



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**НАСТАНОВА З ПРОЕКТУВАННЯ  
ПІДПІРНИХ СТІН**

**ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014**

*Відповідає офіційному тексту*

**З питань придбання офіційного видання звертайтеся до  
національного органу стандартизації  
(ДП «УкрНДНЦ» <http://uas.org.ua>)**

## ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК), ТК 304 "Захист будівель та споруд", ПК-7 "Інженерний захист територій, будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах"

РОЗРОБНИКИ: **І. Матвєєв**, канд. техн. наук (науковий керівник); **Г. Соловйова**, канд. техн. наук; **Ю. Слюсаренко**, канд. техн. наук; **Ю. Мелашенко**, канд. техн. наук; **А. Кісіль**, канд. техн. наук, **М. Мар'єнков**, канд. техн. наук; **Ю. Іщенко**

За участю: Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (ПолтНТУ);

**М. Зоценко**, д-р техн. наук; **Ю. Винников**, д-р техн. наук; **Ю. Великодний**, канд. техн. наук; **С. Біда**, канд. техн. наук; **М. Харченко**, канд. техн. наук

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

Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (НДІБВ); **О. Галінський**, канд. техн. наук; **О. Чернухін**, канд. техн. наук

ДП Донецький ПромбудНДІпроект (ДПБНДІП); **В. Абрамов**, канд. техн. наук

Державний вищий навчальний заклад "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури" (ДВНЗ ПДАБА); **М. Савицький**, д-р техн. наук; **В. Сєдін**, д-р техн. наук; **Т. Нікіфорова**, канд.техн. наук; **М. Моторний**, канд. техн. наук; **Г. Гуслиста**, канд. техн. наук; **І. Матюшенко**, канд. техн. наук; **А. Шаповал**, канд. техн. наук

Національний гірничий університет (НГУ); **О. Шашенко**, д-р техн. наук; **В. Шаповал**, д-р техн. наук  
СП "Основа-Солсиф"; **С. Дворнік**

Проектний інститут "Київський Промбудпроект"; **Е. Воловик**

ДП УкрНДІІНТВ; **Г. Стріжельчик**, канд. г.-м.наук; **І. Закопайло**

2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 31.12.2014 № 394, чинний з 2015-10-01

3 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

## ЗМІСТ

1	Сфера застосування . . . . .	1
2	Нормативні посилання . . . . .	2
3	Терміни та визначення понять . . . . .	2
4	Позначки та скорочення . . . . .	4
5	Загальні положення . . . . .	5
6	Види і конструкції підірних стін . . . . .	6
7	Вихідні дані для проектування і розрахунків підірних стін . . . . .	20
8	Розрахунок підірних стін і стін підвалів . . . . .	31
9	Проектування підірних стін і стін підвалів . . . . .	57
Додаток А		
	Методика уточнених інженерно-геологічних вишукувань для розрахунку підірних стін і огорожувальних конструкцій на зсувних ділянках . . . . .	61
Додаток Б		
	Приклади розрахунків підірних стін . . . . .	67
Додаток В		
	Приклади проектування підірних стін у складних умовах будівництва . . . . .	76
Додаток Д		
	Бібліографія . . . . .	81

# НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

## НАСТАНОВА З ПРОЕКТУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН

### РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПОДПОРНЫХ СТЕН

### THE RULES OF RETAINING STRUCTURES DESIGN

Чинний від 2015-10-01

#### 1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

**1.1** Цей стандарт розповсюджується на проектування і будівництво підірних стін постійного призначення для промислових і цивільних споруд, а саме: гідротехнічних, атомних, хімічних, меліоративних, транспортних, дорожніх і аеродромних, а також підірних стін, що зводяться на підроблюваних територіях, схилах і ділянках, схильних до зсувних процесів, розташованих на територіях з просідаючими і слабкими ґрунтами.

**1.2** Стандарт поширюється також на проектування підірних стін спеціального призначення (протизсувних, протиобвальних) та призначених для будівництва в особливих умовах (щільна забудова, динамічні впливи, сейсміка, вплив температури).

**1.3** Цей стандарт розроблено у розвиток розділу 13 ДБН В.2.1-10 та розділів 2 і 3 СНиП 2.09.03 і поширюється на проектування:

– підірних стін, що зводяться на природній основі і розташовані на територіях промислових підприємств, міст, селищ, магістральних, під'їзних і внутрішньомайданчикових залізничних і автомобільних дорогах;

– зовнішніх стін підвалів різного призначення вбудованих і окремо розташованих, заглиблених частин будівель і підземних споруд;

– утримуючих споруд постійного призначення (наприклад, постійні огорожувальні стіни котлованів з палей різних конструкцій тощо)

**1.4** Вимоги до проектування тимчасових огорожувальних конструкцій котлованів і відсічних стін регламентовані ДСТУ-Н Б В.2.1-32, споруд, що зводяться способом "стіна в ґрунті" – ДСТУ-Н Б В.2.1-29.

**1.5** Стандарт не поширюється на проектування підірних стін при дії хвильових і льодових сил, сил зіткнення (бічні удари), фільтраційних сил, обумовлених різницею рівнів води біля утримуючої споруди, тимчасових огорожувальних стін котлованів, відсічних стін між існуючою спорудою і новобудовою при щільній забудові.

**1.6** Цей стандарт містить положення і особливості проектування, додаткові вимоги до інженерних вишукувань, методики розрахунків, приклади конструктивних рішень при проектуванні підірних протизсувних споруд.

**1.7** Стандарт розповсюджується також на роботи з оцінки несучої здатності і деформативності існуючих чи проєктованих підірних стін, утримуючих та протизсувних споруд при розробці заходів зі збереження, забезпечення довговічності існуючих об'єктів, при розробці котлованів, забезпеченні стійкості схилів, влаштуванні заглиблених і глибоких фундаментів на схилах в зоні впливу існуючої споруди.

**1.8** Стандарт не поширюється на розрахунки стійкості укосів, визначення зсувного тиску, коефіцієнта стійкості.

## **2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ**

У цьому стандарті є посилання на такі нормативні акти та нормативні документи:

ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва

ДБН А.2.2-1-2003 Проектування. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд

ДБН А.3.2-2-2009 ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення

ДБН В.1.1-3-97 Захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення

ДБН В.1.1-5-2000 Захист від небезпечних геологічних процесів. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина 1. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах

ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.2-14-2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи

ДБН В.2.1-10-2009 Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування

ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування

ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення

ДСТУ Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНиП 3.02.01-87, MOD)

ДСТУ Б В. 2.6-139:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні підпірних стін. Технічні умови (ГОСТ 26815-86, MOD)

ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги (ГОСТ 31384-2008, NEQ)

ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови (EN 206-1:2000, NEQ)

ДСТУ-Н EN 1997-1:2010 Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT)

ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014 Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд

СНиП 2.06.07-87 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения (Підпірні стіни, судоходні шлюзи, рыбопропускні та рибозахисні споруди)

СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий (Споруди промислових підприємств)

## **3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ**

У цьому стандарті використано терміни, що означають поняття, визначені відповідно до: ДБН В.2.1-10, ДБН В.1.1-3, СНиП 2.09.03, ДСТУ Б В.2.1-28.

Нижче подано терміни, додатково використані у цьому стандарті, та визначення позначених ними понять.

### **3.1 тиск ґрунту боковий активний**

Мінімальне значення бокового тиску (напору) ґрунту на огорожувальну конструкцію, що зміщується у горизонтальному напрямку від нього, при виникненні розущільнення ґрунту зі зрушенням по поверхні зсуву

### **3.2 тиск ґрунту боковий пасивний**

Максимальне значення бокового тиску (відпору) ґрунту на утримуючу конструкцію, що зміщується у горизонтальному напрямку до нього, при виникненні спресування ґрунту і зсуву по поверхні випору

### **3.3 тиск ґрунту боковий у спокої**

Напір ґрунту на поверхню нерухомої огорожувальної конструкції без її зміщення у напрямку до ґрунту або від нього

### **3.4 кріплення котловану**

Конструктивний елемент, призначений для забезпечення стійкості вертикальних або нахилених укосів ґрунтових насипів чи виїмок

### **3.5 стіни підпірні**

Стіни різного конструктивного рішення, призначені для сприйняття напору від бічного тиску ґрунту, води з привантаженням на його поверхні від транспортних засобів або складованих матеріалів

### **3.6 стіна підвалу зовнішня**

Стіна підвалу з боку ґрунтової засипки, що сприймає, крім горизонтального напору ґрунту, ще і вертикальні зусилля від ваги вищерозташованих конструкцій і перекриттів (у т.ч. над підвалом), що спираються на них і завантажені тимчасовим рівномірно розподіленим навантаженням

### **3.7 стіни відсічні**

Стіни у ґрунті, що розділяють фундаменти сусідніх будинків з різною глибиною їх закладання

### **3.8 огорожувальні або протифільтраційні конструкції тимчасові**

Огорожувальні конструкції, які виконують свої функції в період будівництва, як правило, до трьох років

### **3.9 огорожувальні або протифільтраційні конструкції постійні**

Огорожувальні конструкції, які виконують свої функції на весь строк експлуатації споруди

### **3.10 свердловини, що перетинаються**

Свердловини, які за рахунок проходки на віддаленні одна від одної менше розміру їх діаметра взаємно перетинаються і утворюють в плані траншею з ламаним контуром стінок

### **3.11 стіни пальові**

Підземні стіни, що влаштовуються у вертикальних або нахилених бурових свердловинах

### **3.12 стіни траншейні**

Підземні стіни, що влаштовуються у вузьких глибоких траншеях під захистом глинистої суспензії або без неї

### **3.13 стіни траншейні і пальові несучі**

Стіни, які за рахунок своєї міцності забезпечують сприйняття зусиль від вдавлювання, висмикування або перекидання і передачу їх на ґрунти основи у вигляді стискального чи зрушувального напруження або їх комбінації з різними співвідношеннями

### **3.14 утримуючі споруди**

Типи стін і підтримуючих систем у ґрунті, в яких конструктивні елементи здатні протистояти матеріалам (ґрунтам), які вони утримують

### **3.15 фундаменти глибокі**

Фундаменти, які влаштовуються шляхом замонолічування у виробках (траншеях, свердловинах) без видалення ґрунту, що оточує їх, передають останньому зусилля через бічну поверхню і

підшву; вичерпання несучої здатності ґрунту основи відбувається з внутрішнім його випором за напрямком витіснення в сторони

#### 4 ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

##### 4.1 Характеристики ґрунту

$\gamma$  – питома вага

$\gamma_I, \gamma_{II}$  – питома вага непорушеного складу відповідно для граничних станів першої і другої груп

$\gamma'$  – питома вага засипки

$\gamma'_I, \gamma'_{II}$  – питома вага засипки відповідно для граничних станів першої і другої груп

$\varphi$  – кут внутрішнього тертя

$\varphi_I, \varphi_{II}$  – кут внутрішнього тертя непорушеного складу відповідно для граничних станів першої і другої груп

$\varphi'_I, \varphi'_{II}$  – кут внутрішнього тертя засипки відповідно для граничних станів першої і другої груп

$c$  – питома зчеплення

$c_I, c_{II}$  – питома зчеплення непорушеного складу відповідно для граничних станів першої і другої груп

$c'_I, c'_{II}$  – питома зчеплення засипки відповідно для граничних станів першої і другої груп

$e$  – коефіцієнт пористості

$E, E'$  – модуль деформації відповідно основи і засипки

$R_c$  – розрахункове значення межі міцності на одновісне стискання скельного ґрунту

$R$  – розрахунковий опір ґрунту основи

##### 4.2 Геометричні характеристики

$A$  – площа підшви фундаменту

$b$  – ширина підшви фундаменту

$b'$  – приведена ширина підшви фундаменту

$d$  – глибина затиснення підпірної стіни нижче дна котлована, глибина закладання фундаменту від рівня планування

$h$  – відстань від поверхні ґрунту (засипки) до підшви стіни (фундаменту)

$h_w$  – відстань від низу споруди до розрахункового рівня підземних вод

$y$  – відстань від поверхні ґрунту до даного перетину

$y_c$  – відстань від верху конструкції до даного перетину

$y_a$  – відстань від верху конструкції до лінії перетину конструкції з нахиленою поверхністю, що проходить від краю навантаження до цієї конструкції

$\alpha(\epsilon)$  – кут нахилу розрахункової площини до вертикалі

$\beta(\rho)$  – кут нахилу поверхні засипки до горизонталі

$\omega(\beta)$  – кут нахилу поверхні ковзання до горизонталі

$\theta_0$  – кут нахилу площини ковзання до вертикалі

$\delta$  – кут тертя матеріалу фундаменту (стіни) по ґрунту на контакт з розрахунковою площиною

##### 4.3 Навантаження, опори

$E_{ha(0)}, E_{hp}$  – горизонтальна складова відповідно напору (активного тиску чи в спокої) і відпору (пасивного тиску) ґрунту

$F_{sa}$  – зрушувальна сила

$F_{sr}$  – утримуюча сила

$F_v$  – сума проекції всіх сил на вертикальну площину

$G$  – вага конструкції, ґрунту, тимчасове навантаження тощо

$M$  – згинальний момент

$Q$  – поперечна сила

$N$  – вертикальне навантаження на фундамент

$N_u$  – вертикальна складова сили граничного опору основи

$q$  – інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження

$p, p_{\max}, p_{\min}$  – тиск під подошвою фундаменту відповідно середній, максимальний, мінімальний

$\sigma(P)$  – напруження (тиск) ґрунту

$\sigma_v(P_v)$  – вертикальна складова тиску ґрунту

$\sigma_h(P_h)$  – горизонтальна складова тиску ґрунту

$\sigma_0(P_0)$  – боковий (горизонтальний) тиск ґрунту у спокої

$\sigma_a(P_a)$  – те саме активний

$\sigma_p(P_p)$  – те саме пасивний

$K(\lambda)$  – коефіцієнт горизонтального тиску ґрунту

**Примітка.** Позначки у дужках відповідають СНиП 2.09.03

#### 4.4 Інші характеристики

$E_b$  – модуль пружності бетону

$e$  – ексцентриситет прикладання сили

$I$  – момент інерції перетину

$\gamma_{wn}$  – нормативна питома вага води

ІГЕ – інженерно-геологічний елемент

### 5 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

**5.1** Проектування підпірних стін і стін підвалів повинно здійснюватися на основі:

– креслень генерального плану (горизонтального і вертикального планування);

– звіту про інженерні, у т.ч. інженерно-геологічні вишукування;

– технічного завдання, що містить дані про навантаження і, за необхідності, особливі вимоги до проектованої конструкції, наприклад, вимоги до обмеження деформацій тощо.

**5.2** Вибір конструкції підпірних стін і підвалів здійснюється в залежності від їх призначення і місць розташування (загального призначення, гідротехнічні, промислові) на основі порівняння варіантів, виходячи з техніко-економічної доцільності їх застосування в конкретних умовах будівництва з врахуванням максимального зниження матеріаломісткості, трудомісткості і вартості будівництва, а також з врахуванням умов експлуатації конструкцій.

**5.3** Підпірні стіни загального призначення слід проектувати з урахуванням архітектурних особливостей місць їх розташування, а також вимог і рекомендацій цього стандарту.

Гідротехнічні підпірні стіни слід проектувати згідно з вимогами СНиП 2.06.07 (розділ 2, додаток 9).

Підпірні стіни і стіни підвалів промислових споруд слід проектувати згідно з вимогами СНиП 2.09.03 (розділи 2 і 3, додаток 1), ДСТУ Б В.2.6-145.

**5.4** При проектуванні підпірних стін і зовнішніх стін підвалів повинні прийматися конструктивні схеми, що забезпечують необхідну міцність, стійкість і просторову незмінність споруди в цілому, а також окремих її елементів на всіх стадіях зведення і експлуатації.

**5.5** На початку проектування підпірних стін і інших утримуючих споруд слід встановити перелік граничних станів для розгляду (ДСТУ-Н EN 1997-1:2010). Для всіх типів підпірних стін повинні бути розглянуті наступні граничні стани:

– втрата загальної стійкості;

– руйнування конструктивних елементів або з'єднань між ними;

– комбіноване руйнування ґрунту і елементів конструкції;

– переміщення споруди, яке може призвести до руйнування, погіршення експлуатаційних якос-

тей, вплинути на роботу споруди або сусідніх споруд і мереж;

– недопустимі витoki через стіну або під нею;

– недопустимі зміни стоку підземних вод.

**5.6** При розрахунках стін слід враховувати також наступні граничні стани:

для стін з розвиненою площею обпирання:

- недостатня несуча здатність ґрунту під спорудою;
- руйнування, викликане ковзанням по підшві стіни;
- руйнування, обумовлене перекиданням;

для стін кінцевої жорсткості:

- руйнування конструкції чи її частин від кутового або поступального зсуву;
- руйнування, пов'язане з порушенням вертикальної рівноваги (втрата вертикальної стійкості).

**5.7** При проектуванні слід враховувати найбільш несприятливі поєднання граничних станів, вказаних у 5.5 і 5.6 цього стандарту.

**5.8** При розрахунку стін з розвинутою площею обпирання слід керуватись також вимогами до проектування фундаментів мілкого закладання згідно з ДБН В.2.1-10.

**5.9** При проектуванні підпірних стін і стін підвалів слід, як правило, застосовувати уніфіковані збірні, збірно-монолітні чи монолітні залізобетонні конструкції.

Індивідуальні конструкції підпірних стін і підвалів проектується в тих випадках, коли значення параметрів і навантажень для їх проектування не відповідають значенням, прийнятим для уніфікованих конструкцій, або коли використання збірних конструкцій неможливе, виходячи з місцевих умов здійснення будівництва.

**5.10** Елементи збірних конструкцій повинні відповідати умовам індустриального виготовлення їх на спеціалізованих підприємствах.

Доцільно укрупнювати елементи збірних конструкцій, наскільки це дозволяють вантажопідйомність монтажних механізмів, а також умови виготовлення і транспортування.

**5.11** Для монолітних залізобетонних конструкцій слід передбачати уніфіковані опалубні і габаритні розміри, що дозволяють застосовувати типові арматурні вироби і інвентарну опалубку.

**5.12** У збірних конструкціях підпірних стін і стін підвалів конструкції вузлів і з'єднання елементів повинні забезпечувати надійну передачу зусиль, міцність самих елементів в зоні стику, а також зв'язок додатково укладеного бетону в стику з бетоном конструкції.

**5.13** Проектування конструкцій підпірних стін і стін підвалів, конструкцій заглиблених і підземних споруд за наявності агресивного середовища повинно вестися з урахуванням додаткових вимог СНиП 2.09.03, ДСТУ Б В.2.6-145.

**5.14** Проектування заходів захисту залізобетонних конструкцій від електрокорозії повинне виконуватися з врахуванням вимог відповідних нормативних документів.

## **6 ВИДИ І КОНСТРУКЦІЇ ПІДПІРНИХ СТІН**

**6.1** Підпірні стіни за конструктивним рішенням і роботою у ґрунті підрозділяються на наступні типи:

– масивні (гравітаційні), що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість на зрушення і перекидання при дії горизонтального тиску ґрунту власною вагою і вагою засипки ґрунту, розташованого над нижньою опорною плитою;

– тонкостінні кутникові, що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість на зрушення і перекидання власною вагою і вагою ґрунту, що залучається конструкцією стіни у роботу, масою засипки ґрунту над розвантажувальними площадками і нижньою опорною плитою;

– стіни в ґрунті, розташовані у ґрунті основи постійні утримуючі конструкції кінцевої жорсткості. Зовнішні зусилля та стійкість на зрушення і перекидання забезпечують за рахунок роботи затисненої в основі нижньої вертикальної частини;

– стіни підземних і заглиблених споруд, що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість на зрушення і перекидання при дії горизонтального тиску ґрунту утримуючою силою від власної ваги стін і конструкцій верхньої будови.

**6.2** Масивні підпірні стіни як більш матеріаломісткі і трудомісткі при зведенні ніж інші конструкції можуть застосовуватися при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні (наприклад, при зведенні їх з місцевих матеріалів, відсутності збірного залізобетону тощо).

Масивні підпірні стіни відрізняються матеріалом, способом виготовлення, формою поперечного профілю (рисунок 6.1).

6.3 За матеріалом масивні підпірні стіни можуть бути з кам'яної кладки, бутобетону, монолітного бетону або із збірних бетонних блоків, за способом виготовлення – монолітними або збірними.

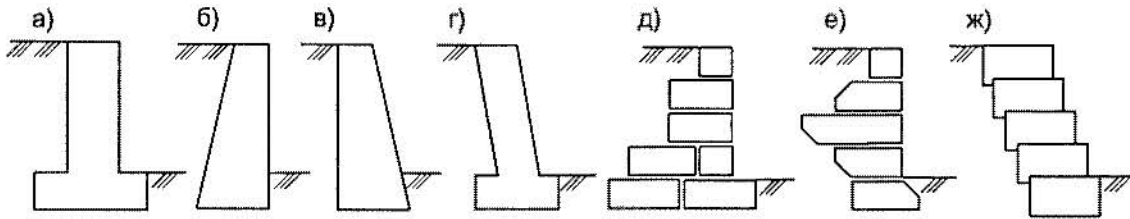


Рисунок 6.1 – Масивні підпірні стіни

6.4 Монолітні масивні стіни за формою поперечного перерізу, нахилом лицьової і тильної сторін (рисунок 6.1а-г)) можуть бути з наступними сторонами:

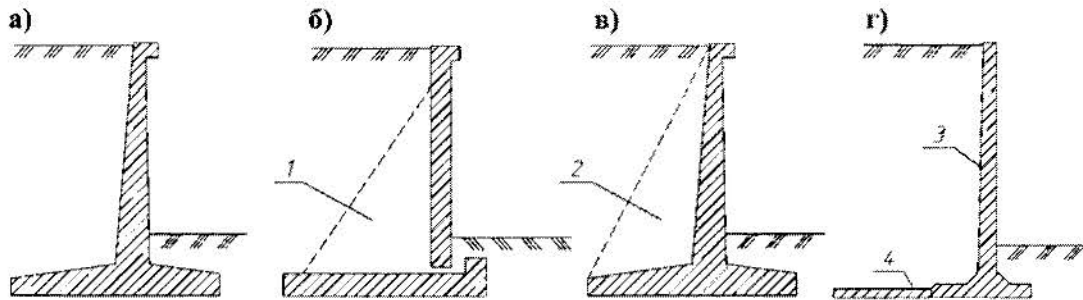
- а) двома вертикальними;
- б) вертикальною лицьовою і похилою тильною;
- в) похилою лицьовою і вертикальною тильною;
- г) нахилом обох (лицьової і тильної) у бік засипки.

Збірні блокові стіни також можуть мати різні форми поперечного перетину, нахили лицьових і тильних сторін (рисунок 6.1 д, е, ж) і можуть бути зі сторонами:

- д) вертикальною лицьовою і ступінчастою тильною;
- е) вертикальною лицьовою і ламаною тильною;
- ж) ступінчастими лицьовою і тильною.

Стіни з нахиленими сторонами застосовують переважно в монолітному варіанті, а з вертикальними або ступінчастими – монолітними або із збірних бетонних блоків.

6.5 Тонкостінні підпірні стіни кутникового типу застосовують, як правило, у промисловому і цивільному будівництві і виконують у вигляді конструкцій, наведених на рисунку 6.2.



а – консольні; б – з тягами; в – з контрфорсами; г – з універсальних стінових панелей  
1 – тяга; 2 – контрфорс; 3 – уніфікована стінова панель; 4 – монолітна частина підшви

Рисунок 6.2 – Тонкостінні підпірні стіни кутникового типу

6.6 За способом виготовлення тонкостінні підпірні стіни можуть бути монолітними, збірними і збірно-монолітними.

Тонкостінні консольні стіни кутникового типу складаються зі з'єднаних лицьових і фундаментних плит.

6.7 Сполучення лицьових і фундаментних плит може бути шарнірним або жорстким.

У монолітних підпірних стінах кутникового типу жорсткість вузлового сполучення лицьових і фундаментних плит забезпечується відповідним розташуванням арматури, що визначають за розрахунком згідно з вимогами проектування залізобетонних конструкцій.

У збірних і збірно-монолітних підпірних стінах кутникового типу з'єднання плит здійснюється: за рахунок жорсткого закладання в щілинному пазу (рисунок 6.3 а), шарнірного сполучення за допомогою петльового стику (рисунок 6.2 г; 6.3 б), за допомогою анкерних тяг-зв'язків (рисунок 6.2 б) або контрфорсів (рисунок 6.2 в).

**6.8** Тонкостінні підпірні стіни з анкерною тягою складаються з лицьових і фундаментних плит, сполучених анкерною тягою-зв'язкою, яка створює в плитах додаткові опори, що покращують роботу стіни при горизонтальних навантаженнях (рисунок 6.2 б).

**6.9** Контрфорсні підпірні стіни складаються з огорожувальної лицьової плити, контрфорсу і фундаментної плити. При цьому ґрунтове навантаження від лицьової плити частково або повністю передається на контрфорс (рисунок 6.2 в).

**6.10** При проектуванні підпірних стін з уніфікованих стінових панелей (УПС) (рисунок 6.2 г) частина фундаментної плити виконується з монолітного бетону, який приєднується до роботи сумісно з плитою панелі за допомогою стику спеціальної конструкції (зварного або петльового).

З'єднання арматури у зварному стику може бути: зварне – для верхньої арматури і внакладку – для нижньої арматури.

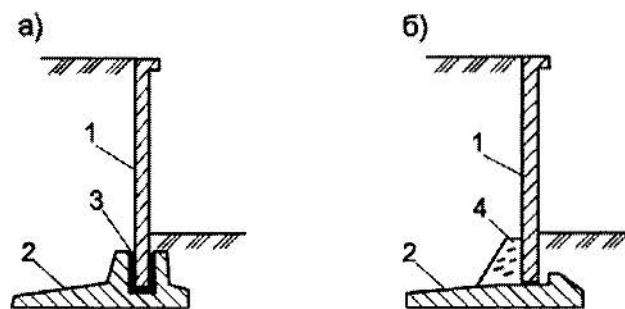
З'єднання арматури у петльовому стику здійснюється за допомогою випуску петлі з панелі і анкерування її у монолітній частині плити поздовжньою арматурою. Проектування петльового стику здійснюється згідно з вимогами проектування залізобетонних конструкцій.

**6.11** Стіни в ґрунті, які застосовуються як постійні підпірні стіни, розділяються на траншейні і пальові.

Траншейні підпірні стіни монолітні залізобетонні влаштовуються в протяжних траншеях, як правило, під захистом глинистої суспензії.

Пальові підпірні стіни виготовляються з окремих, об'єднаних ростверком, бурових чи буроін'єкційних паль, влаштованих в один чи декілька рядів, або монолітними з переривчасто розташованих, дотичних або паль, що перетинаються і виготовляються під захистом обсадних труб.

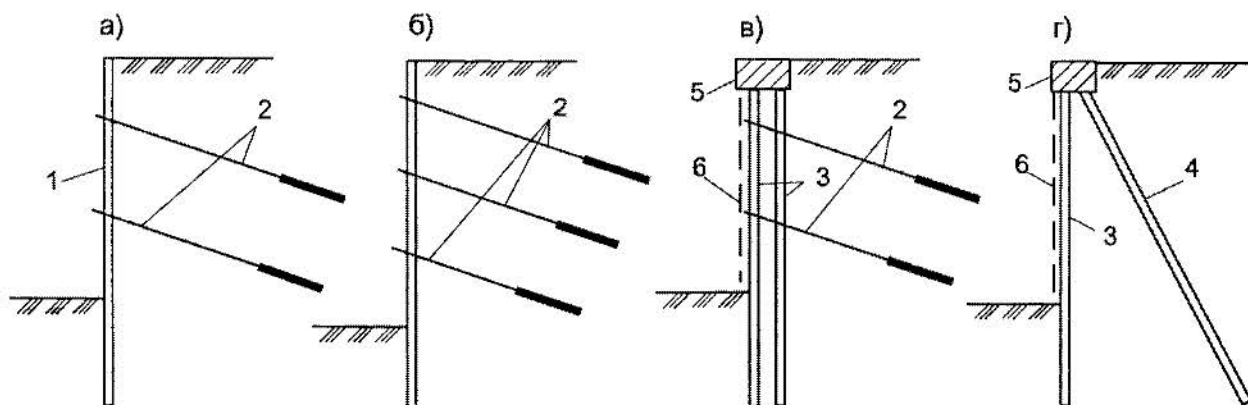
**6.12** За принципами влаштування і проектування підпірних стін проектують тимчасові тонкостінні конструкції утримуючих стін огорож виїмок у ґрунті (котлованів, траншей) і постійні конструкції стін у ґрунті (відсікаючі, розділяючі стіни, протифільтраційні завіси, що перешкоджають потраплянню води в котловани, підвали, траншеї чи її руху) та стіни ємностей для зберігання сипких матеріалів.



1 – лицьова плита; 2 – фундаментна плита; 3 – заповнення цементно-піщаним розчином; 4 – бетон замоноличування; спряження за допомогою: а – щільового паза; б – петльового стику

**Рисунок 6.3** – З'єднання лицьових і фундаментних плит підпірних стін кутникового типу зі збірних елементів

**6.13** Тимчасові тонкостінні конструкції стін у ґрунті відрізняються тим, що стійкість їх на зрушення забезпечується додатково анкерами, затяжками, розпірками. Ці елементи, які працюють спільно з конструкцією і ґрунтом (у т.ч. на розтягування), внаслідок процесів релаксації і повзучості у ґрунті і бетоні, а також зважаючи на те, що ґрунт не працює на розтягування, не можуть забезпечувати довготривале збереження розрахункових горизонтальних деформацій і стійкості несучої конструкції (рисунок 6.4 а, б, в).



а, б – стіни шпунтові, пальові чи траншейні з анкерами (тимчасові); в – стіни пальові багаторядні з анкерами (тимчасові); г – стіни у вигляді козлових пальових систем (постійні)  
 1 – стіни; 2 – анкери; 3 – палі вертикальні; 4 – палі нахилені; 5 – ростверки; 6 – екрани

**Рисунок 6.4 – Утримуючі стіни у ґрунті**

**6.14** Тимчасові конструкції стін у ґрунті, вказані у 6.12–6.13 цього стандарту, підпірні стіни з ґрунту, армованого горизонтальними елементами, утримуючі споруди, виготовлені з елементів за бурозмішувальними чи джет-технологіями, а також комірчасті, шпунтові (у т.ч. із сталевих гофрованих панелей), з оболонки і конструкції з утримуючими елементами (анкерами) у ґрунті, які працюють на розтягування, не можуть використовуватись як постійні підпірні стіни і в цьому стандарті не розглядаються.

Ці конструкції наведені у ДСТУ-Н Б В.2.1-32.

**6.15** Підпірні стіни та утримуючі протизсувні споруди рекомендується виконувати з бурових паль.

Конструкцію стіни з бурових паль вибирають залежно від призначення проектованої споруди, характеру і величини навантажень, гідрогеологічних і інженерно-геологічних умов району будівництва, планувальних позначок місцевості та інших чинників.

Конфігурацію споруди в плані визначають її призначенням і розташуванням.

Глибину закладання бурових паль в ґрунті призначають залежно від інженерно-геологічних умов, розрахункових навантажень і прийнятої конструкції споруди.

**6.16** Утримуючі протизсувні споруди з бурових паль залежно від розміщення паль в плані можуть бути:

а) однорядними з переривчасто розташованими палями – при порівняно невеликих величинах тиску ґрунту на споруду. Відстань між палями визначають за розрахунком на горизонтальні деформації, стійкість стіни і продавлювання ґрунту між палями. При розташуванні паль без проміжків можливе виникнення баражного ефекту і підняття рівня підземних вод;

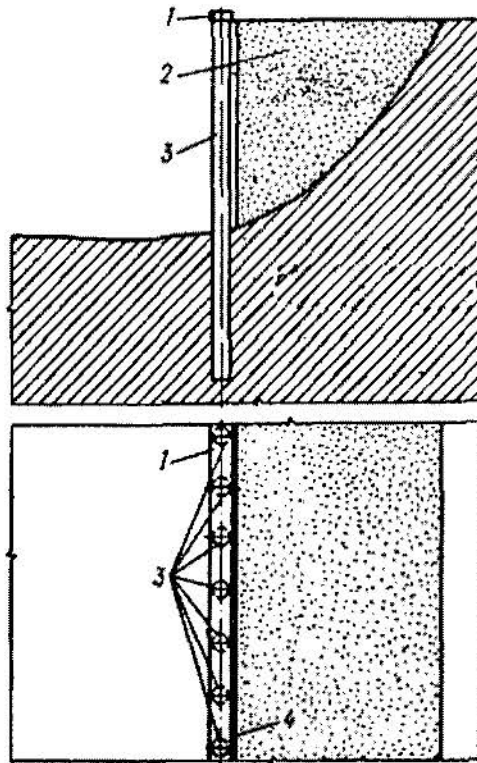
б) дворядними – при великих величинах тиску ґрунту і необхідності не перегороджувати фільтраційний потік;

в) у вигляді кущів – під стояки або окремі опори;

г) трирядними – за доцільності, доведеної їх розрахунком.

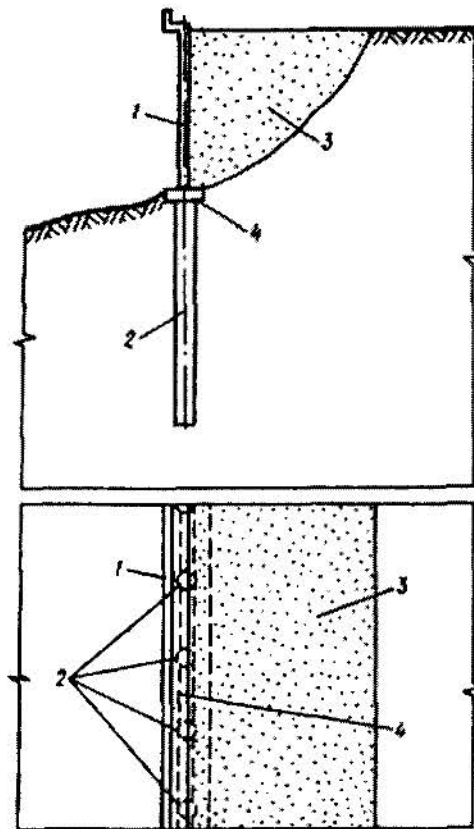
**Примітка.** Застосування стін з розташуванням паль більше ніж у три ряди не рекомендується.

Види підпірних стін і утримуючих протизсувних споруд з використанням бурових паль наведені на рисунках 6.5–6.20.



