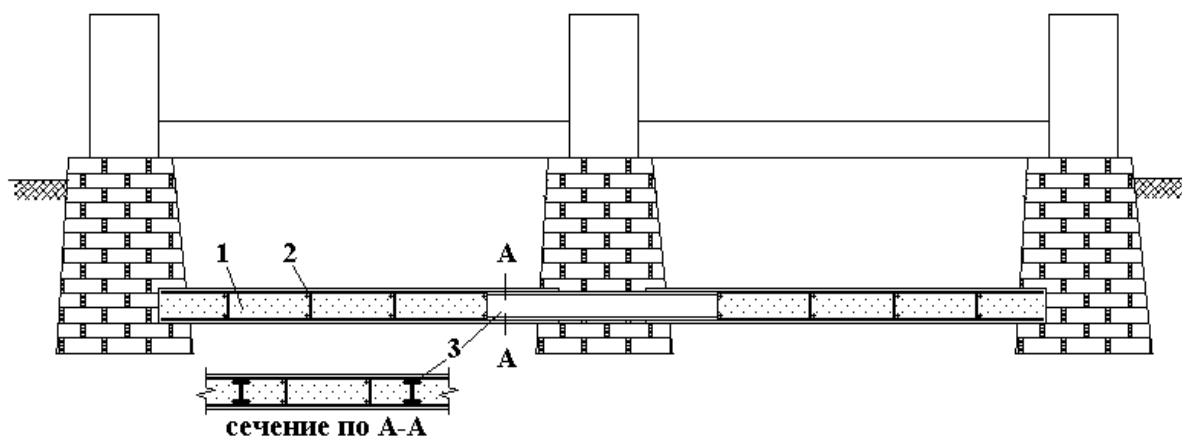


Рис.21. Підведення фундаментної плити: 1 – бетон; 2 – арматура; 3 - балка

Лекція 17

Підсилення фундаментів палями

1. Способи пересаджування фундаментів на палі.
2. Підведення набивних паль.
3. Підсилення фундаментів вдавлюваними палями.
4. Мікропалі, влаштовані за допомогою пневмопробійника.
5. Щілинні фундаменти і опускні колодязі.
6. Грунтоцементні палі.
7. Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями.

1. Способи пересаджування фундаментів на палі

У випадку, коли під подошвою фундаменту розташовані слабкі ґрунти або наявні підземні води, що ускладнюють процес збільшення ширини чи глибини закладання фундаменту, навантаження на більш міцні шари ґрунту передають шляхом пересаджуванням існуючого фундаменту на палі.

Для такого роду підсилень можуть використовуватись **набивні, буроін'єкційні, вдавлювальні палі**, що не чинять динамічних впливів при улаштуванні.

За технологією влаштування палі підсилення можуть бути:

- виносні (рис. 1.1 та рис. 1.2 а, б, г) або такі, що підводяться під подошву існуючого фундаменту (1.2 в, д);
- палі, що влаштованні з вийманням ґрунту, та палі, що влаштовані без виймання ґрунту.

Для стрічкових фундаментів палі влаштовують як з кожного боку (дворядове розміщення), так і лише з одного боку, а для стовпчастих – по периметру чи з протилежних сторін фундаменту.

Голови паль з існуючим фундаментом об'єднують ростверками, які виконуються у вигляді залізобетонних поясів або обойм (рис. 1.1).

Для кращої передачі навантаження від існуючого фундаменту на палі застосовують поперечні балки, що проходять наскрізь існуючий фундамент (рис. 1.2 а, г).

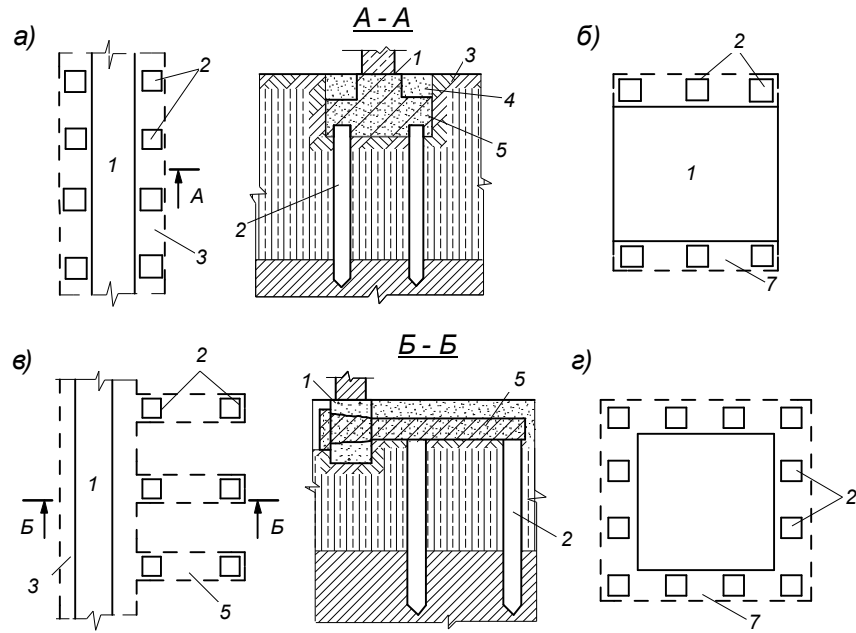


Рисунок 1.1 – Схеми розміщення виносних паль при підсиленні стрічкових (а, в) і стовпчастих (б, г) фундаментів [37]:
 1 – існуючий фундамент; 2 – паля; 3 – залізобетонний пояс; 4 – рандбалки; 5 – поперечна балка; 6 – ростверк; 7 – залізобетонна обойма

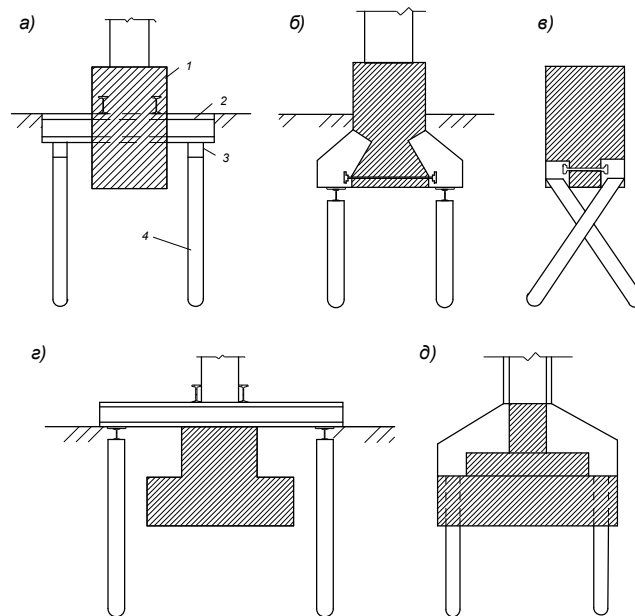


Рисунок 1.2 – Варіанти підсилення фундаментів мілкою закладання набивними палями [37]:
 1 – існуючий фундамент; 2 – рандбалка (залізобетонна чи металева); 3 – паливий ростверк; 4 – набивна паля

Довжина паль підсилення встановлюється в залежності від характеристик ґрунтів, розмірів поперечного перерізу палі і величини навантаження.

Зазвичай палі підсилення заглиблюють у ґрунт безпосередньо з підвальних приміщень або з відкритих поблизу стін траншей.

Іноді потрібно підсилювати і пальові фундаменти. Це може бути спричинене руйнуванням паль (гниття дерев'яних паль, корозія бетону з/б паль) або збільшенням навантаження на фундаменти.

При більших навантаженнях підсилення може бути зроблене шляхом постановки фундаменту на виносні конструкції, влаштовані по периметру способом «стіна в ґрунті». Такий спосіб підсилення застосовують також при влаштуванні глибоких виїмок і підвалів у безпосередній близькості від фундаменту (мал.4.3,г).

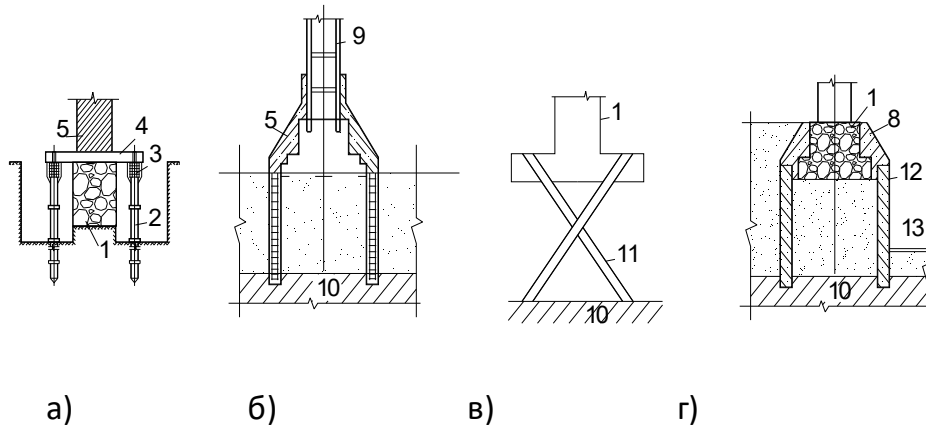
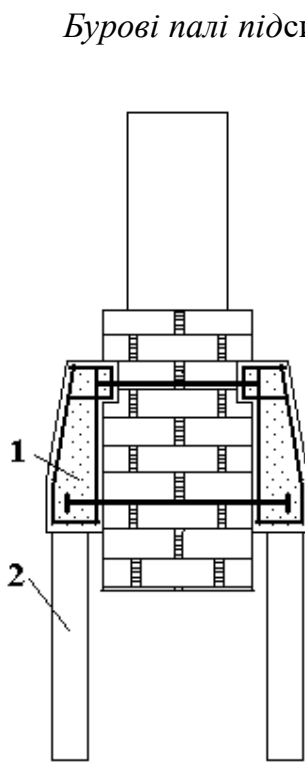


Рис.4.3 Схеми підсилення фундаментів палями та глибокими стінами:
 а - задавлюваними; б - набивними; в – буроін'єкційними; г - стіною в ґрунті;
 1 - існуючий фундамент; 2 - металеві трубчасті палі; 3 - оголовок ; 4 - монолітна залізобетонна балка; 5 - стіна будівлі; 6 - труба для подачі бетону; 7 - набивна палля; 8 - залізобетонна обойма; 9 - колона; 10 - щільний ґрунт; 11 - буроін'єкційна палля; 12 - стіна в ґрунті; 13 - підвальне приміщення.

2. Підведення набивних паль

При підсиленні стрічкових фундаментів бурові палі розміщують паралельними рядами з обох сторін існуючого фундаменту, тобто роблять їх виносними (внаслідок габаритів обладнання). Відстань між палями в поперечному напрямку

визначається шириною фундаменту, а також зручністю розташування бурового обладнання (рис. 1.2). Стовпчасті фундаменти можна підсилювати двома, а при необхідності і чотирма симетрично розміщеними палями (рис. 1.2, г, д).



Бурові палі підсилення зазвичай мають діаметр 250...375 мм. Свердловини в нестійких ґрунтах бурять под глинистим розчином або обсадними трубами і заповнюють бетоном на дрібнозернистому заповнювачі крізь буровий став або бетонолітну трубу до повного витіснення глинистого розчину і появи бетону в гирлі свердловини.

При влаштуванні палі весь процес закачування бетону до повного заповнення свердловини повинен здійснюватись при розміщенні нижнього кінця бетонолітної труби на відстані не більше 0,5 м від забоя свердловини (в початковий момент закачування нижній кінець бетонолітної труби має розміщуватись безпосередньо на забої свердловини). Діаметр бетонолітних труб не менше 40

мм.

В заповнену бетоном свердловину занурюються арматурний каркас, який при діаметрі свердловини до 150 мм і навантаженні на палю до 200 кН може складатись з одного центрального стержня. Каркас занурюється послідовно секціями, що зварюються між собою.

Ущільнення бетону виконують трамбуванням (для необхідних ґрунтів) або пневмопресуванням (стисненням повітрям з тиском до 0,4 МПа).

Трамбовані палі (порції бетону марки 150-200 мм висотою 0,8-1,0 м трамбуються спеціальною трамбівкою з витягуванням обсадної труби) армують тільки у верхній частині на висоту 1,2-2,0 м 4-5-ю стержнями \varnothing 12-16 мм. Довжина таких палі 6-12 м, несуча здатність:

- вісячих 200-400 кН;
- стояків 800-1000 кН.

Пневмонабивні палі при необхідності можна армувати повністю.

Роботи з влаштування бурових паль при підсиленні стрічкових фундаментів виконують в наступній послідовності:

- в стіні з обох сторін над обрізом фундаменту в спеціально пробитій поздовжній штрабі вкладають сталеву рандбалку і ретельно її замонолічують;
- вибурюють свердловину, занурюють в неї трубу;
- бетонують свердловину, поступово витягаючи трубу;
- армують голову палі, об'єднуючи кожен ряд паль в єдиний ростверк;
- пробивають наскрізні отвори у фундаменті, встановлюють поперечні балки, які необхідні для задавлювання паль у ґрунт з метою включення їх у роботу, а також для більш надійного сполучення ростверку з існуючим фундаментом;
- задавлюють дві палі гідравлічними домкратами вантажопідйомністю на менше 100 т кожний (для запобігання значних осідань після передачі навантаження від споруди на палі);
- розклинають балки (або на ділянці між домкратами довжиною біля 2 м розбирають фундаментну стіну і омонолічують її з двома рядами палювих ростверків);
- домкрати і інвентарні ригелі убирають (через 24 години), частину фундаментної стіни розбирають і бетонують ростверк.

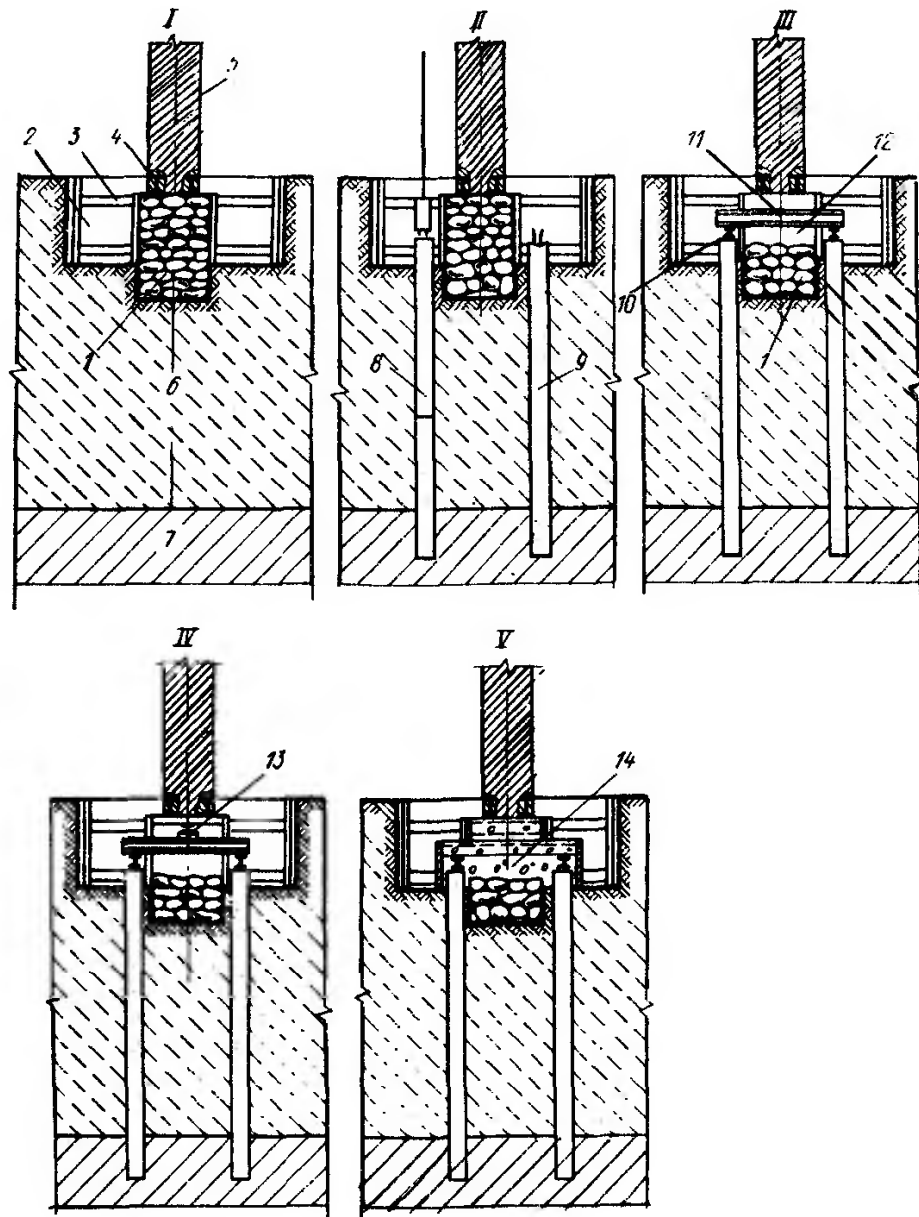
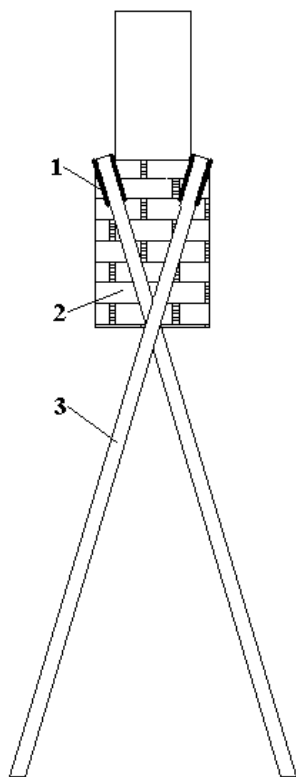


Рис. 4.18. Этапы работ по усилению ленточных фундаментов набивными сваями
 1 – фундамент; 2 – шурф; 3 – крепление шурфа; 4 – разгрузочная балка; 5 – стена; 6 – слабый грунт; 7 – прочный грунт; 8 – скважина для сваи; 9 – буронабивная свая; 10 – продольная балка; 11 – поперечная балка; 12 – отверстия в усиливаемом фундаменте; 13 – домкрат; 14 – железобетонный ростверк

Буроін'єкційні палі підсилення зазвичай влаштовуються з заробленням голів у існуючі фундаменти (рис.20). Спочатку в тілі фундаменту 2 пробурюється свердловина глибиною 0,5...0,8 м, в котру бетонується труба-кондуктор 1 з внутрішнім діаметром більше діаметра палі. Крізь кондуктор буриться основна свердловина і влаштовується бурова паля 3 у вище викладеному порядку.