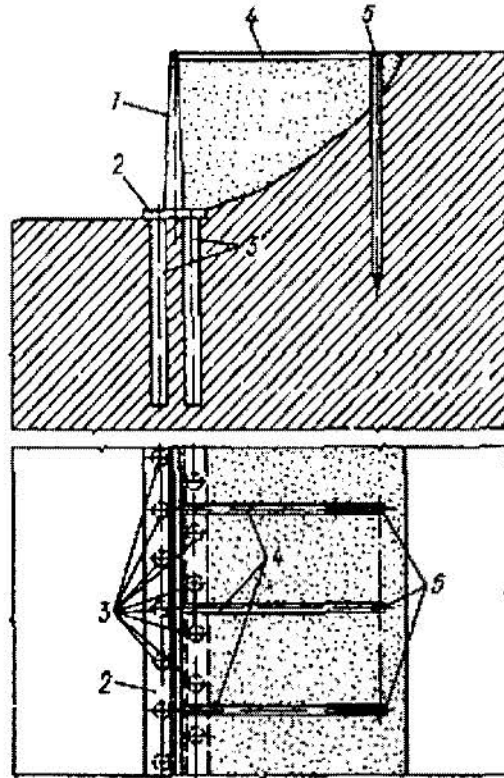
1 – об'єднуючий ростверк; 2 – засипка; 3 – палі; 4 – залізобетонна закидка

**Рисунок 6.5** – Однорядна підпірна стіна з бурових паль, об'єднаних ростверком



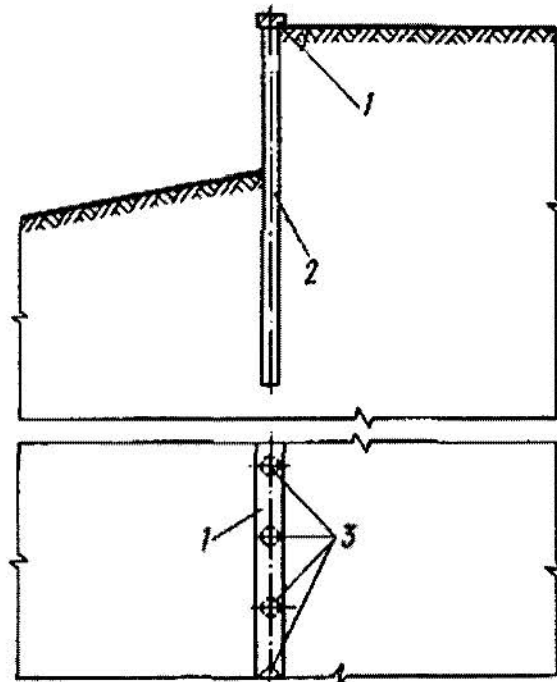
1 – залізобетонна закидка; 2 – палі; 3 – засипка; 4 – ростверк

**Рисунок 6.6** – Підпірна стіна, що зводиться на однорядних бурових палях, об'єднаних ростверком



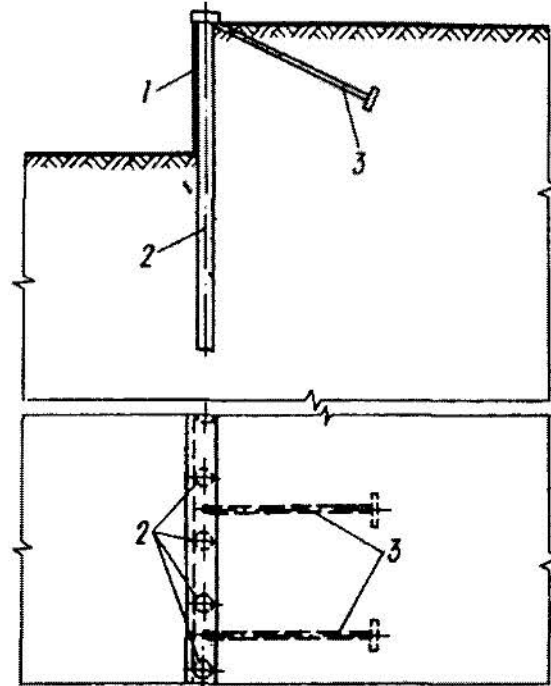
1 – залізобетонна закидка; 2 – ростверк; 3 – палі; 4 – тяги-зв'язки; 5 – анкерні палі

**Рисунок 6.7** – Підпірна стіна, що зводиться на двоярядних бурових палях, об'єднаних ростверком



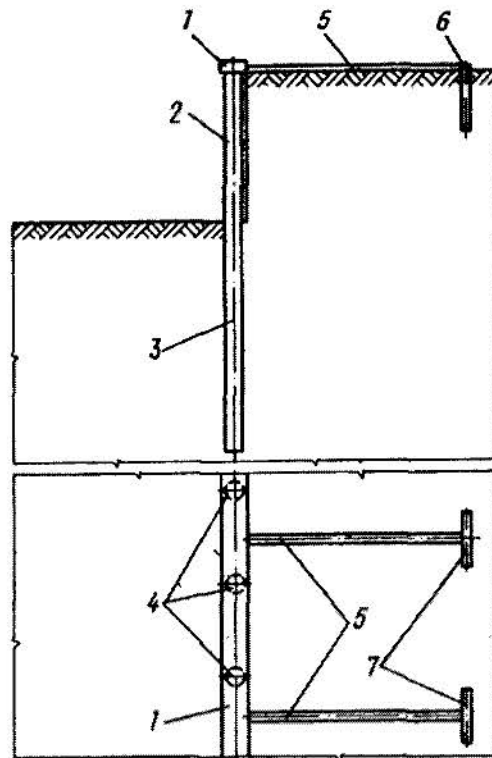
1 – об'єднуючий ростверк; 2 – пальовий ряд; 3 – палі

**Рисунок 6.8** – Пальова огорожувальна конструкція з однорядних бурових палей, об'єднаних ростверком



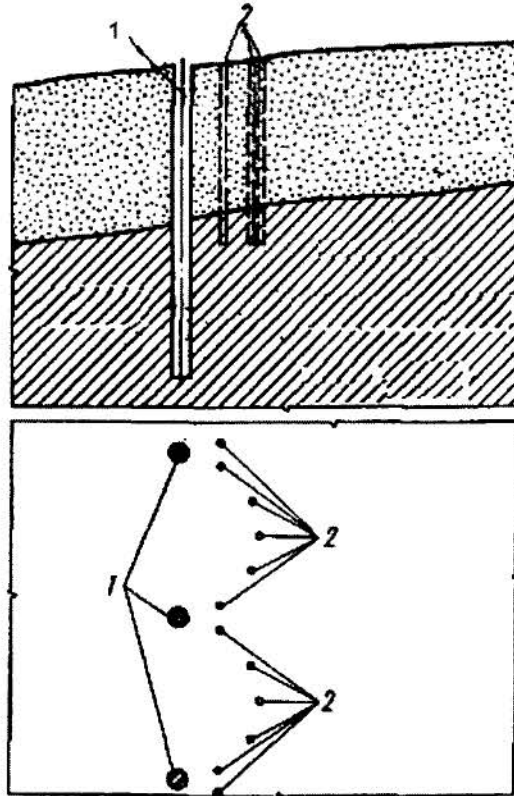
1 – залізобетонна закидка; 2 – палі; 3 – анкери

**Рисунок 6.9** – Однорядна підпірна стіна з бурових паль з ростверком і тимчасовими анкерами



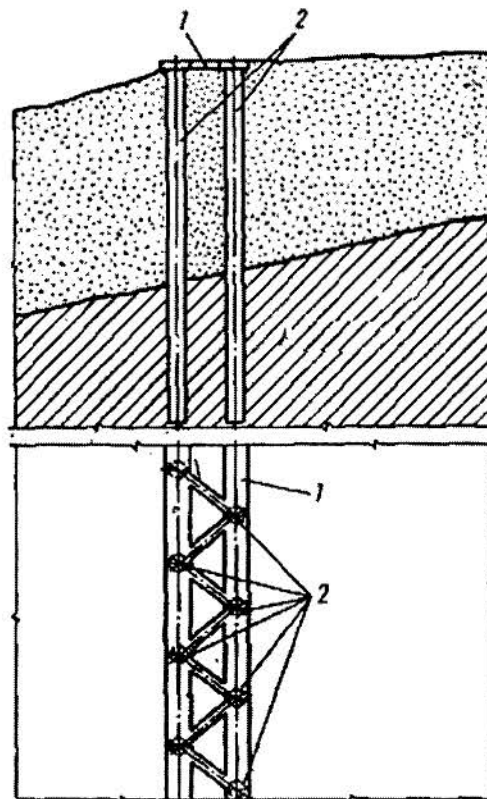
1 – об'єднуючий ростверк; 2 – залізобетонна закидка; 3 – пал'овий ряд; 4 – палі; 5 – горизонтальні тяги-зв'язки-розпірки; 6 – анкерні елементи; 7 – вертикальні анкери

**Рисунок 6.10** – Однорядна підпірна стіна з бурових паль з ростверками і постійними вертикальними анкерами



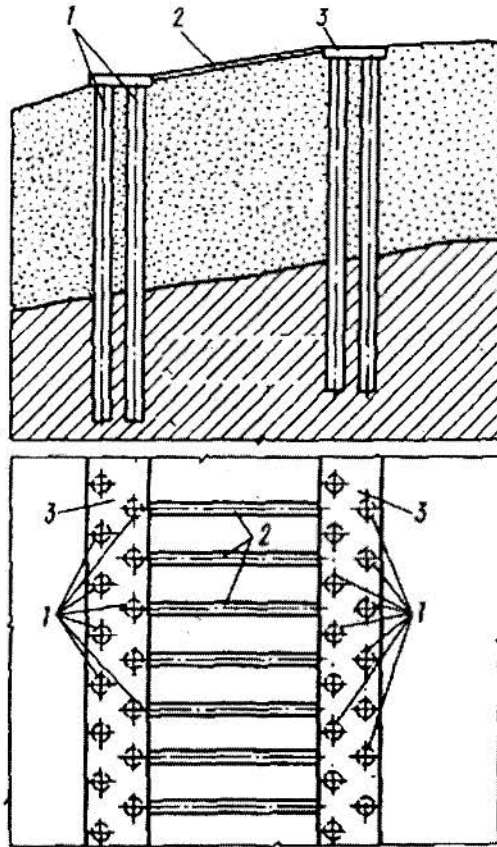
1 – буронабивні палі; 2 – ґрунтонабивні палі

**Рисунок 6.11** – Пальова огорожувальна конструкція з однорядних бурових палей і системи ґрунтонабивних палей



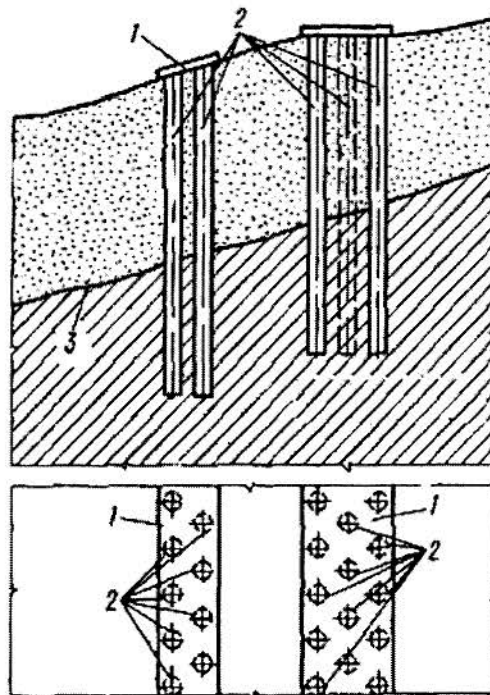
1 – ростверк у вигляді ферми; 2 – палі

**Рисунок 6.12** – Пальова огорожувальна конструкція з дворядних палей, об'єднаних ростверком у вигляді ферми



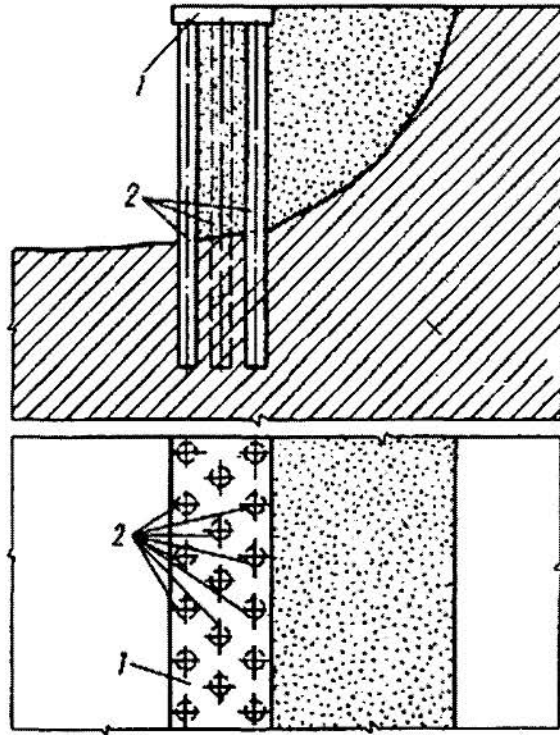
1 – палі; 2 – зв'язки; 3 – об'єднуючий ростверк

**Рисунок 6.13** – Дворядна пальова огорожувальна конструкція з дворядних бурових палей, об'єднаних ростверками і зв'язками



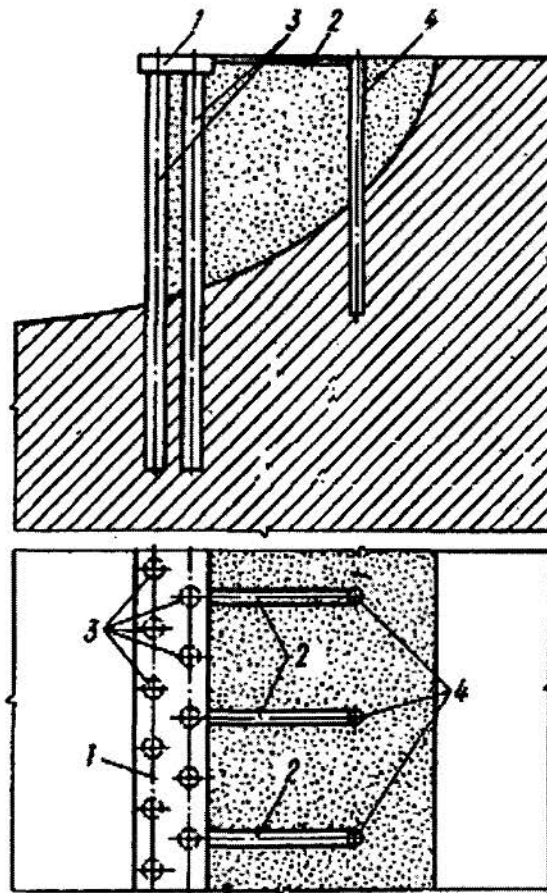
1 – об'єднуючий ростверк; 2 – палі; 3 – лінія ковзання

**Рисунок 6.14** – Дворядна пальова огорожувальна конструкція без зв'язок



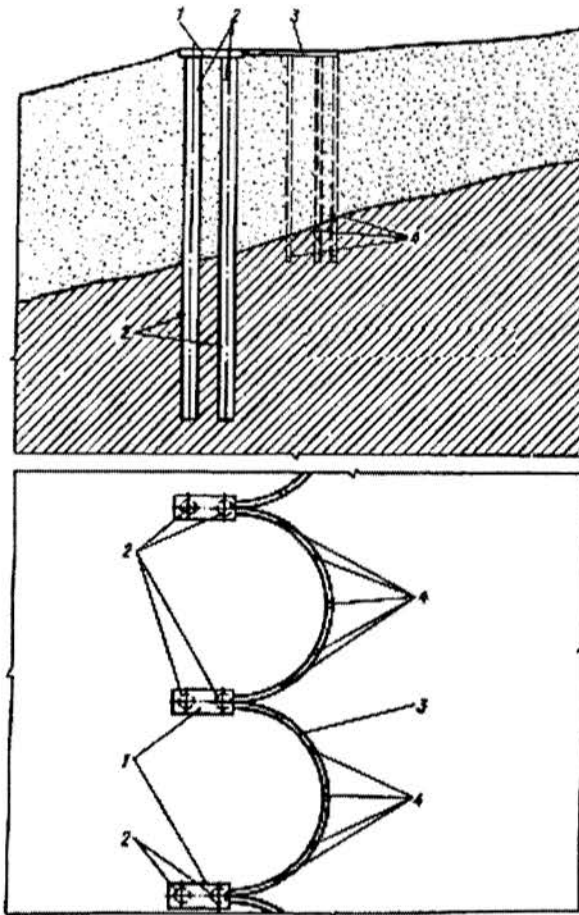
1 – об'єднуючий ростверк; 2 – палі

Рисунок 6.15 – Підпірна стіна з трирядних бурових палей, об'єднаних ростверком



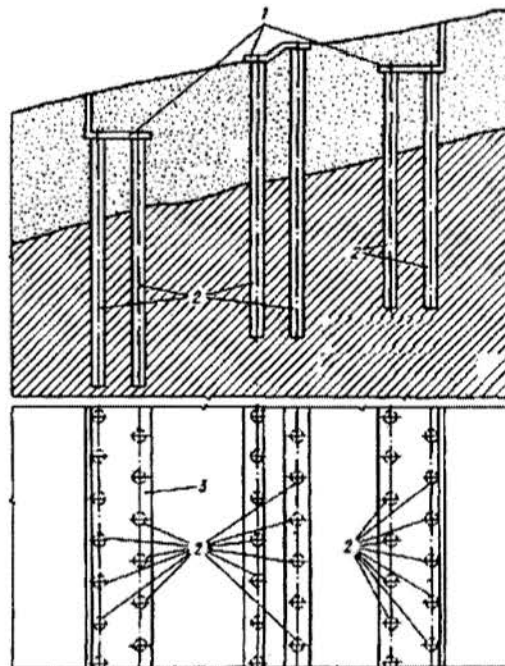
1 – об'єднуючий ростверк; 2 – тяги – зв'язки-розпірки; 3 – палі; 4 – вертикальні анкерні палі

Рисунок 6.16 – Підпірна стіна з дворядних палей, об'єднаних ростверком з анкерними палями



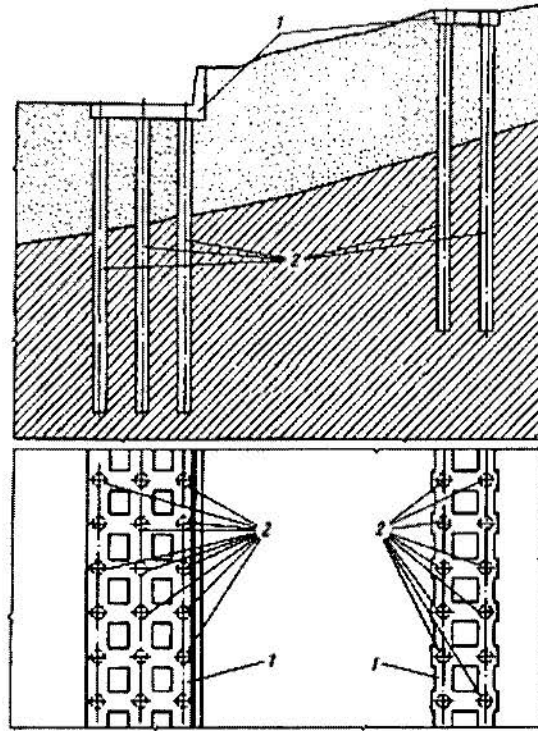
1 – об'єднуючий ростверк; 2 – бурові палі; 3 – арочний елемент між ростверками; 4 – палі ґрунтобетонні анкеруючі

**Рисунок 6.17** – Утримуюча протизсувна споруда з бурових палів з арочним заповненням між ними



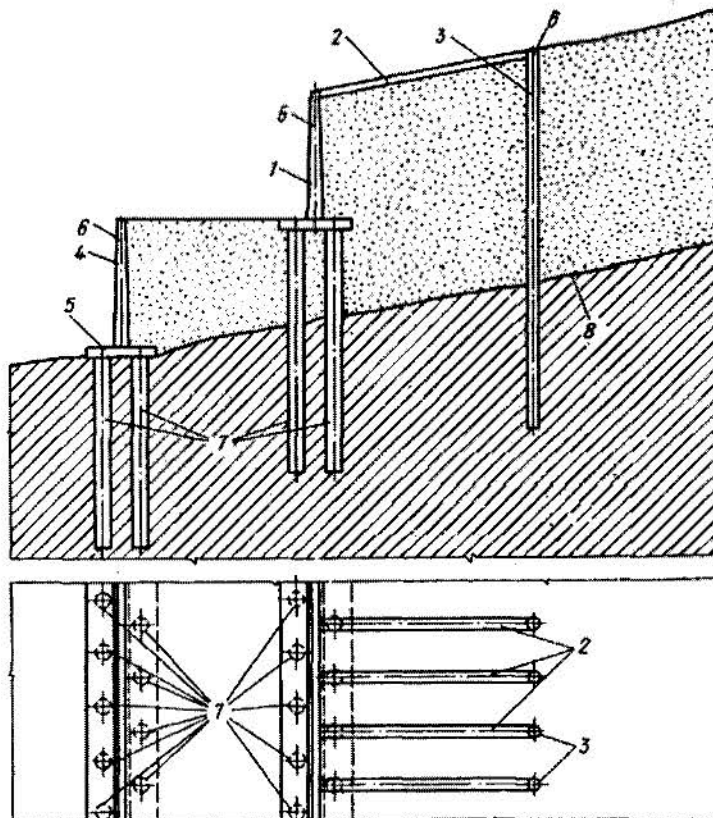
1 – фігурні ростверки; 2 – палі; 3 – об'єднуючий елемент ростверку

**Рисунок 6.18** – Утримуючі протизсувні споруди з трьох окремих палювих стрічок



1 – об'єднуючий ростверк; 2 – палі

**Рисунок 6.19** – Утримуюча протисувна споруда з двох окремих палиових стрічок



1 – монолітна залізобетонна закидка; 2 – тяги – зв'язки-розпірки; 3 – вертикальні анкерні палі; 4 – підпірна стіна; 5 – об'єднуючий ростверк; 6 – протисувна утримуюча споруда; 7 – палі; 8 – лінія ковзання

**Рисунок 6.20** – Утримуюча протисувна споруда з системи підпірних стін, об'єднаних зв'язками-розпірками з анкерами

**6.17** Протизсувні споруди з анкерами слід проектувати з метою забезпечення їх стійкості, зменшення величин згинальних моментів, поперечних сил і деформацій.

**6.18** Для протизсувних споруд застосовують анкери постійні і тимчасові. Постійні анкери, як правило, вертикальні зі зв'язками-розпірками, призначені для роботи в період будівництва і експлуатації споруд, а тимчасові, як правило, похилі бурові з анкеруванням у ґрунті (рисунок 6.4) – лише в період влаштування споруди.

**6.19** Вид анкерів (вертикальні, похилі, бурові, забивні і інші) слід призначати на основі техніко-економічного порівняння різних варіантів виходячи з інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, виробництва робіт, забезпеченості підрядної будівельної організації необхідними механізмами і устаткуванням.

**6.20** Корені анкерів слід розташовувати за межами можливої призми обвалення ґрунту – для підпірних стін або в масиві ґрунту, що не зміщується, – для протизсувних споруд.

**6.21** Бурові анкери можна застосовувати в різних ґрунтових умовах, у тому числі в ґрунтах з твердими включеннями.

Ін'єкційні анкери слід застосовувати в піщаних ґрунтах, а з розбурюваним розширенням – в глинистих. Анкери циліндрові і з камуфлетним розширенням можна влаштовувати в піщаних і глинистих ґрунтах.

**6.22** Несуча здатність анкера за властивостями ґрунту підвищується закріпленням ґрунтового масиву в робочій зоні, довжина якої визначається розрахунком і становить, як правило, 4–6 м.

Для закріплення ґрунту в нижню частину свердловини для анкера подають під тиском цементний розчин. Робочу зону анкера відокремлюють пробкою від його верхньої частини для створення надлишкового тиску і запобігання витoku розчину.

**6.23** Анкери з розширенням розділяються на такі, що мають розширювач, який входить в конструкцію анкера, і анкери з розбурюваним розширенням. Перші анкери застосовуються переважно в піщаних ґрунтах, другі – лише в глинистих і скельних.

**6.24** Анкерні тяги можуть виготовлятися із стрижневої, дротяної, прядевої і канатної арматури. Для постійних конструкцій тяги-зв'язки повинні бути обетоновані для захисту від корозії.

**6.25** Буронабивні палі підпірних стін слід, як правило, об'єднувати ростверками.

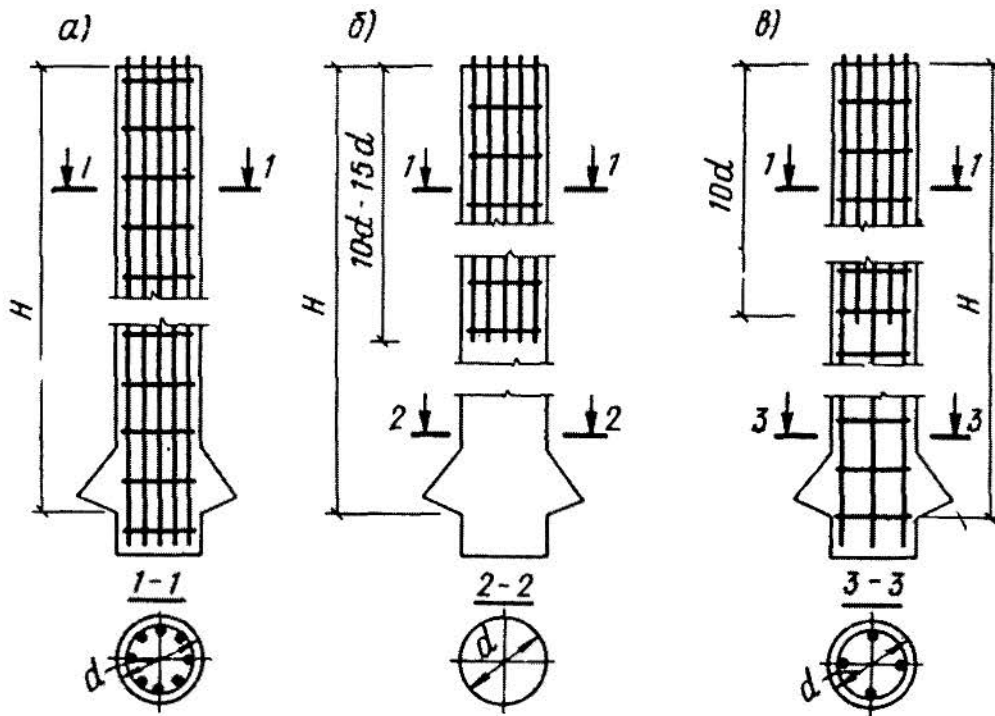
Конструкцію сполучення паль з ростверком вибирають залежно від характеру і величин навантажень, кількості рядів паль у напрямі дії навантажень.

При одному ряду паль у напрямі дії навантаження конструкція сполучення паль з ростверком практично не впливає на роботу підпірної споруди.

Для зменшення зусиль в палях і горизонтальних переміщень підпірних споруд рекомендується застосовувати жорстке сполучення паль з ростверком.

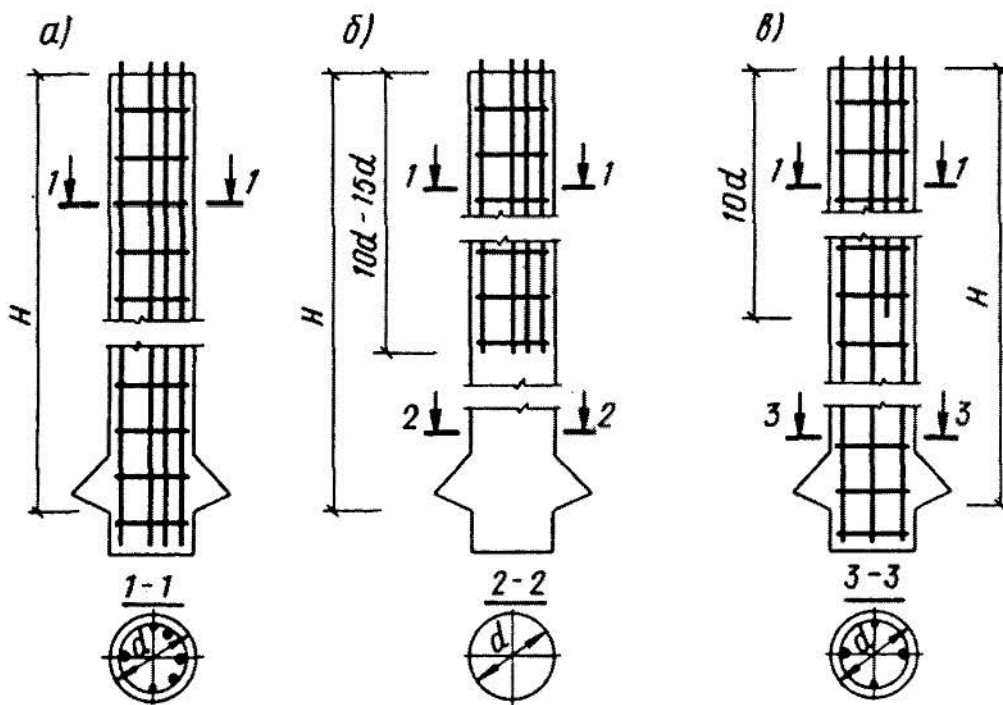
**6.26** Перетин несучих конструкцій споруд визначають розрахунком. При проектуванні у складних інженерно-геологічних умовах слід віддавати перевагу буронабивним палям великого діаметра.

**6.27** Армуння паль проектується: по периметру палі – з рівномірно розподіленим розташуванням арматури і з зосередженим несиметричним розташуванням; по довжині армування палі може бути: на всю довжину, з укороченим арматурним каркасом, з обірваними арматурними стрижнями. Армуння виконується відповідно до епюр згинальних моментів (рисунки 6.21 і 6.22).



а – з армуванням по всій довжині палі; б – з укороченим арматурним каркасом; в – з обірваними арматурними стрижнями

Рисунок 6.21 – Буронабивні палі з рівномірно розподіленим армуванням



а – з армуванням по всій довжині палі; б – з укороченим арматурним каркасом; в – з обірваними арматурними стрижнями

Рисунок 6. 22 – Буронабивні палі із зосередженим несиметричним армуванням

## **7 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНКІВ ПІДПІРНИХ СТІН**

**7.1** Залежно від прийнятого конструктивного рішення підпірні стіни можуть зводитися з матеріалів, вказаних у 6.3.

**7.2** Вибір конструктивного матеріалу обумовлюється розрахунковим обґрунтуванням щодо несучої здатності і деформативності згідно з вимогами ДБН В 2.1-10 та ДБН В 1.1-3, техніко-економічними міркуваннями, вимогами довговічності, умовами виконання робіт, наявністю місцевих будівельних матеріалів і засобів механізації.

**7.3** Для бетонних і залізобетонних конструкцій рекомендується застосовувати бетони за міцністю не нижче класу С 16/20 відповідно до ДСТУ Б В.2.7-176.

**7.4** Для конструкцій, що піддаються поперемінному заморожуванню і відтаванню, в проекті має бути обумовлена марка бетону за морозостійкістю і водонепроникністю. Проектна марка бетону встановлюється залежно від температурного режиму, що виникає при експлуатації споруди, і значень розрахункових зимових температур зовнішнього повітря в районі будівництва і приймають згідно з вимогами проектування залізобетонних конструкцій згідно з ДБН В.2.6.

**Примітка.** Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря приймається як середня температура повітря найбільш холодної п'ятиденки в районі будівництва.

**7.5** Попередньо напружені збірні і тонкостінні залізобетонні конструкції слід проектувати з бетонів класу не нижче С 20/25.

Для бетонної підготовки застосовують бетон класу С 8/10.

**7.6** Вимоги до підпірних стін з бутобетону за міцністю і морозостійкістю ті ж, що і до бетонних та залізобетонних конструкцій.

**7.7** Армування залізобетонних конструкцій виконується згідно з вимогами на проектування залізобетонних конструкцій у відповідності з розрахунковими даними щодо епюр згинальних моментів і поперечних сил.

**7.8** Підпірні стіни з бурових паль і утримуючі заглиблені інженерні споруди з паль, що розраховуються за принципами підпірних стін, які розташовані на схилах, повинні проектуватися з дотриманням вимог ДБН В.1.1-3 та ДБН В.2.1-10.

**7.9** Проектування підпірних стін виконують на основі ретельно проведених комплексних топографічних, інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань, а також визначень фізико-механічних властивостей ґрунтів ділянки будівництва згідно з робочою програмою в об'ємі, передбаченому нормативними документами на інженерні вишукування згідно з ДБН А.2.1-1 з урахуванням рекомендацій цього розділу стандарту.

**7.10** Інженерно-геологічні вишукування, що проводяться для визначення величин тиску, мають бути виконані з врахуванням особливостей, пов'язаних із здобуттям достовірних даних щодо стійкості схилу з урахуванням прогнозу у часі, геологічної будові зсувного схилу, гідрогеологічних умов зсувної ділянки, фізико-механічних властивостей ґрунтів підстильної товщі і зсувного тіла в їх природному стані.

**7.11** У комплекс інженерних вишукувань, що проводяться на зсувних і зсувонебезпечних ділянках для обґрунтування проектних рішень підпірних стін і протизсувних заходів, входять:

а) топогеодезичні вишукування, в результаті виконання яких має бути створене висотно-планове знімальне обґрунтування, отримані топографічні плани зсувної ділянки в масштабах від 1:1000 до 1:500, на основі яких мають бути винесені в натуру всі запроектовані розвідувальні виробки, точки геологічних і геофізичних випробувань і точки стаціонарних наглядових станцій;

б) інженерно-геологічні вишукування, що включають інженерно-геологічну рекогносцировку, інженерно-геодезичну зйомку, інженерно-геологічну розвідку і інженерно-геологічні випробування.

В результаті виконання детальних інженерно-геологічних вишукувань на зсувних і зсувонебезпечних ділянках мають бути отримані матеріали, що дозволяють із заданою точністю встановити контур зсувного тіла як по глибині залягання, так і по площі його поширення, літологічні розрізи і

склад ґрунтів зсувного тіла і підстильної товщі, а також їх характеристики міцності і деформативності;

в) гідрогеологічні вишукування, що проводяться на зсувних ділянках, з метою отримання даних про рівні, режими, напрями руху підземних вод, а також визначення гідравлічного градієнта, коефіцієнту і показників швидкості фільтрації.

**7.12** Найважливішими матеріалами, що отримуються в результаті проведення інженерно-геологічних вишукувань на зсувних і зсувонебезпечних ділянках, є план підстильної поверхні зсуву (план поверхні ковзання зсуву) і розрахункові значення фізико-механічних властивостей ґрунтів. Ці матеріали є початковими вихідними даними, на основі яких виконуються всі подальші розрахунки щодо оцінки стійкості зсувних схилів і визначення зсувного тиску на підпірні стіни і утримуючі споруди у ґрунті.