Влаштування буроін'єкційних паль здійснюється нагнітанням через ін'єктор цементного розчину з водоцементним відношенням 1:1 або пластичного бетону на дрібному заповнювачі.



Після заповнення свердловини твердіючим розчином і встановлення арматурного каркаса в проектне положення здійснюється опресування палі. Для опресування в верхній частині труби-кондуктора встановлюється тампон и через ін'єктор нагнітається розчин під тиском 0,2-0,3 МПа протягом 1-3 хвилин.

Рис.20. Підсилення буроін'єкційними палями

Після спеціальних робіт з опресування такі палі мають нерівну поверхню, тому за рубежом вони одержали назву "кореніподібних".

Основні переваги кореніподібних паль:

1. Повністю виключаються ручні земляні роботи. Буріння свердловин ведеться безпосередньо через фундамент, не пошкоджуючі комунікації, що знаходяться навколо будівель і в підвалах.

2. Використовується малогабаритне устаткування, можна вести роботи з підвала висотою 2,0 - 2,5 м. В випадку необхідності роботи можна вести з першого поверху будівлі.

3. Не змінюється зовнішній вигляд конструкції, що важливо при роботі на пам'ятках архітектури.

4. Можна вести роботу на діючих підприємствах без зупинки виробничого процесу.

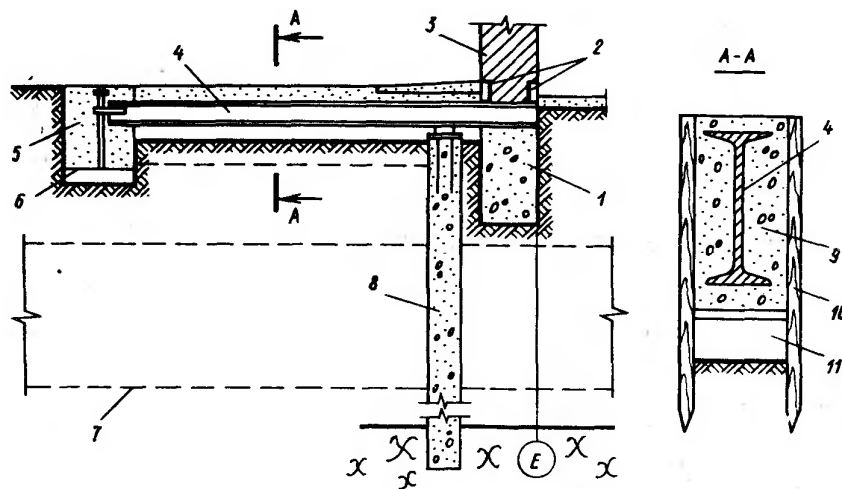
5. Витрати ручної праці на всіх технологічних операціях мінімальні; спосіб економічний, з низькими витратами матеріалів.

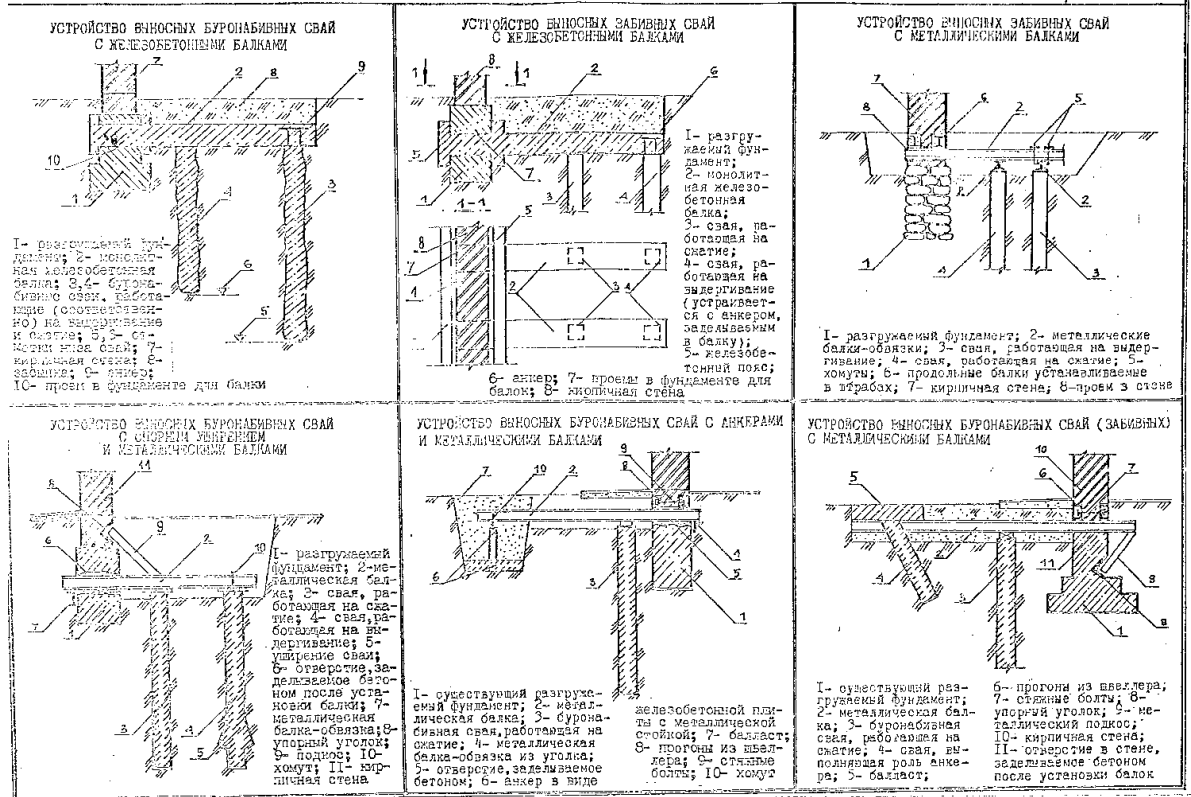
6. Очевидна екологічна чистота способу у порівнянні з хімічними методами закріплення, що важливо в умовах жорсткого екологічного контролю.

Відмітимо окремі недоліки вказаних паль:

1. Недостатня вивченість роботи тонких паль в слабких грунтах.
2. Низька несуча здатність внаслідок невеликого діаметра і, відповідно, малої бокової поверхні і площі нижнього кінця.
3. Складність надійного закріплення голови палі в випадку вітхого фундаменту, котрий в подальшому працює як ростверк. Відсутність методики відповідного розрахунку.
4. Невизначеність в формуванні необхідного діаметра при влаштуванні бурін'єкційних паль в слабких грунтах.
5. Невивченість роботи тонкої довгої палі як елемента, що армує товщу слабого ґрунту.
6. Неможливість влаштування ствола палі з важкого бетону (свердловину малого діаметра можна заповнити тільки цементними розчинами).

Одним з оригінальних способів підсилення фундаментів за допомогою набивних паль є їх виконання у **вигляді важельних опор**. Анкером може слугувати інша паля або засипний анкер.





3. Підсилення фундаментів вдавлюваними пальями

Досить поширеним при реконструкції будівель і споруд є застосування вдавлюваних паль.

Переваги:

- відсутність динамічних і вібраційних впливів на конструкції існуючої споруди (при зануренні паль вдавлюванням виключаються нерівномірні осідання, тріщини, руйнування);

- може бути прийнятим низький клас бетону;

- висока точність занурення.

Недоліки:

- суттєвим недоліком вдавлюваних паль є досить громіздке обладнання для їх занурення. У стиснених умовах реконструкції замість монтажу важких пристроїв для передачі навантаження зручнішим виявляється використання існуючої стіни для сприйняття реактивних зусиль.

- низька продуктивність робіт (здавлювання секціями).

Можуть використовуватись звичайні палі і їх секції до 3 м (в залежності від габаритів установки і можливості її розміщення всередині будівлі), палі Мега або металеві палі з відрізків труб довжиною 1 м (в подальшому заповнюються бетоном з армуванням – на випадок корозії труб).

Відомості про корозію металу в ґрунті суперечливі. За даними японських дослідників, які широко використовують метал для підсилення при реконструкції, корозія не залежить від складу сталі, ґрунтових умов, наявності зварювання. При найбільш сучасному антикорозійному захисті вона складає до 0,01 мм на рік. В умовах міської забудови при наявності блукаючих струмів, агресії підземних вод створюються сприятливі передумови для корозії металу.

Палі можуть бути виносними або улаштовуватись під фундаментом.

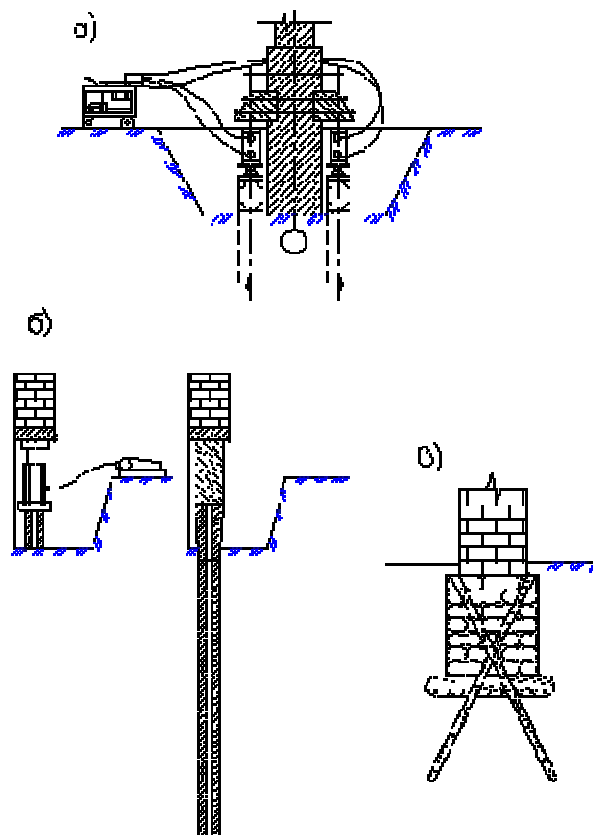
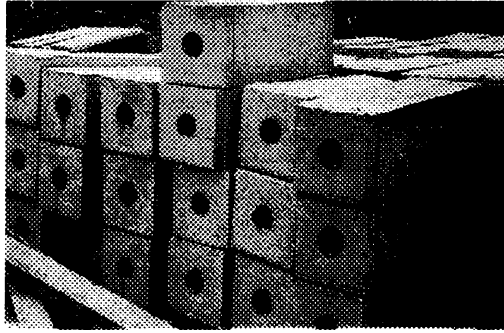


Рис.9. Підсилення фундаментів з використанням палей: а - багатосекційні палі вдавлювання з двосторонньою балкою-упором; б - вдавлювання палей під стіну або підшову фундамента; в – бурин'єкційні палі

Палі «Мега» виготовляють зі збірних залізобетонних елементів довжиною 80-100 см і розмірами 20х20 та 30х30 см у перерізі, які мають наскрізний канал по осі діаметром 75-100 мм. Довжина палей типу «Мега» може сягати 25-30 м. З дослідних даних несуча здатність палей 30х30 см складає 400 кН, а 20х20 см - 200 кН.



Відстань між палями під стіною звичайно 1,3 – 2,0 м. Елементи палей з'єднують за допомогою штирів \varnothing 40-50 мм $l=$ 250-300 мм або болтів.

Останнім встановлюють головний елемент палей, розміри якого збільшені у порівнянні з розмірами звичайних елементів. При цьому навантаження на домкрати повинно перевищувати розрахункове у 1,8 раза.

У кінці занурення у отвір елемента вставляють арматуру і ін'єктують розчин цементу.

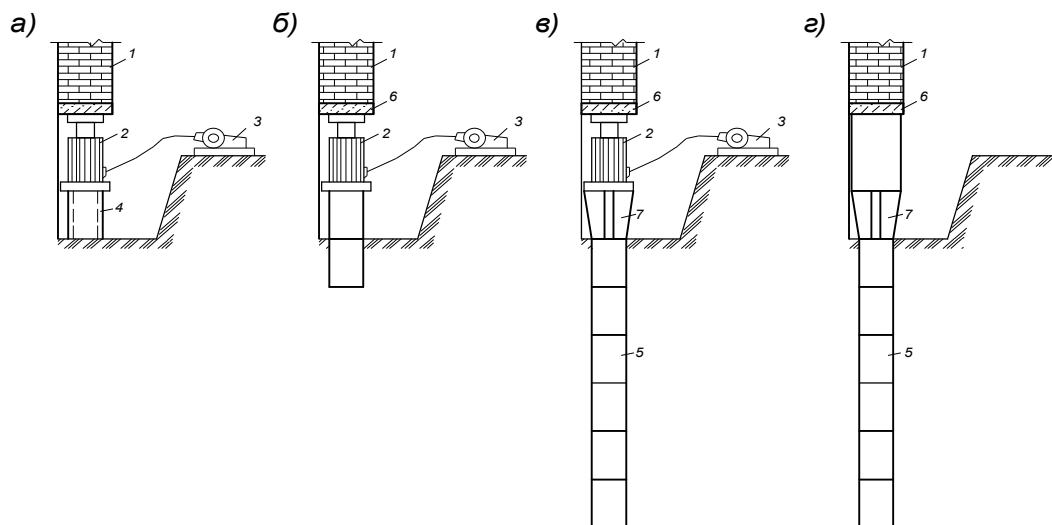


Рисунок 1.3 – Послідовність робіт по влаштуванню палей типу «Мега» [Коновалов]:
 1 – несуча стіна; 2 – домкрат; 3 – насосна станція; 4 – нижній елемент; 5 – паля проектної довжини; 6 – розподільча балка; 7 – головний (заклучний) елемент

При підсиленні існуючого фундаменту виносними вдавлюваними багатосекційними палями зусилля від домкратів при заглибленні паль у ґрунт передають на упорні елементи або упорну балку, що влаштовані у заглибленнях в існуючому фундаменті.

Є установки для вдавлювання паль, які використовують для упора домкрата вантажні платформи, з/б плити з отворами (які потім слугують ростверками), анкери, в тому числі вакуумні.

При використанні *вдавлюваних паль* в першу чергу виготовляються ростверки з отворами для пропуску паль 5 (рис. 19). Якщо отвори для пропуску паль виконати конічними з розширенням до низу, то це спрощує з'єднання паль з ростверком. Палі влаштовуються шляхом послідовного вдавлювання відрізків сталевих труб діаметром 150...200 мм довжиною 0,8...1,5 м. Відрізки труб по мірі вдавлювання зварюються. По досягненні заданої глибини або зусилля вдавлювання труба і отвір в ростверку заповнюються бетоном. Зусилля вдавлювання і несуча здатність паль можуть сягати 500 кН.

Нижче рівня підземних вод в малопроникливих глинистих ґрунтах, де швидкість корозії металу мала, труба вдавлюваної палі може розглядатись як арматура і додаткове армування не потрібне.

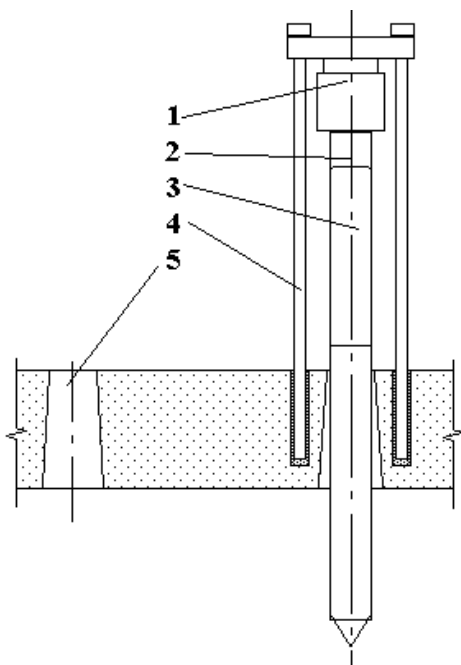
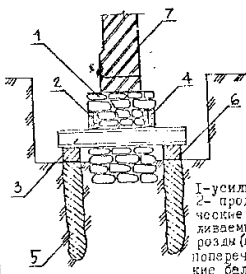


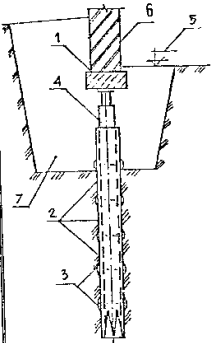
Рис. 19. Схема вдавлювання палі: 1 – гідравлічний домкрат; 2 – змінний вкладиш; 3 – відрізок вдавлюваної труби; 4 – анкерна тяга; 5 – отвір у ростверку

ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА НАВИВНЫЕ СВАИ



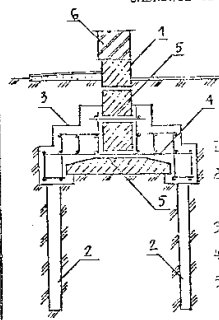
1 - усиливаемый фундамент; 2 - продольные металлические балки, устанавливаемые в пробитые борозды (штрабы); 3 - поперечные металлические балки; 4 - цементно-песчаный раствор; 5 - навивные сваи; 6 - железобетонная обвязка по сваи; 7 - кирпичная стена

ЗАДАВЛИВАНИЕ СВАИ ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ТРУБ ОТДЕЛЬНЫМИ ЗВЕНЬЯМИ



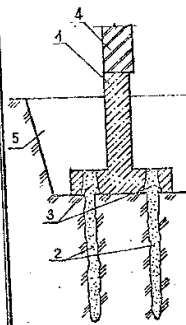
1 - усиливаемый железобетонный фундамент; 2 - звенья из металлических труб длиной 50см; 3 - сварка; 4 - гидравлический домкрат; 5 - отрезка пола подвала; 6 - кирпичная стена; 7 - навоз, заполняемый грунтом после задавливания свай

ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА КОРОТКИЕ ЗАБИВНЫЕ СВАИ



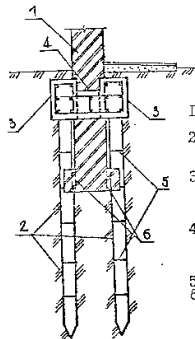
1 - усиливаемый ленточный фундамент; 2 - обвязка железобетонная короткими сваями (длиной до 3-4 м); 3 - железобетонная обвязка; 4 - основная рабочая структура усиления; 5 - отверстие, проделываемое в свае между фундаментными обвязками; 6 - кирпичная стена

ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА БУРОВЫБРОСНЫЕ СВАИ



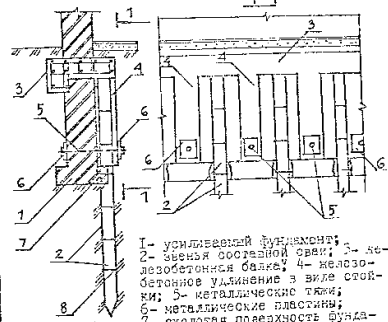
1 - усиливаемый ленточный фундамент; 2 - буровыбросные (комбинированные) сваи, устраиваемые через плитную часть усиляемого фундамента; 3 - конусные отверстия в плитной части фундамента, устраиваемые после инъекции цементно-песчаного раствора; 4 - кирпичная стена; 5 - навоз, заполняемый грунтом после устройства свай с плитной частью фундамента

ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА СОСТАВНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СВАИ, ПОГРУЖАЕМЫЕ ЗАДАВЛИВАНИЕМ

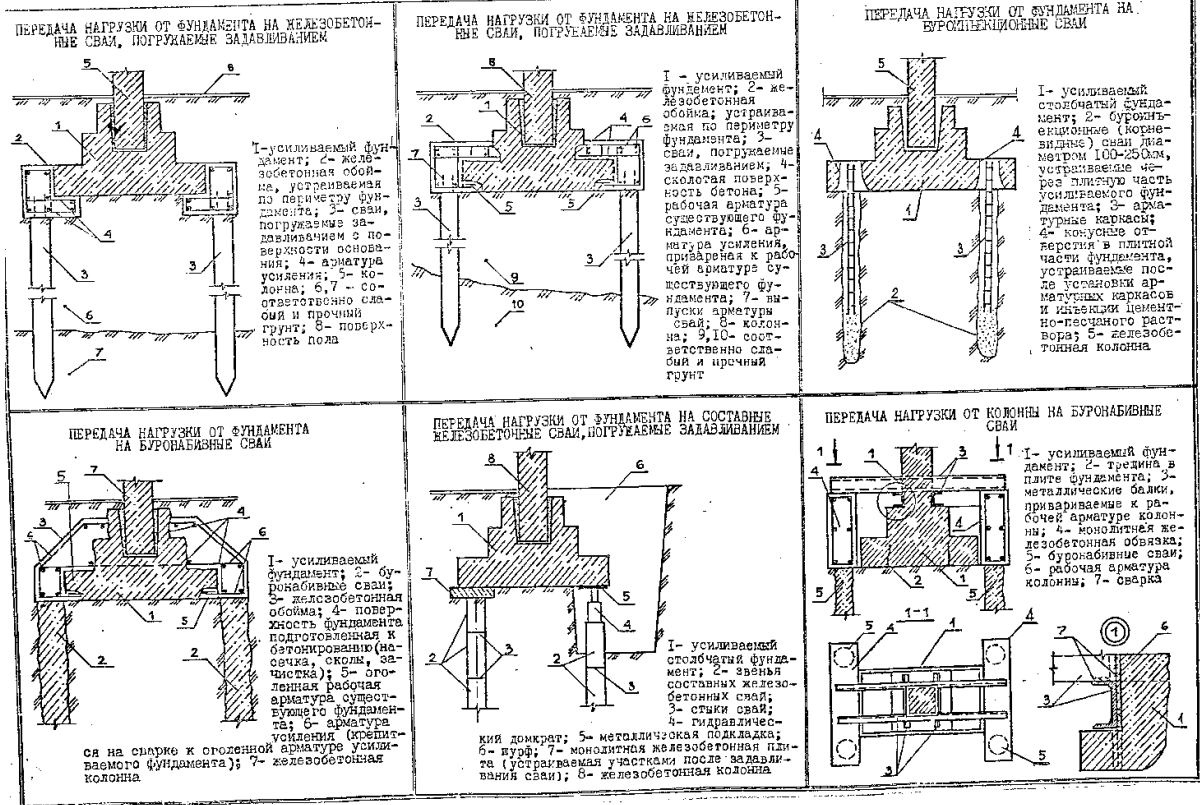


1 - усиливаемый фундамент; 2 - звенья составных железобетонных свай; 3 - железобетонные балки, устраиваемые вдоль стены здания; 4 - железобетонные монолитные перемычки, устраиваемые с шагом 1-1,5 м; 5 - стержни свай; 6 - скользящая поверхность фундаментной плиты

ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА ОСОБЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СВАИ, ПОГРУЖАЕМЫЕ ЗАДАВЛИВАНИЕМ



1 - усиливаемый фундамент; 2 - звенья составных свай; 3 - железобетонная обвязка; 4 - железобетонное удлинение в виде стержней; 5 - металлические телья; 6 - металлические пластины; 7 - скользящая поверхность фундаментной плиты; 8 - стержни свай



Вдавлювання паль доцільне у насипних, слабких водонасичених і зв'язних грунтах з $I_L > 0,3$. У піщаних грунтах, а також при наявності щільних прошарків і включень без проведення спеціальних заходів вдавлювання паль не рекомендується (проходження лідерних свердловин, розпушування шнеком, підмив, анти-фрикаційні мастила).

Не дивлячись на порівняно широке застосування вдавлюваних паль при підсиленні фундаментів, ще немає єдиної точки зору на значення зусилля, яке потрібно передати на палю перед включенням її у сумісну роботу з спорудою.

За Коноваловим, с.191, зусилля обтиснення вдавлюваних паль на останньому ступені повинно перевищувати у 1,5-2 рази розрахункове навантаження.

За методикою НИИпромстроя по завершенні вдавлювання необхідно забезпечити витримку при розрахунковому навантаженні до умовної стабілізації (0,1 мм за 30 хв.)

Розрахункову несучу здатність по ґрунту палі, що вдавлюється F_d , кН, у непросадних ґрунтах допускається визначати за формулою [Ремонтник]

$$F_d = \frac{N_{c,max}}{\gamma_c} \cdot K_{g,t},$$

де: $N_{c,max}$ – зусилля вдавнення палі наприкінці занурення, кН;

γ_c – коефіцієнт надійності, прийнятий рівним 1,2;

$K_{g,t}$ – коефіцієнт, що враховує зміну несучої спроможності палі в часі, який визначається у залежності від ґрунтів основи, за таблицею 10.2.

Величина $N_{c,max}$ у формулі призначається проектувальником у межах її максимально можливого значення, обмеженого реактивним навантаженням, що допускається на упорні елементи, вантажопідйомністю домкратів (гідроциліндрів), що застосовуються для вдавлювання, і несучою спроможністю палі по матеріалу.

Таблиця 10.2 - Значення коефіцієнта $K_{g,t}$

Ґрунт, у який заглиблені нижні кінці палі	Ґрунт, що прорізується палями	Значення коефіцієнта $K_{g,t}$
Піски крупні, середньої крупності і дрібні	Піски крупні, середньої крупності, дрібні	0,9
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l \leq 0,2$.	0,95
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $0,2 < I_l \leq 0,5$	1,1
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l > 0,5$	1,2
Пилувато-глинисті ґрунти	Піски і пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l \leq 0,2$.	1,0
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $0,2 \leq I_l \leq 0,5$.	1,15
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l > 0,5$.	1,25

При проектуванні вдавлюваних паль необхідно виходити з умови

$$mG \geq N_{\text{домк}} \geq F_d,$$

G – вага будів. констр. (фундамента, стіни тощо);

$m = 0,5-0,7$ - коефіцієнт надійності;

$N_{\text{домк}}$ – граничне зусилля вдавлювання палі;

F_d – несуча здатність палі за ДБН.

При наявності декількох домкратів одночасно

$$mG \geq N_{\text{домк}} \cdot n \geq F_d \cdot n.$$

У всіх випадках прийняту в проєкті несучу здатність паль рекомендується підтверджувати статичними випробуваннями дослідних паль відповідно до ДСТУ Б В.2.1-1.

Розрахунок і проектування упорних елементів, що передають навантаження на палі від несучих конструкцій будинку, що підсилюється, виконується відповідно до вимог відповідних норм в залежності від використаного матеріалу (метал, залізобетон).

Одним з різновидів вдавлювання паль є додавлення існуючих паль до потрібного міцного ґрунту з нарощуванням їх металевими трубами, заповненими бетоном.

4. Мікропалі, влаштовані за допомогою пневмопробійника

Набивні палі підсилення зсередини будівлі улаштовують пневмопробійниками або шляхом улаштування гвинтового продавлення свердловин спіралеподібним снарядом (розробка проф. В.І. Фекліна), при останньому відсутній динамічний вплив на будинок.

Паля утворюється без виймання ґрунту і, отже, з ущільненням оточуючого ґрунту, а використовуючи пневмопробійники різних діаметрів і призначаючи різну кількість проходок по стволу, можна досягнути потрібного її діаметру (заповнення свердловини сухою бетонною сумішшю, проходка - декілька разів).

Перевагами такого методу влаштування паль є компактність устаткування і незначність динамічних впливів на споруди, можливість формування стволів паль під кутом до вертикалі, що дозволяє вести роботи безпосередньо під існуючими фундаментами, у підвалах будівель та при інших варіантах стиснених умов.

До недоліків відноситься обмежена довжина паль (практично важко досягти довжини, що перевищує 4 м) і неможливість їх улаштування у водонасичених ґрунтах. Завдяки незначній довжині такі палі одержали у літературі назву мікропаль. Їх несуча здатність може досягати 100...150 кН.

5. Щілинні фундаменти і опускні колодязі

Використовуються при улаштуванні глибоких виїмок і підвалів у безпосередній близькості від фундаментів, а також для збільшення несучої здатності основ.

Зведені стіни або стовпи при підсиленні фундаментів об'єднуються з ними залізобетонною обіймою.

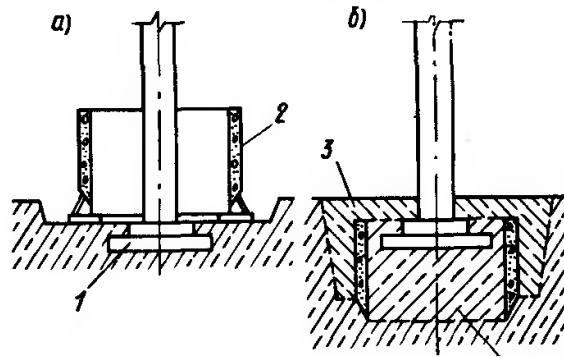
У Харківському ПромстройНИИпроекте розроблений метод підсилення основи існуючих фундаментів з/б опускними колодязями. В цьому випадку фундамент може мати будь-які габарити у плані, виключається необхідність його розвантаження при проведенні робіт з підсилення.

Внутрішні розміри опускного колодязя повинні на 15-20 см перевищувати габарити підшви. В плані колодязь може мати форму кола або прямокутника з заокругленими кутами.

Колодязь опускають по мірі виїмки ґрунту по зовнішньому периметру його стін. Основа фундаменту зберігається непорушеною і в ході опускання колодязя забирається у обійму.

Для забезпечення достатньої стабільності ґрунтового ядра всередині колодязя ґрунт розробляється тільки у сухому стані з попереднім здійсненням на обводнених ділянках водопониження.

Після занурення колодязя траншея засипається ґрунтом з ущільненням.



6.Ґрунтоцементні палі

Найбільш спосіб влаштування ґрунтоцементних палей - бурозмішувальний метод. Його суть полягає у тому, що за допомогою бурових станків, які забезпечують буріння у стиснених умовах під будь-яким кутом нахилу, пробурюють лідерну свердловину. Коли свердловина досягає проектної відмітки, зворотнім обертанням шнеку висуваються додаткові ножі більшого діаметра і виконується розпушування ґрунту. У зону руйнування крізь вертлюг, яким оснащено буровий станок, розчинонасосом нагнітають водоцементний розчин, який бурозмішувачем ретельно переміщується із пухким ґрунтом. Розпушування ґрунту, подавання цементного розчину і розмішування його з ґрунтом виконується за всією товщею основи. Після тужавіння суміші утворюється міцний ґрунтоцементний елемент діаметром, що дорівнює діаметру ножів, який не розмокає у водному середовищі.