Методика визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів для розрахунку підпірних стін на схилах і протизсувних утримуючих конструкцій наведена у додатку А.

**7.13** Підпірні стіни, зовнішні стіни підвалів, постійні кріплення котлованів і інші утримуючі споруди необхідно розраховувати на дію горизонтальних і вертикальних зовнішніх навантажень на призми обвалення біля тильних поверхонь і випори перед лицьовими поверхнями, включаючи навантаження від рухомого складу залізничного і автомобільного транспорту, технологічного устаткування, складованих матеріалів і виробів, величин зсувного тиску, сейсмічних чи динамічних впливів.

**7.14** Тимчасове характеристичне навантаження від рухомого транспорту при русі його уздовж підпірної стіни згідно з ДБН В.2.3-26 слід приймати приведеним до еквівалентного рівномірно розподіленого (смугового) навантаження інтенсивністю  $q$  по смузі шириною  $b_0$ .

**7.15** Характеристичне вертикальне навантаження від рухомого складу на автомобільних дорогах промислових підприємств, де передбачений рух автомобілів загального призначення з особливо великою вантажопідйомністю і на які не поширюються обмеження для них вагових і габаритних параметрів, слід приймати у вигляді колон двовісних автомобілів.

**7.16** Значення коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f$  при розрахунку за першою групою граничних станів повинні прийматися згідно з ДБН В.1.2-2. При розрахунку конструкцій на стійкість положення приймають  $\gamma_f = 0,9$ , зважаючи на те, що зменшення постійного навантаження може погіршити умови роботи утримуючої конструкції.

**7.17** Динамічний коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження (рухомий склад залізничних доріг і автомобільного транспорту) приймають рівним за одиницю.

**7.18** Горизонтальні і поперечні навантаження від відцентрових сил на криволінійних ділянках дороги в розрахунку підпірних стін не враховують.

**7.19** За відсутності конкретних навантажень на призму обвалення підпірні стіни (окрім розташованих на схилах) розраховують з врахуванням умовного тимчасового характеристичного рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю 10 кПа, яке включає навантаження від автомобіля.

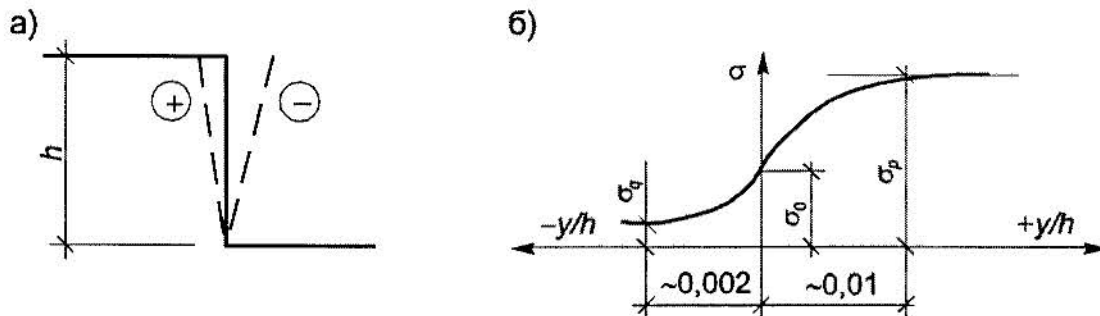
**7.20** При визначенні тиску ґрунту на підпірні стіни слід брати до уваги їх конструктивні особливості (жорсткість, нахил і шорсткість поверхонь, звернених до ґрунту), властивості ґрунтових на шарувань, що взаємодіють із стінами, величини і напрям переміщень, поворотів і прогинів стін, наявність привантаження на поверхні за стінами.

**7.21** При визначенні тиску на огорожувальні конструкції для розрахунку стійкості підпірних конструкцій слід враховувати три основних випадки тиску ґрунту виходячи з умов граничної рівноваги в станах: активному, пасивному і спокою.

Слід враховувати, що для реалізації активного тиску потрібне відносне переміщення стіни від ґрунту (в бік котловану)  $u/h$ , яке дорівнює приблизно 0,002.

Для досягнення пасивного тиску потрібне відносне переміщення стіни на ґрунт (від котловану)  $y/h$ , що дорівнює приблизно 0,01.

На рисунку 7.1 показані схеми зміщення стіни і якісні залежності величин тиску ґрунту від відносних деформацій.



а – схема зміщення стіни; б – залежність  $\sigma(P) = f(y/h)$

**Рисунок 7.1** – Зміни тиску ґрунту на стіну при її різних зміщеннях

**7.22** Якщо на підпірні стіни діє бічний тиск ґрунту засипки (порушеного складу), характеристики цих ґрунтів допускається встановлювати через характеристики тих же ґрунтів в природному стані.

Значення характеристик ґрунтів природного (непорушеного) складу слід встановлювати на основі їх безпосереднього випробування в польових або лабораторних умовах і статистичної обробки результатів випробувань згідно з вимогами ДБН А 2.1-1.

Значення питомої ваги ґрунту  $\gamma$  для практичних розрахунків приймають з урахуванням показника точності її середнього значення.

Для  $\varphi$  і  $c$  приймають лише їх мінімальні значення.

**7.23** Значення характеристик ґрунтів засипки, ущільнених згідно з коефіцієнтом ущільнення  $k_y$ , не менше ніж 0,95 від їх щільності в природному стані, приймають на основі встановлених співвідношень.

Співвідношення між характеристиками ґрунтів засипки і ґрунтів природного складу приймають наступні:

$$\gamma'_I = 0,95 \gamma'_r; \varphi'_I = 0,9 \varphi_r; c'_I = 0,5c_r, \text{ але не більше ніж } 7 \text{ кПа};$$

$$\gamma'_{II} = 0,95 \gamma'_{rII}; \varphi'_{II} = 0,9 \varphi_{rII}; c'_{II} = 0,5c_{rII}, \text{ але не більше ніж } 10 \text{ кПа},$$

де  $\gamma'_r$ ,  $\varphi_r$ ,  $c_r$ ;  $\gamma'_{rII}$ ,  $\varphi_{rII}$ ,  $c_{rII}$  – відповідно питома вага, кут внутрішнього тертя і питома зчеплення ґрунтів природного (непорушеного) стану для розрахунків за першою і другою групами граничних станів.

**Примітка.** Для споруд з глибиною закладання 3 м і менше граничні значення питомого зчеплення ґрунту засипки  $c'_I$  слід приймати не більше ніж 5 кПа, а  $c'_{II}$  не більше ніж 7 кПа. Для споруд заввишки менше ніж 1,5 м  $c'_I$  слід приймати за нуль.

**7.24** Коефіцієнти надійності за навантаженням при розрахунку за першою групою граничних станів повинні прийматися згідно з нормами на навантаження і впливи, а при розрахунку за другою групою такими, що дорівнюють одиниці.

**7.25** При розрахунку підпірних стін необхідно враховувати вимоги до обмежень в частині осідань і зміщень споруд, розташованих на поверхні в межах зон зрушення. За відсутності таких обмежень розрахунок виконується на активний тиск. Якщо ж зрушення стін і осідання поверхні строго лімітуються, то потрібно брати до уваги стан спокою.

З урахуванням згинальних деформацій огорожувальних конструкцій і наявності зусиль попереднього напруження в анкерах слід приймати менші значення розпору (між  $\sigma_a(P_a)$  і  $\sigma_0(P_0)$ ) і відпору (між  $\sigma_0(P_0)$  і  $\sigma_p(P_p)$ ) або вести складніші розрахунки на базі поєднання теорій граничної рівноваги і пружних (місцевих або загальних) деформацій.

**7.26** Підпiрні стiни слiд розраховувати на навантаження вiд тиску ґрунту засипки з урахуванням тимчасових навантажень, розташованих на призми обвалення, включаючи навантаження вiд рухомого складу залiзничних дорiг i автомобiльного транспорту.

**7.27** iнтенсивнiсть горизонтального активного тиску ґрунту вiд власної ваги  $P_y$  на глибинi  $y$  ( $y$  позначеннях СНiП 2.09.03) згiдно з посiбником до СНiП 2.09.03 визначають за формулою:

$$P_y = [\gamma \gamma_f h \lambda - c(K_1 + K_2)] y / h, \quad (7.1)$$

де  $K_1$  – коефiцiєнт, що враховує зчеплення ґрунту по площинi ковзання призми обвалення, нахиленої пiд кутом  $\theta_0$  до вертикалi;

$K_2$  – те саме по площинi, нахиленiй пiд кутом  $\varepsilon$  до вертикалi.

$$K_1 = 2\lambda \cos \theta_0 \cos \varepsilon / \sin(\theta_0 + \varepsilon); \quad (7.2)$$

$$K_2 = \lambda [\sin(\theta_0 - \varepsilon) \cos(\theta_0 + \rho) / \sin \theta_0 \cos(\rho - \varepsilon) \sin(\theta_0 + \varepsilon)] + \operatorname{tg} \varepsilon, \quad (7.3)$$

де  $\varepsilon$  – кут нахилу розрахункової площини до вертикалi;

$\rho$  – те саме поверхнi засипки до горизонту;

$\theta_0$  – те саме площини ковзання до вертикалi, визначають з умови:

$$\operatorname{tg} \theta_0 = (\cos \rho - \eta \cos \varphi) / (\sin \rho - \eta \sin \varphi) \quad (7.4)$$

де  $\eta = \cos(\varepsilon - \rho) / \sqrt{\lambda} \cos \varepsilon$ .

$\lambda$  – коефiцiєнт горизонтального тиску ґрунту визначають за формулою (7.9) зважаючи, що в позначеннях цього стандарту:  $\lambda$  те саме, що  $K_a$ ;  $\alpha$  – те саме, що  $\varepsilon$ ;  $\beta$  – те саме, що  $\rho$ .

За вiдсутностi зчеплення ґрунту по стiнi  $K_2 = 0$ .

**7.28** При горизонтальнiй поверхнi засипки  $\rho = 0$ , вертикальнiй стiнi  $\varepsilon = 0$  i вiдсутностi тертя i зчеплення зi стiною  $\delta = 0$ ,  $K_2 = 0$  коефiцiєнт бiчного тиску ґрунту  $\lambda$ , коефiцiєнт iнтенсивностi сил зчеплення  $K_1$  i кут нахилу площини ковзання  $\theta_0$  визначають за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \operatorname{tg}^2 \theta_0 \\ K_1 &= 2\sqrt{\lambda} \\ \theta_0 &= 45^\circ - \varphi / 2 \end{aligned} \right\}, \quad (7.5)$$

При  $\rho = 0$ ,  $\delta \neq 0$ ,  $\varepsilon \neq 0$  значення кута нахилу площини ковзання до вертикалi  $\theta_0$  визначають виходячи з умови:

$$\operatorname{tg} \theta_0 = (\cos \varphi - \sqrt{\lambda}) / \sin \varphi. \quad (7.6)$$

**7.29** iнтенсивнiсть горизонтального тиску ґрунту вiд рiвномирно розподiленого навантаження  $q$ , розташованого на поверхнi призми обрушення, слiд визначати за формулами:

– при суцiльному i фiксованому розташуваннi навантаження

$$P_q = q \gamma_f \lambda; \quad (7.7)$$

– при смуговому навантаженнi

$$P_q = q \gamma_f \lambda / (1 + 2 \operatorname{tg} \theta_0 y_a / b_0). \quad (7.8)$$

Вiдстань вiд поверхнi ґрунту засипки до початку епюри iнтенсивного тиску ґрунту вiд навантаження  $y_a$  визначають за залежнiстю  $y_a = a / (\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \varepsilon)$ .

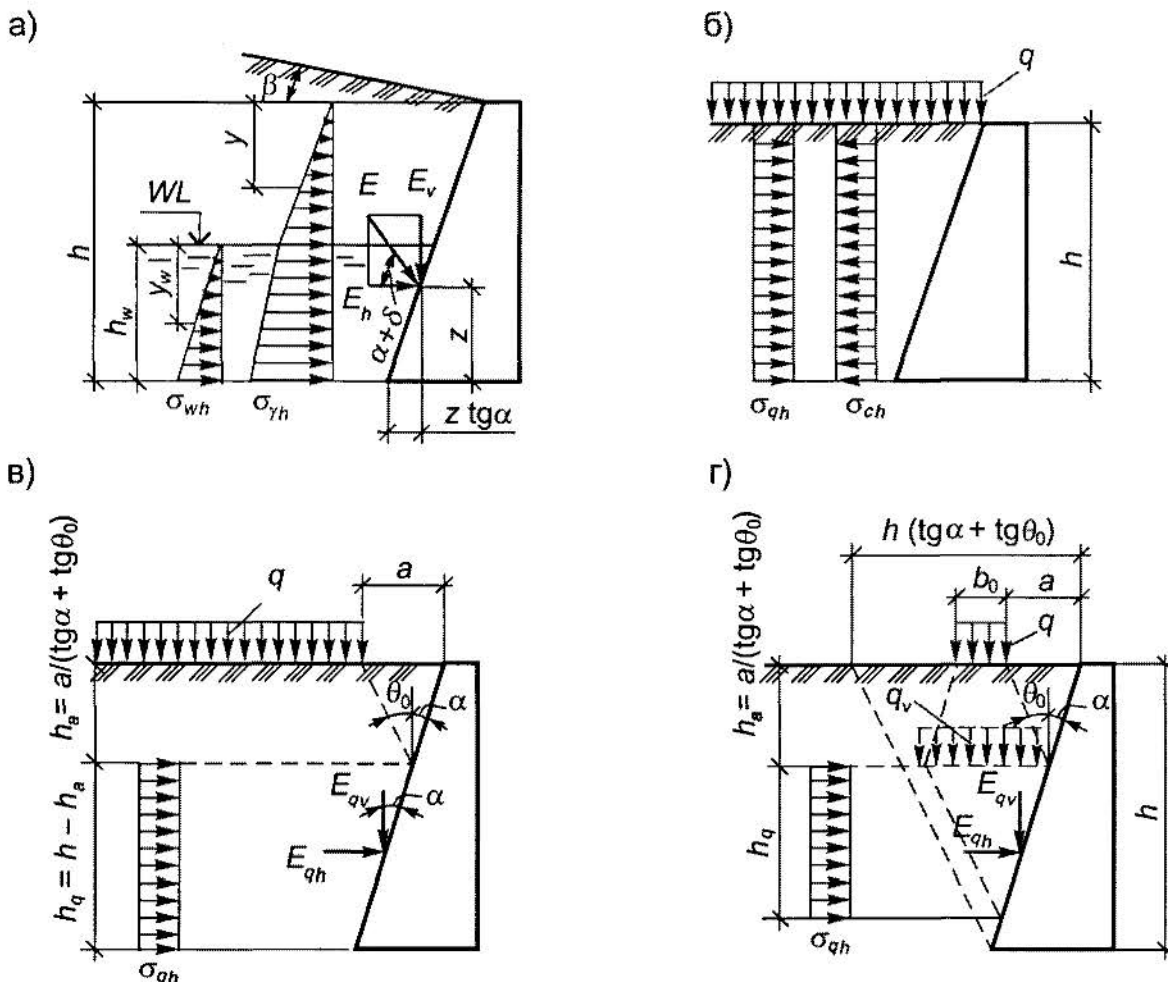
Протяжнiсть епюри iнтенсивностi тиску ґрунту по висотi  $y_b$  при фiксованому навантаженнi приймають  $y_b = h - y_a$ .

При смуговому навантаженнi протяжнiсть епюри тиску по висотi  $y_b = (b_0 + 2 \operatorname{tg} \theta_0 y_a) / (\operatorname{tg} \varepsilon + \operatorname{tg} \theta_0)$ , але приймають не бiльше нiж величина  $y_b \leq b - y_a$ .

**7.30** У загальному вигляді (рисунок 7.2) у ґрунтовому масиві з різними властивостями шарів і горизонтальною поверхнею без зовнішнього навантаження на ній напруження від їх власної ваги становлять:

- вертикальні  $\sigma_v$ :  $\sigma_{\gamma v} = \sum \gamma_i h_i$
- горизонтальні  $\sigma_h$ :  $\sigma_{\gamma h} = K_i \sum \gamma_i h_i = K_i \sigma_{\gamma v i}$

де  $\gamma_i$ ,  $h_i$ ,  $K_i$  – відповідно: питома вага, товщина, коефіцієнт горизонтального тиску для  $i$ -го шару ґрунту.



а – від власної ваги і тиску ґрунту; б – від рівномірно-розподіленого навантаження; в – від фіксованого навантаження; г – від смугового навантаження

**Рисунок 7.2** – Схема до визначення тиску ґрунту на підпірну стіну

**7.31** Коефіцієнт активного горизонтального тиску ґрунту визначають за формулою:

$$K_a = \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)} \right]^2 \quad (7.9)$$

При гладкій вертикальній стінці з горизонтальною поверхнею ґрунту ( $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$ ):

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.10)$$

При поверхні ґрунту, що обмежена укосом, направленим безкінечно вверх під кутом  $\beta = \varphi$

$$K_a = \cos^2 \varphi \quad (7.11)$$

7.32 Коефіцієнт пасивного тиску сипучого ґрунту при горизонтальній його поверхні ( $\beta = 0^\circ$ ) визначають за формулою:

$$K_p = \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha}} \right)} \right]^2 \quad (7.12)$$

В окремому випадку при  $\alpha = \delta = \beta$  вираз (7.10) набуває вигляду:  $K_p = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$

У формулах 7.9, 7.12 –  $\delta$ -кут тертя ґрунту на контакти з розрахунковою площиною (для гладкої стіни, дрібних водонасичених пісків і при дії вібрації –  $\delta = 0$ , для шорсткої стіни  $\delta = 0,5\varphi$ , підвищеної жорсткості або ступінчастої  $\delta = \varphi$ )

7.33 Коефіцієнт горизонтального тиску для сипучого ґрунту у стані спокою при  $\alpha = \delta = \beta$  визначають у відповідності із залежністю:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (7.13)$$

Слід брати до уваги, що в ідеально пластичних ґрунтів при  $\varphi = 0^\circ$  за аналогією з водою (закон Паскаля – рівність горизонтального і вертикального тисків) значення коефіцієнтів тисків ґрунту активного, пасивного і спокою дорівнюють одиниці.

7.34 Сумарні горизонтальні складові тиску  $\sigma_h$  у зв'язних ґрунтів у випадку нахиленої поверхні під кутом  $\beta$  з її привантаженням інтенсивністю  $q$  і при  $\alpha = \delta = 0^\circ$  складають:

для активного стану  $\sigma_{ah}$

$$\sigma_{ah} = (\gamma h + q) K_a K_\beta - 2c\sqrt{K_a} \quad (7.14)$$

для пасивного стану  $\sigma_{ph}$

$$\sigma_{ph} = (\gamma h + q) K_p K_\beta + 2c\sqrt{K_p} \quad (7.15)$$

для стану спокою  $\sigma_{0h}$

$$\sigma_{0h} = (\gamma h + q) K_0 K_\beta + 2c\sqrt{K_0} \quad (7.16)$$

де  $K_\beta = 1 + \operatorname{tg} \beta$ .

7.35 Вертикальна складова бічного тиску ґрунту  $\sigma_v$  з урахуванням наявності кутів тертя між поверхнею стіни і ґрунтом  $\delta$ , а також нахилом задньої грані стіни до вертикалі  $\alpha$  (рисунок 7.2а) буде дорівнювати

$$\sigma_v = \sigma_h \operatorname{tg}(\alpha + \delta) \quad (7.17)$$

7.36 Горизонтальні і вертикальні складові (відповідно  $E_h$  і  $E_v$ ) від трикутних епюр складових бічного тиску ґрунту визначають за залежностями:

а) для незв'язного ґрунту ( $c = 0$ )

$$E_{h(v)} = 0,5h\sigma_{h(v)} \quad (7.18)$$

б) для зв'язного ґрунту ( $c \neq 0$ )

$$E_{h(v)} = 0,5(h - h_c)\sigma_{h(v)} \quad (7.19)$$

Точки прикладання горизонтальних складових тиску ґрунту при трикутних епюрах розташовуються від їх низу на відстані  $h/3$  (рисунок 7.2а).

Точки прикладання горизонтальних складових при прямокутних епюрах розташовуються від їх низу на відстані  $0,5h$  (рисунок 7.2 б, в).

**7.37** Інтенсивність додаткового горизонтального тиску ґрунту, обумовленого наявністю підземних вод  $\sigma_w (P_w)$  на відстані  $h_w (y_w)$  від верхнього рівня підземних вод (рисунок 7.2а) визначають за формулою:

$$\sigma_w = h_w \{10 - K_h [\gamma - 16,5 / (1 + \varepsilon)]\} \gamma_f \quad (7.20)$$

або те саме в позначеннях СНиП 2.09.03  $P_w = y_w \{10 - \lambda [\gamma - 16,5 / (1 + \varepsilon)]\} \gamma_f$ ,

де  $\varepsilon$  – коефіцієнт пористості ґрунту;

$f$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, приймають рівним 1,1.

**7.38** Визначення активного горизонтального тиску для розрахунку гравітаційних, у т.ч. стін-оболонок з урахуванням нахилу поверхні, шаруватості складання ґрунту за підпірною стіною, визначення тиску ґрунту у стадії спокою, визначення пасивного тиску ґрунту слід виконувати згідно зі СНиП 2.06.07 (додаток 9), з урахуванням 7.27 цього стандарту.

**7.39** Тимчасові навантаження від транспортних засобів слід приймати згідно з ДБН В.1.2-15 та ДБН В.2.3-22.

Розрахунки тиску ґрунту з урахуванням тимчасового навантаження слід виконувати згідно зі СНиП 2.09.03 додаток 1.

**7.40** Повний тиск ґрунту складається з тиску від власної ваги ґрунту  $P_{hv}$ , тиску від тимчасового навантаження  $P_{hq}$  і від'ємного тиску від зчеплення  $P_{hc}$ .

Епюри можливих сполучень цих навантажень згідно зі СНиП 2.09.03 наведені на рисунку 7.3.

Визначення додаткового горизонтального тиску для різних випадків навантажень і дій наведені у СНиП 2.09.03.

Методики визначення горизонтального тиску згідно зі СНиП 2.09.03 обумовлені наступними навантаженнями і впливами: наявністю підземних вод, розташуванням на поверхні в межах призми обвалення стрічкового рівномірно розподіленого навантаження  $q$  на ширині  $b$ , яке розподіляється під кутом  $\theta_0$  до вертикалі, тимчасових навантажень від рухомого транспорту.

Розрахункові схеми згідно зі СНиП 2.09.03 наведені на рисунках 7.4–7.9.

**Примітка.** Аналогічно з НК-80 (рисунки 7.7 і 7.9) приймається розрахункова схема і для НК-100.

**7.41** Тиск ґрунту на умовну поверхню – активний або у спокої для підпірної стіни кутникового типа визначають виходячи з умови утворення за стіною клиноподібної призми обвалення за двома можливими варіантами:

– для довгої опорної плити – симетричної (рисунок 7.10 а) – умовна поверхня  $cd$ ;

– для короткої опорної плити – несиметричної призми обвалення (сповзання) (рисунок 7.10 б) – умовна поверхня  $abcd$ .

**7.42** Активний тиск визначають згідно з 2.16-2.17 СНиП 2.09.03: для симетричної призми обвалення як для масивних стін, приймаючи  $\alpha = \theta_0$ ;  $\delta = \varphi$ ; для несиметричної призми обвалення – окремо для вертикальної ділянки стіни і нахиленої площини призми обвалення.

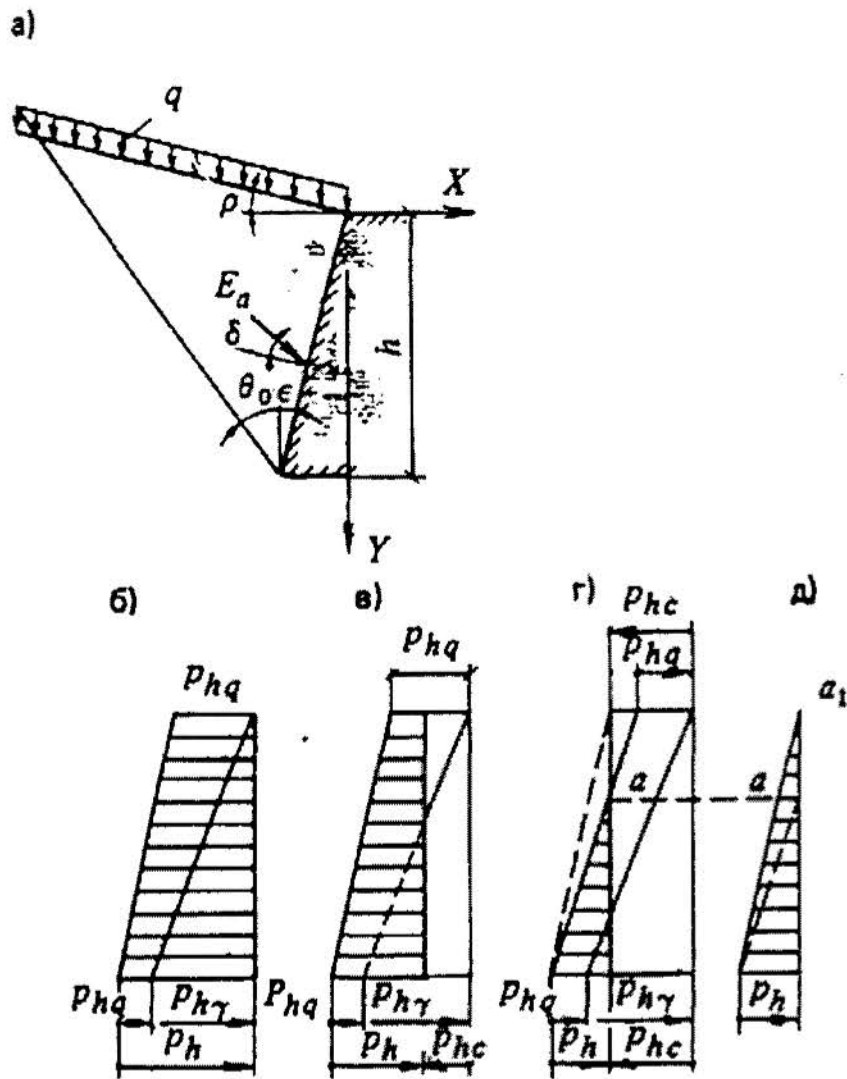
Тиск ґрунту приймають таким, що діє на нахилену (розрахункову) площину, проведену під кутом  $\varepsilon = \theta$  при  $\delta = \varphi'$ .

Кут нахилу розрахункової площини до вертикалі  $\varepsilon$  визначають згідно з умовою (7.21), але приймають не більше ніж  $(45^\circ - \varphi / 2)$

$$\operatorname{tg} \theta = (b - b_1) / t, \quad (7.21)$$

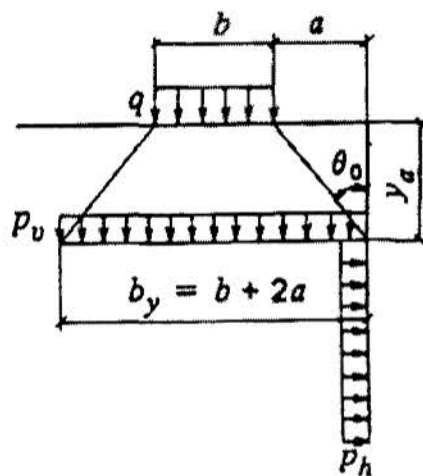
де  $b$  – ширина подошви опорної плити;

$t$  – відстань від грані стіни до торця короткої частини опорної плити.



а – схема навантажень на стіну; б – епюра тиску за відсутності зчеплення  $P_{nc} = 0$ ; в – при  $P_{nc} < P_{hq}$ ; г – при  $P_{nc} > P_{hq}$ ; д – замінююча (розрахункова) епюра

**Рисунок 7.3** – Схема навантажень і епюри тиску ґрунту на підпірну стіну (в позначеннях СНиП 2.09.03)



**Рисунок 7.4** – Схема розподілення тиску від смугового навантаження

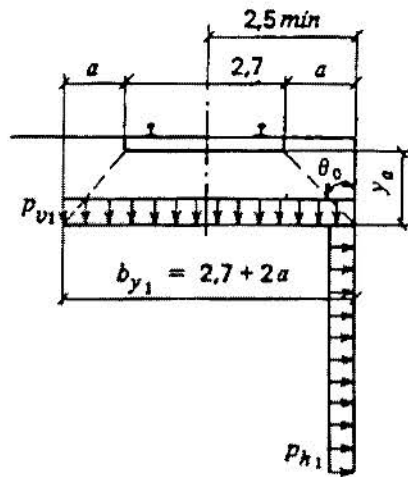


Рисунок 7.5 – Схема розподілення тиску від рухомого складу залізничних доріг

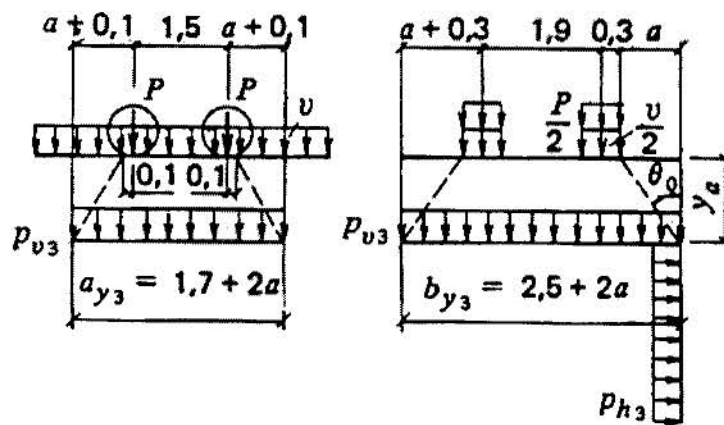


Рисунок 7.6 – Схема тиску від автомобільного навантаження АК при русі вздовж споруди

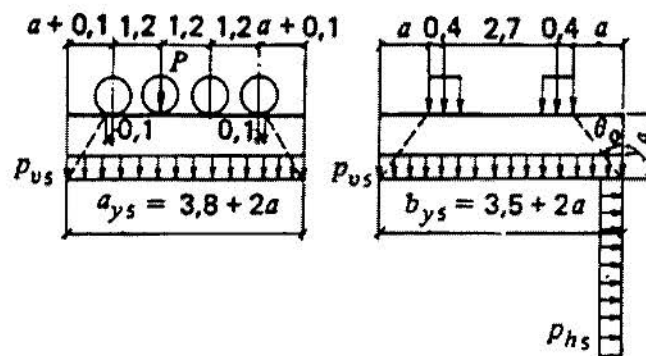


Рисунок 7.7 – Схема тиску від колісного навантаження НК-80 при русі вздовж споруди

7.43 Найбільшу величину активного тиску ґрунту за наявності на горизонтальній поверхні за-сипки рівномірно розподіленого навантаження  $q$ , якщо навантаження не має фіксованого положення, визначають при розташуванні цього навантаження в межах всієї призми обвалення.

7.44 При визначенні розпорів на підпірні стіни їх зменшення за рахунок тертя допускається не враховувати в запас стійкості.

Для підрахунку відпорів вплив тертя слід враховувати згідно з формулою (7.12).

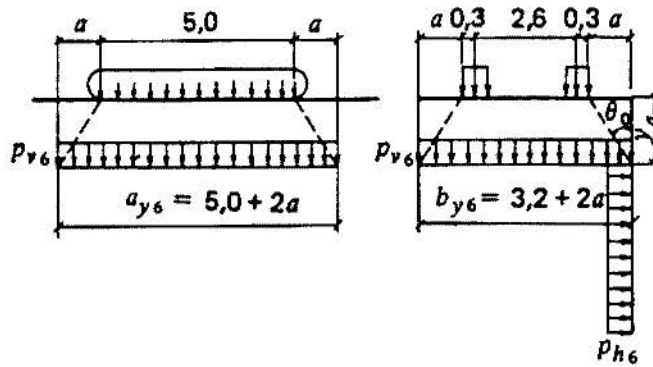


Рисунок 7.8 – Схема тиску від гусеничного навантаження НГ-60 при русі вздовж споруди

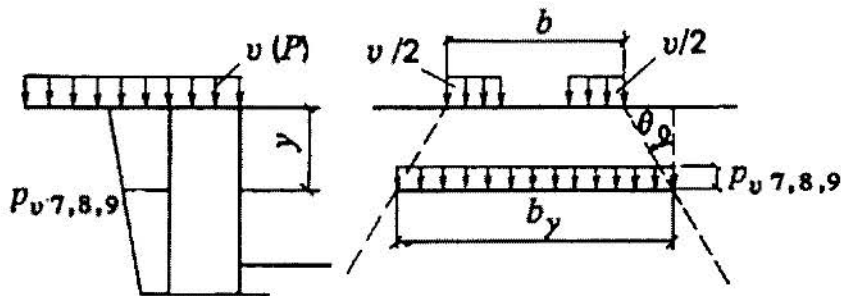


Рисунок 7.9 – Схема тиску від навантажень АК, НК-80 і НГ-60 при русі впоперек споруди

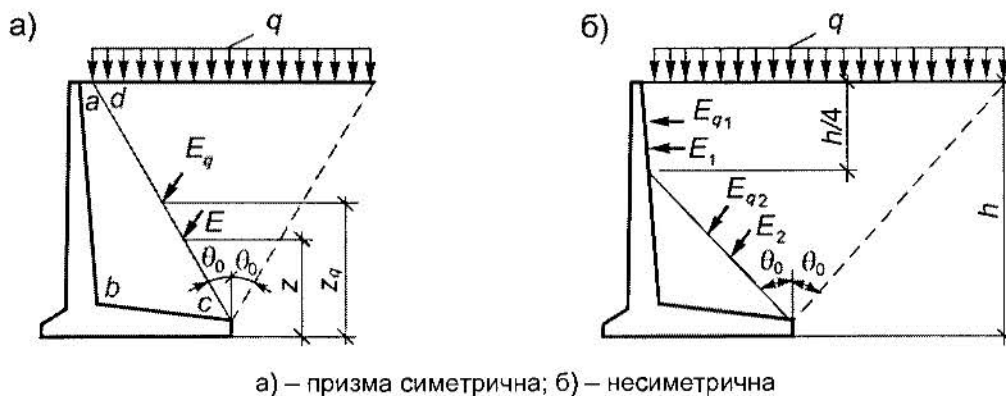
7.45 В разі наявності по глибині (у т.ч. огорожувальних стін котловану) водонасичених ґрунтових шарів необхідно враховувати їх зважування, а при визначенні активного тиску ґрунту брати до уваги їх вплив згідно з формулою (7.20), якщо є рівень води вище за дно котловану за водонепроникною стіною.

Величину зважувального тиску води  $\sigma_{wv}$  ( $P_{wv}$ ), кПа, на днище котловану (відповідно і рівновеликого йому значення вертикальної складової  $\sigma_{wh}$  ( $P_{wh}$ ), кПа, на нахилену площину стіни) визначають за формулами:

$$\sigma_{wv} = h_w \gamma_w ; \quad (7.22)$$

$$\sigma_{wh} = h_w \gamma_w K_w , \quad (7.23)$$

де  $h_w$  – товщина шару води вище за позначку, де визначають тиск, м;  
 $\gamma_w$  – питома вага води  $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ ;  
 $K_w$  – коефіцієнт бічного тиску води,  $K_w = 1$ .



а) – призма симетрична; б) – несиметрична

Рисунок 7.10 – Схеми до визначення активного тиску ґрунту на кутникові підпірні стіни з різними призмами обвалення.

**7.46** Слід також враховувати напір (гідродинамічний або фільтраційний тиск) води на підпірні стіни і днища котлованів за рахунок виникнення гідравлічного градієнта за наявності підземної води або коливання її рівня у зв'язку з тимчасовим насиченням ґрунту атмосферними опадами або техногенними водами при аваріях в довколишніх системах водопроводу і каналізації. За наявності по висоті стіни шарів водомістких сипких ґрунтів між водотривкими товщами необхідно враховувати додатковий напір міжпластової води.

**7.47** Значення фільтраційного тиску  $\sigma_{wf}(P_{wf})$ , на 1 м погонний стіни на відповідних глибинах слід визначати за формулами:

$$\sigma_{wfv} = \gamma_w I; \quad (7.24)$$

$$\sigma_{wfh} = \gamma_w I K_w, \quad (7.25)$$

де  $I$  – гідравлічний градієнт, що є різницею напору води на одиницю шляху фільтрації і визначають за формулою:

$$I = \frac{\Delta H_w}{\Delta L_w}, \quad (7.26)$$

де  $\Delta H_w$  – різниця між рівнем води в ґрунтовій товщі за стіною і позначкою, в якій визначають фільтраційний тиск по глибині стіни або під днищем котловану;

$\Delta L_w$  – шлях фільтрації. Визначають як відстань від верхнього рівня води біля стіни уздовж неї до точки виходу фільтраційного потоку в місці визначення градієнта під днищем підвалу (котловану) або за протилежною його стороною.

За наявності міжпластових напірних вод додатковий їх напір  $\Delta H_{nw}$  визначають за залежністю:

$$\Delta H_{nw} = \frac{\gamma h_g}{\gamma_w}, \quad (7.27)$$

де  $\gamma$  – питома вага ґрунтової товщі над рівнем напірної води у водовмісному шарі;

$h_g$  – товщина шару ґрунту над рівнем напірної води.

**7.48** Для виключення дії гідродинамічних сил на стіни і днища котлованів повинні передбачатися заходи з гасіння напору води шляхом її дренажування.

**7.49** При влаштуванні в глинистих ґрунтах монолітних траншейних або пальових стін у якості підпірних необхідно враховувати вірогідність підвищення активного тиску ґрунту за рахунок сил морозного здимання, особливо у зв'язку з підвищеною теплопровідністю залізобетонних стін і їх промерзанням в межах всієї глибини котловану.

Щоб уникнути дії сил морозного здимання на такі стіни, їх потрібно виконувати в збірному варіанті із заповненням зазору між панелями і навколишнім ґрунтом протиздимальним матеріалом у вигляді крупного піску, шлаку, керамзиту або іншої легкостисливої гранульованої суміші, передбачаючи при цьому заходи з водовідведення і виключення насичення цих сумішей водою.

Протиздимальний матеріал повинен використовуватися і для зворотних засипок за іншими конструкціями підпірних стін, що влаштовуються у відритих котлованах.

**7.50** Виходячи з перерозподілу бічного тиску ґрунту за рахунок переміщення і згинальних деформацій огорожувальних стін, слід приймати приведені до одного знаменника величини його активного і пасивного тисків. Коефіцієнти бічного тиску при цьому слід приймати:

– для переривчасто розташованих пальових стін:

$$K'_a = K_a + \{(K_o - K_a) / 3\}; \quad (7.28)$$

$$K'_p = K_p - \{(K_p - K_o) / 3\}; \quad (7.29)$$

– для суцільних пальових і траншейних стін:

$$K''_a = K_a + \{2(K_o - K_a) / 3\}; \quad (7.30)$$

$$K_p^n = K_p - \{ (K_p - K_0) / 2 \}. \quad (7.31)$$

7.51 Значення ординат епюр і сил горизонтального тиску ґрунту, що діють по глибині підпірної стіни вище і нижче за дно котловану, доцільно обчислювати і представляти в табличній формі, де по вертикалі вказані параметри, по горизонталі – значення параметрів для різних глибин.

## 8 РОЗРАХУНОК ПІДПІРНИХ СТІН І СТІН ПІДВАЛІВ

8.1 Підпірні стіни слід розраховувати за двома групами граничних станів:

за першою групою (за несучою здатністю) виконують розрахунки на:

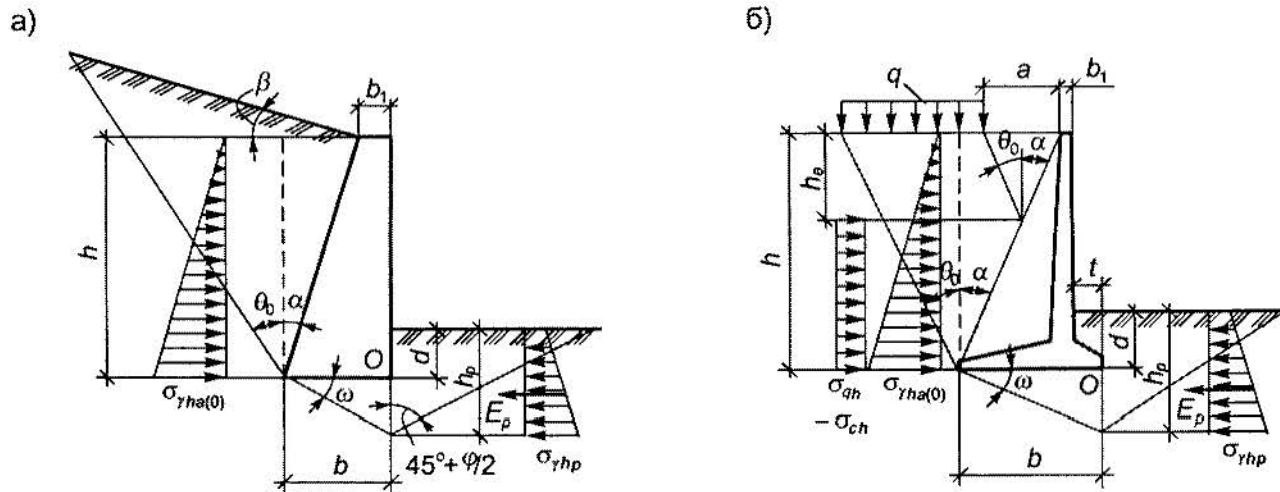
- стійкість положення стіни проти зрушення;
- несучу здатність ґрунтової основи;
- міцність скельної основи;
- міцність елементів конструкцій і вузлів з'єднань;

за другою групою (за придатністю до експлуатації) виконують розрахунки:

- основ за деформаціями;
- елементів конструкцій за тріщиностійкістю.

8.2 Розрахунок підпірних стін за першою і другою групами граничних станів виконують на розрахункові навантаження згідно з розділом 7 цього стандарту.

8.3 Тиск ґрунту для масивних і кутникових підпірних стін визначають за розділом 7. Епюри тисків наведено на рисунках 7.2, 7.3, 8.1.



а) – масивних; б) – кутникового профілю

Рисунок 8.1 – Розрахункові схеми підпірних стін

8.4 Розрахунок стійкості положення стіни проти зрушення виконують виходячи з умови:

$$F_{sd} \leq \gamma_c F_{ud} / \gamma_n. \quad (8.1)$$

де  $F_{sd}$  – зрушувальна сила, що дорівнює сумі проекції всіх зрушувальних сил на горизонтальну площину;

$F_{ud}$  – утримуюча сила, що дорівнює сумі проекцій всіх утримуючих сил на горизонтальну площину;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи ґрунту основи: для пісків, окрім пилуватих – 1; для пилуватих пісків, а також глинистих ґрунтів в стабілізованому стані – 0,9; для глинистих ґрунтів в нестабілізованому стані – 0,85; для скельних, невивітрелих і слабовивітрелих ґрунтів – 1; вивітрелих – 0,9; сильновивітрелих – 0,8;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за призначенням споруди згідно з ДБН В.1.2-14.

8.5 Зрушувальну силу  $F_{sd}$  визначають за формулою:

$$F_{sd} = E_h + E_{qh} , \quad (8.2)$$

де  $E_h$  – зрушувальна сила – горизонтальна складова напору (активного чи у спокої) від власної ваги ґрунту визначається згідно з 7.36;

$E_{qh}$  – те саме від навантаження на поверхні призми обвалення дорівнює:

$$E_{qh(v)} = h_q \sigma_{qh(v)} ; \quad (8.3)$$

де при фіксованому рівномірно розподіленому навантаженні:

$$h_q = h - \frac{a}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta_0} . \quad (8.4)$$

$$\theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \quad (8.5)$$

при смуговому рівномірно розподіленому навантаженні:

$$h_q = \frac{b}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta_0} \quad (8.6)$$

При цьому  $h_q$  не повинно бути більше  $(h - h_a)$

**8.6** Утримуючу силу  $F_{ud}$  для нескельної основи визначають за формулою

$$F_{ud} = N \operatorname{tg}(\varphi_f - \beta) + b c_1 + E_p , \quad (8.7)$$

де  $N$  – сума проєкцій всіх сил на вертикальну площину:

$$N = \sum P_i = G_{st} + E_v + E_{qv} , \quad (8.8)$$

де  $G_{st}$  – власна вага стіни і ґрунту на уступах;

$E_v$  – вертикальна складова напору ґрунту на нахилену поверхню стіни, визначається за (7.36);

$E_{qv}$  – вертикальна складова від розподіленого навантаження на нахилену поверхню стіни визначають за залежністю (8.3);

$E_p$  – горизонтальна складова пасивного тиску ґрунту перед стіною і ґрунтової призми, що зрушується, під нею на глибину відповідно  $d$  або  $b_p$ .

Коефіцієнт надійності за навантаженням для ґрунту приймається: для питомої ваги ґрунту в межах всієї засипки 1,2, при визначенні  $\sigma_{ph}$  при пласкому і глибинному зсувах – 0,9.

Пасивний відпір (опір) ґрунту при горизонтальній поверхні перед стіною або дна котловану і відсутності навантажень на цій поверхні визначають на 1м за залежністю:

$$E_p = 0,5 \gamma h^2 K_p + 2hc \sqrt{K_p} \quad (8.9)$$

**8.7** Розрахунок стійкості підпірних стін проти зрушення виконують за формулою (8.1) для трьох значень кута  $\omega$ :

$$\omega = 0, \quad \omega = \varphi_f / 2 \quad \text{і} \quad \omega = \varphi_f$$

При похилій підшві стіни, окрім вказаних значень кута  $\omega$ , слід виконувати розрахунок проти зрушення також для негативних значень кута  $\omega$ .

При зрушенні по підшві ( $\omega = 0$ ) слід враховувати наступні обмеження:  $c_f \leq 5$  кПа,  $\varphi_f \leq 30^\circ$ ,  $K_p = 1$ .

**8.8** Утримуючу силу  $F_{ud}$  для скельної основи визначають за формулою:

$$F_{ud} = N_f + E_p , \quad (8.10)$$

де  $f$  – коефіцієнт тертя підшви по скельному ґрунту, який приймають за результатами безпосередніх випробувань, але не більше ніж 0,65.

**8.9** Розрахунок за міцністю ґрунтової основи, складеної скельними і нескельними ґрунтами, виконують при  $\operatorname{tg} \delta_1 < \sin \varphi_1$  за вимогами підрозділу 7.10 ДБН В 2.1-10.

$$\operatorname{tg} \delta_1 = F_{sd} / N \quad (8.11)$$

**8.10** Вертикальну складову сили граничного опору основи  $N_u$ , складеної нескельними ґрунтами в стабілізованому стані, визначають за ДБН В 2.1-10 згідно з формулою (Ж3) при коефіцієнтах форми фундаментів  $\xi = 1$  і  $b' = b - 2e$ ,

де  $e$  – ексцентриситет прикладання рівнодіючої усіх сил відносно осі, що проходить через центр ваги підшви стіни, величину якого визначають за формулою (8.12) і яка не повинна перевищувати  $e \leq b/3$ :

$$e = M_0 / N_v, \quad (8.12)$$

де  $M_0$  – сума моментів усіх вертикальних і горизонтальних сил відносно осі, що проходить через центр ваги підшви.

**8.11** Вертикальну складову сили граничного опору основи  $N_u$ , складеної скельними ґрунтами, визначають за формулою:

$$N_u = R_c b', \quad (8.13)$$

де  $R_c$  – розрахункове значення границі міцності на одновісне стискання скельного ґрунту.

**8.12** Суму моментів  $M_0$  визначають за формулами:

а) для масивних підпірних стін

$$M_0 = F_{sd} [h^* - \text{tg}(\alpha + \delta)(b/2 - h^* \text{tg} \alpha)] + \Sigma M_i, \quad (8.14)$$

де  $\Sigma M_i$  – сума моментів від власної ваги стіни і ґрунту на її обрізах відносно центра ваги підшви стіни;

б) для кутникових стін (при  $\alpha \leq 0$ )

$$M_0 = F_{sd} [h^* - \text{tg}(\alpha + \varphi')(h/2 - h^* \text{tg} \alpha)] + \gamma'_i \gamma_f (b - t) [h(b - 4t) + 6td] / 12. \quad (8.15)$$

де  $h^*$  – відстань від рівнодійної зрушуючої сили до низу підшви стіни;

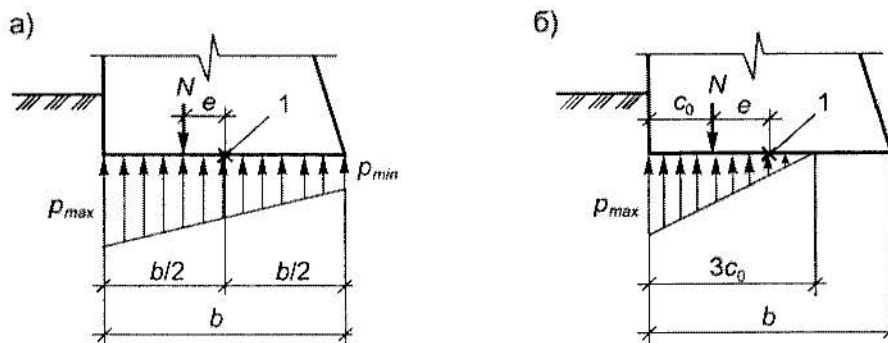
$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності за навантаженням приймають 1,2;

$$h^* = [F_{sd,\gamma} h / 3 + F_{sd,q} (h - y_a - y_b / 2)] / F_{sd}. \quad (8.16)$$

**8.13** Розрахунок підпірної стіни за деформаціями основи за відсутності спеціальних технологічних вимог вважається задовільним, якщо середній тиск на ґрунт  $p_{sr}$  під підшвою фундаменту від характеристичного навантаження не перевищує розрахункового опору ґрунту основи  $R$ , а крайові  $p_{\max} = 1,2R$ :

$$\left. \begin{aligned} p_{sr} &\leq R \\ p_{\max} &\leq 1,2R \end{aligned} \right\}. \quad (8.17)$$

При цьому епюру напруження допускається приймати трапецієподібною або трикутною. Площа стислої зони при трикутній епюрі має бути не менше 0,75 загальної площі фундаменту підпірної стіни ( $e \leq b/4$ ) (рисунок 8.2).



а – при ексцентриситетах  $e \leq b/6$ ; б – при ексцентриситетах  $e > b/6$

1 – центр ваги підшви

**Рисунок 8.2** – Схема для визначення тиску під підшвою стіни

**8.14** Крайовий тиск на ґрунт під подошвою стіни  $p_{max}$  при ексцентриситеті додатка рівнодійної всіх вертикальних сил відносно центра ваги подошви  $e \leq b/6$  визначають за формулою (8.18), а при  $e > b/6$  – за формулою (8.19):

$$p_{max/min} = N(1 \pm 6e/b) / b, \quad (8.18)$$

$$p_{max} = 2N / 3c_0 \quad (8.19)$$

де  $N$  – сума проєкцій всіх сил на вертикальну площину, що визначають за формулами (8.8);

$e$  – ексцентриситет додатка рівнодійної всіх сил відносно осі, що проходить через центр ваги подошви стіни, що визначають за формулою (8.12);

$3c_0$  – довжина епюри по подошві фундаменту:

$$c_0 = 0,5b - e. \quad (8.20)$$

**8.15** Розрахунковий опір ґрунту основи  $R$ , кПа, визначають згідно з вимогами підрозділу 7.7 та додатка Е ДБН В. 2.1-10.

**8.16** Внутрішні зусилля  $N_i$ ,  $Q_i$  і  $M_i$  в перерізі  $i-i$  на глибині  $y_i$  для масивної підпірної стіни визначаються за формулами:

$$\left. \begin{aligned} N_i &= \Sigma P_i \\ Q_i &= \Sigma F_{vi} \\ M_i &= \Sigma P_i x_i + \Sigma F_{hi} z_i \end{aligned} \right\} \quad (8.21)$$

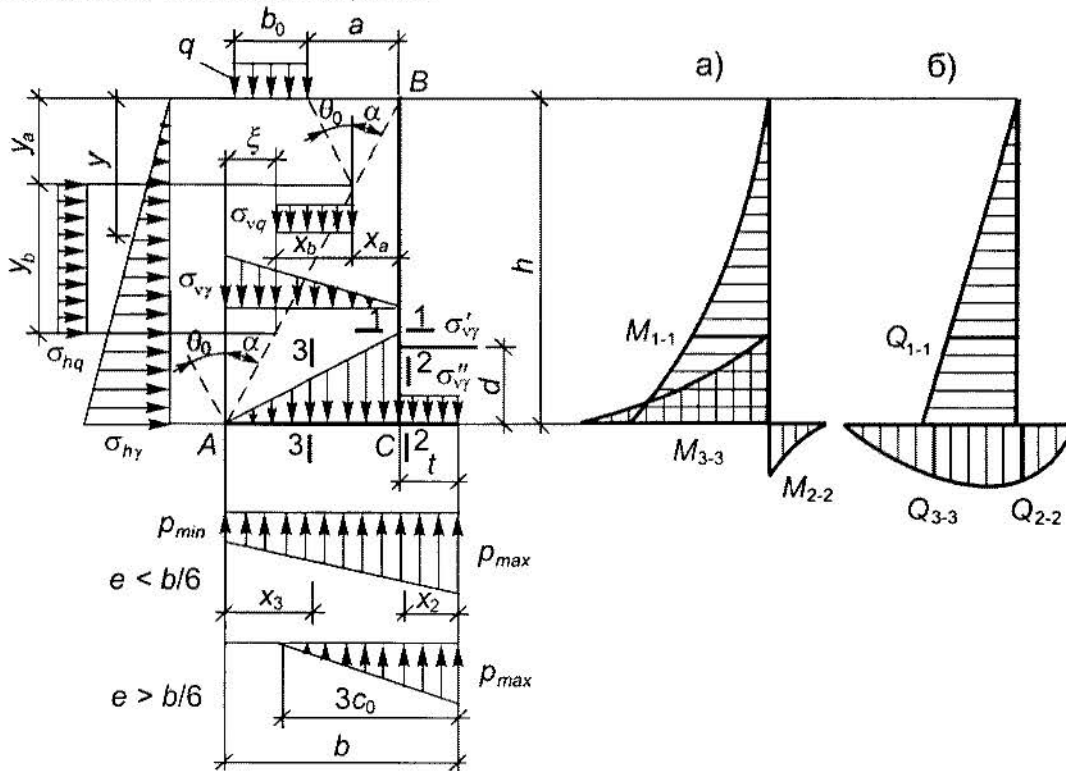
де  $\Sigma P_i$  – сума всіх вертикальних сил вище за переріз  $i-i$ ;

$\Sigma F_{vi}$  – сума всіх горизонтальних сил вище за переріз  $i-i$ ;

$\Sigma P_i x_i$  – сума моментів всіх вертикальних сил відносно центра ваги перерізу  $i-i$ ;

$\Sigma F_{hi} z_i$  – сума моментів всіх горизонтальних сил відносно центра ваги перерізу  $i-i$ .

**8.17** Розрахункові зусилля (згинальні моменти і поперечні сили) в кутникових підпірних стінах (рисунок 8.3) визначають за формулами:



а – згинальні моменти; б – поперечні сили

Рисунок 8.3 – Розрахункова схема кутникової підпірної стіни при розрахунку її на міцність

для перерізу 1-1

при  $y \leq y_a + y_b$

$$\left. \begin{aligned} M_{1-1} &= \sigma_\gamma y^3 / 6h + \sigma_q (y - y_a)^2 / 2 \\ Q_{1-1} &= \sigma_\gamma y^2 / 2h + \sigma_q (y - y_a) \end{aligned} \right\} \quad (8.22)$$

при  $y > y_a + y_b$

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= \sigma_\gamma y^3 / 6h + \sigma_q y_b (y - y_a - y_b)^2 / 2 \\ Q_{1-1} &= \sigma_\gamma y^2 / 2h + \sigma_q y_b \end{aligned} \right\}; \quad (8.23)$$

для перерізу 2-2

а) в разі  $e > b/6$

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= \sigma_{v\gamma}'' x_2^2 / 2 - p_{\max} x_2^2 (1 - x_2 / 9c_0) / 2 \\ Q_{2-2} &= \sigma_{v\gamma}'' x_2 - p_{\max} x_2 (1 - x_2 / 6c_0) \end{aligned} \right\}; \quad (8.24)$$

б) в разі  $e < b/6$

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= \sigma_{v\gamma}'' x_2^2 / 2 - p_{\max} x_2^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / x_2 - 1) / 6b \\ Q_{2-2} &= \sigma_{v\gamma}'' x_2 - p_{\max} x_2^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_2 - 1) / 2b \end{aligned} \right\}; \quad (8.25)$$

для перерізу 3-3

а) в разі  $e > b/6$

при  $x_3 \leq \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^3 / 18c_0 - \sigma_{v\gamma} x_3^2 / 2 - \sigma_{vq} (x_3 - \xi)^2 / 2 - \\ &\quad - x_3^3 (\sigma_{v\gamma}' - \sigma_{v\gamma}) / 6(b-t); \end{aligned} \quad (8.26)$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^2 / 6c_0 - \sigma_{v\gamma} x_3 - \sigma_{vq} (x_3 - \xi) - \\ &\quad - x_3^2 (\sigma_{v\gamma}' - \sigma_{v\gamma}) / 2(b-t); \end{aligned} \quad (8.27)$$

при  $x_3 > \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^3 / 18c_0 - \sigma_{v\gamma} x_3^2 / 2 - \sigma_{vq} x_b \times \\ &\quad \times (x_3 - \xi - x_b / 2) - x_3^3 (\sigma_{v\gamma}' - \sigma_{v\gamma}) / 6(b-t); \end{aligned} \quad (8.28)$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^2 / 6c_0 - \sigma_{v\gamma} x_3 - \sigma_{vq} x_b - x_3^2 \times \\ &\quad \times (\sigma_{v\gamma}' - \sigma_{v\gamma}) / 2(b-t); \end{aligned} \quad (8.29)$$

б) в разі  $e < b/6$

при  $x_3 \leq \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{\min} x_3^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / x_3 - 1) / 6b - \sigma_{v\gamma} x_3^2 / 2 - \\ &\quad - \sigma_{vq} (x_3 - \xi)^2 / 2 - x_3^3 (\sigma_{v\gamma}' - \sigma_{v\gamma}) / 6(b-t); \end{aligned} \quad (8.30)$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{\min} x_3^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_3 - 1) / 2b - \sigma_{v\gamma} x_3 - \\ &\quad - \sigma_{vq} (x_3 - \xi) - x_3^2 (\sigma_{v\gamma}' - \sigma_{v\gamma}) / 2(b-t); \end{aligned} \quad (8.31)$$

при  $x_3 > \xi + x_b$

$$M_{3-3} = p_{\min} x_3^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / x_3 - 1) / 6b - \sigma_{vy} x_3^2 / 2 - \sigma_{vq} x_b (x_3 - \xi - x_b / 2) - x_3^3 (\sigma'_{vy} - \sigma_{vy}) / 6(b-t); \quad (8.32)$$

$$Q_{3-3} = p_{\min} x_3^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_3 - 1) 2b - \sigma_{vy} x_3 - \sigma_{vq} x_b - x_3^2 (\sigma'_{vy} - \sigma_{vy}) / 2(b-t). \quad (8.33)$$

Максимальні розрахункові зусилля  $M$  і  $Q$  в лицьових і фундаментних плитах повинні прийматися по гранях елементів, що сполучаються.

8.18 Інтенсивності горизонтального тиску  $\sigma_\gamma$  і  $\sigma_q$  обчислюють за формулами розділу 7 з врахуванням 7.43.

Інтенсивність вертикального тиску від власної ваги ґрунту в призмі обвалення  $\sigma_{vy}$  і від тимчасового навантаження  $\sigma_{vq}$  визначають за формулами:

$$\sigma_{vy} = \sigma_\gamma \operatorname{tg}(\alpha + \varphi'_i) / \operatorname{tg} \alpha; \quad (8.34)$$

$$\sigma_{vq} = \sigma_q \operatorname{tg}(\alpha + \varphi'_i) / \operatorname{tg} \alpha. \quad (8.35)$$

Інтенсивність вертикального тиску від власної ваги ґрунту  $\sigma'_{vy}$  і над передньою консоллю  $\sigma''_{vy}$  в контурі  $abc$  визначають за формулами:

$$\sigma'_{vy} = \gamma'_1 \gamma_f h; \quad (8.36)$$

$$\sigma''_{vy} = \gamma'_1 \gamma_f h \quad (8.37)$$

Коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f$  у формулах (8.36) і (8.37) приймають 1,2.

Відстань від внутрішньої грані стіни до початку епюри інтенсивності вертикального тиску ґрунту від тимчасового навантаження визначають за виразом  $x_a = y_a \operatorname{tg} \alpha$ , а величину  $x_b = y_b \operatorname{tg} \alpha$ .

8.19 Крайовий тиск на ґрунт під подошвою стіни  $p_{\min}$  і  $p_{\max}$  визначають за формулами (8.18) і (8.19) з умови розрахунку за першою групою граничних станів.

8.20 Конструкції підпірних стін, елементи яких шарнірно зв'язані гнучкими зв'язками (наприклад, кутникові стіни з анкерною тягою), слід розраховувати за схемою, представленою на рисунку 8.4.

При цьому розглядають два випадки завантаження призми обвалення тимчасовим навантаженням:

1 – навантаження розташоване на частини призми обвалення, що створює максимальний пролітний момент у вертикальному елементі стіни;

2 – навантаження розташоване на всій поверхні призми обвалення, що створює максимальні умови в інших елементах стіни.

Величини розрахункових зусиль в перерізах елементів стіни визначають за формулами:

для перерізів 1-1

$$\left. \begin{aligned} M_{1-1} &= -y^2 (\sigma_\gamma y / 3h + \sigma_q - \sigma_c) / 2; \\ Q_{1-1} &= y (\sigma_\gamma y / 2h + \sigma_q - \sigma_c) \end{aligned} \right\}; \quad (8.38)$$

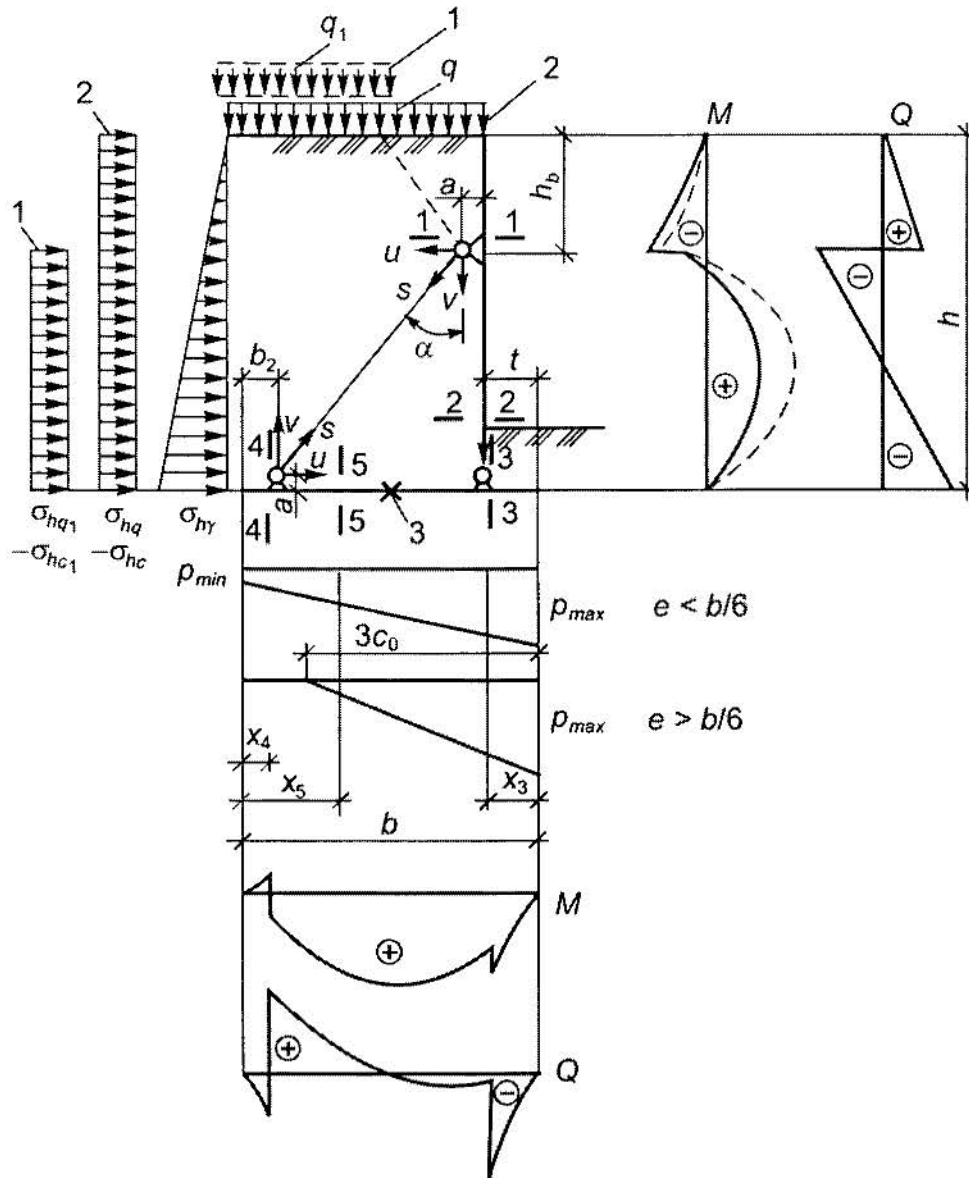
для перерізів 2-2

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= -y^3 \sigma_\gamma / 6h - (\sigma_q - \sigma_c) (y - h_b)^2 / 2 + U_1 (y - h_b) + V_1 a (h - y) / (h - h_b), \\ Q_{2-2} &= y^2 \sigma_\gamma / 2h + y (\sigma_q - \sigma_c) - U_2 + V_2 a / (h - h_b), \end{aligned} \right\} \quad (8.39)$$

$$\text{де } U_1 = [h^2 \sigma_\gamma + 3(\sigma_q - \sigma_c)(h - h_b)^2] / 6(h - h_b); \quad (8.40)$$

$$V_1 = U_1 / \operatorname{tg} \alpha; \quad (8.41)$$

$$U_2 = h^2 (3\sigma_q - \sigma_c + \sigma_\gamma) / 6(h - h_b); \quad (8.42)$$



1 – перший випадок завантаження; 2 – другий випадок завантаження; 3 – центр ваги підшови

**Рисунок 8.4** – Розрахункова схема підпірної стіни з анкерною тягою

$$V_2 = U_2 / \operatorname{tg} \alpha, \quad (8.43)$$

Тут  $U_1$  і  $V_1$  – горизонтальна і вертикальна складові зусилля в тязі при частковому завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням;  $U_2$  і  $V_2$  – горизонтальна і вертикальна складові зусилля в тязі при повному завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням.

При  $e < b/6$ :

для перерізу 3-3

$$\left. \begin{aligned} M_{3-3} &= -G_1 x_3 / 2 + p_{\max} x_3^3 (p_{\min} / p_{\max} + 3b / x_3 - 1) / 6b \\ Q_{3-3} &= G_1 - p_{\max} x_3^2 (p_{\min} / p_{\max} + 2b / x_3 - 1) 2b \end{aligned} \right\}; \quad (8.44)$$

для перерізу 4-4

$$\left. \begin{aligned} M_{4-4} &= \sigma_{vy} x_4^2 / 3 - x_4^2 [\sigma_{vy} (b - t - x_4) + \sigma'_{vy} x_4] / 6(b - t) - \\ &\quad - \sigma_{vq} x_4^2 / 2 + p_{\min} x_4^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / x_4 - 1) / 6b \\ Q_{4-4} &= -G_4 - \sigma_{vq} x_4 + p_{\min} x_4^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_4 - 1) / 2b \end{aligned} \right\}; \quad (8.45)$$

для перерізу 5-5

$$\left. \begin{aligned} M_{5-5} &= -\sigma_{vy} x_5^2 / 3 - x_5^2 [\sigma_{vy} (b-t-x_5) + \sigma'_{vy} x_5] / 6(b-t) - \\ & - \sigma_{vq} x_5^2 / 2 + p_{\min} x_5^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / x_5 - 1) / 6b + V_2 (x_5 - b_2) + U_2 a, \\ Q_{5-5} &= -G_5 - \sigma_{vq} x_5 + p_{\min} x_5^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_5 - 1) / 2b + V_2 \end{aligned} \right\}; \quad (8.46)$$

При  $e > b/6$ ; ( $c_0 = 0,5b - e$ ):

для перерізу 3-3

$$\left. \begin{aligned} M_{3-3} &= -G_1 x_3 / 2 + p_{\max} x_3^2 (1 - x_3 / 9c_0) / 2 \\ Q_{3-3} &= G_1 - p_{\max} x_3 (1 - x_3 / 6c_0) \end{aligned} \right\}; \quad (8.47)$$

для перерізу 4-4

$$\left. \begin{aligned} M_{3-3} &= \sigma_{vy} x_4^2 / 3 - x_4^2 [\sigma_{vy} (b-t-x_4) + \sigma'_{vy} x_4] / 6(b-t) - \\ & - \sigma_{vy} x_4^2 / 2 + p_{\max} (3c_0 - b + x_4)^3 / 18c_0 \\ Q_{3-3} &= -G_4 - \sigma_{vq} x_4 + p_{\max} (3c_0 - b + x_4)^2 / 6c_0 \end{aligned} \right\}; \quad (8.48)$$

для перерізу 5-5

$$\left. \begin{aligned} M_{5-5} &= -\sigma_{vy} x_5^2 / 3 - x_5^2 [\sigma_{vy} (b-t-x_5) + \sigma'_{vy} x_5] / 6(b-t) - \\ & - \sigma_{vy} x_5^2 / 2 + p_{\max} (3c_0 - b + x_5)^3 / 18c_0 + V_2 (x_5 - b_2) + U_2 a, \\ Q_{5-5} &= -G_5 - \sigma_{vq} x_5 + p_{\max} (3c_0 - b + x_5)^2 / 6c_0 + V_2 \end{aligned} \right\}, \quad (8.49)$$

де  $G_1$  – вага плити і ґрунту, розташованого праворуч від перерізу 3-3;

$$G_{4(5)} = [\sigma_{vy} (b-t-x) / (b-t) + \sigma'_{vy} x / (b-t) + \sigma_{vy}] x / 2.$$

**8.21** Максимальні зусилля в анкерній тязі  $S$ , що має шарнірне сполучення з лицьовими і фундаментними плитами, визначають за другим випадком завантаження (згідно з 8.20) за формулою:

$$S = U_2 / \sin \alpha. \quad (8.50)$$

Враховуючи можливість зависання ґрунту, розрахункове зусилля в тязі слід збільшити в 1,5 раза.