Процес виготовлення ґрунтоцементних елементів за цією технологією показано на рис. 3. Буріння свердловини починається з першого шнека, який обладнано наконечником для руйнування ґрунту та розкладними ножами для розширення свердловини і змішування ґрунтобетону. У ньому також влаштовані отвори для подавання розчину до свердловини (рис. 3а). Проектна глибина свердловини досягається поступовим нарощуванням шнеків, які з'єднуються між собою спеціальними муфтами. У процесі буріння певна частина ґрунту шнеками подається на поверхню і видаляється від свердловини (рис. 3б). При досягненні

проектної глибини свердловини шнек починає обертатися у зворотному напрямку, при цьому розкриваються розкладні ножі. При піднятті шнеків ножі починають різати ґрунт в зоні діаметром 200 мм. У цей час крізь вертлюг від розчинонасосу починає подаватися цементний розчин, який змішується з ґрунтом (рис. 3в). За висотою одного шнека перемішування можна проводити кілька разів для досягнення більшої однорідності ґрунтоцементу. Верхній шнек видаляється і попередні операції повторюються на наступній ділянці. Таким чином, поступовим видаленням шнеків досягається заповнення усієї свердловини ґрунтоцементом (рис. 3г). На рис. 3д показано готовий ґрунтоцементний елемент армування. При необхідності у свіжий ґрунтоцемент вставляється арматурний каркас за допомогою гідравліки чи вібрації (рис. 3є).

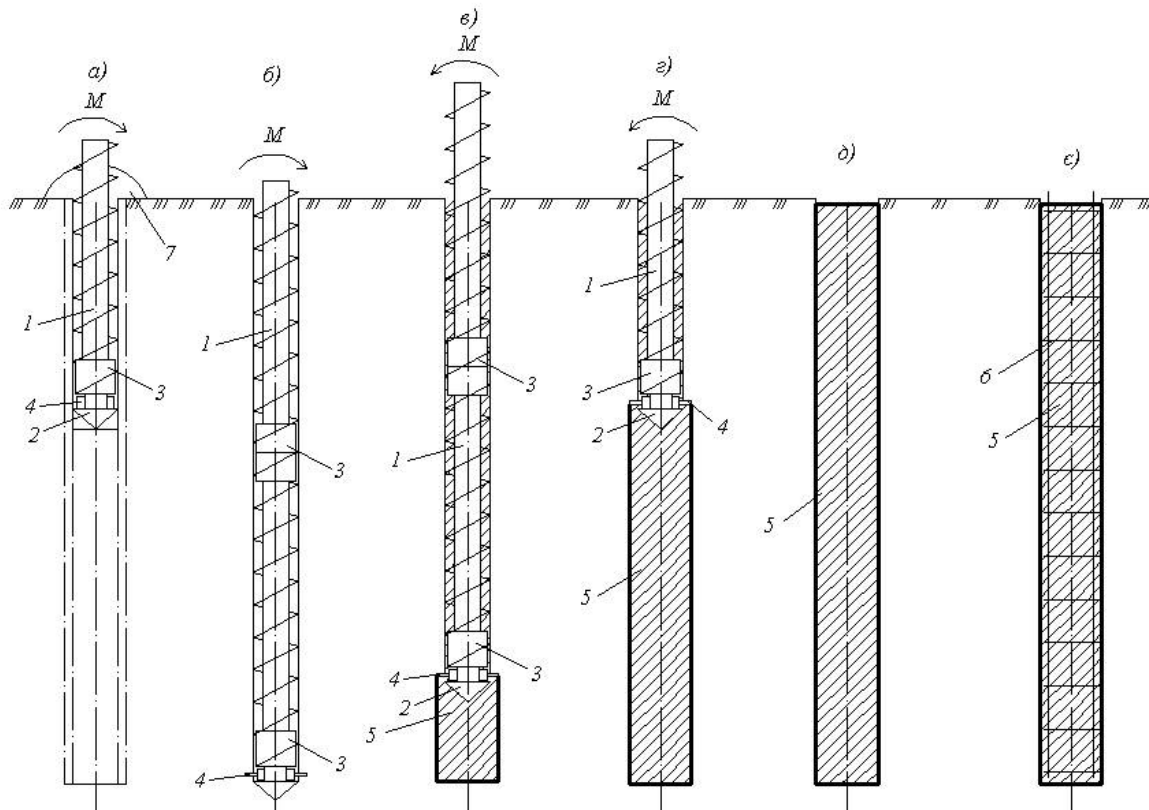


Рисунок 3 – Технологічна схема влаштування ґрунтоцементних паль з частковим вийманням ґрунту: а) буріння свердловини першим шнеком; б) буріння з нарощуванням шнеків; в) перший прохід шнека з розчином; г) перемішування ґрунтоцементу на ділянці; д) палі з перемішаним ґрунтобетоном; є) занурення арматурного каркаса у ґрунтобетон: 1 – шнеки; 2 – наконечник; 3 – муфта з’єднання; 4 – розкладні ножі; 5 – ґрунтобетон; 6 – арматурний каркас; 7 – ґрунт.

Виготовлення ґрунтоцементних елементів (паль) з частковим вийманням ґрунту проводилося за допомогою комплекту обладнання (рис. 4), до складу якого входили:

– буровий станок УЗБ_12, модернізований тим, що замість двигуна внутрішнього згорання встановлено електродвигун; шнеки діаметром 80 мм виготовлено з каналами і отворами для подавання розчину; для з'єднання шнеків з розчинонасосом передбачено напірні шланги та вертлюг;

– розчиномішалка для приготування розчину, марки РН_90, об'ємом 90 л;

– розчинонасос для нагнітання розчину до свердловини, марки СО_49, тиск насоса 1,5 МПа.

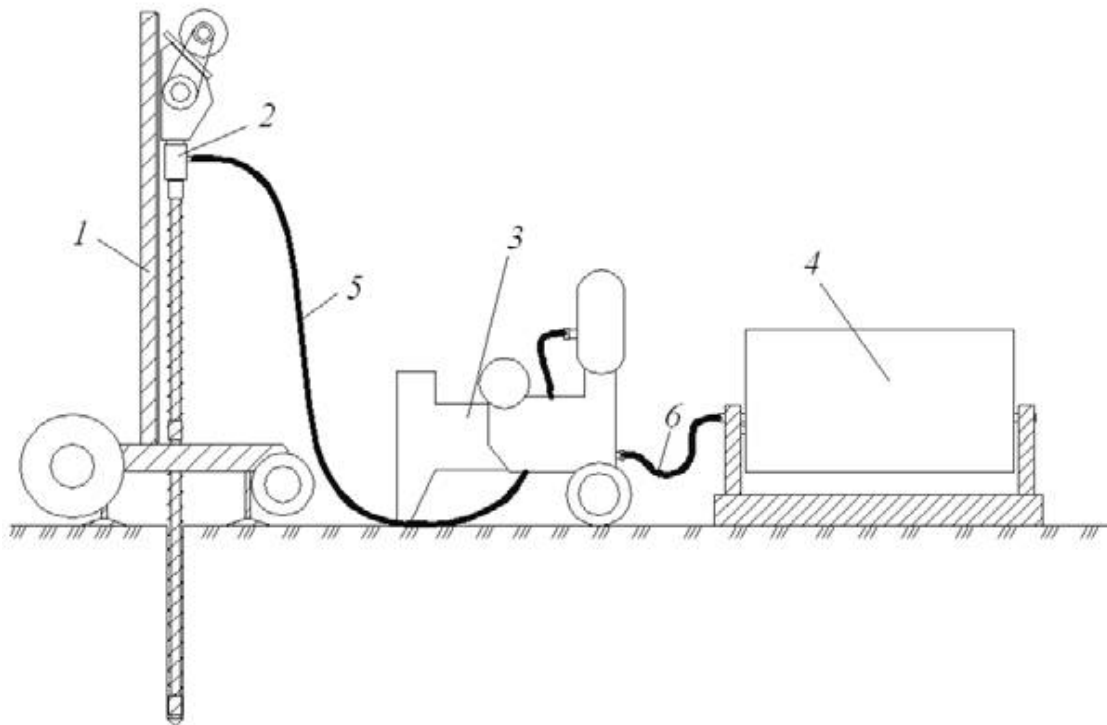


Рисунок 4 – Комплект обладнання для влаштування ґрунтоцементних елементів: 1 – буровий станок; 2 – вертлюг; 3 – розчинонасос; 4 – розчиномішалка; 5 – шланг для подавання розчину через вертлюг до свердловини; 6 – шланг для подавання розчину з мішалки до насоса.

Суть бурозмішувальної технології без виймання ґрунту полягає у тому, що у процесі буріння свердловини спеціальною буровою насадкою розпушується природний ґрунт без виймання його із свердловини.

У зону руйнування через вертлюг, яким оснащено буровий станок, розчинонасосом нагнітають водоцементну суспензію, яка робочим органом ретельно переміщується із пухким ґрунтом. Розпушування ґрунту, подавання цементного розчину і розмішування його з ґрунтом виконується за всією довжиною ґрунтоцементної палі. Після тужавіння суміші утворюється міцний ґрунтоцементний елемент, який не розмокає у водному середовищі. Бурозмішувальна технологія без виймання ґрунту (рис. 5).

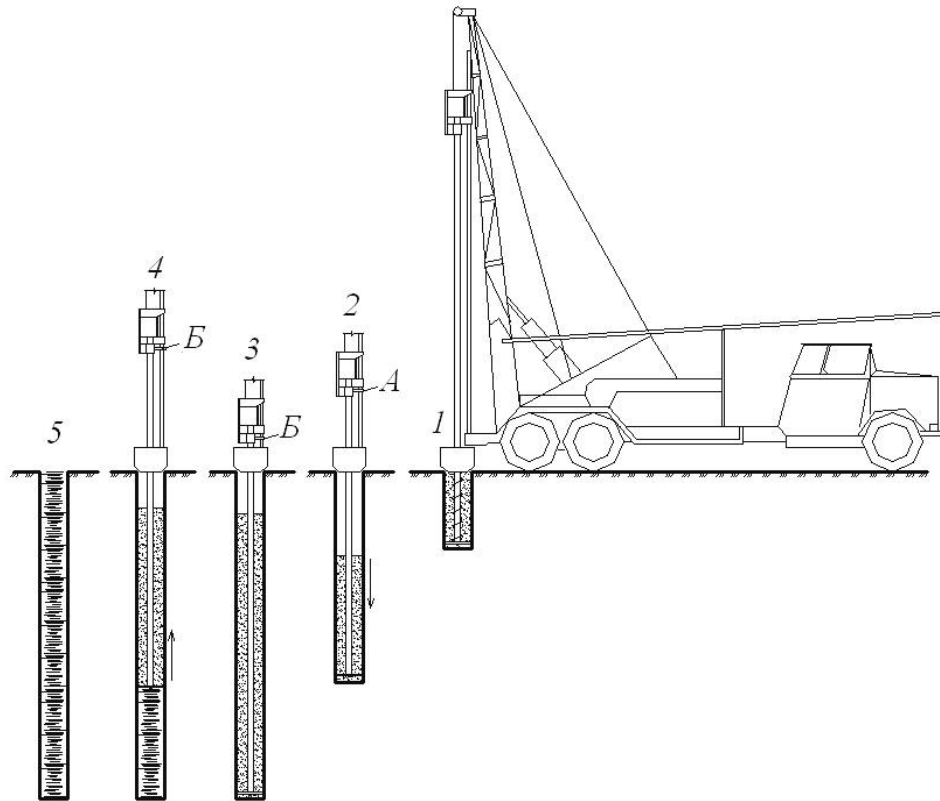


Рисунок 5 – Технологічна схема влаштування ґрунтоцементних палей в лесових ґрунтах: 1 – влаштування приямка; 2 – заглиблення бурозмішувача та перевід ґрунту в текучий стан; 3 – порожнина заповнена ґрунтом текучої консистенції; 4 – піднімання бурозмішувача та подача водоцементного розчину; 5 – готова палея: А – вода; Б – розчин.

Струменева технологія базується на використанні енергії водяного струменя для прорізання у ґрунті попожнин, що заповнюються твердіючим або проти-фільтраційним матеріалом.

Струменева цементация (Jet Grouting) – заснована на використанні енергії високо-напірного струменя (35–70 МПа), який одночасно руйнує і перемішує ґрунт з цементним розчином у режимі «mix-in-place» (перемішування на місці), після тужа-

віння суміші утворюється окремий ґрунтоцементний елемент з достатньо високими механічними властивостями відносно ґрунту. Схема струменевої цементації зображена на рис. 6.

Процес виготовлення ґрунтоцементних елементів за технологією Jet grouting:

- 1) буріння лідерної свердловини діаметром 112–132 мм (прямий хід);
- 2) піднімання бурової колони з обертанням та одночасною подачею струменя цементного розчину під тиском до 700 атм (зворотній хід);
- 3) занурення в утворений ґрунтоцемент армувального елемента.

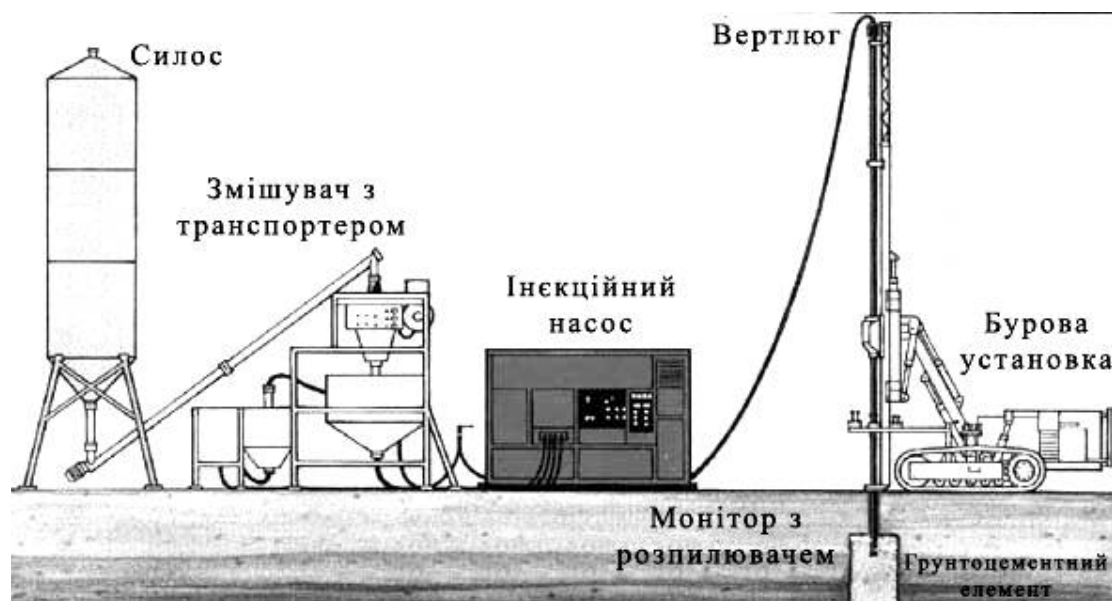


Рисунок 6 – Схема струменевої цементації ґрунтів

Метод струменевої цементації поділяється на три види:

- однокомпонентна цементація (Jet 1),
- двокомпонентна цементація (Jet 2),
- трикомпонентна цементація (Jet 3).

У методі однокомпонентної цементації (Jet 1) розробка ґрунту відбувається за рахунок енергії струменя цементного розчину. Робочим інструментом для улаштування ґрунтоцементних елементів постає струменевий монітор, із форсунок якого виходить струмінь цементного розчину під тиском до 70 МПа. Високонапі-

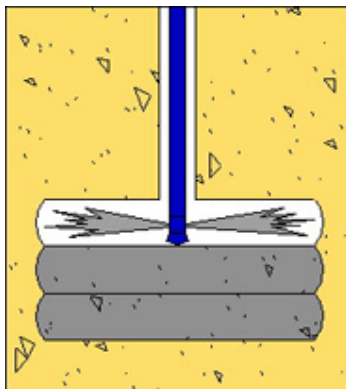
рний струмінь цементного розчину може різати практично будь-який ґрунт. Діаметр ґрунтоцементних елементів 350...700 мм.

Для збільшення радіуса різання ґрунту і руйнівної дії в двокомпонентній цементації (Jet 2) додатково використовується енергія стисненого повітря. Струменевий монітор обладнаний двома форсунками, одна з яких служить для подачі цементного розчину, а друга – для подачі стисненого повітря під тиском 0,6...1,2 МПа. Міцність і щільність ґрунтоцементних елементів порівняно з однокомпонентною технологією знижується, діаметр досягає – 1500 мм.

У трикомпонентному методі (Jet 3) струменевий монітор обладнаний трьома форсунками, які служать для роздільної подачі в'язучого, води і повітря. Руйнування ґрунту проводиться високонапірним струменем води під тиском 20...30 МПа і повітряним потоком, а цементний розчин подається окремим струменем. Діаметр ґрунтоцементних елементів 1300...2500 мм. Перевага такого методу – висока продуктивність і можливість застосування практично в будь-яких ґрунтах. Недолік – висока витрата цементу.

ґрунтоцементні палі використовуються для армування слабких ґрунтів, для укріплення схилів, для підсилення фундаментів різних типів, влаштування анкерів.

Міцність ґрунтоцементу на стиск в піщаних ґрунтах складає в середньому 5-10 МПа, в глинистих – 2-4 МПа. В окремих випадках можливе досягнення більш високих значень міцності, для цього збільшуються витрати цементу і струменева цементація виконується до повного заміщення ґрунту.

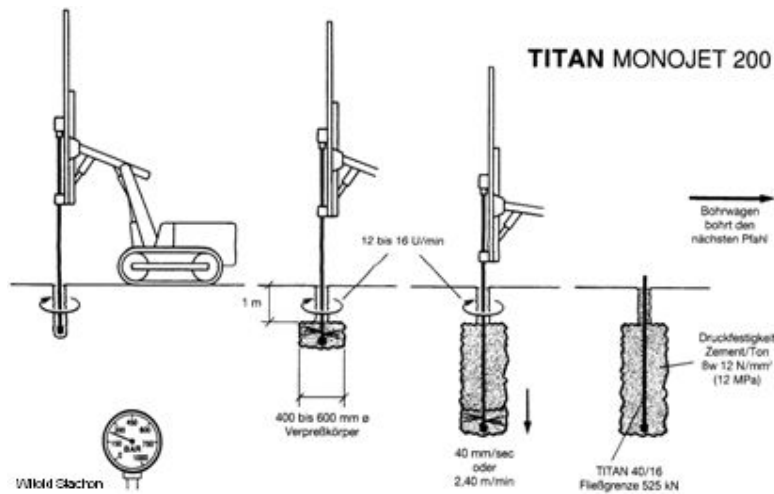




Струменевий комплекс по технології виготовлення «TITAN MONOJET 200».



Фотографія сопла струминного монітора



Технологічна послідовність виконання робіт при створенні стовпа (палі) закріпленого ґрунту

7 Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями

(Підсилення фундаментів будівель та споруд, побудованих на лесових ґрунтах, буроін'єкційними палями. ВБН В.2.1-1-97. - [Чинний від 1998-05-01]. - К.: Укрмонтажспецбуд, 1997. – 42 с. – (Національні стандарти України).

Згідно з ДСТУ Б В.3.1-2:2016 «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд» розрахунок і проектування палей і їх основ при підсиленні фундаментів необхідно виконувати відповідно до вимог ДБН Основи та фундаменти. При цьому палі підсилення повинні передавати на основу **додаткову частину зовнішнього навантаження**, а також запобігати і забезпечувати стабілізацію подальших осідань фундаментів і деформацій наземних конструкцій. Виключення з роботи по ґрунту існуючих фундаментних конструкцій допускається тільки при встановленні їх повної технічної непридатності.

Для підсилення фундаментів слід застосовувати вертикальні палі. Похилі палі допускається використовувати лише за неможливості влаштування вертикальних палей або за наявності горизонтальних навантажень на фундамент.

Несучу спроможність похилої палі за матеріалом ствола та ґрунтом визначають розрахунком на одночасну дію поздовжньої і горизонтальної сил, що одержують від розкладання вертикального навантаження на палю вздовж і поперек її осі, а також згинального моменту при жорсткому з'єднанні палі і фундаменту.

Крім того, ствол похилої палі перевіряють розрахунком на згинання від впливу тиску ґрунту, що передається від подошви існуючого фундаменту.

Величину кута нахилу палі до вертикалі при використанні похилих палей, які проходять крізь тіло фундаменту, слід призначати в діапазоні від 5° до 15° . Для похилих палей, які не проходять крізь тіло фундаменту (схеми 14, 15), кут нахилу слід призначати в діапазоні від 20° до 30° .

КОНСТРУКТИВНІ СХЕМИ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД БУРОІН'ЄКЦІЙНИМИ ПАЛЯМИ

При визначенні конструктивної схеми підсилення фундаментів слід враховувати особливості спільної роботи системи "будівля – (лесо́ва) основа" як в умовах, що склалися на момент розглядання, так і з урахуванням прогнозу подальших змін у плануванні і конструкціях будівлі, величини і характеру навантажень на фундаменти, міцності матеріалу існуючих фундаментів і фізико-механічних властивостей ґрунтів основ з тим, щоб забезпечити надійну експлуатацію будівлі.

При розробці проекту підсилення буроін'єкційними палями фундаментів будівель, розташованих у безпосередній близькості від інших будівель, слід враховувати можливість їх влаштування і впливу навантаження від сусідніх будівель і споруд на палі підсилення.

Для підсилення основ та фундаментів рекомендується використовувати буроін'єкційні палі діаметром 100 - 250 мм і довжиною від 3 до 25 м. Використання інших можливих розмірів дозволяється при відповідному обґрунтуванні.

Буроін'єкційні палі застосовують для підсилення стрічкових, окремо стоячих (стовпчастих) і плитних фундаментів в межах всієї будівлі таким чином, щоб забезпечити рівність деформацій всіх фундаментів будівлі і запобігти виникненню недопустимої різниці осідань чи просідань, які розвиваються після підсилення.

Допускається в окремих випадках підсилення **пальових фундаментів** будівель або їх відсіків буроін'єкційними палями. При цьому можливе підсилення тільки тих існуючих пальових фундаментів будівлі, які потребують цього за розрахунком.

Буроін'єкційні палі, що підсилюють фундаменти, об'єднуються ростверками. Допускається не виконувати ростверки, якщо палі безпосередньо жорстко чи гнучко зв'язані з існуючим фундаментом або використовуються як армуючий елемент основи.

Конструктивні схеми підсилення фундаментів буроін'єкційними палями за ознакою взаємодії паль з існуючими фундаментами поділяються на жорсткі, піддатливі (гнучкі) і відокремлені. В жорстких і гнучких схемах палі та існуючі фундаменти зв'язані конструктивно, а у відокремлених - палі і фундаменти не зв'язані безпосередньо, а взаємодіють крізь ґрунт основи.

В жорстких конструктивних схемах (додаток А, схеми 1, 2, 4, 5, 8, 10, 17, 20, 21, а також 3, 6, 7, 16, 18, 19 **при жорсткому об'єднанні ростверків з фундаментами і палями**) об'єднання буроін'єкційних паль, що знаходяться за межами існуючих фундаментів, здійснюється за допомогою ростверків, улаштованих вище верхнього уступу фундаменту, в межах висоти існуючого фундаменту або нижче його подошви. Такі схеми застосовуються тоді, коли міцність тіла фундаменту достатня, і він може працювати надійно в подальшому, не вимагаючи додаткових заходів з підсилення .

При достатній міцності тіла існуючого фундаменту та незначних розмірах його подошви, буроін'єкційні палі можуть проходити крізь тіло фундаменту.

В гнучких конструктивних схемах (додаток А, схеми 3, 6, 7, 16, 18, 19 **при гнучкому об'єднанні ростверка з фундаментом і палями**) зв'язок між буроін'єкційними палями і фундаментом допускає заданий рівень піддатливості у вертикальному та (або) горизонтальному напрямку.

Цей спосіб підсилення використовується в тих випадках, коли конструкція фундаментів є достатньо надійною, але необхідно допустити можливість вирівнювання раніш виявлених нерівномірних деформацій основи.

Конструктивні схеми з відокремленими буроін'єкційними палями (додаток А, схеми 11 - 15) допускають значно більші деформації основи, але такі, що не перевищують граничні. В цьому випадку буроін'єкційні палі використовуються для:

а) сприймання бокового тиску ґрунту і недопущення його випору на ділянках можливого послаблення;

б) армування основи або обмеження потужності стиснутої зони та зменшення тим самим вертикальних деформацій;

в) підвищення стійкості основи на глибинний зсув.

При цих конструктивних схемах палі безпосередньо не зв'язані з фундаментом. Такі схеми можуть використовуватись і для підсилення фундаментів будівель при неможливості виконання схем, наведених у 2.7. и 2.8.

2.10 Конструктивні схеми, наведені у 2.7 - 2.9, можуть бути також комбінованими. Вибір схем повинен носити індивідуальний характер, який забезпечує найбільш раціональну форму підсилення.