**8.22** Розрахунок щілинного паза в разі жорсткого сполучення збірної лицьової плити з фундаментною плитою (рисунок 8.5) здійснюють з умови, що при дії моменту  $M$  в щілинному пазі виникають сили  $P$  з плечем внутрішньої пари  $a$ .

Зрушуючу силу  $Q$  прикладають до верхньої частини стінки паза. У верхній і нижній частинах стінок паза виникають стискальні напруження, рівнодійні яких прикладені на відстанях  $0,1l$  від верхньої грані паза і  $0,15l$  – від нижньої частини ( $l$  – висота паза).

Горизонтальні і вертикальні складові внутрішньої пари визначають відповідно за формулами:

$$P_h = M_{1-1} \sin^2 \alpha / 0,75l; \quad (8.51)$$

$$P_v = M_{1-1} \sin \alpha \cos \alpha / 0,75l. \quad (8.52)$$

Внутрішні зусилля в перерізі 4-4 обчислюють за формулами:

$$\left. \begin{aligned} M_{4-4} &= (P_h + Q_{l-l}) 0,9l \\ Q_{4-4} &= P_h + Q_{l-l} \end{aligned} \right\}. \quad (8.53)$$

Розрахунок правої стінки щілинного паза виконують так само, як розрахунок згинального елемента.

Внутрішні зусилля в перерізі 5-5 обчислюють за формулами:

$$\left. \begin{aligned} M_{5-5} &= P_h \cdot 0,15l + P_v z \\ Q_{5-5} &= P_h \\ N_{5-5} &= P_v \end{aligned} \right\} \quad (8.54)$$

Розрахунок лівої стінки щілинного паза виконують так само, як розрахунок позакентровано розтягнутого елемента.

Внутрішні зусилля в перерізі 6-6 обчислюють за формулами:

$$\left. \begin{aligned} M_{6-6} &= (P_h + Q_{I-I})(0,9l + 0,5l_1) + P_v h - b_3^2 (p_{\max} + p_3) / 3, \\ Q_{6-6} &= P_v - (p_{\max} + p_3) b_3 / 2 \\ N_{5-5} &= P_h + Q_{I-I} \end{aligned} \right\} \quad (8.55)$$

де  $p_{\max}$  – ордината тиску ґрунту по підшві стіни, яку обчислюють за формулами (8.18) і (8.19) від розрахункових навантажень;

$p_3$  – ордината тиску ґрунту на відстані  $b_3$  від правої грані підшви.

При  $e < b/6$

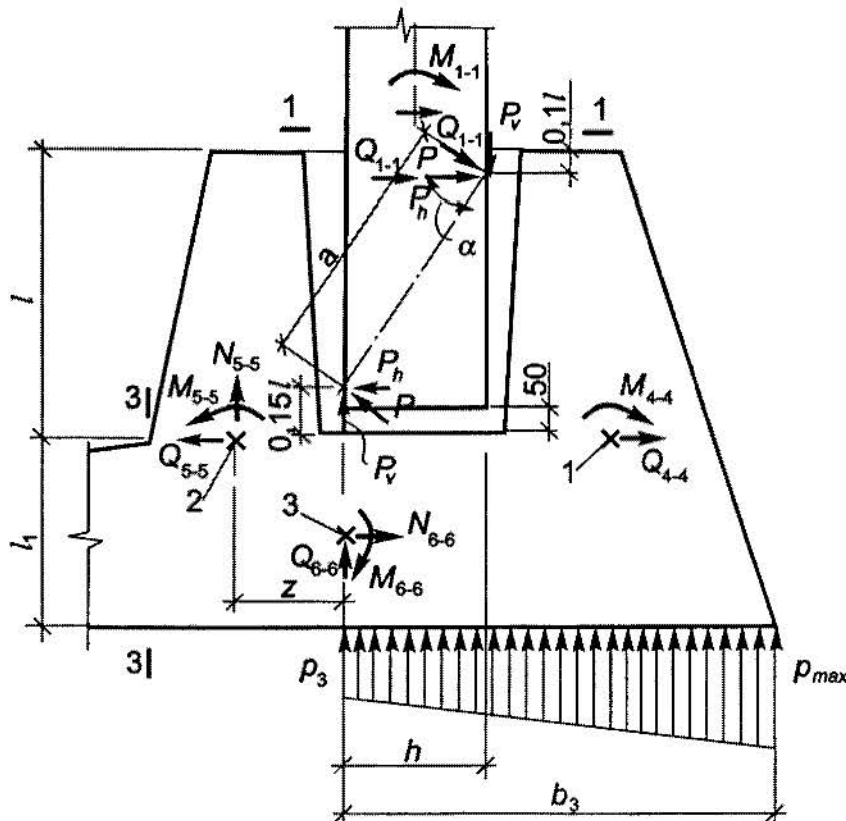
$$p_3 = p_{\max} - b_3 (p_{\max} - p_{\min}) / b \quad (8.56)$$

При  $e > b/6$

$$p_3 = (1 - b_3 / 3c_0) p_{\max} \quad (8.57)$$

де  $c_0 = 0,5b - e$ .

Розрахунок днища щілинного паза виконують, як розрахунок позакентровано розтягнутого елемента.



1 – центр ваги перерізу 4-4; 2 – центр ваги перерізу 5-5; 3 – центр ваги перерізу 6-6

Рисунок 8.5 – Розрахункова схема щілинного паза

**Примітка.** При визначенні необхідної площі поздовжньої арматури в перерізі 6-6, рис. 8.5 (з умови розрахунку щільного паза) розрахунковий опір арматурної сталі на розтягування має бути зменшений шляхом введення коефіцієнта умови роботи, що дорівнює 0,7.

**8.23** Розмір нижнього перерізу вертикального елемента кутникової стіни  $t_n$  рекомендується призначати не менше ніж величина  $h_0/15$  ( $h_0$  – висота стіни від її верху до рівня сполучення з плитою).

При визначенні прогину стіни при її згині жорсткість залізобетонного елемента  $B$  допускається визначати з врахуванням пластичних властивостей бетону і появи тріщин в розтягнутій зоні елемента за формулою:

$$B = kE_b I_b , \quad (8.57)$$

де  $E_b$  – початковий модуль пружності бетону на стиск;

$I_b$  – момент інерції нижнього перерізу стіни;

$k$  – коефіцієнт, що приймають 0,35 при тривалій дії навантажень і 0,5 – при короточасній.

Горизонтальне переміщення верху стіни  $\Delta$  за наявності суцільного рівномірно розподіленого навантаження на призмі обвалення визначають за формулою:

$$\Delta = (4\sigma_\gamma + 15\sigma_q) h^4 / 120B , \quad (8.58)$$

де  $\sigma_\gamma$  і  $\sigma_q$  – інтенсивність горизонтального тиску ґрунту на глибині  $h$  від характеристичних навантажень.

Граничний прогин верху стіни не повинен перевищувати величини  $h/75$ .

Горизонтальне переміщення верху стіни, викликане креном підшви, визначають за формулою:

$$\Delta = 5Mh / b^2 E , \quad (8.59)$$

де  $M$  – нормативний момент всіх сил відносно центра ваги підшви стіни;

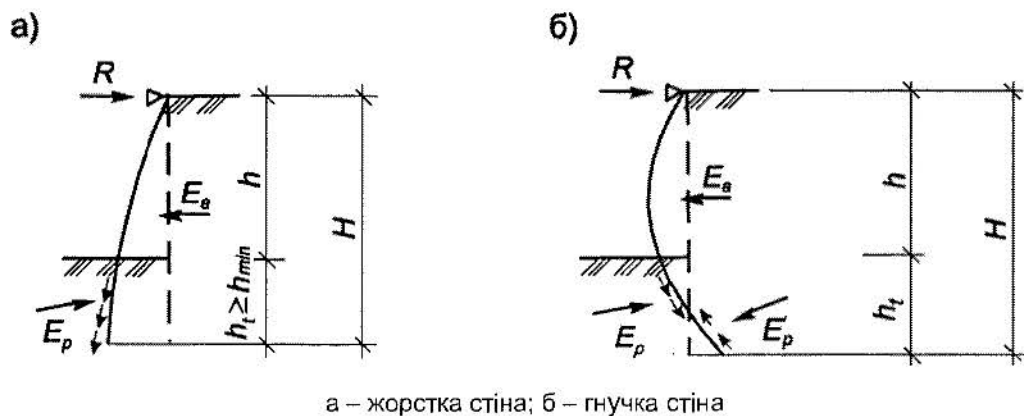
$E$  – модуль деформації ґрунту основи;

$h$  – висота стіни;

$b$  – ширина підшви фундаменту (стіна підвалу).

**8.24** Розрахункові схеми підпірної стіни, заанкереної в одному рівні для однорідного ґрунту з горизонтальною поверхнею за і перед нею, представлені на рисунку 8.6.

У будівельній практиці використовують конструктивні рішення заанкерених підпірних стін, які виконують безперервними по довжині і глибині у вигляді траншейних і пальових стін або складених з окремих, розташованих на віддаленні одна від одної опор з паль-оболонок, бурових паль, металевих трубчастих стояків або двотаврових балок, які включають в спільну роботу за допомогою обв'язувальних поясів зверху і розподільних балок в рівнях анкерування.



а – жорстка стіна; б – гнучка стіна

**Рисунок 8.6** – Характер роботи заанкереної в одному рівні підпірної стіни залежно від її жорсткості

**8.25** В безперервних стінах (при розрахунку виходячи з умов плоскої задачі) слід враховувати тиск ґрунту ззаду них і відпір перед ними на 1 м погонний довжини стіни.

В разі стін з опор для утримання вищерозміщеного ґрунту повинна влаштовуватися ззаду безперервна конструкція (закидка) з дощок, брусків, плит або монолітного залізобетону.

Стійкі ґрунти, особливо зв'язні, можуть тимчасово стримуватися за рахунок арочного ефекту і зчеплення.

Тиск ґрунту (напір) вище за нижню поверхню ґрунту (дно котловану) на кожному опорі повинен визначатися виходячи з відстані між ними, а пасивний відпір ґрунту перед кожною опорою нижче за дно котловану слід визначати для її приведеної ширини.

Тиск визначають виходячи з взаємодії з сусідніми опорами в просторових умовах роботи і з врахуванням відстані між ними, глибини закладання нижче дна котловану, а також форми поперечного перерізу опори (кругла, прямокутна, двотаврова).

**8.26** При статичному розрахунку заанкереної підпірної стіни визначають: необхідну глибину закладання стіни в основу, зусилля, що діють у стіні чи опорах, розміри і розташування опор.

При розрахунку можуть розглядатись розрахункові схеми, які виходять з умов:

– вільного обпирання, в яких глибину закладання у ґрунт визначають тільки умовами забезпечення статичної рівноваги проти випору;

– отримання мінімальних значень згинальних моментів. Ця розрахункова схема базується на передумовах, що нижня ділянка стінки повністю затиснута у ґрунті. Приймають, що кут повороту затиснутої частини і її зміщення дорівнюють нулю.

**8.27** Розрахунок, виходячи з умов вільного обпирання, застосовують для стін підвищеної жорсткості з бурових паль, паль-оболонок, із залізобетонного шпунта.

Найбільш застосовувані рішення – стіна безперервна по довжині і пальово-балочний варіант з переривчастим розташуванням опор, закладених нижче за дно котловану.

Для безперервних стін всі обчислення ведуть на 1 м стіни, для пальово-балочного варіанту розраховують розміри (ширину або діаметр) опор з врахуванням відстаней між ними.

Розрахунок за схемою мінімальних моментів не слід застосовувати для огорож у вигляді траншейних або пальових стін, а також з опорами з двотаврових балок і інших жорстких конструкцій.

**8.28** Як критерій для оцінки жорсткості стіни приймають відношення приведеної висоти її перерізу  $d_{av}$  до глибини  $h_f$  її занурення нижче дна котловану (рисунки 8.6).

При  $d_{av}/h_f \geq 0,06$  стіна має підвищену жорсткість і її слід розраховувати за схемою вільного обпирання (рисунки 8.6 а).

Значення  $d_{av}$  визначають за залежністю:

$$d_{av} = \sqrt{\frac{12I}{D+J}}, \quad (8.60)$$

де  $I$  і  $D$  – момент інерції і ширина (діаметр палі, поперечний розмір двотаврової балки), опори;

$J$  – зазор між опорами.

**8.29** При розрахунку стіни (опори) за схемою вільного обпирання передбачається її поворот довкола незміщеного анкерного пояса в стані граничної рівноваги при напорі ґрунту ззаду і відпорі попереду неї. Для спрощення розрахунку вертикальне стискальне навантаження в стінах (опорах) від власної ваги і складової  $P_a$  анкерного зусилля  $R_a$  не розглядають, оскільки воно врівноважується опором під нижньою опорою і уздовж бічних поверхонь.

Шляхом вирішення системи двох рівнянь ( $\Sigma Z = 0$  і  $\Sigma M_0 = 0$ ) визначають невідомі величини  $P_a$  і  $h_t$  при заданих значеннях натиску і відпору ґрунту для наявних параметрів  $\gamma$ ,  $\phi$  і  $c$ , глибин  $H$  і  $h_f$ , відстаней до анкерів  $h_a$  і привантаження  $q$ .

**8.30** Для стін кінцевої жорсткості (гнучких шпунтових стін) виконують графоаналітичний розрахунок за схемою отримання мінімальних значень згинальних моментів шляхом побудови силових і вірвовочних багатокутників методом пружної лінії. Для таких стін, окрім значень  $h_t$  і  $R_a$  у верхній і нижніх частинах стін, визначають згинальні моменти і по них підбирають необхідний переріз.

Оскільки дана методика розрахунку дає більше значення  $h'_i$  і менше  $R_a$  в порівнянні з результатами розрахунку за схемою вільного обпирання, згинальний момент додатково зменшують шляхом множення на поправочний коефіцієнт  $K_d$ , отриманий залежно від співвідношення  $d_{av}/H$  і  $\varphi$ . З метою забезпечення належного запасу стійкості набутих розрахунком значень занурення стін у ґрунт (нижче за дно котловану)  $h'_i$  збільшують в 1,2–1,5 раза.

**8.31** При різнорідних піщаних і глинистих нашаруваннях і відмінності не більше ніж на 20 % значень  $\gamma$ ,  $\varphi$  і  $c$  в цілях спрощення розрахункових передумов допускається ґрунтову основу приймати умовно однорідною з середньозваженими характеристиками.

Ці характеристики ґрунтів слід приймати окремо в їх товщах вище і нижче за дно котловану.

Для підпірних стін потрібно враховувати можливі варіанти розрахунку їх стійкості:

– коли немає обмежень для зсувів стіни у напрямі котловану і викликаних цим осідань ґрунту за відсутності будівель на поверхні в межах можливої призми зрушення;

– якщо вертикальні деформації (осідання) ґрунту з тильного боку стіни і її зсуву у бік котловану строго лімітовані у зв'язку з наявністю будівель біля стіни.

**8.32** Розрахунок підпірних споруд за граничними станами першої групи (за міцністю і стійкістю) слід виконувати на дію розрахункових навантажень і дій.

**8.33** Розрахунок за міцністю конструкцій підпірних споруд слід виконувати відповідно до зусиль, що діють в них. При цьому слід використовувати характеристики матеріалів і ґрунтів для граничних станів першої групи.

**8.34** Визначення зусиль у палях (рисунок 8.7) виконують за формулою:

$$M_i = M_0 + Q_0 x + \sum M_d + \sum M_y, \quad (8.61)$$

де  $M_i$  – момент у палі в точці  $i$ ;

$M_0$  – момент у місці сполучення палі з ростверком (діє при жорсткому з'єднанні палі з ростверком);

$Q_0$  – горизонтальне зусилля в ростверку;

$x$  – відстань від зусилля  $Q_0$  до точки  $i$ ;

$M_d$  – момент в точці  $i$  від активного (зсувного) тиску ґрунту;

$M_y$  – момент від зусиль, розташованих вище за точку  $k$ , в  $i$ -й точці від реактивного тиску ґрунту.

**8.35** Момент в точці  $i$  можна також обчислити за формулою:

$$M_i = \frac{(y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1})B_i}{a^2}, \quad (8.62)$$

де  $M_i$  – те ж, що і у формулі (8.61);

$y_{i+1}$ ,  $y_i$ ,  $y_{i-1}$  – горизонтальний зсув точки, розташованої відповідно на величину  $a$  вище за точку  $i$ , в точці  $i$  і на величину  $a$  нижче за точку  $i$ ;

$B_i$  – жорсткість палі в точці  $i$ ;

$a$  – величина ділянок, на які розбита паля.

**8.36** Розрахунок ведеться у такій послідовності:

а) задаються розміри споруди, марка бетону і армування;

б) визначають тріщиностійкість бурових палей і їх жорсткість при  $M = M_T$ ;

в) складають рівняння, віднімаючи праві частини виразів (8.61) і (8.62) один з одного;

г) отримують із загальних умов статичного рівняння, яких невістачає для відшукування невідомих;

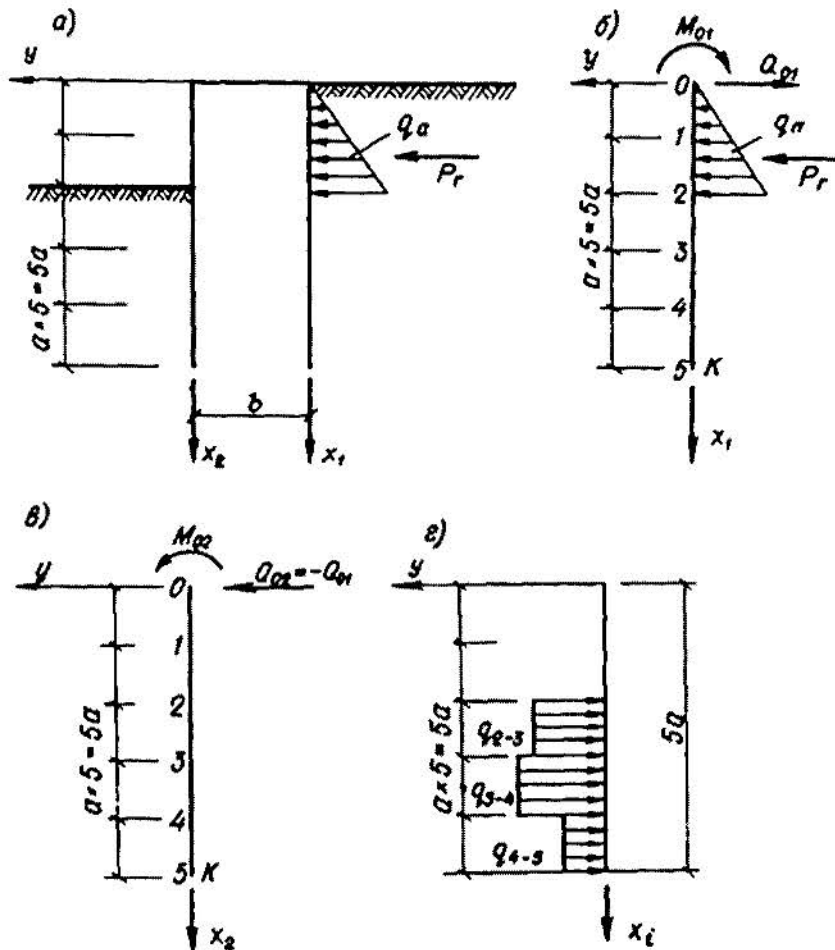
д) розв'язують рівняння;

е) знаходять моменти, що діють в палях, і по них визначають дійсні жорсткості;

ж) знаходять нові значення горизонтальних коефіцієнтів постелі з умов:

$$\frac{y_n}{y_0} = (Q_{ni} / Q_0)^{1,8}, \quad (8.63)$$

$$C_{ni} = Q_{ni} / y_{ni}. \quad (8.64)$$



а – схема підпірної споруди і навантаження, що діють на неї; б – розрахункова схема паль, що безпосередньо сприймають тиск ґрунту; в – розрахункова схема паль, що сприймають тиск ґрунту через горизонтальне зусилля і згинальний момент у ростверку; г – схема розрахункової епюри реактивного тиску ґрунту на палю

**Рисунок 8.7** – Розрахункова схема підпірної споруди з бурових паль

У виразах (8.63) і (8.64) прийняті наступні позначки:

$y_{ni}$  – переміщення точки  $i$  визначене при останньому розрахунку;

$y_0 = 1$  см;

$Q_{ni}$  – поперечне зусилля, що діє на ділянці  $i$ ;

$Q_0$  – поперечне зусилля, що викликає переміщення ділянки  $i$  уздовж осі  $Y$  на 1 см;

$C_{ni}$  – горизонтальний коефіцієнт постелі ділянки  $i$ ;

к) оновлюють знайдені жорсткості і значення горизонтальних коефіцієнтів постелі і знов розв'язують рівняння;

л) ведеться розрахунок доти, поки не виконається умова:

$$\frac{M_n - M_{n-1}}{M_n} 100\% \leq \pm 5\%, \quad (8.65)$$

де  $M_n$  – момент в будь-якій точці  $i$ , знайдений при останньому розрахунку;

$M_{n-1}$  – те саме, що при попередньому розрахунку.

**8.37** Стійкість споруди вважають забезпеченою, якщо дотримуються умови:

$$y_0 \leq \frac{1}{8} d, \quad (8.66)$$

$$y_0 \leq \frac{1}{40} h, \quad (8.67)$$

де  $y_0$  – переміщення в рівні поверхні ґрунту, що створює реактивні зусилля;  
 $d$  – діаметр палі;  
 $h$  – глибина закладення палі в ґрунт, що створює реактивні зусилля.

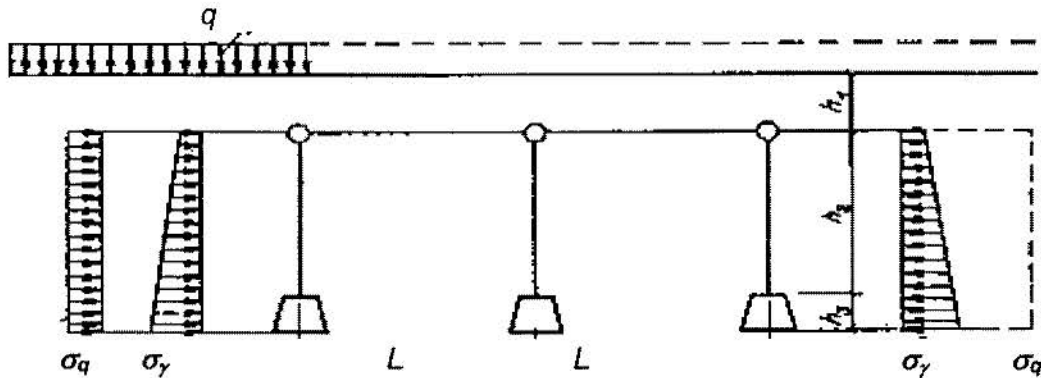


Рисунок 8.8 – Розрахункова схема поперечної рами підвалу

8.38 Розрахунок підпірних споруд за граничними станами другої групи (за тріщиностійкістю, шириною розкриття тріщин і деформаціями) слід виконувати на дію характеристичних навантажень і впливів.

8.39 Розрахунок за граничними станами другої групи конструкцій підпірних споруд слід виконувати відповідно до зусиль, що діють в них. При цьому слід використовувати характеристики матеріалів і ґрунтів для граничних станів другої групи.

8.40 За розрахункову схему конструкцій підвалів каркасного рішення приймають поперечну раму, що складається із стін, колон і елементів перекриття, що спираються на них (рисунок 8.8).

8.41 Розрахунок зовнішніх стін підвалів виконують з умови завантаження підвалу ґрунтом (симетричне завантаження) і однобічним тимчасовим навантаженням  $q$ .

8.42 Розрахункові зусилля в стінах підвалу (рисунок 8.9, 8.10) визначають залежно від величин реакції  $R$  на верхній опорі, яку обчислюють з врахуванням можливого перерозподілу зусиль від повороту (крену фундаменту) і зміщення стіни при завантаженні підвалу однобічним тимчасовим навантаженням

$$R = R_1 + R_2, \quad (8.68)$$

де  $R_1$  і  $R_2$  – відповідно реакції від симетричного і однобічного завантаження.

8.43 При симетричному завантаженні підвалу реакцію  $R_1$  слід визначати за формулою:

$$R_1 = \left[ \sigma_{\gamma 1} (v_1 + km / 2) + (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}) (v_2 + km^2 / 6) \right] h_2 / (1+k) - G_{\gamma} ek / (1+k) (h_2 + h_3), \quad (8.69)$$

де  $\sigma_{\gamma 1}$  і  $\sigma_{\gamma 2}$  – інтенсивності горизонтального тиску ґрунту від власної ваги відповідно на глибині  $h_1$  і  $(h_1 + h_2)$ , визначають згідно з 7.3.0;

$k$  – коефіцієнт, що враховує зміну реакції  $R_1$  за рахунок повороту фундаменту:

$$k = \omega E_b I_b m^2 / E b^2 h_2, \quad (8.70)$$

де  $\omega$  – коефіцієнт;  $\omega = 6$  для позитивних значень  $M$  і  $Q$ ;  $\omega = 3$  – для їх негативних значень, а також для  $M_0$  і  $F_{s0}$  (рисунок 8.9, 8.10);

$$m = (h_2 + h_3) / h_2, \quad (8.71)$$

- де  $E_b$  – модуль пружності бетону;  
 $E$  – модуль деформації ґрунту основи;  
 $b$  – ширина підшви фундаменту стіни;  
 $I_b$  – момент інерції 1 м перерізу стіни, який допускається визначати за приведеною товщиною стіни  $t_{red}$ , що визначають за формулою:

$$t_{red} = (2t_2 + t_1) / 3, \quad (8.72)$$

- де  $t_1$  – товщина стіни у верхній частині;  
 $t_2$  – те саме в нижній частині (на рівні сполучення з фундаментом);  
 $G_1$  – вага ґрунту на зовнішній стороні фундаменту;  
 $e$  – ексцентриситет прикладання сили  $G_1$  відносно центра ваги підшви фундаменту;  
 $v_1$  і  $v_2$  – коефіцієнти, що враховують зміну товщини стіни по висоті і приймають за таблицею 8.1.

Таблиця 8.1 – Коефіцієнти  $v_1$  і  $v_2$

$t_1/t_2$	1	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$v_1$	0,375	0,375	0,346	0,335	0,321	0,303
$v_2$	0,1	0,092	0,088	0,083	0,076	0,069

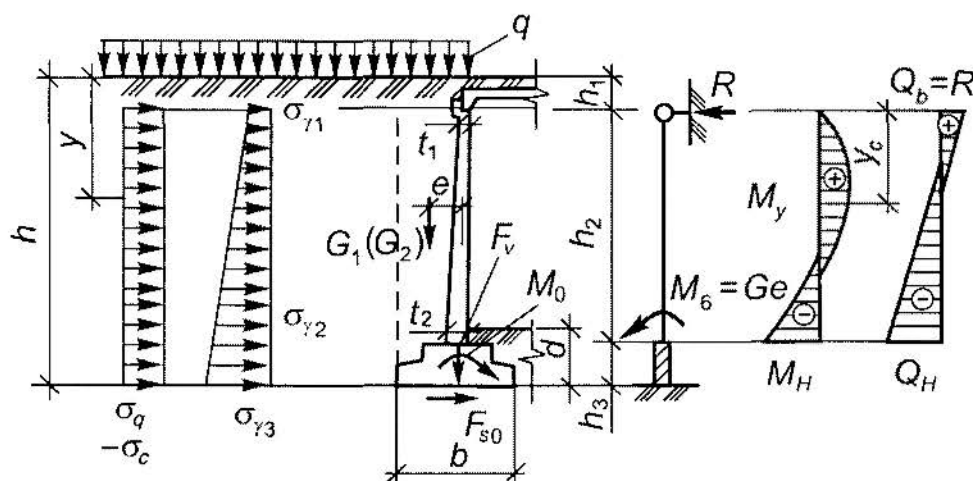


Рисунок 8.9 – Розрахункова схема стіни підвалу (панельний варіант)

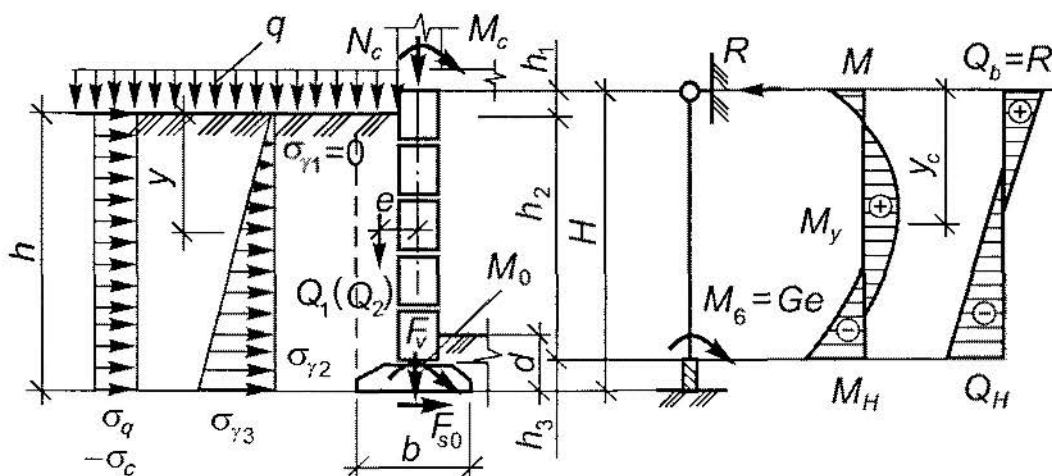


Рисунок 8.10 – Розрахункова схема стіни підвалу (блоковий варіант)

**8.44** При однобічному завантаженні підвалу тимчасовим навантаженням реакцію  $R_2$  слід визначати за формулою:

$$R_2 = \sigma_q h_2 (v_1 + km/2) / (1 + k + k_1) - G_2 ek / (1 + k + k_1) (h_2 + h_3), \quad (8.73)$$

де  $\sigma_q$  – інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від тимчасового навантаження  $\sigma_{qh} = qK_{ni}$ ,

або визначають за формулою (7.3) при  $\lambda = \text{tg}^2 \theta_0$ ;

$G_2$  – вага тимчасового навантаження на зовнішній стороні фундаменту;

$k_1$  – коефіцієнт, що враховує зміну реакції  $R_2$  за рахунок зміщення перекриття при однобічному завантаженні підвалу:

$$k_1 = k_0 E_b I_b / E, \quad (8.74)$$

де  $k_0$  – коефіцієнт,  $k_0 = 4$  – однопролітних підвалів;  $k_0 = 3$  – для двопролітних;  $k_0 = 2$  – для трипролітних;  $k_0 = 0$  – для підвалів з незміщуваним перекриттям;

$E'$  – модуль деформації ґрунту засипки, величину якого допускається визначати за формулою:

$$E' = (0,5 + 0,3h_1) \beta_1 E, \quad (8.75)$$

де  $h_1$  – відстань від рівня підлоги до низу перекриття (значення в дужках приймають не більше одиниці);  $\beta_1 = 0,7$  – при засипці ґрунтом основи;  $\beta_1 = 0,9$  – те саме, малостискальним ґрунтом;

$E$  – модуль деформації ґрунту основи.

**8.45** За наявності конструкцій, що перешкоджають повороту фундаменту (суцільна фундаментна плита, перехресні стрічки фундаменту для внутрішнього каркаса тощо), коефіцієнт  $k$  у формулах (8.69) і (8.73) слід приймати таким, що дорівнює нулю; для конструкцій, що перешкоджають зміщенням перекриття підвалу, а також при симетричному завантаженні підвалу тимчасовим навантаженням коефіцієнт  $k_1$  у формулі (8.73) слід приймати таким, що дорівнює нулю.

**8.46** Розрахунок стійкості стін підвалу проти зрушення виконують з умови (8.1) для значення  $\beta = 0$ .

Утримуючу силу  $F_{ud}$  слід визначати за формулою (8.7), а зрушуючу силу  $F_{sa}$  в рівні підшви фундаменту за формулою:

$$F_{sd} = -R + (\sigma_{\gamma 1} + \sigma_{\gamma 3} + 2\sigma_q) (h_2 + h_3) / 2, \quad (8.76)$$

де  $\sigma_{\gamma 3}$  – інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від власної ваги на глибині  $h$ .

**8.47** Якщо стійкість стін підвалу проти зрушення (8.1) не забезпечується прийнятими розмірами фундаменту, необхідно передбачати заходи, що перешкоджають зрушенню, наприклад, влаштування розпірок, утовщення примикаючої полоси підлоги тощо.

**8.48** Розрахунок міцності ґрунтової основи виконується згідно з 8.9. В цьому випадку рівнодійну вертикального тиску ґрунту  $N$  визначають при завантаженні тимчасовим навантаженням прольоту перекриття підвалу, що примикає до стіни, за формулою:

$$N = G_1 + G_2 + G_3 + G_4, \quad (8.77)$$

де  $G_3$  – вага фундаменту і ґрунту на його уступах;

$G_4$  – вага конструкції підвалу, ґрунту і тимчасового навантаження на перекриття (з врахуванням розрахункової вантажної площі).

**8.49** За наявності заходів, що перешкоджають зрушенню фундаменту, кут нахилу рівнодійного зовнішнього навантаження до вертикалі в рівні підшви фундаменту при розрахунку міцності ґрунтової основи приймають за нуль.

**8.50** Момент у рівні підшви фундаменту відносно осі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту, слід визначати за формулою:

$$M_0 = -R(h_2 + h_3) + (2\sigma_{\gamma 1} + \sigma_{\gamma 3} + 3\sigma_q - 3\sigma_c) (h_2 + h_3)^2 / 6 - (G_1 + G_2) e \quad (8.78)$$

**8.51** Розрахункові зусилля в стінах підвалу визначаються за наступними формулами: пролітний момент на відстані  $y_c$  від верхньої опори:

$$M_y = Q_e y_c - [(\sigma_{\gamma 1} + \sigma_q - \sigma_c) + (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}) y_c / 3h_2] y_c^2 / 2; \quad (8.79)$$

відстань від верхньої опори до максимального пролітного моменту:

$$y_{c,0} = \left[ \sqrt{(\sigma_{\gamma 1} + \sigma_q - \sigma_c)^2 + 2Q_e (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}) / h^2} - (\sigma_{\gamma 1} + \sigma_q - \sigma_c) \right] h_2 / (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}); \quad (8.80)$$

поперечна сила в прольоті на відстані  $y_c$  від верхньої опори:

$$Q_y = Q_e - y_c [(\sigma_{\gamma 1} + \sigma_q - \sigma_c) h_2 + (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}) y_c / 2] / (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}); \quad (8.81)$$

поперечна сила в нижньому перерізі стіни:

$$Q_H = Q_e - [(\sigma_{\gamma 1} + \sigma_q - \sigma_c) + (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}) / 2] / h_2; \quad (8.82)$$

згинальний момент в нижньому перерізі стіни:

$$M_H = Q_e h_2 - [(\sigma_{\gamma 1} + \sigma_q - \sigma_c) + (\sigma_{\gamma 2} - \sigma_{\gamma 1}) / 3] / h_2^2 / 2. \quad (8.83)$$

У формулах (8.79)–(8.83) поперечна сила у верхньому перерізі стіни  $Q_e = R$ .

**8.52** При неповній епюрі інтенсивності горизонтального тиску ґрунту по висоті стіни підвального приміщення і незміщуваного перекриття (рисунок 8.10) реакцію в рівні низу перекриття  $R$  визначають за формулою:

$$R = Q_e = (h_1 + h_2) \left\{ (\sigma_q - \sigma_c) \left[ 4n_1^3 - n_1^4 + 4k(n_1 + n)^2 / m_1 \right] / 8 + \right. \\ \left. + \sigma_{\gamma 2} \left[ 15n_1^3 - 3n_1^4 + 20k(n_1 + n)^3 / m_1 n_1 \right] / 120 \right\} / (1+k) + \\ + [M_c(1,5m_1 + k) - Ge k] / H(1+k), \quad (8.84)$$

де

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= H / (h_1 + h_2); \\ n &= h_3 / (h_1 + h_2); \\ n_1 &= h_2 / (h_1 + h_2); \end{aligned} \right\} \quad (8.85)$$

$M_c$  – згинальний момент на рівні перекриття.

**8.53** Зрушуючу силу  $F_{so}$  і згинальний момент  $M_0$  на рівні підшви слід визначати за формулами:

$$F_{so} = -R + (\sigma_{\gamma 3} + 2\sigma_q - 2\sigma_c)(h_2 + h_3) / 2; \quad (8.86)$$

$$M_0 = -RH + (\sigma_q - \sigma_c)h^2 / 2 + \sigma_{\gamma 3}h^2 / 6 - Ge + M_c. \quad (8.87)$$

**8.54** Розрахункові зусилля в конструктивних елементах підвалу (ригелях, колонах, плитах перекриття, фундаментах тощо) слід визначати за правилами будівельної механіки. Залізобетонні конструкції розраховують згідно з вимогами ДБН В.2.6-98.

**8.55** Розрахунок підпірних стін за деформаціями основи виконують згідно з ДБН В.2.1-10.

**8.56** Підпірні стіни і стіни підвалів в районах з сейсмічністю повинні проектуватися з врахуванням вимог ДБН В.1.1-12.

**8.57** Інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від власної ваги і від рівномірно розподіленого навантаження  $q$ , розташованого на поверхні призми обвалення, слід визначати за формулами розділу 7, при цьому коефіцієнт горизонтального тиску ґрунту при сейсмічній дії  $\lambda^*$  слід визначати за формулами:

$$\lambda^* = \cos^2(\varphi - \varepsilon - \omega) \cos(\varepsilon + \delta) / \cos \omega \cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta + \omega) (1 + \sqrt{z})^2 ; \quad (8.88)$$

$$z = \sin(\varphi - \rho - \omega) \sin(\varphi + \delta) / \cos(\varepsilon + \delta + \omega) \cos(\varepsilon - \rho) , \quad (8.89)$$

де  $\omega$  – кут відхилення від вертикалі рівнодійної ваги ґрунту і тимчасового навантаження з врахуванням сейсмічної дії за формулою

$$\omega = \operatorname{arctg}(AK_1) . \quad (8.90)$$

При розрахунку підпірних стін і стін підвалів добуток  $AK_1$  слід приймати 0,04, 0,08 і 0,16 при розрахунковій сейсмічності відповідно 7, 8 і 9 балів.

**8.58** Пасивний опір ґрунту з врахуванням сейсмічної дії  $E_r^*$  визначають за формулою:

$$E_r^* = (1 - AK_1) E_r , \quad (8.91)$$

де  $E_r$  – пасивний опір ґрунту без врахування сейсмічної дії.

**8.59** Висота підпірних стін, виконаних з бетону, бутобетону або кам'яної кладки, при розрахунковій сейсмічності майданчика 8 балів не повинна перевищувати 12 м, а при розрахунковій сейсмічності 9 балів – 10 м.

Висота залізобетонних підпірних стін не обмежується.

**8.60** При розташуванні основ суміжних секцій підпірної стіни в різних рівнях перепад від однієї позначки основи до іншої повинен виконуватися уступами з відношенням висоти до довжини уступу не більше 1:2.

**8.61** При спорудженні підпірних стін з вертикальних збірних елементів по верху стіни слід передбачати монолітний залізобетонний пояс на всю довжину секції.

**8.62** Підпірні стіни слід розділяти наскрізними вертикальними швами на секції завдовжки не більше 15 м з врахуванням розміщення кожної секції, за можливості, на однорідних ґрунтах. Протяжні стіни слід розраховувати за деформаціями з визначенням їх нерівномірності.

**8.63** Підпірні стіни і утримуючі заглиблені споруди, що зводяться на зсувних і зсувонебезпечних схилах, призначаються для стабілізації зсувних переміщень або для захисту від руйнування інженерних споруд, зведених на них, в умовах обтікання їх зсувом.

Найбільш поширеними видами заглиблених споруд, призначеними для утримання зсувних схилів, є пальові заогорожувальні конструкції, опори і утримуючі стіни на пальових фундаментах.

Ефективність цих споруд визначають їх стійкістю і міцністю при дії на них сил зсувного тиску.

**8.64** Для деяких інженерних споруд (наприклад, наземні трубопроводи на пальових опорах, естакади) можливе збереження їх безаварійного експлуатаційного стану і в умовах безперервних зсувних переміщень, якщо пальові опори або колони обтікаються зсувом при збереженні їх стійкості.

Обтікання зсувом заглиблених споруд можливо лише за певних умов, залежних від стану ґрунтової маси зсуву і вказаних у 8.65–8.67 цього стандарту.

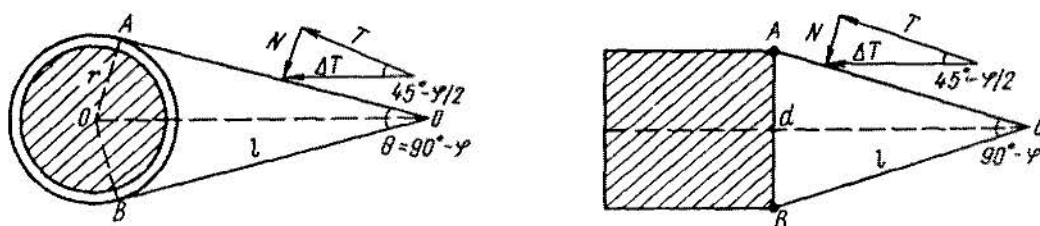


Рисунок 8.11 – Схема обтікання зсувом одиночної пальової опори

**8.65** Якщо заглиблені споруди розглядати як перешкоди на шляху руху зсувної маси, то слід чекати, що з боку наповзання зсуву біля заглибленої споруди утвориться ущільнена зона з наповзаючого ґрунту. Подальший рух зсувної маси викличе утворення поверхонь ковзання в ущільненій зоні.

**8.66** Згідно з теорією граничної рівноваги зв'язно-сипкого середовища деформації зрушення в області гранично-напруженого середовища завжди відбуваються по двох сімействах поверхонь ковзання, розташованих симетрично відносно напрямку головного напруження і перетинаються між собою під кутом

$$\theta = 90^\circ - \varphi \quad (8.92)$$

Отже, в кожному поперечному перерізі пальової опори або колони, що обтікаються зсувом, призма обтікання може бути представлена у вигляді тригранника (рисунок 8.11), що спирається своєю основою на палю, а бічні грані його перетинаються під кутом  $\theta$ .

Якщо на бічні грані такої призми прикладена сила зсувного тиску інтенсивністю  $\Delta T$ , то умова граничної рівноваги на цих гранях може бути записана у вигляді:

$$\Delta T d \cos \frac{\theta}{2} \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2} = \Delta T d \cos \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi + cd \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2}, \quad (8.93)$$

де  $d$  – довжина основи призми обтікання, що дорівнює діаметру поперечного перерізу при круглій його формі або довжині сторони при квадратній формі поперечного перерізу заглибленої конструкції.

**8.67** Прогноз можливості обтікання зсувом заглиблених пальових опор або колон можна виконувати за наступною схемою:

а) обтікання можливе, якщо

$$\Delta T d \cos \frac{\theta}{2} \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2} > \Delta T d \cos \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi + cd \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2}; \quad (8.94)$$

б) обтікання не можливе, якщо

$$\Delta T d \cos \frac{\theta}{2} \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2} < \Delta T d \cos \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi + cd \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2}, \quad (8.95)$$

де  $\varphi$  і  $c$  визначають для природного стану ґрунтів, для якого проводиться розрахунок.

**8.68** Якщо пальову опору або колону в межах їх заглибленої частини вважати абсолютно жорсткою, а міцність їх на зріз від дії зсувного тиску забезпеченою, то стійкість таких конструкцій в умовах обтікання їх зсувом визначатиметься лише величиною заглиблення їх у нерухомий ґрунт, що підстеляє зсув (рисунок 8.12). При цьому за безпечну величину заглиблення слід приймати ту, яка забезпечує граничну рівновагу цих конструкцій при дії на них перевертаючих сил.

**8.69** Розрахункову величину заглиблення в нерухомий підстильний ґрунт пальової опори або колони можна визначити з розв'язання кубічного рівняння:

$$a_1 p_{\max} h^3 + \left[ 2p_{\max} \left( a_1 h_1 + \frac{1}{2} a_2 \right) - a_1 R_T \right] h^2 - [R_T (2a_1 h_1 + a_2)] h - [2R_T^2 + 1,5h_1 R_T p_{\max}] = 0 \quad (8.96)$$

де  $h$  – розрахункова величина заглиблення пальової опори в нерухомий ґрунт, що підстеляє зсув;

$h_1$  – товща зсувного тіла в точці установки пальової опори; товщу визначають за ізопланом потужності зсуву;

$R_T$  – рівнодійна зсувного тиску на палю, яку визначають за формулою:

$$R_T = \Delta T' h_1, \quad (8.97)$$

де  $\Delta T'$  – інтенсивність частини зсувного тиску, що припадає на палю, визначають за формулою:

$$\Delta T' = \frac{\left( \Delta T \sin \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi + c \right) d \cos \beta}{h_1 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}, \quad (8.98)$$

де  $\Delta T$  – величина зсувного тиску в точці установки палі, яку визначають за планом силового поля зсувного тиску;

$d$  – діаметр поперечного перерізу палі;

$a_1$  – коефіцієнт, що визначають за формулою:

$$a_1 = \frac{d \gamma \sin \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cos \beta}{\sin \left( \frac{\theta}{2} - \beta \right)} \left( \sin \frac{\theta}{2} + \cos \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi \right), \quad (8.99)$$

$a_2$  – коефіцієнт, що визначають за формулою:

$$a_2 = \frac{cd \cos \beta}{\sin \left( \frac{\theta}{2} - \beta \right)}; \quad (8.100)$$

$p_{\max}$  – реактивна сила ущільнення ґрунтів на межі між зсувним тілом і підстильним ґрунтом, яку визначають за формулою:

$$p_{\max} = \frac{l_y E_0}{1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}}, \quad (8.101)$$

де  $E_0$  – модуль загальної деформації ґрунтів підстильної товщі;

$\mu_0$  – коефіцієнт відносної компресійної деформації ґрунтів підстильної товщі;

$l_y$  – величина відносної деформації ґрунтів на межі між зсувним тілом і підстильною товщею, значення якої можна визначити за формулою:

$$l_y = 1 - \gamma / \gamma_{\text{кр}}; \quad (8.102)$$

де  $\gamma_{\text{кр}}$  – критична щільність ґрунтів підстильної товщі.

**8.70** Значення критичної щільності ґрунтів рекомендується визначати або за результатами лабораторних випробувань ґрунтів на приладі багатоплощинного зрушення при різних значеннях ущільнювального навантаження, або через критичні пористості ґрунтів за формулою:

$$\gamma_{\text{кр}} = \frac{\gamma_y}{1 + \varepsilon_{\text{кр},1} - \operatorname{tg} \alpha \ln \frac{\sigma}{\sigma_1}}, \quad (8.103)$$

де  $\gamma_y$  – питома вага ґрунтів;

$\operatorname{tg} \alpha$  – коефіцієнт, що характеризує нахил кривої;

$\varepsilon_{\text{кр}} = f(\ln \sigma)$  до осі абсцис;

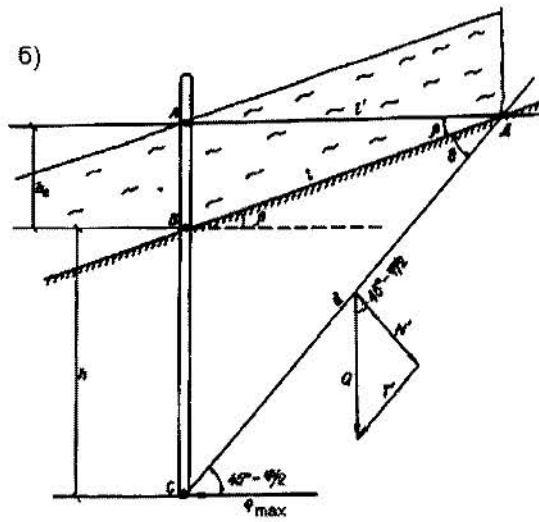
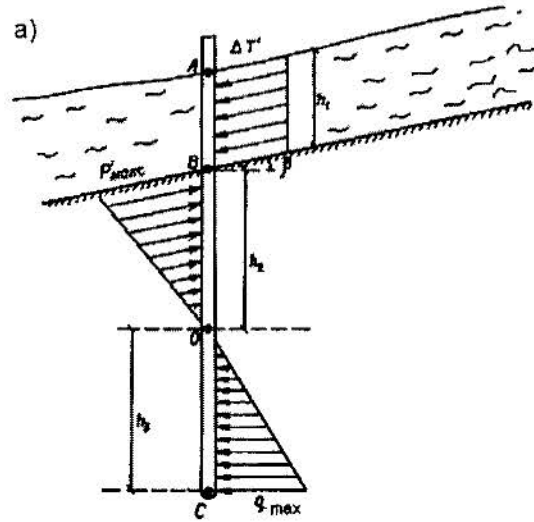
$\sigma$  – ущільнювальний тиск, відповідний даному напруженому стану ґрунтів;

$\varepsilon_{\text{кр},1}$  – критична пористість ґрунту при ущільнювальному тиску, що дорівнює  $\sigma_1$ .

**8.71** Пальові загорожувальні конструкції, призначені для повного утримання зсувного тиску, повинні відповідати двом умовам:

1) кожна паля загороджувального ряду повинна чинити опір перевертаючій силі зсувного тиску;

2) відстань між сусідніми палями у ряді повинна бути прийнята такою, щоб виключити просочування зсувної маси між ними.

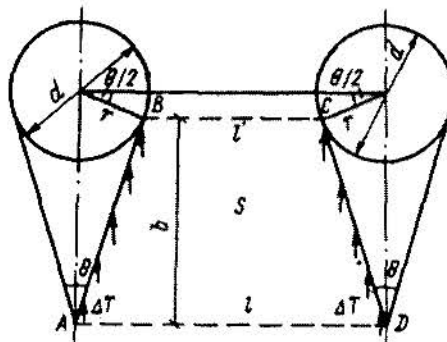


а – розподіл зусиль; б - розрахункова схема

**Рисунок 8.12** – Схема до розрахунку величини заглиблення пальових опор в нерухомий підстильний ґрунт під зсувом

**8.72** Залежно від фізико-механічного стану ґрунтів зсувної маси пальові загороджувальні конструкції на зсувах можуть бути однорядними і багаторядними.

**8.73** Розрахунок величин заглиблення кожної палі в загороджувальному ряду виконується за методикою, викладеною в 8.69.



**Рисунок 8.13** – Схема до розрахунку відстані між палями при однорядній пальовій огороджувальній конструкції

**8.74** Відстань між палями в пальовій загороджувальній конструкції має бути розрахована так, щоб утримуючі сили, що виникають в кожній ущільненій зоні ABCD (рисунок 8.13), перебільшували сумарну силу зсувного тиску, що діє на кожну палю.

Для граничного випадку:

$$\Delta T_1 S_1 = \left( \Delta T_1 \sin \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi + c \right) d \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2} h, \quad (8.104)$$

де  $\Delta T_1$  – величина зсувного тиску, що припадає на одиницю площі в області ABCD (рисунок 8.13);

$S_1$  – площа активної зони зсуву між сусідніми палями в ряду, значення якої може бути визначене за формулою:

$$S_1 = \frac{1}{2} (l_1 - l'_1) b = \frac{1}{2} (2l_1 - d) \frac{d \left( 1 - \sin^2 \frac{\theta}{2} \right)}{2 \sin \frac{\theta}{2}}; \quad (8.105)$$

тут  $l_1$  – відстань між сусідніми палями в ряду;

$d$  – діаметр поперечного перерізу палі;  $\theta = 90^\circ - \varphi$ .

Підставивши значення  $S_1$  з (8.105) в (8.104) і розв'язавши рівняння відносно величини  $l_1$ , отримаємо:

$$l_1 = 2h \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi + \frac{2ch}{\Delta T_1 \cos \frac{\theta}{2}} + \frac{d}{2} \cos \frac{\theta}{2}. \quad (8.106)$$

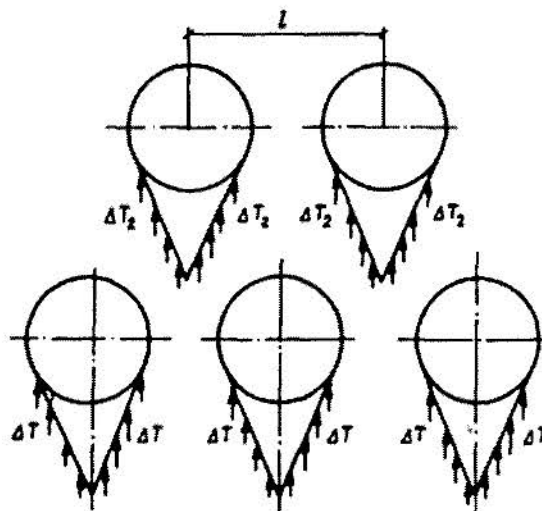
**8.75** При багаторядній пальовій огорожувальній конструкції палі в плані мають бути розміщені в шаховому порядку (рисунок 8.14). Розрахунок відстані між палями можна виконувати і в цьому випадку за формулою (8.106), але значення зсувного тиску, що сприймають палями подальших рядів, має бути визначене як різниця між сумарною силою зсувного тиску між палями 1-го ряду і утримуючими силами, що виникають в кожній палі попередніх рядів.

Так, наприклад, значення зсувного тиску між палями 2-го ряду може бути визначене за формулою:

$$\Delta T_2 S_2 = \Delta T_1 S_1 - \left( \Delta T_1 \sin \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi + c \right) d \operatorname{ctg} \frac{\theta}{2}, \quad (8.107)$$

де  $\Delta T_2$  – величина зсувного тиску, що припадає на одиницю площі в активній зоні 2-го ряду пальової огорожі;

$S_2$  – площа активної зони зсуву між сусідніми палями 2-го ряду огорожувальної конструкції.

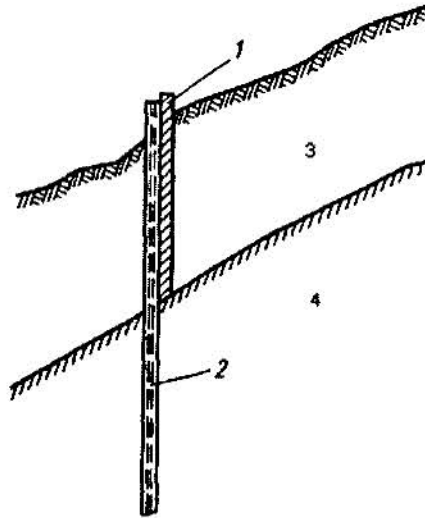


**Рисунок 8.14** – Схема розрахунку багаторядної пальової огорожувальної конструкції

**8.76** Застосування пальової огорожувальної конструкції як споруди для повної стабілізації зсувного переміщення можливо не у всіх випадках.

Якщо зсувна маса складається з пухких відкладень текучої консистенції, то утримати таку масу пальовою огорожувальною конструкцією неможливо. Для цих випадків ефективнішим буде зведення утримуючих споруд у вигляді пальово-панельних стін.

**8.77** Конструкція пальово-панельної утримуючої стіни складається із залізобетонних панельних стін і упорних пальових стояків (рисунок 8.15).



1 – панельні плити; 2 – упорна паля; 3 – тіло зсуву; 4 – підстильний ґрунт

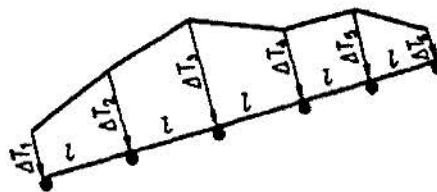
**Рисунок 8.15** – Схема конструкції пальово-панельної утримуючої стіни

Панельні стіни, заглиблені до поверхні ковзання зсуву, сприймають тиск наповзаючої зсувної маси, а пальові стояки забезпечують захист панельних стін від перекидання.

**8.78** Розрахунок стійкості таких конструкцій утримуючих стін на зсувах включає визначення: стійкості пальових стояків, міцності панельних плит на вигин і вертикальної висоти панельної стіни, що виключає перепозання зсувної маси через неї.

Відповідно до цього розрахунок стійкості утримуючої панельної стіни на зсувах виконують в наступній послідовності:

а) на плані силового поля зсувного тиску проектують вісь утримуючої стіни і будують епюру зсувного тиску по цьому перерізу (рисунок 8.16);

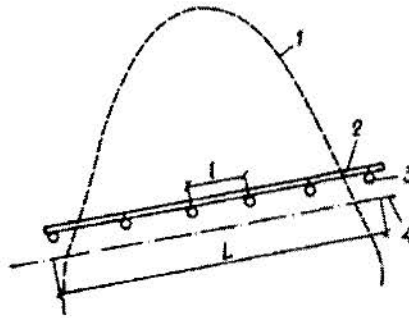


**Рисунок 8.16** – Епюра зсувного тиску на пальово-панельну утримуючу стіну

б) підбирають типорозміри панельних плит і конструкції пальових стояків, що відповідають встановленим значенням зсувного тиску і вертикальним потужностям зсувного тіла;

в) визначають необхідну кількість пальових стояків на запроєктованій ділянці утримуючої стіни і місця їх установки. Якщо передбачити установку стояків в місцях стиковки панельних плит, то кількість стояків в утримуючій стіні можна визначити за формулою (рисунок 8.17):

$$m = \frac{L}{l} + 1, \quad (8.108)$$



1 – контур зсуву; 2 – панельна стіна; 3 – упорні палі; 4 – вісь трубопроводу

**Рисунок 8.17** – Схема до визначення кількості стояків на пальово-панельній стіні

де  $L$  – загальна довжина для утримуючої стіни в плані;

$l$  – довжина панельної плити;

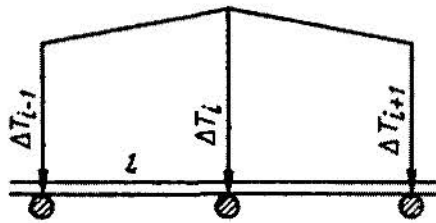
г) за епюрою зсувного тиску визначають величину зсувного тиску, що сприймається кожним стояком, за формулою (рисунок 8.18):

$$\Delta T'_i = \frac{(\Delta T_{i-1} + 2\Delta T_i + \Delta T_{i+1})l}{6}, \quad (8.109)$$

де  $\Delta T_i$  – величина зсувного тиску в точці установки  $i$ -го стояка;

$\Delta T_{i-1}$  – те саме, в точці установки попереднього стояка;

$\Delta T_{i+1}$  – те саме, в точці установки наступного пальового стояка;



**Рисунок 8.18** – Схема до визначення величини зсувного тиску, що сприймається кожним стояком

д) за викладеною методикою визначають числове значення розрахункової величини заглиблення пальових стояків у нерухомий підстильний ґрунт зсуву, що забезпечує захист утримуючої стіни від перекидання;

е) визначають висоту панельної стіни, що унеможливило переповзання її зсувом зверху (рисунок 8.19), за формулою:

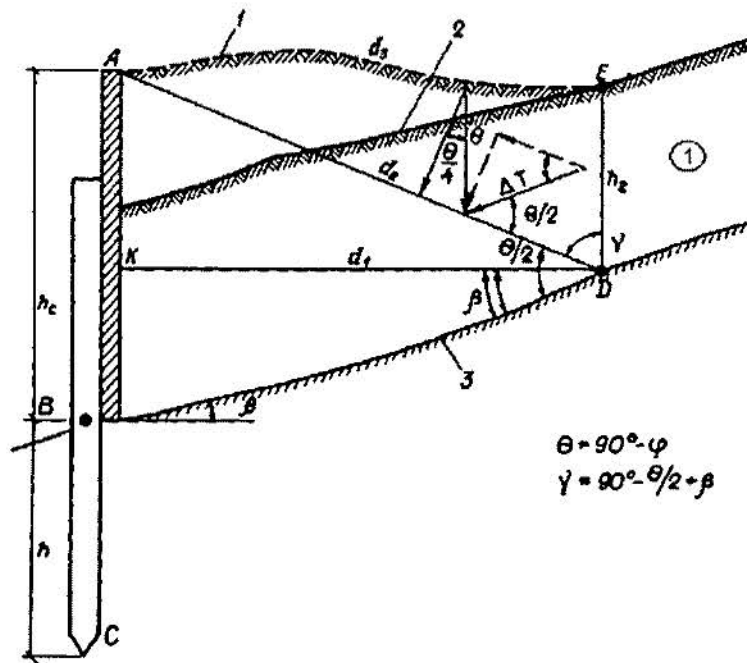
$$h_c = \frac{\Delta T \left( \cos \frac{\theta}{2} - \sin \frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi \right) \sin \frac{\theta}{4}}{\cos \frac{\theta}{2} - \left[ \frac{1}{4} h_2 \gamma \cos \left( \frac{\theta}{2} + \beta \right) \left( \operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4} \right) \right] + \frac{c}{2 \cos \frac{\varphi}{4}}}, \quad (8.110)$$

де  $h_2$  – вертикальна потужність зсувного тіла в перетині ЕД (рисунок 8.19);

$\beta$  – кут падіння поверхні ковзання зсуву в точці установки пальового стояка;

$\Delta T$  – величина зсувного тиску в перетині ЕД, що визначають за планом силового поля зсувного тиску;

$\theta = 90^\circ - \varphi$ ;  $\varphi$  і  $c$  – кут внутрішнього тертя і зчеплення ґрунтів зсувної маси.

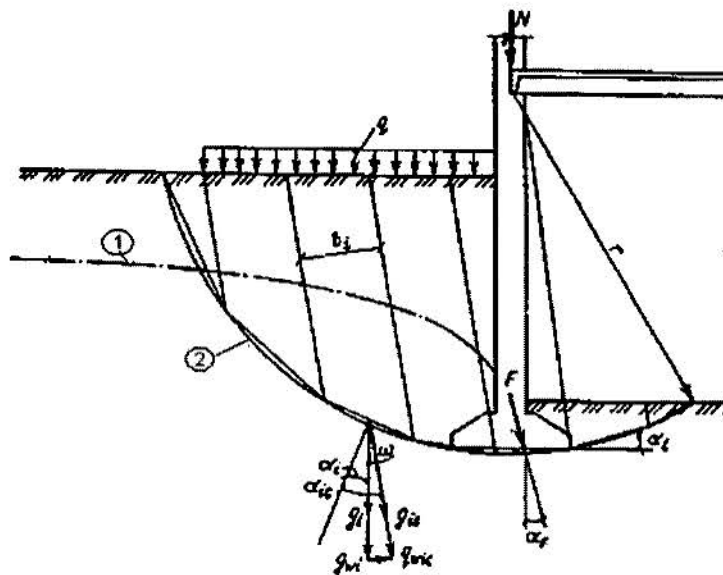


1 – тіло зсуву

Рисунок 8.19 – Схема до розрахунку висоти утримуючої панельної стіни на зсувах

8.79 У складних інженерно-геологічних умовах (за наявності слабких прошарків або ослаблених зон в ґрунті, наявності підземних вод тощо) і при значних навантаженнях на території, що примикає до підвалу, загальна стійкість стіни згідно з посібником до СНиП 2.09.03 має бути підтверджена розрахунком на зрушення по круглоциліндричній поверхні.

8.80 При розрахунку стін підвалів центр обертання приймають у точці перетину стіни і низу перекриття підвалу. Розглядається стійкість ґрунтового масиву (разом з конструкціями), обмеженого поверхнею землі, підлогою підвалу, стіною і дугою деякого кола, проведеного з прийнятого центра обертання (рисунок 8.20).



1 – депресивна поверхня; 2 – поверхня зрушення

Рисунок 8.20 – Розрахункова схема для визначення стійкості стіни підвалу проти зрушення по круглоциліндричних поверхнях

8.81 Для розрахунку стін підвалів ділянку, що розглядається, розбивають паралельними відрізками: вертикальними (без врахування сейсмічності) і нахиленими під кутом до вертикалі (з врахуванням сейсмічності району).

Стійкість проти зрушення за даною кривою вважають забезпеченою, якщо при визначенні сейсмічної дії і фільтраційного тиску підземних вод задовольняється наступна умова:

$$\sum_1^n \frac{g_{ic} \operatorname{tg} \varphi_i^* + b_i c_i^*}{(1 \pm \operatorname{tg} \alpha_{ic} \operatorname{tg} \varphi_i^*) \cos \alpha_{ic}} - \sum_1^n g_{ic} \sin \alpha_{ic} - \sum_1^n g_{wic} \sin \alpha_{ic} - F \left[ \sin \alpha_F - \frac{\operatorname{tg} \varphi_F^*}{(1 \pm \operatorname{tg} \alpha_F \operatorname{tg} \varphi_F^*) \cos \alpha_F} \right] \geq 0, \quad (8.111)$$

де знак "плюс" відповідає низхідній, а знак "мінус" – висхідній гілці кривої зрушення,  $g_{ic}$  і  $g_{wic}$  – рівнодійні сил, що діють на підшову  $i$ -го елемента з врахуванням сейсмічної дії:

$$g_{ic} = g_i \sqrt{1 + (AK_1)^2}, \quad (8.112)$$

де  $g_i$  – сумарна сила від ваги ґрунту, ваги стіни і від навантаження на поверхні в  $i$ -му елементі (з врахуванням зважувальної ваги ґрунту нижче за рівень води):

$$g_{wic} = g_{wi} \sqrt{1 + (AK_1)^2}, \quad (8.113)$$

$g_{wi}$  – вага води в об'ємі між поверхнею підземних вод і основою в  $i$ -му елементі;  
 $b_i$  – ширина елемента по нормалі до його межі;  
 $\alpha_{ic}$  – кут між нормаллю до підшови елемента і напрямом дії сили:

$$\alpha_{ic} = \alpha_i \pm \omega, \quad (8.114)$$

$\alpha$  – кут між підшовою елемента і горизонталлю, (за відсутності сейсмічної дії  $\alpha_{ic} = \alpha_i$ );  
 $\omega$  – кут нахилу до вертикалі рівнодійних  $g_{ic}$  і  $g_{wic}$ , визначають за формулою (8.90);  
 $AK_1$  – коефіцієнти сейсмічності ділянки будівництва, що приймають згідно з вказівками 8.57 цього стандарту;  
 $F$  – рівнодійна навантаження від надземних конструкцій;  
 $\alpha_F$  – кут між нормаллю до підшови і напрямом рівнодійного навантаження від надземних конструкцій (при вертикальному навантаженні  $F = 0$ ).

$$\operatorname{tg} \varphi^* = \operatorname{tg} \varphi_1 / k_f; \quad (8.115)$$

$$c^* = c_1 / k_f \quad (8.116)$$

де  $k_f$  – коефіцієнт стійкості

$$k_f = k_n / m \quad (8.117)$$

де  $k_n$  – коефіцієнт надійності, який приймають за відсутності сейсмічної дії не менше ніж 1,2, при врахуванні сейсмічної дії – 1,5;

$m$  – коефіцієнт умов роботи, який приймають за відсутності сейсмічної дії – 1, при врахуванні сейсмічної дії: для скельних крупноуламкових і піщаних (окрім пухких) маловологих ґрунтів, а також глинистих ґрунтів (з консистенцією  $I_L \leq 0,5$ ) – 1,2; для пісків пухких, насичених водою, і глинистих ґрунтів (з консистенцією  $I_L \geq 0,75$ ) – 0,7; для інших ґрунтів – 1;

$\operatorname{tg} \varphi_F^*$  – значення  $\operatorname{tg} \varphi^*$  у підшові того елемента, в якому сила  $F$  перетинається з даною круглоциліндричною кривою.

**8.82** При розрахунку на зрушення по круглоциліндричній поверхні коефіцієнти надійності за навантаженням для ґрунту і конструкцій приймаються  $n = 1$ . Визначення сил  $g_i$  виконують виходячи з розрахункового значення питомої ваги  $\gamma_{ii}$  ґрунту, що складає відповідно  $i$ -й елемент.