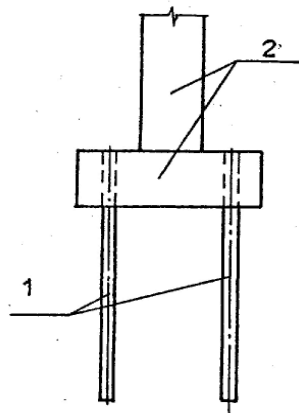


Схема 1

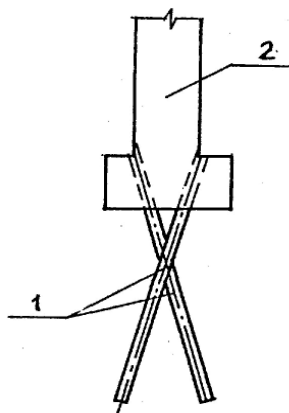


Схема 2

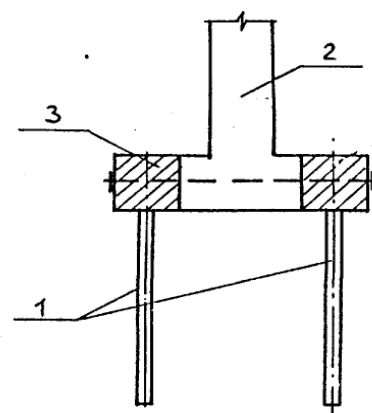


Схема 3

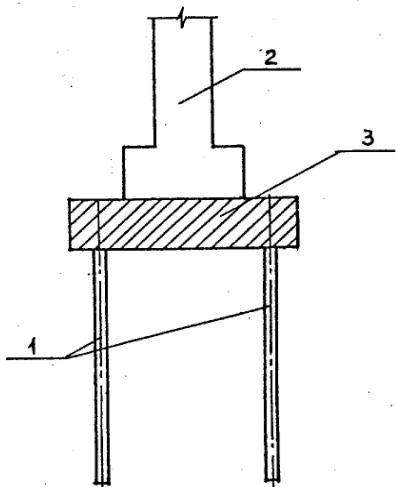


Схема 4

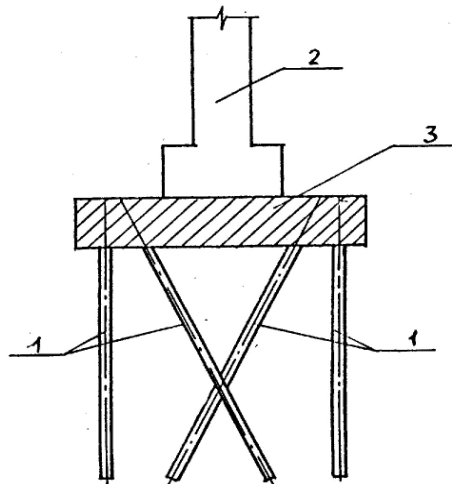


Схема 5

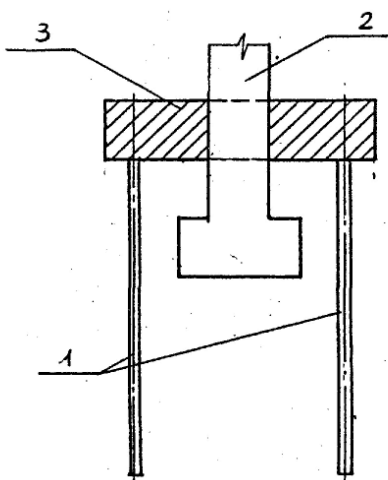


СХЕМА 6

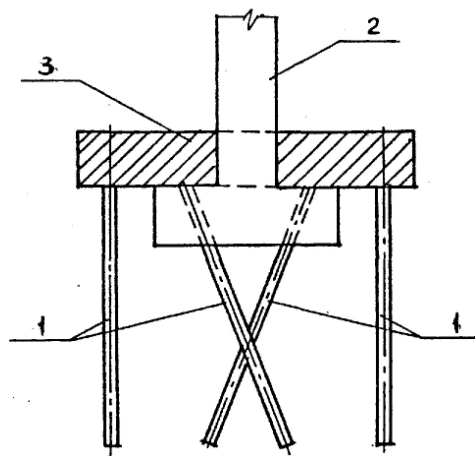


СХЕМА 7

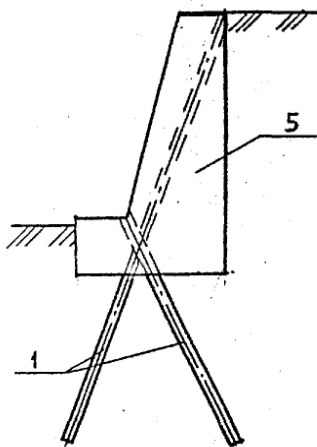


СХЕМА 8

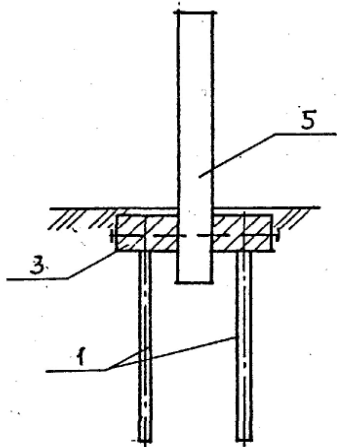


СХЕМА 9

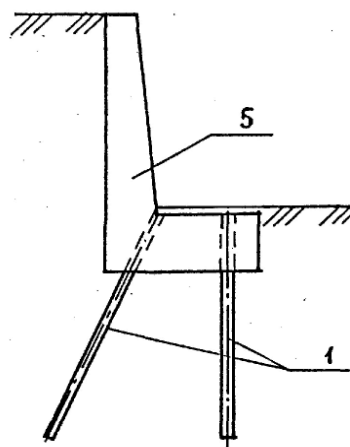


СХЕМА 10

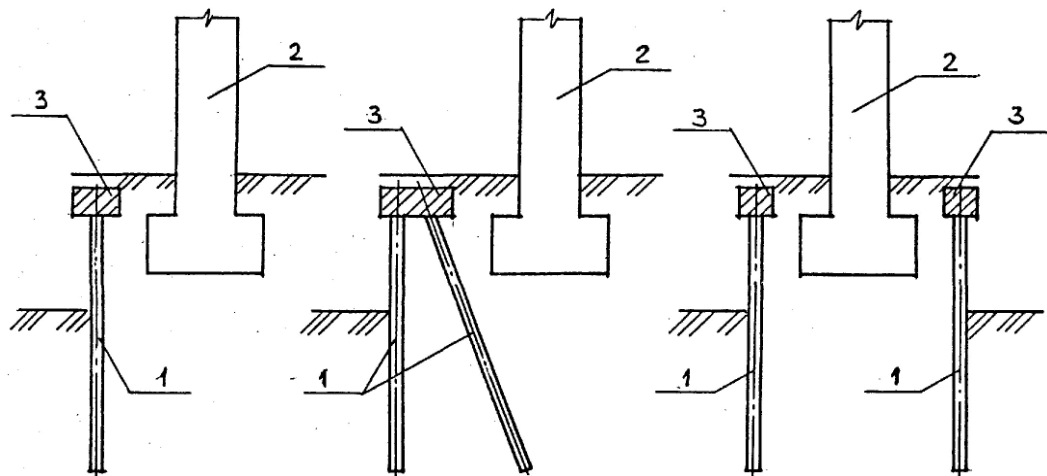


Схема 11

Схема 12

Схема 13

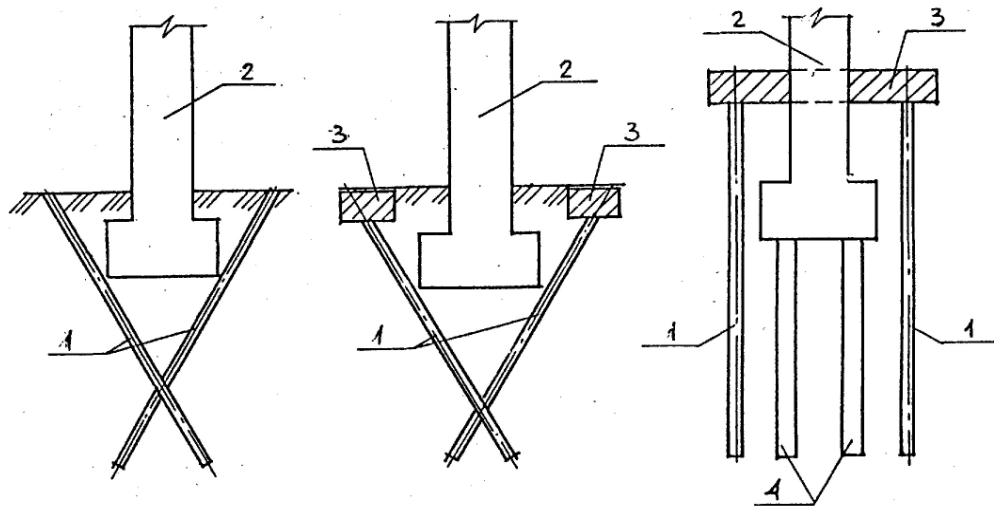


Схема 14

Схема 15

Схема 16

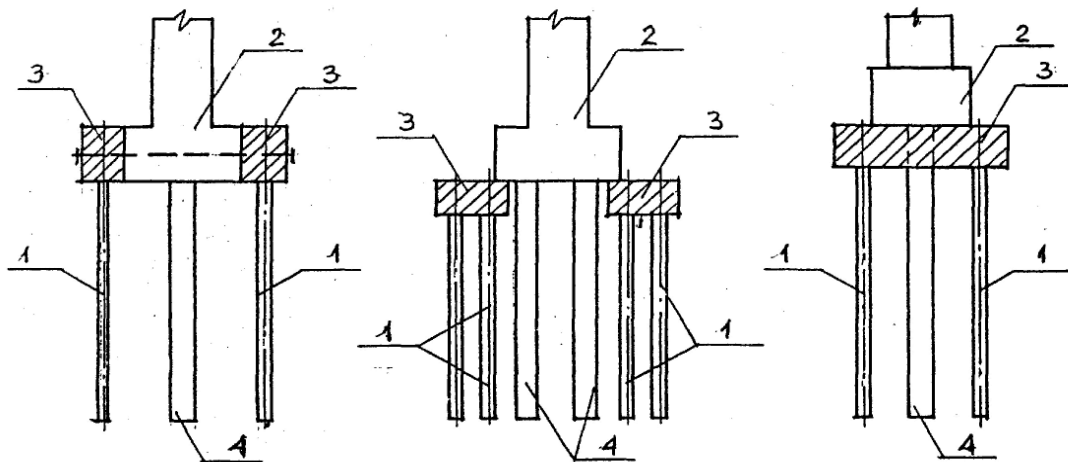


СХЕМА 17

СХЕМА 18

СХЕМА 19

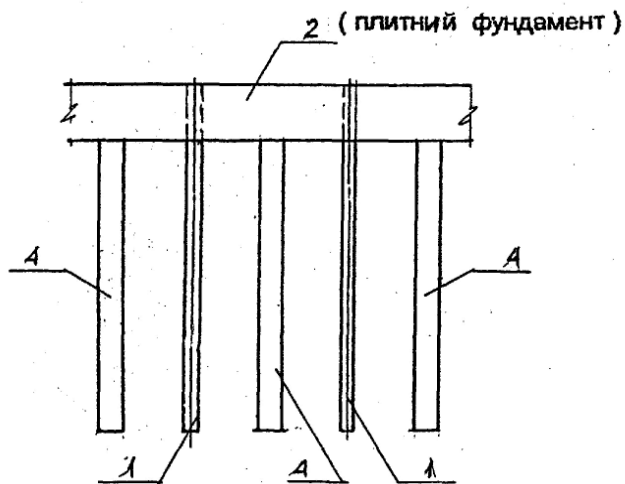


Схема 20

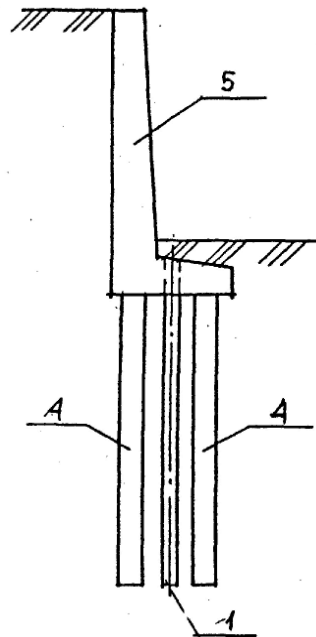


Схема 21

Основні положення розрахунку фундаментів, підсилюваних буроін'єкційними палями

Розрахунок підсилення фундаментів буроін'єкційними палями необхідно вести як для пальових фундаментів у відповідності з вимогами ДБН за граничними станами:

- а) першої групи:
 - за міцністю матеріалу паль і пальових ростверків;
 - за несучою здатністю ґрунту основи, паль;
 - за несучою здатністю основ пальових фундаментів, якщо на них передаються значні горизонтальні навантаження, або якщо вони обмежені укосами чи знаходяться у межах схилів;
- б) другої групи:
 - за осіданнями основ паль і пальових фундаментів від вертикальних навантажень;
 - за переміщенням паль спільно з ґрунтом основи від дії горизонтальних навантажень і моментів;

- за виникненням або розкриттям тріщин в елементах залізобетонних конструкцій пальових фундаментів.

Розрахунок підсилення фундаментів повинен виконуватись з урахуванням виду і стану існуючих фундаментів, прийнятого способу підсилення і конкретної розрахункової схеми.

Для випадку підсилення фундаментів мілкою закладання буріон'єкційними палями із жорстким об'єднанням їх з існуючим фундаментом повинна виконуватись умова

$$\sum N^{\parallel} \leq N_1^{\parallel} + \frac{N_2^{\parallel}}{\gamma_{f-mt}}, \quad (4)$$

де $\sum N^{\parallel}$ - сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні подошви підсиленого фундаменту, кН.

При простій і конструктивній схемі, відсутності сусідніх будівель і споруд та для недеформованих будівель (при збільшенні навантажень на фундаменти у випадку реконструкції) допускається визначати $\sum N^{\parallel}$, як остаточну, за формулою

$$\sum N^{\parallel} = N_0^{\parallel} + G_f^{\parallel} + G_r^{\parallel} + G_s^{\parallel}, \quad (5)$$

де N_0^{\parallel} - розрахункове вертикальне навантаження від надземних конструкцій будівлі на верхньому уступі фундаменту, кН, з урахуванням реконструкції, що проводиться;

G_f^{\parallel} - вага існуючого фундаменту, кН;

G_r^{\parallel} - вага ростверка або інших елементів підсилення, кН;

G_s^{\parallel} - вага ґрунту на уступах фундаменту і ростверка, підлоги та (або) вимощення в цих межах і можливих постійних чи тривалих тимчасових навантажень, кН.

Примітка. Значення, G_r^{\parallel} , G_r^{\parallel} , G_s^{\parallel} визначають для другої групи граничних станів без урахування виважувальної дії підземних вод, рівень яких розташований чи прогнозується вище, ніж рівень підшви фундаменту.

N_1^{\parallel} - розрахункове навантаження для другої групи граничних станів, кН, яке передається на існуючий фундамент після підсилення, визначається з урахуванням безпечного тиску на просідаючу основу за формулою

$$N_1^{\parallel} = p_{sl} \cdot A, \quad (6)$$

де p_{sl} - мінімальна величина початкового тиску просідання, кПа, лесового ґрунту, який залягає на глибину $h = b$ нижче підшви фундаменту.

Для непросідаючої основи

$$N_1^{\parallel} = \sigma_{mt} \cdot A, \quad (6a)$$

де σ_{mt} - середня напруга, кПа, на підшві фундаменту при виконанні умови $\sigma_{mt} \leq R$. Розрахунковий опір непросідаючого ґрунту визначається за формулою норм. Якщо фундамент спирається на ґрунтову подушку, то допустимість значення σ_{mt} повинна контролюватись на її нижній межі умовою $R_z = p_{sl}$;

A - площа підшви фундаменту, m^2 , при її ширині b , м;

N_2^{\perp} - розрахункове навантаження для першої групи граничних станів, кН, яке передається на бурюін'єкційні палі підсилення, визначається за формулою

$$N_2^{\perp} = n \cdot F_{d.sat} / \gamma_k, \quad (7)$$

де n - кількість бурюін'єкційних паль підсилення для фундаменту, який підлягає розрахунку;

$F_{d.sat}$ - розрахункова несуча здатність палі по ґрунту з урахуванням його можливого замочування, кН, яка визначається за рекомендаціями розділу 6 даних норм;

γ_k - коефіцієнт надійності, який приймається в залежності від способу визначення $F_{d.sat}$:

1,2 - при статичному випробуванні паль із замочуванням лесової основи;

1,3 - за результатами статичних випробувань паль у ґрунтах природної вологості з урахуванням можливого замочування в подальшому (див. 6.8);

1,4 - за даними інших методів, якщо їх вірогідність підтверджена перевіркою в регіональних умовах.

Середнє значення коефіцієнту надійності по навантаженню $\gamma_{f.mt}$ визначається за формулою

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^I}{\sum N^{II}} \quad , \quad (8)$$

де $\sum N^I, \sum N^{II}$ - сумарні розрахункові вертикальні навантаження відповідно для першої та другої груп граничних станів на рівні підшви фундаменту, які визначаються відповідно за формулами (9) та (5).

$$\sum N^I = N_0^I + G_r^I + G_r^I + G_s^I \quad , \quad (9)$$

де значення навантажень визначаються для першої групи граничних станів аналогічно з формулою (5).

5.5 При позацентровому навантаженні фундаменту мілкого закладання, підсиленого буроін'єкційними палями, повинна також виконуватись умова $\sigma_{mt} \leq p_{sl}$ а у формулу (6а) необхідно вводити значення $\sigma_{mt} \leq 1,2 R$.

Для будь-яких ґрунтових умов повинна також виконуватись умова $\sigma_{min} > 0$.

Для випадку підсилення палевих фундаментів буроін'єкційними палями з жорстким їх об'єднанням (див. 2.6, 2.7) повинна виконуватись умова

$$\sum N^I \leq N_1^I + N_2^I \quad , \quad (10)$$

де $\sum N^I$ - сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на підсиленій пальовий фундамент на рівні подошви ростверку, кН, яке визначається за формулою (9);

N_1^I - розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів, що передається на існуючий пальовий фундамент, кН, яке визначається з урахуванням фактичної роботи паль за рекомендаціями 5.2 або за формулою

$$N_1^I = \beta \cdot n_1 F_{d.sat.1} / \gamma_k \quad (11)$$

де β - коефіцієнт, що враховує фактичні умови роботи фундаменту, який приймається рівним $\beta = 0,8 - 1,0$;

n_1 - кількість паль в існуючому фундаменті;

$F_{d.sat.1}$ - несуча здатність забивних, набивних або інших типів паль по ґрунту основи, влаштованих раніше, кН, яка встановлюється для водонасиченого стану ґрунтів основи за рекомендаціями СНиП 2.02.03;

γ_k - коефіцієнт надійності, який приймається за рекомендаціями СНиП 2.02.03 і 5.4;

N_2^I - розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів, яке передається на буроін'єкційні палі підсилення, кН, визначається за формулою (7).

Лекція 18

Будівництво поряд з існуючими спорудами

1. Складнощі, що виникають при будівництві поряд з існуючими спорудами (в умовах щільної забудови).
2. Конструктивні рекомендації при будівництві поряд з існуючими спорудами.
3. Розрахунок основ при проектуванні біля існуючих будівель.
4. Особливості проектування основ, фундаментів та заглиблених споруд біля існуючих будівель.
5. Особливості виробництва робіт з улаштування фундаментів біля існуючих будівель і при зведенні споруд в декілька черг.

1 Складнощі, що виникають при будівництві поряд з існуючими спорудами (в умовах щільної забудови)

До розташованих в умовах щільної забудови слід відносити об'єкти, в основах яких зони напружень і переміщень (визначені як для незалежних, окремо розташованих об'єктів) – перетинаються, а також випадки будівництва багатосекційних будинків, що споруджуються чергами. При цьому зведення кожної черги (секції або кількох секцій) слід розглядати як будівництво нового об'єкта біля існуючого.

Складнощі виникають у випадках, коли відстань між гранями існуючих і нових будівель або споруд менше глибини товщі ґрунтів, що стискається, під новими фундаментами.

Розробка проектів будівель і споруд, що зводяться біля існуючих будов, допускається тільки за наявності всіх матеріалів їх обстежень, інженерно-геодезичних та інженерно-геологічних досліджень.

Досвід будівництва в стиснених умовах показує, що існуючі будинки та споруди зазнають додаткових деформацій. **Головними причинами цих додаткових деформацій є:**

- 1) Будівельно-технологічні впливи на основу існуючої споруди;
- 2) Зміна напруженого стану основи існуючої споруди від навантаження нової споруди;
- 3) Впливи технологічного устаткування, розміщеного в новій будівлі, на основи сусідніх будівель.

Будівельно-технологічні впливи на основу існуючої споруди небезпечні, оскільки нерівномірні і можуть сягати недопустимих величин. Крім того вони можуть спричинити втрату стійкості основи існуючих фундаментів.

Найбільш поширеними причинами виникнення додаткових деформацій від технологічних впливів є:

- ущільнення ґрунту під подошвою існуючого фундаменту за рахунок динамічного впливу від забивання шпунта, паль, трамбування, витрамбовування, які використовують під час спорудження нового фундаменту;

- відкопування котловану глибше подошви існуючих фундаментів (випинання ґрунту з-під подошви існуючого фундаменту в бік нового котловану);

- проморожування основи існуючого фундаменту після відкопування по-ряд котловану для фундаменту нового об'єкта.

- пливунне розрідження ґрунту під фундаментами, якщо під час проведення земляних робіт використовують відкритий водовідлив для зниження рівня ґрунтової води;

- переміщення шпунта в бік котловану.

Врахувати розрахунком додаткові деформації від перелічених причин складно, тому слід прагнути, щоб вони не виникали. Це досягається підбором технологій і механізмів для занурення паль, відкопування котлованів та інших видів будівельних робіт.