Розрахунок слід виконувати, виявляючи (за необхідності, використовуючи повторні спроби) найбільш небезпечну криву, для якої значення лівої частини умови (8.111) приймають мінімальними.

При розрахунку круглоциліндричну криву слід проводити через край фундаменту або нижче за нього, пересікаючи слабкий шар ґрунту, охоплюючи область підвищених навантажень, а також враховуючи інші особливості ділянки.

## **9 ПРОЕКТУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН І СТІН ПІДВАЛІВ**

**9.1** У даному розділі встановлено загальні вимоги до проектування підірних стін і утримуючих заглиблених споруд.

**9.2** При розрахунку стін повинні розглядатись, як мінімум, наступні граничні стани:

- втрата несучої здатності ґрунту основи стіни;
- руйнування стіни внаслідок плаского зсуву у рівні підшви;
- руйнування стіни внаслідок її крену, повороту, зміщення ( у т.ч. її частин) при глибинному зсуві.

**9.3** При проектуванні стін повинні враховуватись:

- зміни властивостей ґрунтів і навантажень ( у т.ч. тиск засипки) у часі і просторі;
- зміни рівнів води і тиску порової води;
- можливість вимивання ґрунту перед стіною і з-під стіни.

**9.4** Розрахунок стійкості основ масивних підірних стін проти зсуву по підшві і глибинного зсуву по поверхні ковзання виконується в усіх випадках незалежно від співвідношення вертикальних і горизонтальних навантажень.

**9.5** Розрахунок основ масивних підірних стін за деформаціями виконують тільки для нескількох ґрунтів. При цьому гранично-допустимі деформації приймають за технологічними вимогами.

**9.6** Навантаження від транспорту і будівельних механізмів на призмі обвалення слід приймати рівномірно розподіленими чи зосередженими в залежності від ваги машин і відстані їх до стіни.

**9.7** Кут тертя між стіною і ґрунтом слід приймати з врахуванням впливу глинистої суспензії і передачі зусиль від нахилених анкерів.

Слід застосовувати заходи для зниження тертя на контакт з підірними стінами усіх конструкцій і анкерами.

**9.8** При влаштуванні стін у зв'язних ґрунтах м'яко і текучопластичної консистенції слід виконувати заходи з кріплення конструкцій стін у рівні дна котловану або забезпечити розрахункове занурення стіни нижче за дно котловану.

**9.9** Для близько розташованих траншей і стін необхідно враховувати вплив взаємного перекриття призм випору. Відпор слід розраховувати як з врахуванням, так і без врахування впливу взаємного перекриття призм випору і приймати для розрахунку їх менше значення.

**9.10** У водонасичених ґрунтах при відносно неглибокому заляганні водотривкого шару нижче за дно підземної споруди (10 м і менше) заглиблені стіни повинні заводитися у нього на глибину за розрахунком але не менше 1 м–1,5 м.

**9.11** Підірні стіни у вигляді вертикальних траншейних і пальових стін і їх основи повинні розраховуватись за першою і другою групами граничних станів з врахуванням взаємодії конструкції стіни з прилеглим ґрунтом, при цьому навантаження і впливи, що виникають у період будівництва і в період експлуатації, повинні прийматись при найбільш невідгідному їх сполученні.

**9.12** Проект заглибленої споруди розробляється після статичного розрахунку і проектування всіх конструкцій і елементів на основі результатів інженерно-геологічних вишукувань і завдання на проектування.

**9.13** Проект заглиблених інженерних споруд повинен містити:

а) інженерно-геологічні дані будівельного майданчика – топоплан ділянки до початку і після закінчення будівництва, план розвідувальних свердловин і геологічних розрізів по них, основні характеристики ґрунтів всіх нашарувань;

б) план споруди і вертикальні розрізи по ньому з вказівкою ґрунтів основи, необхідних розмірів і позначок;

в) робочі креслення конструкцій всіх типів паль і ростверків із вказівкою розрахункових і нормативних схем навантажень у вигляді сумарних значень зосереджених і розподілених значень вертикальних і горизонтальних сил і згинальних моментів;

г) розрахункові схеми споруди;

д) витрата і вимоги до матеріалів конструкцій;

е) проект організації будівництва (ПОБ), в якому має бути вказаний порядок виконання робіт;

ж) проект виконання робіт (ПВР), у складі якого мають бути:

– технологічні карти з схемами конструкції споруд, відомостями потрібного устаткування, механізмів і пристосувань, послідовністю робочих процесів і тривалістю їх виконання, чисельністю і кваліфікаційним складом бригади;

– будівельний генеральний план об'єкта або комплексу об'єктів;

– рішення з виконання заходів підготовчого періоду;

– вимоги щодо забезпечення безпеки праці під час виконання будівельно-монтажних робіт згідно з ДБН А.3.2-2;

– відомості об'ємів робіт і матеріалів;

– схеми післяопераційного контролю якості робіт;

– графіки потокової організації будівництва споруди або комплексу споруд;

и) проект організованого відведення атмосферних опадів з території об'єкта на періоди будівництва і експлуатації;

к) записку розрахункового пояснення з техніко-економічним обґрунтуванням вибору конструкцій і технології виконання робіт.

**Примітка 1.** Вказані в 9.13 елементи проекту заглибленої споруди можна поєднувати.

**Примітка 2.** На плані паль мають бути вказані їх номери і напрям дії горизонтального навантаження.

**9.14** Рекомендується наступний порядок проектування підпірних (заглиблених) споруд:

а) за результатами інженерно-геологічних вишукувань на майданчику будівництва визначають шар (шари) ґрунту, що сприймає навантаження, і призначаються позначки закладання нижніх кінців паль;

б) визначаються розрахункові і характеристичні навантаження, що діють на споруду;

в) вибирається діаметр паль і орієнтовно призначаються розміри ростверків;

г) призначаються параметри паль (марки бетону і армування) і визначаються їх тріщиностійкість і міцність;

д) виконують розрахунок споруди за граничними станами першої і другої (у разі потреби) груп;

е) складають пояснювальну записку;

ж) розробляють проект заглибленої споруди.

**9.15** Розрахункову величину горизонтального коефіцієнта постелі  $C_z$  слід визначати згідно з ДБН В.2.1-10.

**9.16** При виборі діаметра, способу (зосереджене симетричне або несиметричне армування) і відсотка армування паль необхідно виходити з навантажень, що діють, конструкції споруди і гідро-геологічних умов.

**9.17** Захисний шар бетону для поздовжньої арматури повинен складати не менше ніж 50 мм. Для тонких підпірних стін траншейного типу – не менше ніж 70 мм.

**9.18** Довжину бурових паль вибирають залежно від геологічних умов майданчика будівництва проектової споруди. Глибину закладення паль нижче за висоту підпірної стінки або нижче за дію зсувного тиску призначають за схемою опор глибокого закладання.

**9.19** При проектуванні підпірних стін і утримуючих протизсувних споруд необхідно забезпечити надійність закріплення ґрунту особливо на зсувонебезпечних ділянках.

**9.20** Підпірні споруди слід розраховувати за граничними станами першої і другої груп.

**9.21** Підпірні споруди слід розраховувати на максимальний тиск ґрунту, який може виникнути при його експлуатації.

**9.22** В разі наявності або можливості попадання в ґрунт, що оточує споруду, агресивних вод слід передбачати заходи відповідно до вимог норм щодо захисту будівельних конструкцій від корозії.

**9.23** У конструкціях підпірних стін для споруд класів відповідальності СС2 і СС3 слід передбачати заходи (установку реперів) для подальших вимірів їх деформацій.

**9.24** Проектування залізобетонних конструкцій підпірних споруд слід виконувати згідно з вимогами норм на проектування залізобетонних конструкцій з урахуванням особливостей їх розташування у ґрунті.

**9.25** Буронабивні палі підпірних споруд слід, як правило, об'єднувати ростверком. Переріз і армування ростверка визначають конструктивними вимогами і розрахунком на діючі навантаження відповідно до вимог норм на проектування залізобетонних конструкцій.

**9.26** Конструкція сполучення палі з ростверком вибирається залежно від характеру і величин навантажень, що діють, кількості рядів палей у напрямі дії навантаження (при одному ряду палей конструкція сполучення палей з ростверком практично не впливає на роботу підпірної споруди).

З метою зменшення зусиль у палях і деформацій підпірних споруд рекомендується застосовувати жорстке сполучення ростверка з палями.

**9.27** Міцність підпірних споруд повинна задовольняти умови:

$$M < M_p; \quad (9.1)$$

$$Q < Q_p, \quad (9.2)$$

де  $M$  і  $Q$  – відповідно момент і поперечна сила, що діють в даному перетині;  $M_p$  і  $Q_p$  відповідно момент і поперечна сила, що сприймаються даним перерізом.

**9.28** Розрахунок масивних залізобетонних конструкцій підпірних споруд за тріщиностійкістю і шириною розкриття тріщин можна не виконувати в разі відсутності дії на них агресивного середовища.

**9.29** Розрахунок заанкерених підпірних споруд слід виконувати з врахуванням зсуву анкерів, в залежності від деформаційних властивостей ґрунту основи і ґрунту, що знаходиться за спорудою.

**9.30** Випадкові (непіддатливі обліку) деформації анкерів за рахунок зазорів у вузлах зчленування і спирання слід ліквідувати монтажним зусиллям, яке повинне контролюватися.

**9.31** Для металоконструкцій анкерів має бути передбачений антикорозійний захист.

Антикорозійний захист має бути стійким до речовин, розчинених у воді, бактерій, блукаючих струмів, а також до механічних дій, що виникають при транспортуванні і установці анкерів. Матеріал покриття має бути досить еластичним, щоб деформуватися з анкерною тягою в процесі натягнення і експлуатації анкера.

**9.32** За наявності підземних вод у місцях установки шпурів у споруду слід передбачати ущільнювальні пристрої в гирлах свердловин (отвори в стінах), що перешкоджають проникненню води за споруду.

**9.33** Проектування підпірних стін в районах гірничих виробок слід виконувати з врахуванням будівельних норм і методичних вказівок із проектування будівель і споруд та їх основ на підроблюваних територіях.

**9.34** При виборі виду підпірних стін для зведення на підроблюваних територіях слід враховувати, що стіни з монолітного і збірного залізобетону та палей великого діаметра більшою мірою здатні

без пошкоджень сприймати нерівномірні деформації основи порівняно із стінами гравітаційного типу з монолітного бетону, кам'яної або бутобетонної кладки.

**9.35** Протяжні підпірні стіни при застосуванні на підроблюваних територіях в поздовжньому напрямі слід проектувати за податливою схемою (з розрізанням деформаційними швами на відсіки).

**9.36** Довжину відсіків підпірних стін потрібно приймати за розрахунком залежно від несучої здатності і деформацій відсіків, що працюють подібно до балок на пружній основі, що деформуються гірничими виробками у вигляді плавного викривлення з розтягуванням-стисканням земної поверхні або з утворенням зосереджених деформацій у формі уступу. Гранична довжина жорсткого відсіку підпірної стіни визначається також, як для стін підвалів та відсіків комунікаційних тунелів.

**9.37** При визначенні тиску на підпірні стіни ґрунту, що утримується стінами, повинні враховуватися несприятливі зміни (зниження) фізико-механічних і деформативних характеристик ґрунту від дії зрушень ґрунтового масиву над гірничими виробками, тобто його ущільнення (у порушеному стані бічний тиск ґрунту на стіну в загальному випадку може бути більше його тиску в ущільненому стані).

ДОДАТОК А  
(довідковий)

МЕТОДИКА УТОЧНЕНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ВИШУКУВАНЬ  
ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПІДПІРНИХ СТІН І ОГОРОЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ  
НА ЗСУВНИХ ДІЛЯНКАХ

**А.1** Точність визначення зсувного тиску в кожній точці зсувного масиву залежить від точності побудови плану поверхні ковзання зсуву. Для здобуття величини зсувного тиску з точністю до 0,1 т поверхня ковзання зсуву має бути отримана з однаковою точністю щодо топографічної поверхні зсувної ділянки, отриманої великомасштабною топографічною зйомкою (1:500; 1:1000).

**А.2** Необхідна кількість розвідувальних виробок, що забезпечує побудову поверхні ковзання зсуву, за точністю однаковою з топографічним планом денної поверхні зсувної ділянки, можна розрахувати за формулою, що зв'язує помилку визначення позначки по горизонталях топографічного плану з точністю визначення висотної позначки пікетних точок при зйомці залежно від ухилу місцевості, масштабу зйомки і густини пікетних точок:

$$m_0 = \pm \sqrt{0,44\mu^2 + 1,05c^2i^2N^2 + 0,67b^2i^2L^2 + a^2h_0^2}, \quad (\text{A.1})$$

де  $m_0$  – помилка визначення висотної позначки точки топоплану, яку приймають  $\pm 0,15h_0$ ;  
 $\mu$  – середня квадратична помилка позначки пікетної точки при топографічній зйомці;  
 $N$  – знаменник числового масштабу топографічного плану;  
 $i$  – середній ухил місцевості;  
 $h_0$  – прийнята висота перетину горизонталей на плані;  
 $L$  – відстані між пікетними точками;  
 $a, b, c$  – коефіцієнти, значення яких при попередніх розрахунках рекомендується приймати  
 $a = 0,07$ ;  $b = 0,01$ ;  $c = 0,00008$ .

**А.3** Для забезпечення побудови поверхні ковзання точності, що дорівнює топоплану місцевості, відстань між розвідувальними виробками на зсувній ділянці має дорівнювати відстані  $L$  між пікетними точками на топографічному плані.

Таку відстань можна розрахувати з рівняння (А.1), розв'язавши його відносно  $L$  і замінивши  $\mu$  на  $\mu_c$  – середню квадратичну помилку визначення висотної позначки точки пересічення поверхні ковзання з розвідувальними виробками, яка згідно з теорією помилок дорівнює:

$$\mu_c^2 = \mu^2 + m_r^2, \quad (\text{A.2})$$

де  $m_r$  – середня квадратична помилка визначення глибини розвідувальних виробок.

**А.4** Таким чином, відстань між розвідувальними виробками на зсувній ділянці можна визначити, якщо буде відоме середнє значення ухилу поверхні ковзання зсуву.

Значення ухилу поверхні ковзання в окремих точках безпосередньо вимірюється в місцях розкриття її шурфами або дудками. Якщо поверхня ковзання підсічена лише свердловинами, то для визначення ухилу у ряді точок можна використовувати результати геодезичних спостережень за зсувом, які проводять на зсувній ділянці до початку проектування мережі розвідувальних виробок.

За результатами геодезичних спостережень значень горизонтального і вертикального зсувів ряду реперів на зсувному схилі величину ухилу в цих точках визначають за формулою:

$$i = H/d, \quad (\text{A.3})$$

де  $H$  – величина зміни висотного положення робочого репера між серіями геодезичного спостереження;

$d$  – величина горизонтального зміщення цього репера за цей же період.

**А.5** При значних коливаннях середніх ухилів поверхні ковзання зсувну ділянку слід розділити на частини, в межах яких значення ухилів поверхні ковзання коливаються в невеликих межах.

Розташування розвідувальних виробок слід проектувати для кожної такої частини окремо.

**A.6** Найбільш раціональним слід вважати проведення інженерно-геологічних вишукувань на зсувних ділянках методом поступового згущування мережі розвідувальних виробок.

Для цього спочатку виконують проходку в рідкій мережі опорних виробок у вигляді шурфів, ду-док і свердловин колонкового буріння з відбором проб ґрунту, а потім згущують мережу виробок більш високопродуктивним способом.

**A.7** До таких способів можна віднести методи статичного зондування зсувного масиву установками, за допомогою яких можна фіксувати поверхню ковзання зсуву в мережі точок, запроектованих викладеним способом.

**A.8** Значення характеристик зрушення  $\varphi$  і  $c$ , що використовують при оцінці стійкості зсувних схилів, мають бути, як правило, визначені за результатами натурних випробувань на зрушення, проведених в зоні контакту зсуву з підстильною товщею або за матеріалами зйомки обрушених ділянок.

**A.9** Найбільш ефективним методом натурних випробувань ґрунтів слід вважати зріз блоків-ціликів, оконтурених в забоях і в стінах шурфів за допомогою трьох щілин (рисунок А.1). Зріз таких блоків виконують за допомогою гідравлічних домкратів по нахиленій фіксованій площині.

**A.10** Провівши на одному і тому ж місці два таких випробування при різних значеннях кутів падіння площини зрізу, можна визначити розрахункові значення зсувних характеристик ґрунту за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \frac{Q_2 \sin \alpha_2 F_1 - Q_1 \sin \alpha_1 F_2}{Q_2 \cos \alpha_2 F_1 - Q_1 \cos \alpha_1 F_2} \\ c &= \frac{Q_1 (\sin \alpha_1 - \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \varphi)}{F_1} = \frac{Q_2 (\sin \alpha_2 - \cos \alpha_2 \operatorname{tg} \varphi)}{F_2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.4})$$

де  $Q_1$  і  $Q_2$  – значення зрізаючого зусилля, що створюється домкратом у момент зрізу блока-цілика при першому і другому випробуваннях;

$F_1$  і  $F_2$  – площі поверхні зрізу при першому і другому випробуваннях;

$\alpha_1 = \delta_1 - \beta_1$ ;  $\alpha_2 = \delta_2 - \beta_2$  (рисунки А.2; А.3);

$\beta_1$  і  $\beta_2$  – кути падіння площини зрізу при першому і другому випробуваннях, що вимірюють за допомогою кутоміра;

$\delta_1$  і  $\delta_2$  – кути падіння площини торцевої щілини, куди закладається домкрат.

**A.11** Точні значення характеристик зрушення ґрунтів по поверхні зміщення зсуву отримують за методом зворотних розрахунків. Для цього, використовуючи матеріали топографічної зйомки обрушених ділянок зсувного району, будують перетини по найбільш характерних перетинах ділянки. На цих розрізах наносять контур зсувної ділянки до його обвалення і після обвалення (рисунок А.3), а потім розбивають їх вертикальними лініями на окремі відсіки і по кожному перетину складають по два рівняння граничної рівноваги.

Гранична рівновага призми до обвалення запишеться у вигляді:

$$\sum h_i \gamma l_i \sin \beta_i = \sum h_i \gamma l_i \cos \beta_i \operatorname{tg} \varphi + c \Sigma l, \quad (\text{A.5})$$

після обвалення рівняння рівноваги приматиме вигляд:

$$\sum h'_i \gamma l_i \sin \beta'_i = \sum h'_i \gamma l_i \cos \beta'_i \operatorname{tg} \varphi, \quad (\text{A.6})$$

де  $h_i$  і  $h'_i$  – вертикальні потужності відсіків до і після обвалення призми;

$\beta_i$  і  $\beta'_i$  – кути падіння ліній ковзання у відсіках до і після обвалення призми;

$l_i$  – довжина ліній ковзання у відсіках.

**A.12** Значення характеристик зрушення по поверхні обвалення визначають за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \frac{\sum h_i' \gamma l_i \sin \beta_i'}{\sum h_i' \gamma l_i \cos \beta_i'} \\ c &= \frac{\sum h_i \gamma l_i \sin \beta_i - \sum h_i \gamma l_i \cos \beta_i}{\sum l_i} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.7})$$

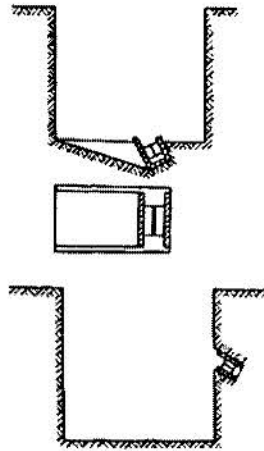
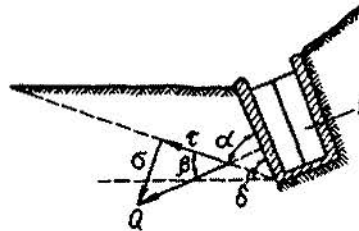
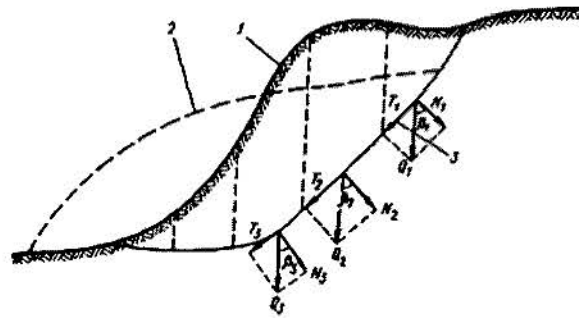


Рисунок А.1 – Схема натурних випробувань ґрунтів на зрушення



1 – домкрат

Рисунок А.2 – Схема до визначення характеристик ґрунтів за натурними випробуваннями на зрушення



1 – контур укошу до обвалення; 2 – контур укошу після обвалення; 3 – поверхня ковзання зсуву

Рисунок А.3 – Схема до визначення характеристик ґрунтів на зрушення за зйомкою обвалень

**А.13** При розрахунках стійкості заглиблених споруд на зсувах як розрахункові значення можуть бути використані характеристики ґрунтів на зрушення зсувної маси, що визначені лабораторними випробуваннями зразків ґрунту на зріз.

Такі випробування проводять на приладах одно- або двохплощинного зрізу. Провівши багатократні випробування при різних значеннях вертикального напруження на зразок, для кожної літологічної різниці ґрунтів значення характеристик зрушення визначають за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \frac{n \sum (\sigma_i \tau_i) - \sum \sigma_i \sum \tau_i}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2}; \\ c &= \frac{\sum \sigma_i^2 \sum \tau_i - \sum \sigma_i \sum (\sigma_i \tau_i)}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.8})$$

де  $\sigma_i$  – значення вертикального напруження, що створюється на зразок при кожному випробуванні;

$\tau_i$  – значення дотичного (горизонтального) напруження, що виникає при зрізі зразків;

$n$  – число випробувань.

**A.14** У випадках, коли зсувна маса в зоні зрушення представлена водонасиченими глинистими ґрунтами, при розрахунках стійкості такого схилу необхідно враховувати тривалу міцність глинистих ґрунтів, під якою розуміється опірність ґрунтів руйнуванню під впливом тривалого навантаження.

**A.15** Тривала міцність глинистих ґрунтів в більшості випадків обумовлена характером виникнення і зміни в часі надлишкового тиску в поровій воді водонасиченого ґрунту і повзучістю скелета водонасиченого і неводонасиченого ґрунтів.

**A.16** Опір глинистого ґрунту зрушенню в неконсолідованому стані на момент часу  $t$  після додавання навантаження  $P$  можна представити у вигляді:

$$\tau_t = (P - U) \operatorname{tg} \varphi' - c', \quad (\text{A.9})$$

де  $\varphi'$  і  $c'$  – кути внутрішнього тертя і зчеплення ґрунтів, що відповідають умові повного ущільнення під заданим навантаженням  $P$ ;

$U$  – поровий тиск, що виникає в зразку ґрунту на момент часу  $t$ .

**A.17** Величину і характер зміни в часі порового тиску  $U$  важко визначити, оскільки за всіх рівних умов вони залежать від розмірів зразка або масиву.

При визначенні тривалої міцності глинистих ґрунтів завдання можна значно спростити, якщо у формулі (A.9) поровий тиск замінити іншими показниками, функціонально пов'язаними з ним.

Величина повного тиску на зразок ґрунту може бути представлена у вигляді:

$$P = P_{\text{ск}} + U, \quad (\text{A.10})$$

де  $P_{\text{ск}}$  – ефективний тиск, що сприймається скелетом ґрунту.

**A.18** Підставивши значення  $P$  з формули (A.10) в формулу (A.9), отримаємо

$$\tau_t = P_{\text{ск}} \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (\text{A.11})$$

Таким чином, є можливість тривалу міцність глинистих ґрунтів виразити лише залежно від ефективного тиску  $P_{\text{ск}}$ .

**A.19** Величину ефективного тиску  $P_{\text{ск}}$ , що відповідає даній вологості  $W$  і часу  $t$ , рекомендується визначати за формулою:

$$P_{\text{ск}} = P_z \left( 1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2H} e^{-N} \right), \quad (\text{A.12})$$

де  $P_z$  – побутовий тиск на глибині  $z$ ;

$H$  – половина потужності ущільнюваного шару при двосторонньому дренаванні;

$N$  – деяке безрозмірне число, що визначають за виразом:

$$N = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{C_y t}{H^2}; \quad (\text{A.13})$$

$C_y$  – коефіцієнт консолідації, що визначають за формулою:

$$C_y = \frac{K_{\phi}(1-\varepsilon_{\text{ср}})}{a \cdot \rho_{\text{в}}}, \quad (\text{A.14})$$

де  $K_{\phi}$  – коефіцієнт фільтрації ґрунтів;  
 $\varepsilon_{\text{ср}}$  – середній для даного стану ґрунту коефіцієнт пористості;  
 $a$  – коефіцієнт стисливості ґрунту, що відповідає даному напруженому стану;  
 $\rho_{\text{в}}$  – щільність води;  
 $t$  – час випробування.

**A.20** Якщо в лабораторних умовах промодельювати процес зсувної деформації, що описується виразом (A.11), можна отримати характеристики зрушення ґрунтів  $\phi'$  і  $c'$ , відповідні різній тривалості випробування. Тривалі випробування глинистих ґрунтів можна проводити одним з наступних методів:

1. Паралельні випробування серій зразків-близнюків при різних значеннях постійного зрушуючого напруження (метод випробування зразків на повзучість).
2. Випробування зразків-близнюків при різних швидкостях навантаження.

**A.21** За першим методом випробування проводять в наступному порядку:

а) з моноліту ґрунту даної щільності-вологості виготовляють декілька пар зразків, а потім випробуванням пари зразків за стандартною методикою визначають стандартне значення опору зрушенню  $\tau_{\text{ст}}$ ;

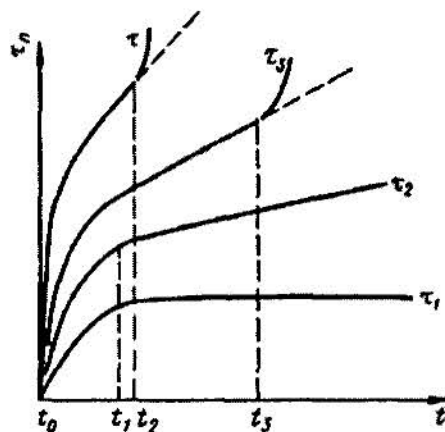
б) проводять випробування на повзучість декількох пар зразків, виготовлених з того ж моноліту.

**A.22** Кожну пару випробовуваних зразків навантажують вертикальними навантаженнями, що дорівнюють  $P_{\text{ск}}$ , обчисленими за формулою (A.12) і постійними, але для кожної пари різними за величиною зрушуючими навантаженнями, що складають деяку долю від  $\tau_{\text{ст}}$  (40, 50, 60, 70, 80, 90, 95 %);

в) за результатами випробувань зразків будують сімейство кривих повзучості (рисунок A.4) і визначають час від моменту додавання навантаження до моменту руйнування зразків. При цьому за момент руйнування зразка береться час, за якого деформація із стадії сталої повзучості переходить в стадію прогресуючої течії;

г) використовуючи криву повзучості (рисунок A.4), будують криву тривалої міцності (тривалого опору зрушенню), за допомогою якої (рисунок A.5) визначають значення  $\tau_{\text{ст}}$ , що відповідає тривалій міцності ґрунту, тобто значення опору зрушенню, не залежного від тривалості випробування ґрунтів;

д) підставивши набуте значення  $\tau_{\text{ст}}$  у рівняння (A.11), можна визначити  $\phi'$  і  $c'$ , що відповідають тривалій міцності ґрунтів.



$\tau_3$  – крива прогресуючої повзучості;  $\tau_2$  – крива сталої повзучості;  $\tau_1$  – крива несталої затухаючої повзучості;  $\tau_n$  – відносна деформація

**Рисунок A.4** – Графік випробувань ґрунту на повзучість

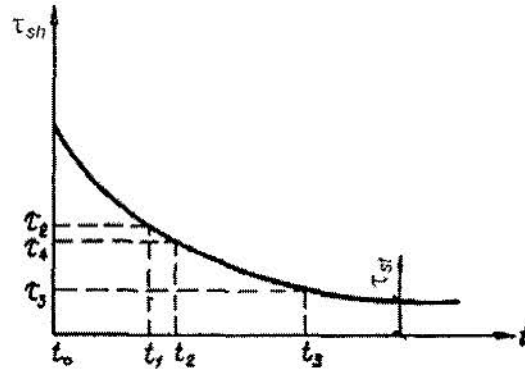


Рисунок А.5 – Крива тривалого опору зрушенню (тривалої міцності) за першим методом

А.23 За другим методом випробування виконують таким чином:

а) так само, як і в першому методі, визначають стандартне значення опору зрушенню  $\tau_{ct}$  шляхом випробування пари зразків, відібраних з моноліту;

б) виготовляють 4-5 зразків з того ж моноліту, кожен з яких випробовують на зріз при ущільнюючому навантаженні  $P_z$  (величину  $P_z$  для кожного зразка призначають різною) і зростаючими рівними рівнями через рівні інтервали часу зрушуючими навантаженнями  $\tau_{sh}$ . Інтервали додатка рівнів зрушуючих навантажень для різних зразків змінюють від 5 до декількох днів;

в) з кожного випробування визначають тривалість випробування при даній швидкості і опір зрушенню за формулою (А.11). За отриманими даними будують криві тривалої міцності (рисунок А.6);

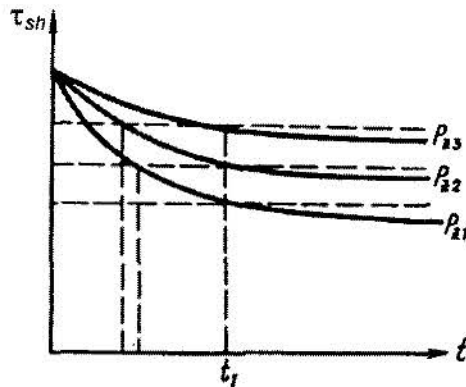


Рисунок А.6 – Криві тривалої міцності ґрунту за другим методом

г) трансформуючи сімейство кривих  $(\tau_{sh} - t)$  у сімейство кривих  $(\tau_{sh} - P_z)$ , отримують діаграму зрушення (рисунок А.7) для будь-якого значення дії зрушуючого навантаження.

За допомогою такої діаграми графічно визначають значення  $\varphi'$  і  $c'$ , що відповідають даному часу  $t$ .

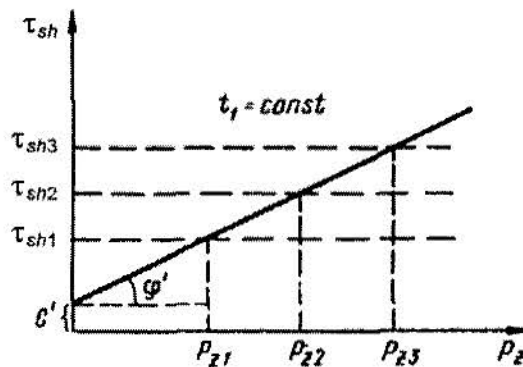


Рисунок А.7 – Графік залежності зрушуючого напруження від вертикального навантаження

ДОДАТОК Б  
(довідковий)

ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ПІДПІРНИХ СТІН

Приклад Б.1 Розрахунок масивної підпірної стіни

Вихідні дані

*Інженерно-геологічні умови.*

Літологічну будову ґрунтової товщі за даними інженерно-геологічних вишукувань згідно з ДБН А.2.1.1 та ДБН В.1.1-5 показано на рисунку Б1.1.

За даними інженерно-геологічних вишукувань і лабораторних аналізів ґрунтів на майданчику для розрахунку прийняті розрахункові характеристики ґрунтів інженерно-геологічних елементів (ІГЕ): ІГЕ-1 (супісок з включенням будівельного сміття) і ІГЕ-2 (супісок лесовий).

Ґрунт засипки – супісок з будівельним сміттям, ґрунт основи – супісок лесовий.

Розрахункові характеристики ґрунту засипки:

$\gamma_1 = 16,9 \text{ кН/м}^3$	$\gamma'_1 = 16,05 \text{ кН/м}^3$	$\gamma_{11} = 16,8 \text{ кН/м}^3$	$\gamma'_{11} = 15,96 \text{ кН/м}^3$
$\varphi_1 = 29^\circ$	$\varphi'_1 = 26.1^\circ$	$\varphi_{11} = 33^\circ$	$\varphi'_{11} = 29.7^\circ$
$c_1 = 4 \text{ кПа}$	$c'_1 = 2 \text{ кПа}$	$c_{11} = 6 \text{ кПа}$	$c'_{11} = 3 \text{ кПа}$

Розрахункові характеристики ґрунту основи:

$\gamma_1 = 16,9 \text{ кН/м}^3$	$\gamma_{11} = 16,8 \text{ кН/м}^3$
$\varphi_1 = 24^\circ$	$\varphi_{11} = 26^\circ$
$c_1 = 15 \text{ кПа}$	$c_{11} = 22 \text{ кПа}$

*Конструктивна частина*

Підпірна стіна є масивною (гравітаційною). Основна частина висоти підпірної стіни виконана з бутового каменю. Верхня частина стіни (парапет) заввишки 0,5 м виконана з цегляної кладки. Висота підпору ґрунту, яка відповідає висоті підпірної стіни, визначають як різницю перепаду верхніх і

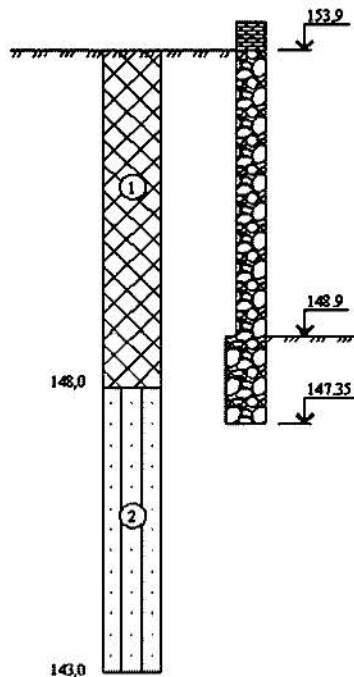


Рисунок Б 1.1 – Геологічний розріз. Розташування підпірної стіни



## Розрахунок стійкості положення стіни проти зрушення

Розрахунок стійкості положення стіни проти зрушення виконано за умови

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n, \quad (Б.3)$$

де  $F_{sa}$  – зрушуюча сила, що дорівнює сумі проєкцій всіх зрушуючих сил на горизонтальну площину;

$F_{sr}$  – утримуюча сила, що дорівнює сумі проєкцій всіх утримуючих сил на горизонтальну площину;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи ґрунту основи для пісків  $\gamma_c = 1$

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

За формулами (8.3) і (8.4) визначаємо зрушуючу силу від власної ваги ґрунту  $F_{say}$  і зрушуючу силу від навантаження, розташованого на поверхні призми обвалення  $F_{saq}$

В результаті розрахунку отримано:

$$F_{say} = 130,14 \text{ кН}; F_{saq} = 27,82 \text{ кН}.$$

Сумарна зрушуюча сила  $F_{sa}$  дорівнює

$$F_{sa} = F_{say} + F_{saq} = 157,96 \text{ кН}.$$

Перевірка стійкості положення стіни проти зрушення виконується для трьох випадків значень кута  $\beta$ :  $\beta = 0^\circ$ ,  $\beta = \varphi_1/2 = 12^\circ$ ,  $\beta = \varphi = 24^\circ$ .