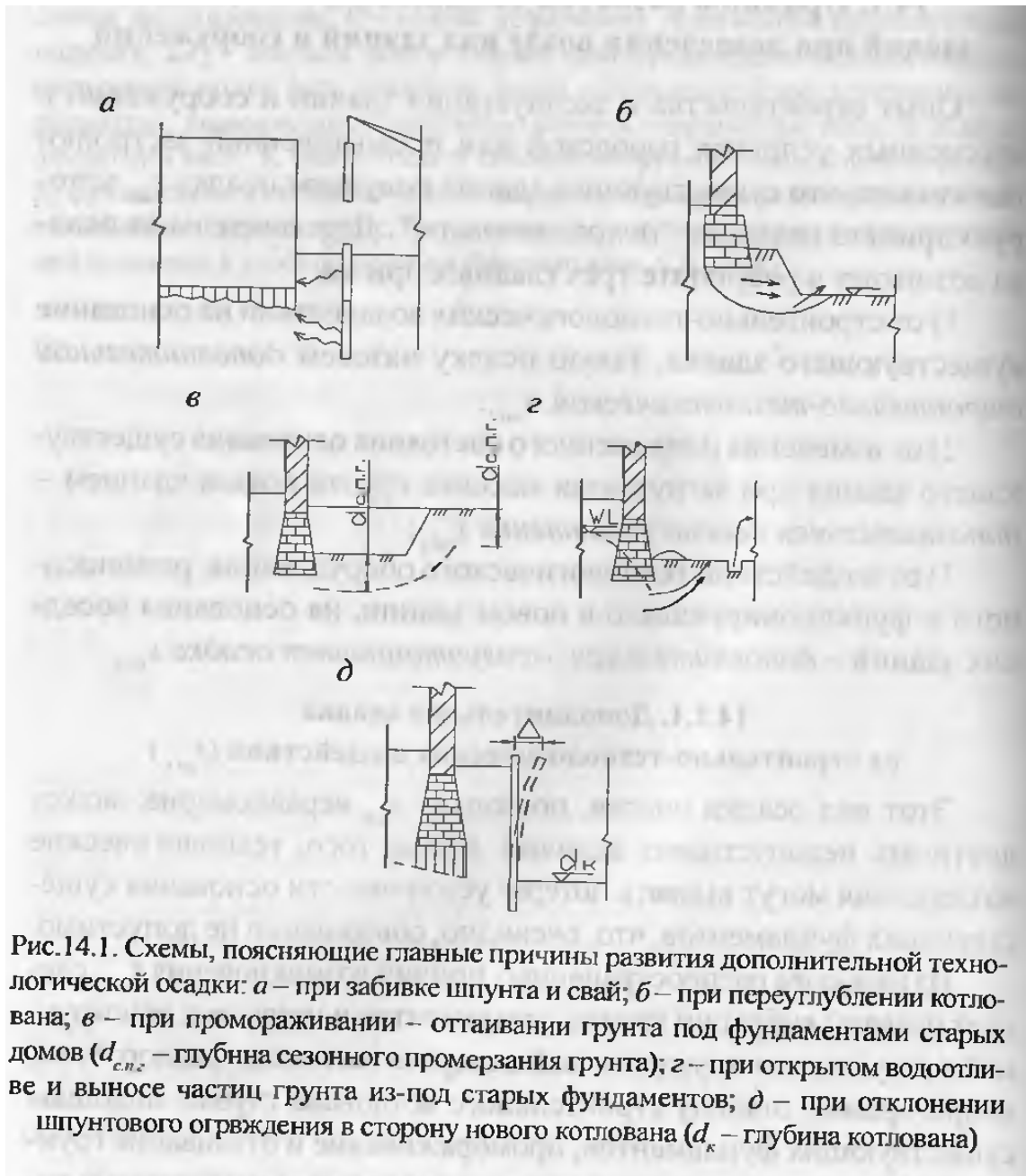


Рис.14.1. Схемы, поясняющие главные причины развития дополнительной технологической осадки: а – при забивке шпунта и свай; б – при переуглублении котлована; в – при промораживании – оттаивании грунта под фундаментами старых домов ($d_{с.н.з.}$ – глубина сезонного промерзания грунта); г – при открытом водоотливе и выносе частиц грунта из-под старых фундаментов; д – при отклонении шпунтового ограждения в сторону нового котлована ($d_к$ – глубина котлована)

Зміна напруженого стану основи існуючої споруди від навантаження нової споруди.

Будівництво нової споруди в умовах тісної забудови впливає на деформації основи під раніше зведеними будівлями. Додаткове осідання (іноді тріщини, нахили і перекоси) сильніше проявляються в тій частині існуючої будівлі, яка перебуває поблизу нової.

Як відомо, напружена (або деформована) зона в основі виходить за межі фундаменту, у результаті чого утворюється вирва осідання (рис. 9.9,а). Взаємний вплив близько розташованих фундаментів проявляється в тім, що формується загальна вирва осідання (рис.9.9,б, в).

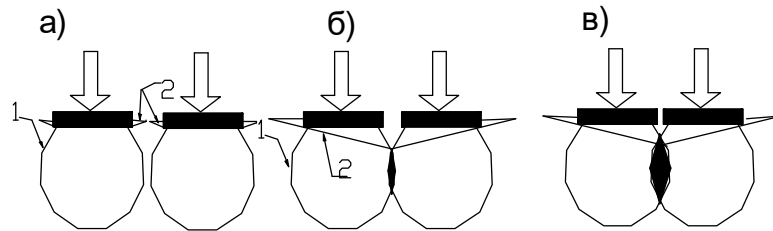


Рисунок 9.9 - Взаємний вплив двох фундаментів

а - напружені зони не перекриваються; б, в - зони напруг перекриваються;

1- зона напруг; 2 - вирва осідання.

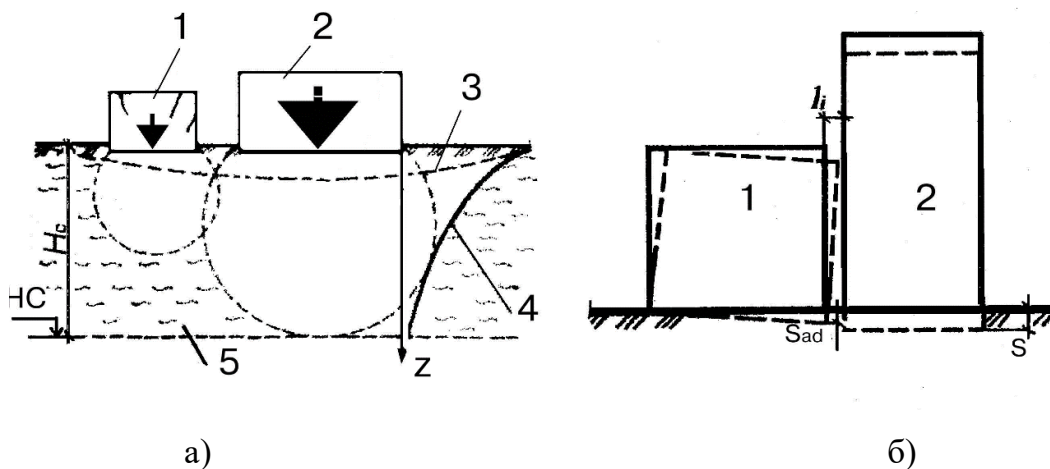


Рисунок 9.10 - Осідання поверхні ґрунту (а) і характер деформації

різнонавантажених будівель (б), розташованих поблизу одна від одної:

1 - існуюча будівля; 2 – новозбудована; 3 - вирва осідання; 4 – епюра осідання поверхні ґрунту; 5 - стислива товща.

Поверхня ґрунту безпосередньо біля краю підшви жорсткого фундаменту дає осідання, близьке до осідання самого фундаменту (рис.9.10,а), і з віддаленням від краю підшви воно інтенсивно зменшується. Ширина вирви осідання поблизу

будівлі, як показують спостереження, залежно від виду ґрунту, його стисливості і типу фундаменту становить (0,8-1,0) його ширини b для стовпчастого і (1,2 -1,5) b для стрічкового.

У випадку коли поряд з існуючою будівлею будується нова, „важча” за першу, то вирва осідання від нової будівлі призводить до додаткового осідання S_{ad} і деформації поряд існуючої будівлі (рис.9.10,б) і інженерних комунікацій, що перебувають у межах зазначеної вирви. На відстані $0,5 b$ від краю фундаменту глибина вирви осідання може становити (25 - 40)% величини осідання самого фундаменту.

Утворення вирви осідання в існуючій будівлі може бути викликане однобічним привантаженням складованим матеріалом або підсипанням ґрунту при планувальних роботах.

Якщо фундамент існуючої будівлі пальовий, то від осідання ґрунту під новою спорудою по поверхні паль може виникнути негативне тертя.

2. Конструктивні рекомендації при будівництві поряд з існуючими спорудами

Для зниження впливу нового будівництва на існуючі об’єкти слід використувати заходи по зниженню додаткових навантажень на основу у зоні впливу:

- улаштування розриву між об’єктами;
- зниження кількості поверхів нового об’єкта, що примикає до існуючого (всього об’єкту або частини в зоні примикання);
- застосування в новому об’єкті конструкцій з полегшених матеріалів;
- улаштування в зоні примикання проїзду висотою 1-2 поверхи;
- улаштування стрічкових фундаментів нового об’єкту перпендикулярно фундаментам стін в зоні примикання;
- улаштування огорожі котловану у вигляді шпунтової стіни або паль в ґрунті різних конструкцій;
- застосування консольних фундаментів в зоні примикання;
- улаштування нових фундаментів методом «стіна в ґрунті»;

- виключення заглиблених частин нових об'єктів, підвалів в зоні примикання;
- виключення складної форми примикання;
- улаштування нових фундаментів із паль, що зменшують додаткові навантаження, виключають динамічні впливи (палі, що занурюють через лідерні свердловини, вдавлюють або загвинчують, буронабивні палі в трубі тощо);
- укріплення в зоні примикання нових об'єктів ґрунтів основи шляхом цементації, силікатизації, смолізації, армування геоматеріалами тощо;
- влаштування роз'єднувальної стінки із шпунту або паль та ін.

Останній прийом практично виключає небезпечний вплив нової забудови, якщо роз'єднувальна стінка зроблена з такими умовами: вона повинна досягати щільних шарів ґрунту, при її влаштуванні не застосовують динамічних методів, щоб стінка не змістилася у бік нового котловану, передбачають установлення анкерів або розпірок.

Огороження слабкої основи існуючої будівлі (рис.9.11,а) уздовж сторони, з якої починається будівництво нової, виконують зі шпунта, буронабивних і буроін'єкційних паль і способом «стіна в ґрунті». У вертикальному розрізі огорожа повинна прорізати стисливу товщу в слабкому ґрунті і входити в щільні шари для того, щоб переміщення огорожі було набагато меншим від величини осідання споруджуваної будівлі.

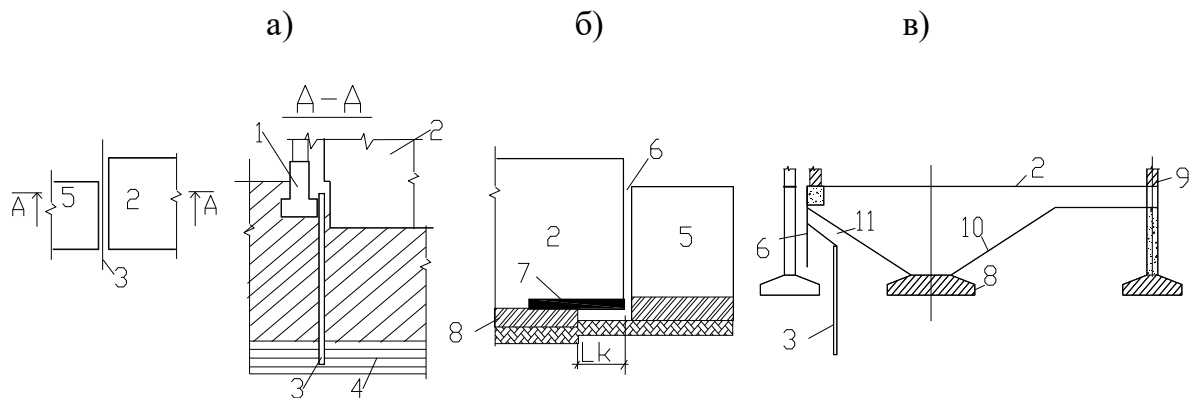
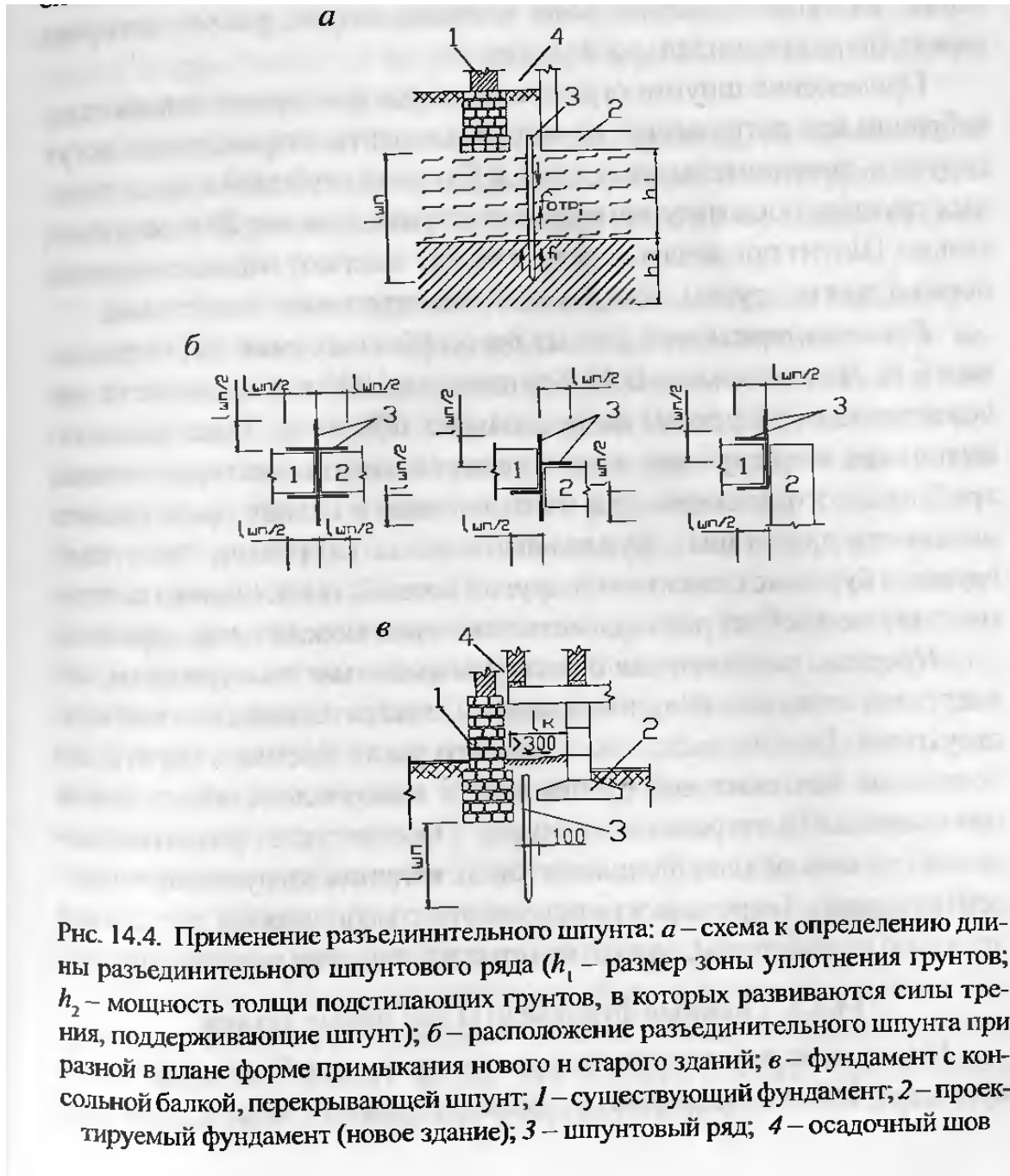


Рисунок 9.11 - Конструктивні заходи щодо виключення взаємного впливу поряд розташованих будівель на їхні деформації:

а - захисна огорожа; б - фундаменти з консоллю при поздовжніх несучих стінах або плиті; в - при поперечних несучих стінах; 1 - існуючий фундамент; 2 - проєктований будинок; 3 - захисне огородження; 4 - щільний ґрунт; 5 - існуючий будинок; 6 - осадковий шов; 7 - консоль; 8 - проєктований фундамент; 9 - несуча стіна; 10 - монолітна частина стіни фундаменту з консоллю; 11 - зазор.



Суть використання фундаментів з консолями (рис.9.11,б, в) полягає в наступному: фундамент нової будівлі не доводять до його торця; торцева частина будівлі опирається на консоль, виліт якої l_k визначається з розрахунку; консоль найчастіше виконується у вигляді плити.

Улаштування осадових швів між існуючою і будівлею або спорудою, що примикає, є обов'язковим. При проектуванні будівель, що зводяться в декілька черг (незалежно від типу фундаментів), також необхідно передбачати осадові шви, що розділяють частини будівлі різночасного зведення. У цих випадках рекомендується улаштування фундаментів в зоні примикання або під всією подальшою чергою будівництва одночасно.

Застосування для нового об'єкту палевих фундаментів призводить до мінімізації осідань як нової будівлі, так і існуючих сусідніх. При цьому необхідно прийняти таку технологію палевих робіт, яка виключає негативні впливи. Для зменшення динамічних впливів при забиванні палей рекомендується:

- глинисті ґрунти менше реагують на вібрацію та динамічне навантаження, ніж піщані, тому відстань місця забивання палей до існуючої забудови в умовах поширення глинистих ґрунтів можна приймати меншою;

- для зменшення амплітуди коливань забивні палі занурюють у пробурені лідерні свердловини;

- для зниження рівня коливань зменшують частоту ударів та висоту падіння молота, як компенсацію збільшують вагу падаючої частини молота;

- для полегшення занурення палей використовують так звану "тиксотропну сорочку" або обмазують бічну поверхню палей полімеризаційними смолами;

- під час проектування вживають усіх можливих заходів для збільшення проміжку між існуючими фундаментами і найближчими рядами палей; при цьому мають на увазі, що з віддаленням палей інтенсивність динамічного впливу швидко знижується;

- для визначення найменшої безпечної відстані між існуючими фундаментами і палями слід користуватися відповідними нормативними документами; дані, які при цьому визначені, слід перевіряти у процесі дослідних робіт із за-

нурення паль; у сумнівних випадках переходити до методу вдавлювання або до бурових паль.

Вибір захисного заходу залежить від конкретних умов зведення нової будівлі поблизу існуючої.

3. Розрахунок основ при проектуванні біля існуючих будівель

При виконанні розрахунків основ і фундаментів існуючих об'єктів, що піддаються впливу нового будівництва, слід урахувувати: зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів і гідрогеологічних умов у процесі сусіднього будівництва; додаткові навантаження і впливи з урахуванням їх найбільш несприятливих сполучень і характеру (послідовності) прикладання.

Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за несучою здатністю основи (першою групою граничних станів) в умовах щільної забудови слід виконувати у випадках:

- улаштування котлованів поблизу об'єктів;
- улаштування виробок і траншей (у тому числі під захистом тиксотропних розчинів) поблизу об'єктів;
- передачі на існуючі фундаменти додаткових навантажень і впливів;
- зниження планувальних позначок поблизу зовнішніх стін об'єктів;
- зміни порових тисків у ґрунтовому масиві при незавершеному будівництві.

Метою розрахунку за першою групою граничних станів є забезпечення міцності і стійкості основи, недопущення зрушення чи перекидання існуючих фундаментів при змінах умов експлуатації.

Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за деформаціями основ (за II групою граничних станів) виконують у всіх випадках, якщо вони знаходяться в зоні впливу нового будівництва.

Додаткові деформації визначають в залежності від виду впливу у випадках:

- зміни гідрогеологічних умов;
- збільшення навантажень при будівництві нового об'єкта;

- влаштування поблизу об'єкта котловану чи зміни планувальних позначок;
- динамічних впливів.

Спільна деформація основи та існуючого об'єкта при впливі нового будівництва повинна задовольняти вимогам (ДБН В.2.1-10-2009):

$$S + S_d \leq S_{u,c}$$

$$S_c = S + S_d$$

де S - величина деформації основи фундаментів існуючого об'єкта, що відбулася до початку дії впливів від нового будівництва;

S_d - додаткова (приріст) деформація основи фундаментів, викликана впливом нового будівництва;

S_c - спільна повна деформація основи фундаментів існуючої будівлі (споруди) з урахуванням впливу нового будівництва та збільшення вертикальних напружень, викликаних сусіднім будівництвом.

Повна деформація в загальному випадку характеризується згідно з 7.6.4.

S_{uc} - граничне значення спільної повної деформації основи.

Значення деформацій основи s , $s_{u,c}$, s_d , s_u визначають з та урахуванням характеристик і стану ґрунтів на період нового будівництва.

Граничне значення спільної повної деформації основи слід визначати як

$$S_{u,c} = \gamma_c S_u,$$

де S_u – граничне значення деформації для нового будівництва;

γ_c — коефіцієнт умов роботи, що призначають у залежності від категорії стану будівлі за результатами обстежень і приймають рівним 1,0 - для I і II категорії (нормальний та задовільний стани), 0,8 - для III категорії (непридатний до нормальної експлуатації стан).

Розрахунок деформацій слід проводити з урахуванням:

- виникнення додаткових ефективних напружень у ґрунті за рахунок зниження рівня підземних вод;
- зниження величин модуля деформації ґрунту при його водонасиченні;
- змін характеристик ґрунту за рахунок виважувальної дії води.

Розрахунок осідань і горизонтальних зрушень існуючих фундаментів, викликаних деформаціями огорожувальних конструкцій при влаштуванні поблизу будинків підкріплених котлованів, для перевірки необхідності застосування захисних заходів допускається проводити без урахування жорсткості елементів об'єкта.

Для визначення переміщень фундаментів існуючих об'єктів, що попадають у зону впливу, необхідно виконати розрахунок огорожувальних конструкцій згідно з розділом 6 ДБН В.2.1-10-2009 і побудувати епюру їхніх горизонтальних переміщень.

У випадку, якщо існуючий фундамент попадає в призму активного тиску ґрунту, слід вважати, що його переміщення безпосередньо залежать від величин горизонтальних зсувів огорожувальної конструкції.

При необхідності використання захисних заходів щодо зниження величин додаткових деформацій основ і фундаментів існуючих об'єктів, викликаних новим будівництвом, ефективність цих заходів повинна оцінюватись шляхом розрахунків на основі математичного моделювання ситуаційного розташування об'єктів на ділянці будівництва.

У випадку влаштування тимчасового анкерного кріплення огороження котловану споруджуваного об'єкта слід урахувати можливість його впливу на деформації фундаментів поруч розташованих існуючих об'єктів за рахунок додаткових зусиль, переданих на основу при натягу анкерів, а також за рахунок повзучості коренів анкерів у процесі екскавації котловану.

Величини додаткових деформацій фундаментів існуючих об'єктів при розташуванні коренів анкерів у межах стисливої товщі їх основи, а також у випадку можливості передачі на фундаменти додаткових горизонтальних складових нава-

нтажень повинні оцінюватись розрахунками з використанням методів математичного моделювання.

При необхідності закладання фундаментів нового об'єкта в невідкріпленому котловані нижче позначки закладання існуючих фундаментів припустимо **різницю позначок закладання Δh визначають виходячи з умови забезпечення стійкості укосу.**

$$\Delta h = \alpha \left(\tau g \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right)$$

4. Особливості проектування основ, фундаментів та заглиблених споруд біля існуючих будівель

При визначенні розрахунком осідань основ нової будівлі обов'язкове урахування ущільненого стану ґрунтів від тиску існуючих будівель і споруд, які існували на забудовуваній ділянці або підлягають зносу. Обов'язково слід проводити перевірку різниці осідань (перекоосу) на ділянці, що примикає доіснуючої будівлі.

Визначення додаткового осідання основи існуючих будівель, рекомендується виконувати методом підсумовування, методом обмеженої товщі, що стискається, або чисельним методами, при цьому (у запас) жорсткість коробки існуючих будівель не враховується.

Розрахунок додаткових осідань основ існуючих будівель або споруд повинен проводитися, виходячи з умови (1.2):

$$S_d \leq S_{du} \quad (1.2)$$

де S_d - додаткове осідання існуючої будівлі від завантаження сусідньої ділянки будівлею або спорудою, що зводиться;

S_{du} - гранично допустима величина **додаткової деформації** основи, що встановлюється за вказівками [Додаток Б ДБН В.2.1-10:2018, ДБН Висотні будівлі, Далматов, Коновалов], і даним технічного обстеження існуючої будівлі.

У необхідних випадках S_d повинна включати осідання, викликане відхиленням шпунта у бік проектного котловану.

Для існуючих будівель, які споруджені більше 10 років, величини гранично допустимих додаткових осідань основ не повинні перевищувати значень, наведених в табл.14.1 (Далматов), встановлених за даними численних багаторічних натурних спостережень.

Для будівель, що зводяться в декілька черг, величини додаткових осідань для раніше побудованих фундаментів, що встановлюються розрахунком, не повинні перевищувати значень, вказаних в табл.14.1.

Таблиця 14.1

Значения предельно допустимых величин дополнительных осадок сооружений и зданий различных типов и степени износа конструкций зданий

Тип здания	Категория технического состояния здания по табл. 14.2	Предельная величина наибольшей дополнительной осадки $s_{ад, макс. и}$, см	Предельный дополнительный перекося на участке примыкания $i_{ад.и}$	Предельный дополнительный крен $i_{ад.и}$
Бескаркасные со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования	I	4	0,0030	0,004
	II	3	0,0020	0,002
	III	2	0,0010	0,002
То же с армированием или железобетонными поясами	I	6	0,0035	0,004
	II	4	0,0018	0,004
	III	3	0,0012	0,003
Бескаркасные со стенами из крупных панелей	I	4	0,0020	0,004
	II	3	0,0010	0,002
	III	2	0,0007	0,002
Каркасные промышленного типа	I	7	0,0030	-
	II	5	0,0020	-
	III	3	0,0020	-
"Точечные" (дымовые трубы и др.)	I	10	-	0,002
	II	5	-	0,001
	III	-	-	-

Для типів будівель, які не увійшли в табл.14.1 граничні деформації встановлюються за ДБН В.2.1-10-2009 з коефіцієнтом 0,5.

ДБН В.2.1-10:2018

ДОДАТОК Б
(довідковий)

**ГРАНИЧНІ ЗНАЧЕННЯ ДОДАТКОВИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ
І ФУНДАМЕНТІВ СПОРУД У ЗОНІ ВПЛИВУ НОВОГО БУДІВНИЦТВА**

Б.1 Граничні значення додаткових деформацій основ і фундаментів споруд у зоні впливу нового будівництва наведені в таблиці Б.1.

Таблиця Б.1 – Граничні значення додаткових деформацій основ і фундаментів споруд

Споруда	Технічний стан споруди	Граничні деформації основи	
		Відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_u$	Максимальні додаткові осідання $s_{max,u}$, см
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові споруди з залізобетонним каркасом	1	0,0020	4,0
	2	0,0016	2,5
	3	0,0012	1,5
2. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами з цегляної та іншої, дрібноштучної кладки з армуванням або влаштуванням залізобетонних поясів	1	0,0022	3,0
	2	0,0015	2,0
	3	0,0010	1,0
3. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами з цегляної кладки без армування	1	0,0015	2,5
	2	0,0010	1,5
	3	0,0007	0,7
4. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами з крупних панелей	1	0,0010	2,0
	2	0,00075	1,0
	3	0,0005	0,5
5. Будівлі і споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	1	0,0025	4,5
	2	0,0020	3,0
	3	0,0015	2,0
<p>Примітка 1. Технічний стан споруди згідно з класифікацією ДСТУ-Н Б В.1.2-18.</p> <p>Примітка 2. При технічному стані споруди 4 – "аварійний", додаткові деформації основ і фундаментів будівель і споруд не допускаються. У разі наявності у зоні впливу новобудови споруди категорії технічного стану 4 до початку будівельних робіт слід відновити її експлуатаційну придатність (підсилити).</p>			

Додаткові нерівномірності осідання - перекіс сусідніх марок в зоні примикання встановлюється за формулою:

$$i_d = \frac{\Delta s_d}{L} = \frac{s_{d1} - s_{d2}}{L_{1-2}},$$

де $S_{d,1}$ - додаткове осідання існуючого фундаменту по осі, крайній до зони примикання;

$S_{d,2}$ - додаткове осідання марки фундаменту, на відстані L_{1-2} (рис. 1.3а).

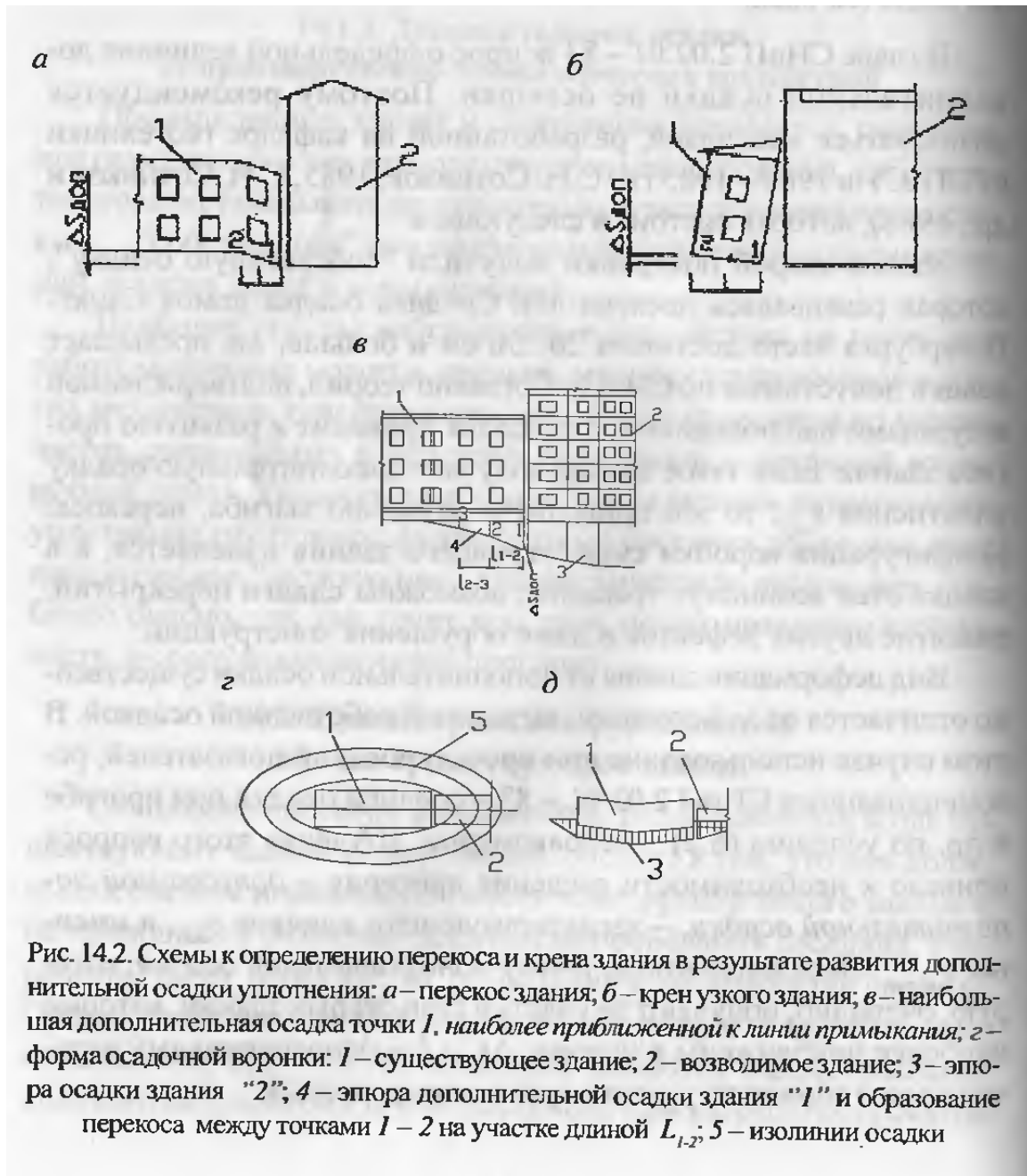


Рис. 14.2. Схемы к определению перекоса и крена здания в результате развития дополнительной осадки уплотнения: а – перекоса здания; б – крен узкого здания; в – наибольшая дополнительная осадка точки 1, наиболее приближенной к линии примыкания; г – форма осадочной воронки: 1 – существующее здание; 2 – возводимое здание; 3 – эпюра осадки здания “2”; 4 – эпюра дополнительной осадки здания “1” и образование перекоса между точками 1 – 2 на участке длиной L_{1-2} ; 5 – изолинии осадки

Відстань L_{1-2} рекомендується встановлювати для будівель:

а) з поздовжніми несучими стінами - від осі крайнього фундаменту до осі найближчого отвору;

б) з поперечними стінами - рівними відстані до осі сусідньої поперечної стіни;

в) каркасних - рівним кроку колон каркаса.

При примиканні до поздовжньої стіни вузької будівлі і можливості його повороту розвивається додатковий крен, визначений за формулою:

$$i_{ad} = \Delta S / B$$

де ΔS - різниця додаткових осідань двох поздовжніх стін існуючої будівлі;

B - ширина (в осях) існуючої будівлі.

Додатковий крен слід підсумовувати з фактичним креном існуючої будівлі, який встановлюється при інженерних дослідженнях.

Мінімальна відстань нового фундаменту від існуючого, на основі якої призначається виліт консолей в зонах примикання, рекомендується встановлювати розрахунком (методом випробувань). При цьому необхідно забезпечити дотримання вимог табл.14.1.

Глибина занурення роз'єднувальних шпунтових стінок (d_{ch}), повинна встановлюватися розрахунком так, щоб сили негативно-направленого тертя в ґрунтах, що стискаються, забезпечували нерухомість стінки.

Ширина осадових швів (δ_c) між новими та існуючими будівлями (спорудами) в надземній частині, повинна визначатися розрахунком з урахуванням крену існуючої будівлі у бік проектованого (в результаті розвитку додаткового осідання ущільнення) і його висоти.

Ширину зазору між фундаментами в місці примикання рекомендується призначати не менше 300 мм.