Утримуючу силу  $F_{sr}$  і пасивний опір ґрунту  $E_r$  визначаємо за формулами (8.5) і (8.8) стандарту.

При плоскому зрушенні ( $\beta = 0^\circ$ ):

$$E_r = 20,3 \text{ кН}; F_{sr} = 103,1 \text{ кН}.$$

Перший випадок при	$\beta_1 = 0,0$ град.
Сума проєкцій всіх сил на горизонтальну площину	$F_{sa} = 157,96$ кН
Коефіцієнт пасивного відпору ґрунту	$\lambda_r = 1,00$
Висота призми випору ґрунту	$h_r =$
Пасивний опір ґрунту	$E_r = 20,3$ кН
Утримуюча сила	$F_{sr} = 103,1$ кН

Стійкість стіни проти зрушення забезпечена при виконанні умови

$$F_{sa} < \gamma_c F_{sr} / \gamma_n \text{ при } \gamma_c = 1 \gamma_n = 1,1$$

$F_{sa} = 157,96 \text{ кН} > \gamma_c F_{sr} / \gamma_n = 93,73 \text{ кН}$  – стійкість підпірної стіни не забезпечена.

Другий випадок при	$\beta_2 = 12,0$ град.
Сума проєкцій всіх сил на горизонтальну площину	$F_{sa} = 157,96$ кН
Коефіцієнт пасивного опору ґрунту	$\lambda_r = 2,37$
Висота призми випора ґрунту	$h_r = 1,7$
Пасивний опір ґрунту	$E_r = 136,38$ кН
Утримуюча сила	$F_{sr} = 180,98$ кН

Стійкість стіни проти зрушення забезпечена при виконанні умови

$$F_{sa} < \gamma_c F_{sr} / \gamma_n$$

при  $\gamma_c = 1 \gamma_n = 1,1$

$F_{sa} = 157,96 \text{ кН} < \gamma_c F_{sr} / \gamma_n = 164,53 \text{ кН}$  – стійкість підпірної стіни забезпечена

Третій випадок при	$\beta_3 = 24,0$ град.
Сума проєкцій всіх сил на горизонтальну площину	$F_{sa} = 157,96$ кН
Коефіцієнт пасивного опору ґрунту	$\lambda_r = 2,37$
Висота призми випору ґрунту	$h_r = 1,86$
Пасивний опір ґрунту	$E_r = 55,17$ кН
Утримуюча сила	$F_{sr} = 165,67$ кН

Стійкість стіни проти зрушення забезпечена при виконанні умови

$$F_{sa} < \gamma_c F_{sr} / \gamma_n$$

при  $\gamma_c = 1, \gamma_n = 1,1$

$F_{sa} = 157,96 \text{ кН} > \gamma_c F_{sr} / \gamma_n = 150,61 \text{ кН}$  – стійкість підпірної стіни не забезпечена

### **Розрахунок стійкості положення стіни проти перекидання**

Розрахунок стійкості положення стіни проти перекидання виконується згідно з положеннями розділу 7 стандарту за умови

$$M_{\text{опр}} \leq \gamma_c M_{\text{уд}} / \gamma_n, \quad (\text{Б.4})$$

де  $M_{\text{опр}}$  – сума моментів розрахункових перевертаючих сил, тобто активних сил, що обертають стіну відносно нижнього ребра О;

$M_{\text{уд}}$  – сума моментів розрахункових утримуючих сил, тобто гравітаційних сил, що утримують стіну від обертання відносно нижнього ребра О;

Величини  $\gamma_c$  і  $\gamma_n$  мають той же сенс і ті ж числові значення, що і при розрахунку на стійкість проти зрушення.

Стійкість підпірної стіни проти перекидання перевіряємо з врахуванням деформацій основи.

Положення центра ваги підпірної стіни разом з вагою ґрунту і тимчасовим навантаженням знаходиться на висоті  $z_0 = 3,01 \text{ м}$ .

Зсув осі обертання О підпірної стіни від її переднього нижнього ребра до середини підшви

$$d = 0,5 (12 N_1 z_0 / \kappa)^{1/3},$$

де  $N_1$  – загальна вага підпірної стіни разом з вагою ґрунту і тимчасовим навантаженням;

$\kappa$  – коефіцієнт пропорційності, прийнятий як для ґрунту середньої щільності,  $\kappa = 5 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^3$ .

Розрахунковий момент утримуючих сил на 1 м стіни відносно точки О

$$M_{\text{уд}} = \sum Q_i y_i + F_{sa} \text{tg}(\varepsilon + \delta) = 18,46 \cdot 0,38 + 66,55 \cdot 0,03 + \\ + 28,88 \cdot 0,13 + 5,4 \cdot 0,38 + 43,44 \cdot 0,48 = 63,27 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Розрахунковий момент перевертаючих сил на 1 м стіни відносно точки О

$$M_{\text{опр}} = F_{sa\gamma} h_1 + F_{saq} h_2 = 130,14 \cdot 6,55/3 + 27,82 \cdot 6,55/2 = 284,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\text{опр}} = 284,14 > \gamma_c M_{\text{уд}} / \gamma_n = 63,27/1,1 = 57,52 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

отже стійкість підпірної стіни не забезпечена.

Розрахунки стійкості стіни проти зрушення і проти перекидання показали, що при зрушенні умова (Б.3) і при перекиданні умова (Б.4) при заданих геометричних параметрах перетину підпірної стіни не задовольняються. Стіну треба підсилювати шляхом збільшення перерізу чи влаштування контрфорсів.

### **Приклад Б.2 Розрахунок підпірної стіни на схилі**

#### *Вихідні дані*

Ділянка будівництва багатоповерхової споруди розташована на схилі в умовах щільної існуючої забудови.

Розрахункова модель схилу побудована за найбільш несприятливим перетином з розташуванням існуючої та споруджуваної будівлі.

З метою забезпечення стійкості схилу і можливості виконання робіт із влаштування котловану, а також враховуючи обмежену площу ділянки забудови прийнято рішення про суміщення конструкції пальового фундаменту будівлі з утримуючою протизсувною спорудою.

Для цього пальові фундаменти під стіни торцевого ряду, сходової клітки і частково повздовжніх рядів запроєктовані з утримуючих паль, а палі з ростверком складають утримуючу протизсувну конструкцію.

Інженерно-геологічну будову схилу і виділені інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) наведено на рисунку Б 2.1.

Фізико-механічні та характеристики міцності, визначені при повному водонасиченні, наведені нижче.

ІГЕ -1 – насипний ґрунт, глина, суглинок з включеннями гумусу

$$\gamma_1 = 1,87 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 9^\circ, c_1 = 48 \text{ кПа}, \gamma_{11} = 1,87 \text{ т/м}^3, \varphi_{11} = 9^\circ, c_{11} = 48 \text{ кПа.}$$
$$E_o = 30 \text{ МПа};$$

ІГЕ-2 – глина пилувата, з прошарками піску, супіску, напівтвердої консистенції

$$\gamma_1 = 2,04 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 9^\circ, c_1 = 78 \text{ кПа}, \gamma_{11} = 2,04 \text{ т/м}^3, \varphi_{11} = 10^\circ, c_{11} = 87 \text{ кПа.}$$
$$I_L = 0,12, E_o = 33 \text{ МПа};$$

ІГЕ-2а – суглинок пилуватий з включенням органіки напівтвердої консистенції

$$\gamma_1 = 2,07 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 11^\circ, c_1 = 44 \text{ кПа}, \gamma_{11} = 2,07 \text{ т/м}^3, \varphi_{11} = 12^\circ, c_{11} = 50 \text{ кПа.}$$
$$I_L = 0,26, E_o = 25 \text{ МПа};$$

ІГЕ-3 – пісок пилуватий, іноді дрібний с прошарка супіску, суглинку, насичений водою

$$\gamma_1 = 1,84 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 26^\circ, c_1 = 2 \text{ кПа}, \gamma_{11} = 1,84 \text{ т/м}^3, \varphi_{11} = 26^\circ, c_{11} = 2 \text{ кПа.}$$
$$E_o = 14 \text{ МПа};$$

ІГЕ-4 – пісок пилуватий, місцями дрібний, насичений водою

$$\gamma_1 = 1,89 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 28^\circ, c_1 = 5 \text{ кПа}, \gamma_{11} = 1,89 \text{ т/м}^3, \varphi_{11} = 28^\circ, c_{11} = 5 \text{ кПа.}$$
$$E_o = 17 \text{ МПа};$$

ІГЕ-5 – глина "київський мергель" пилувата, твердої і напівтвердої консистенції

$$\gamma_1 = 1,89 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 8^\circ, c_1 = 149 \text{ кПа}, \gamma_{11} = 1,89 \text{ т/м}^3, \varphi_{11} = 9^\circ, c_{11} = 163 \text{ кПа.}$$
$$I_L = 0,04, E_o = 36 \text{ МПа};$$

ІГЕ-6 – пісок дрібний, іноді пилуватий, насичений водою

$$\gamma_1 = 1,86 \text{ т/м}^3, \varphi_1 = 27^\circ, c_1 = 3 \text{ кПа}, \gamma_{11} = 1,86 \text{ т/м}^3, \varphi_{11} = 27^\circ, c_{11} = 3 \text{ кПа.}$$
$$E_o = 20 \text{ МПа.}$$

#### *Порядок розрахунку*

Для забезпечення можливості і визначення умов будівництва на ділянці схилу необхідно провести наступні розрахунки і підготовчі роботи до них:

– складання геомоделі схилу з урахуванням інженерно-геологічних умов і розташованих на схилі існуючих споруд;

– визначення навантажень і додаткових впливів на схилі;

– проведення розрахунків із визначення стійкості схилів при природному стані та у випадках підрізки схилу при влаштуванні котловану; по лінії ковзання, що перетинає палі та проходить по підшві паль;

– проведення розрахунків із визначення зусиль і деформацій утримуючої конструкції (палі і ростверк);

– проведення розрахунків із визначення армування елементів (палі і ростверк) протизсувної утримуючої конструкції;

– складання моделі будівлі сумісно з палювим фундаментом, що включає протизсувні конструкції, і основою;

– проведення розрахунків із визначення зусиль і армування елементів системи "основа – фундамент (ростверк і палі) – надземна конструкція".

### *Розрахунок стійкості схилу*

Розрахунок стійкості схилу проведено із застосуванням апаратно-програмного комплексу, який призначений для оцінки напружено-деформованого стану ґрунтових масивів при дії статичних і динамічних навантажень, а також оцінки стійкості схилів і укосів вважаючи, що поверхня ковзання має круглоциліндричну форму або призначається у вигляді ламаних ліній.

Розрахунки виконані на 1 пог.м довжини в умовах плоскої деформації. При моделюванні ґрунтового масиву прийнята модель ґрунту, що відповідає умові міцності Кулона– Мора.

Розрахунки стійкості схилу виконано за першим граничним станом, характеристики ґрунтів прийнято при повному водонасиченні.

Для геотехнічної моделі прийняті граничні умови: ліва (верхня) межа можливого зсуву – початок тераси у місці виклинування шару суглинку; права (нижня) – у межах виходу можливих поверхонь ковзання.

На місці існуючого будинку прикладено тиск інтенсивністю 65 кПа.

Розрахунки стійкості схилу, визначення поверхні ковзання з мінімальним коефіцієнтом стійкості і величини зсувного тиску для ділянки схилу виконано у стані схилу, існуючому до початку будівництва, і для стадії влаштування котловану під захистом утримуючої споруди, яка в подальшому стає частиною фундаментів проєктованого будинку.

За результатами розрахунків отримані наступні дані.

До початку будівництва мінімальне значення коефіцієнта стійкості ділянки схилу складає при характеристиках ґрунту у стані: природної вологості – 1,465, повного водонасичення за різними методами: 0,684, 0,65, 0,687. У разі підрізки схилу до проєктних позначок котловану мінімальне значення коефіцієнта стійкості ділянки схилу складатиме при характеристиках ґрунту у стані: природної вологості – 0,996, повного водонасичення – 0,680. Величина зсувного тиску відповідно складатиме – 100,1 т/п.м, 103,83 т/пог.м.

Такі показники стійкості (малі величини коефіцієнтів стійкості) свідчать про можливість виникнення небезпечних зсувних процесів у результаті обводнення чи підрізки схилу.

### *Розрахунок протизсувної споруди*

Необхідні для розрахунку протизсувної конструкції параметри схилу складають:

Об'єм ґрунту, що зсувається, – 373,85 м<sup>3</sup>.

Маса ґрунту, що зсувається, – 7414,7 кН.

Зсувний момент – 1,7295×10<sup>5</sup> кН·м.

Утримуючий момент – 1,1886×10<sup>5</sup> кН·м.

Зсувна сила – 3984,4 кН.

Утримуюча сила – 2716,9 кН.

Величину зсувного тиску визначено за формулою:

$$E = F - \frac{\gamma_c}{\gamma_n \Psi} R,$$

де  $F = 3984,4$  кН,

$$\frac{\gamma_n \Psi}{\gamma_c} = k_{st} = 1,35 \text{ – для захисних споруд класу СС1 відповідальності.}$$

$$R = 2716,9 \text{ кН,}$$

$$\text{тоді } E = 3984,4 - \frac{2716,9}{1,35} = 1971,9 \text{ кН.}$$

Розрахунками з визначення стійкості ділянки схилу після влаштування протизсувної споруди у вигляді пальового ряду встановлено, що коефіцієнт стійкості складає 1,440 – при поверхні ковзання, що проходить в межах довжини паль; 1,288 – при поверхні ковзання, що проходить нижче підшви паль.

Висновок. За результатами розрахунків встановлено, що влаштування утримуючої протизсувної споруди забезпечує стійкість схилу з мінімальним коефіцієнтом стійкості 1,288, що відповідає вимогам ДБН В.1.1-3, ДБН В.2.1-10.

*Розрахунок конструктивних елементів протизсувної споруди*

Для розрахунку (визначення зусиль і армування) конструктивних елементів утримуючої схил споруди складається комп'ютерна модель, у якій моделюється робота паль і ростверка, що їх об'єднує.

Конструктивно утримуючі схил конструкції входять в загальну систему палових фундаментів будівлі і розраховуються в системі "основа – пальові фундаменти – надземна споруда".

Моделювання і розрахунки утримуючої споруди як окремої конструкції виконуються для перевірки її надійності з забезпечення стійкості схилу на стадії влаштування котловану.

Розрахунок виконано за допомогою апаратно-програмного комплексу, який реалізує метод скінченних елементів у переміщеннях.

У розрахунковій моделі робота паль моделюється стрижневими елементами. Жорсткість скінчених елементів призначається виходячи із модуля пружності для бетону C25/30 –  $E = 2600000 \text{ т/м}^2$ ,  $\mu = 0,2$  – як для залізобетонних конструкцій, геометричного перетину палі – діаметр 0,8 та 0,62 м,  $\gamma = 2,4 \text{ т/м}^3$ . Робота паль на контакт з ґрунтовим масивом моделювалась у трьох напрямках скінченими елементами з установкою їх у відповідних вузлах.

Робота монолітного залізобетонного перехресного пального ростверку моделювалась скінченими елементами – чотириохкутна оболонка. Для визначення жорсткості скінчених елементів ростверку прийняті значення  $E = 2600000 \text{ т/м}^2$  (бетон C25/30),  $\mu = 0,2$ , висота перетину – 0,8 м,  $\gamma = 2,4 \text{ т/м}^3$ .

На стрижньові елементи конструкції, що моделюють роботу паль утримуючого ряду, крім власної ваги конструкцій, прикладалось розрахункове навантаження від впливу зсувного тиску ґрунтового масиву схилу і від можливого проходження наземного транспорту.

Навантаження зібрані у відповідності з вантажними площами на кожну палю і прикладені трапецієподібно по довжині палі із розрахунку, що максимальний розрахунковий зсувний тиск складає 1972 кН/м і діє на відстані 11,3 м від верха палі, а тиск від транспорту складає 8,7 кПа і діє на довжині 6,6 м пального ряду, починаючи з глибини 1,52 м від верху паль.

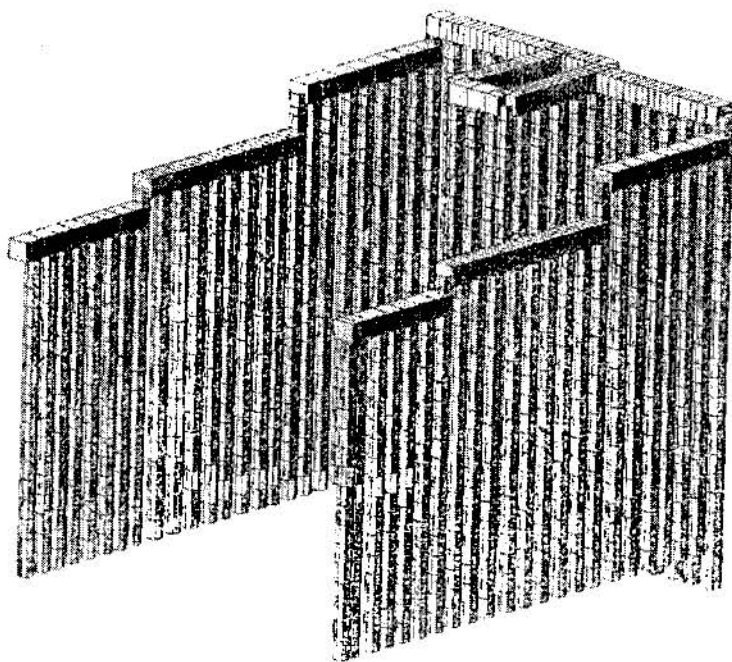
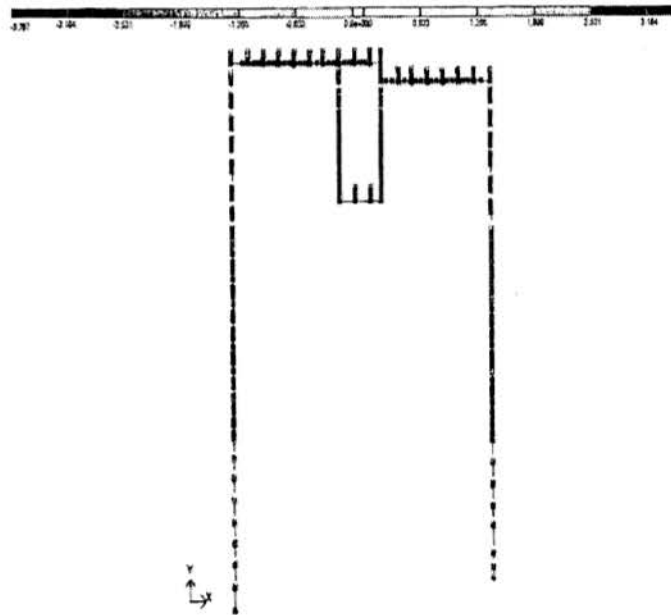


Рисунок Б.2.1 – Розрахункова схема утримуючої споруди

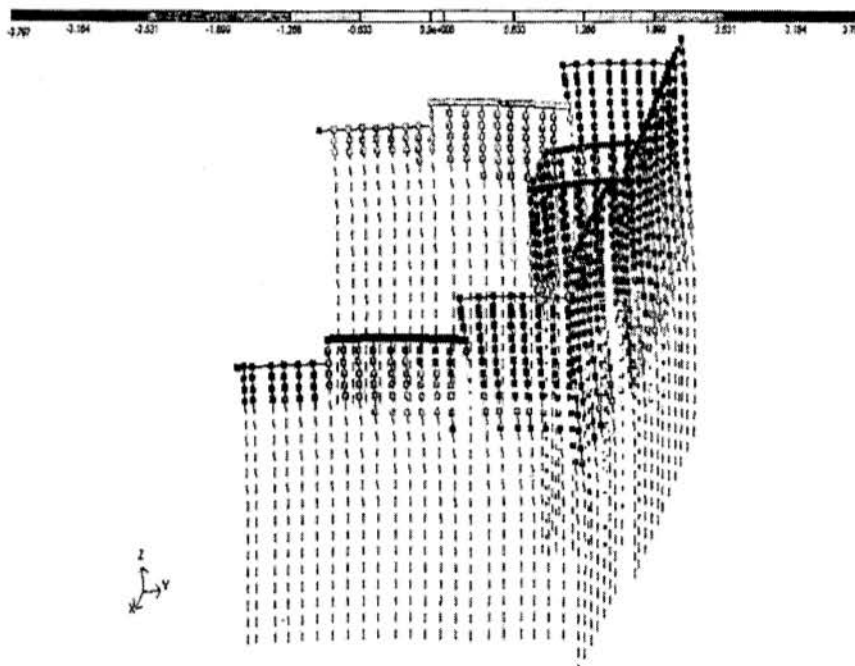
За результатами розрахунків визначено напружено-деформований стан конструкції: максимальні деформації не перевищують 3,8 см (рисунки Б.2.2–Б.2.3). Максимальні зусилля склали: згинальний момент – 114 тм (рисунок Б.2.4); повздовжня сила – 75 т, перерізуюча сила – 39 т.



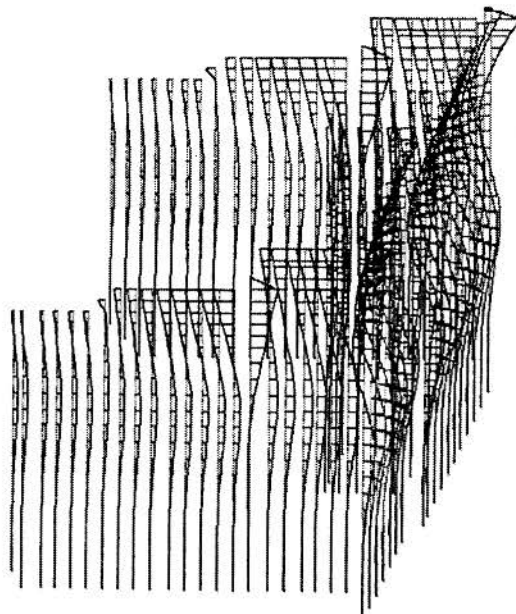
**Рисунок Б.2.2** – Розрахункова схема утримуючої споруди. План.  
Розподіл деформацій по осі OY (см)

В елементах ростверку, що об'єднує палі, максимальний згинальний момент склав – 221 т, повздовжня сила – 221 т.

За результатами розрахунків зусиль проведено армування, отримано процент армування елементів палі і ростверку. Підбір арматури ручним розрахунком показав на необхідність установки у верхній частині робочої арматури із 20 Ø 32 AIII, що складає процент армування – 9%. Нижче армування може бути знижене до 3–5%.



**Рисунок Б.2.3** – Розрахункова схема утримуючої споруди. Перетин.  
Розподіл деформацій по осі OY (см) в елементах утримуючих схил конструкцій



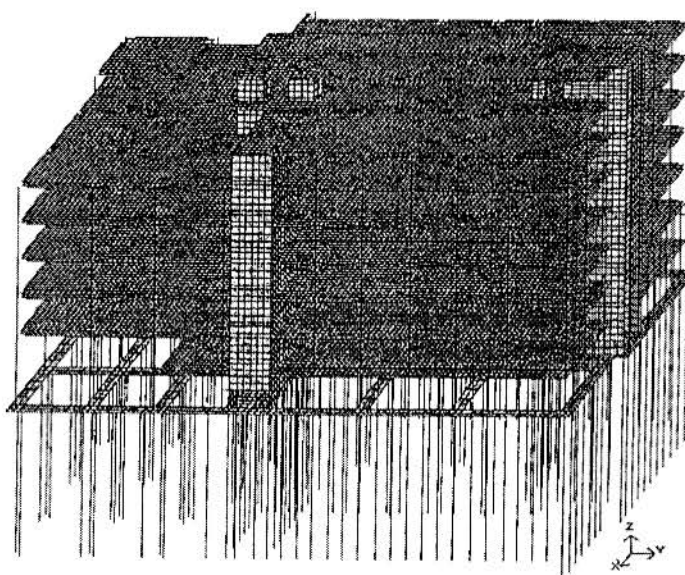
Максимальний згинальний момент – 114.91 тм

**Рисунок Б.2.4** – Розрахункова схема утримуючої споруди. Перетин.  
Розподіл згинальних моментів  $M_z$  (тм) в елементах паль утримуючих схил конструкцій

У скінченних елементах розтерку армування перерізу не перевищує 3,5% – при симетричному армуванні і 2,6% – при несиметричному.

Враховуючи, що елементи утримуючої конструкції входять до складу пальових фундаментів будинку, складається комп'ютерна модель і виконується розрахунок системи "основа – пальовий фундамент – надземна будівля" (рисунок Б.2.5). При цьому до сполучення розрахункових навантажень включаються: власна вага конструкцій будівлі, зсувний тиск, тимчасове навантаження, снігове, вітрове і навантаження від рухомого транспорту.

Армування елементів утримуючої конструкції приймають при проектуванні за найбільшими зусиллями, отриманими в результаті двох варіантів розрахунків – як окремої утримуючої споруди і при сумісному розрахунку у складі системи "основа – споруда".



**Рисунок Б.2.5** – Загальний вигляд просторової моделі будівлі сумісно з протизсувною утримуючою спорудою

ДОДАТОК В  
(довідковий)

**ПРИКЛАДИ ПРОЕКТУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН У СКЛАДНИХ УМОВАХ БУДІВНИЦТВА**

На рисунках В.1–В.4 показані приклади проектування підірних стін у складних умовах будівництва.

На рисунку В.1 показана конструкція підірної стіни у вигляді просторової утримуючої споруди з паль. Стіна складається з поздовжніх і поперечних (контрфорсних) рядів паль. Конструкція розташована на схилі і призначена для захисту території будівництва нового комплексу споруд.

На рисунку В.2 показана підпірна споруда, призначена для утримання стін глибокого котловану, розташованого на схилі. Зважаючи на глибину котловану, підпірна стіна запроєктована ступінчатою.

На рисунку В.3 наведено приклад розташування на схилі двох підірних стін різних конструкцій (з одним і двома рядами паль та контрфорсами) для влаштування тераси.

На рисунку В.4 показана підземна споруда, що одночасно виконує функції утримуючої конструкції, розташованої на схилі.

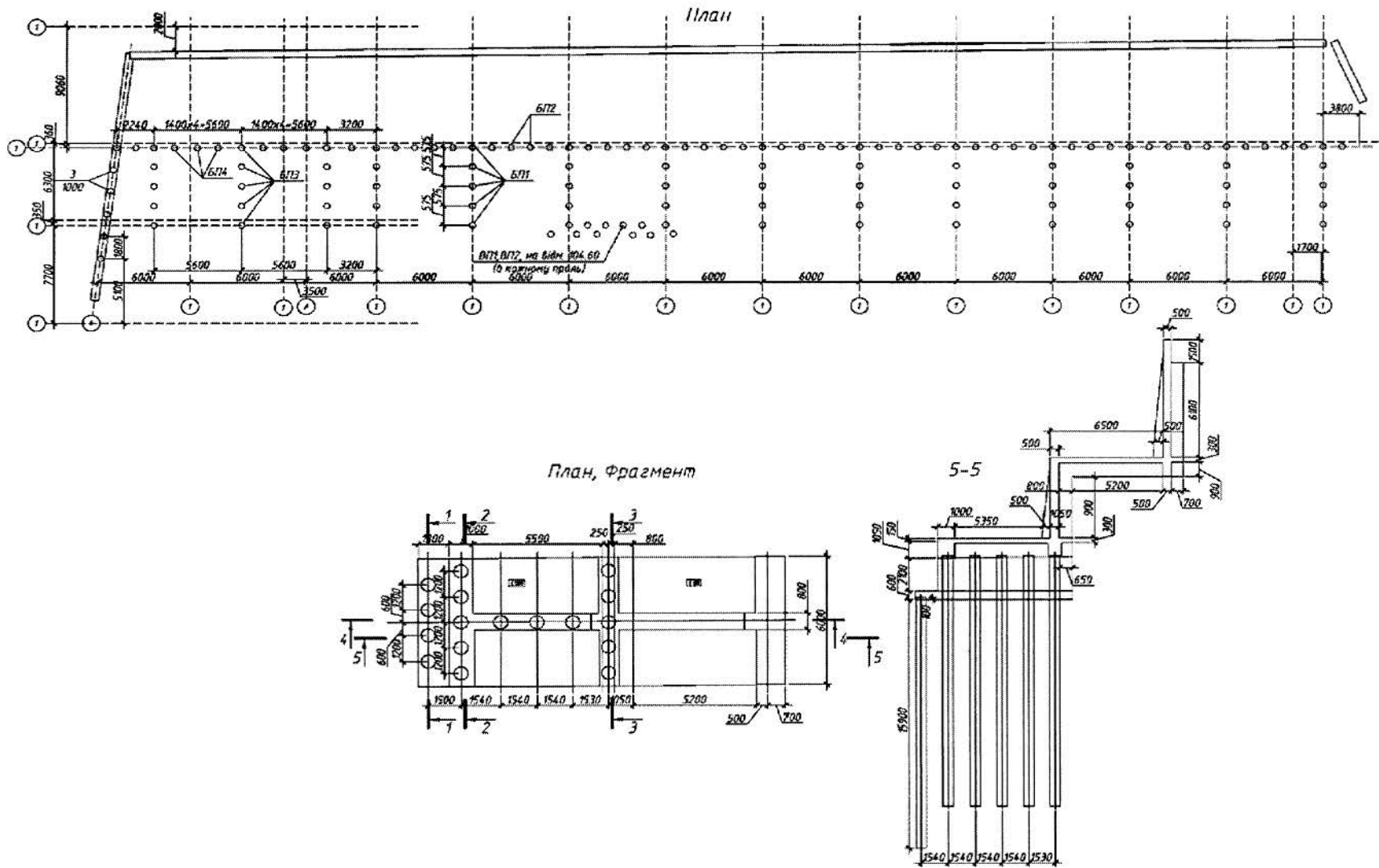
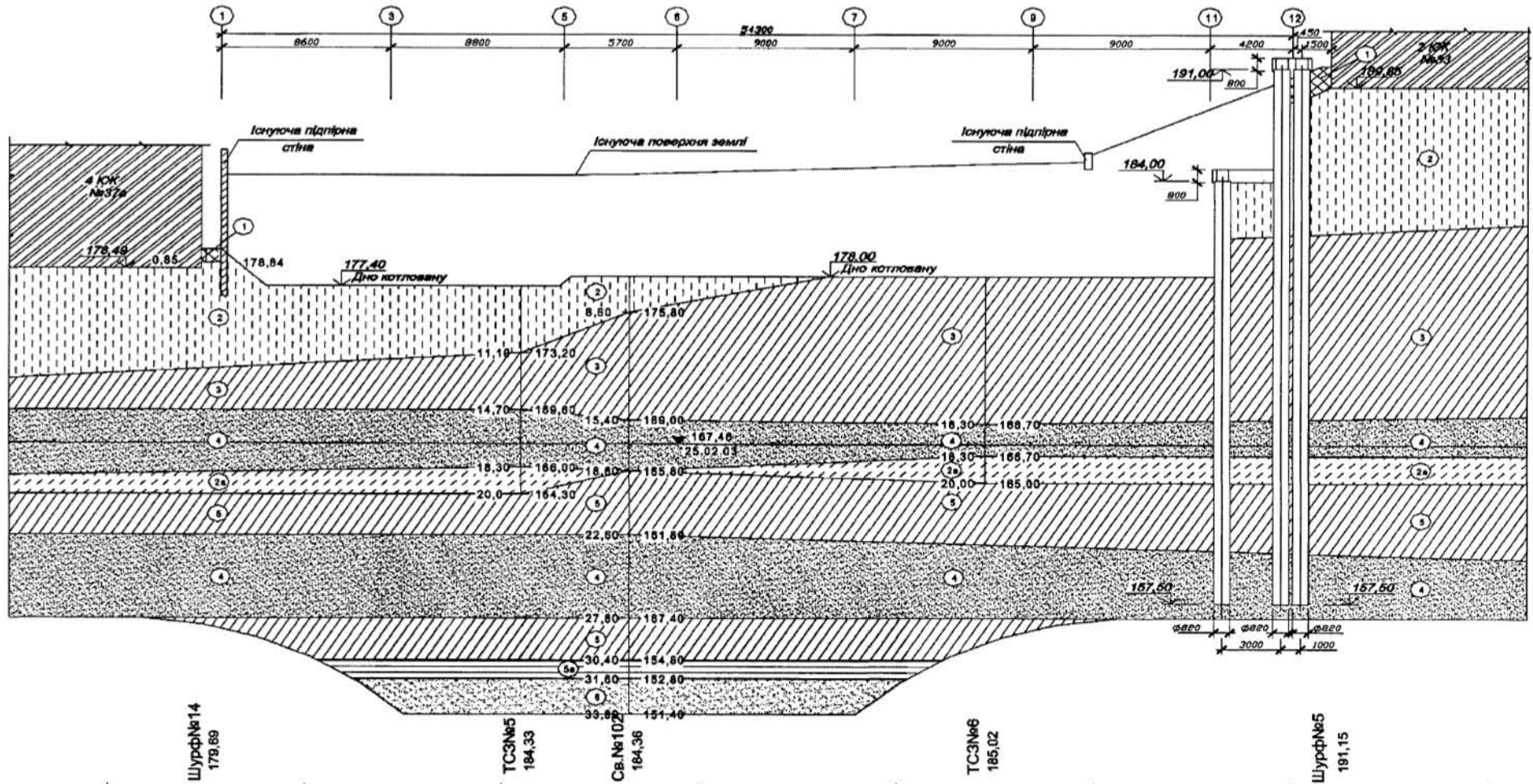


Рисунок В.1 – Схема протизсувної утримуючої просторової конструкції



1 – насипний шар – супісок, пісок з включеннями будівельного і побутового сміття більше 20%; 2 – супісок лесовидний світло-жовтий, буровато-зелений; карбонатний не просідаючий з прошарками пилюватого піску; 2а - супісок зеленкувато-жовтий, буро-зелений з прошарками суглинку і пилюватого піску; 3 – суглинок зеленкувато-бурий, буро-сірий, сірий опісочений з темними прошарками; 4 – пісок дрібний сірий щільний; 5 – суглинок, місцями глина, сірий; голубувато-сірий; 5а - глина строката; 6 – пісок коалінізований

Рисунок В.2 – Конструкція зсувоутримуючої стіни котловану. Інженерно-геологічний розріз. Схема розташування стіни

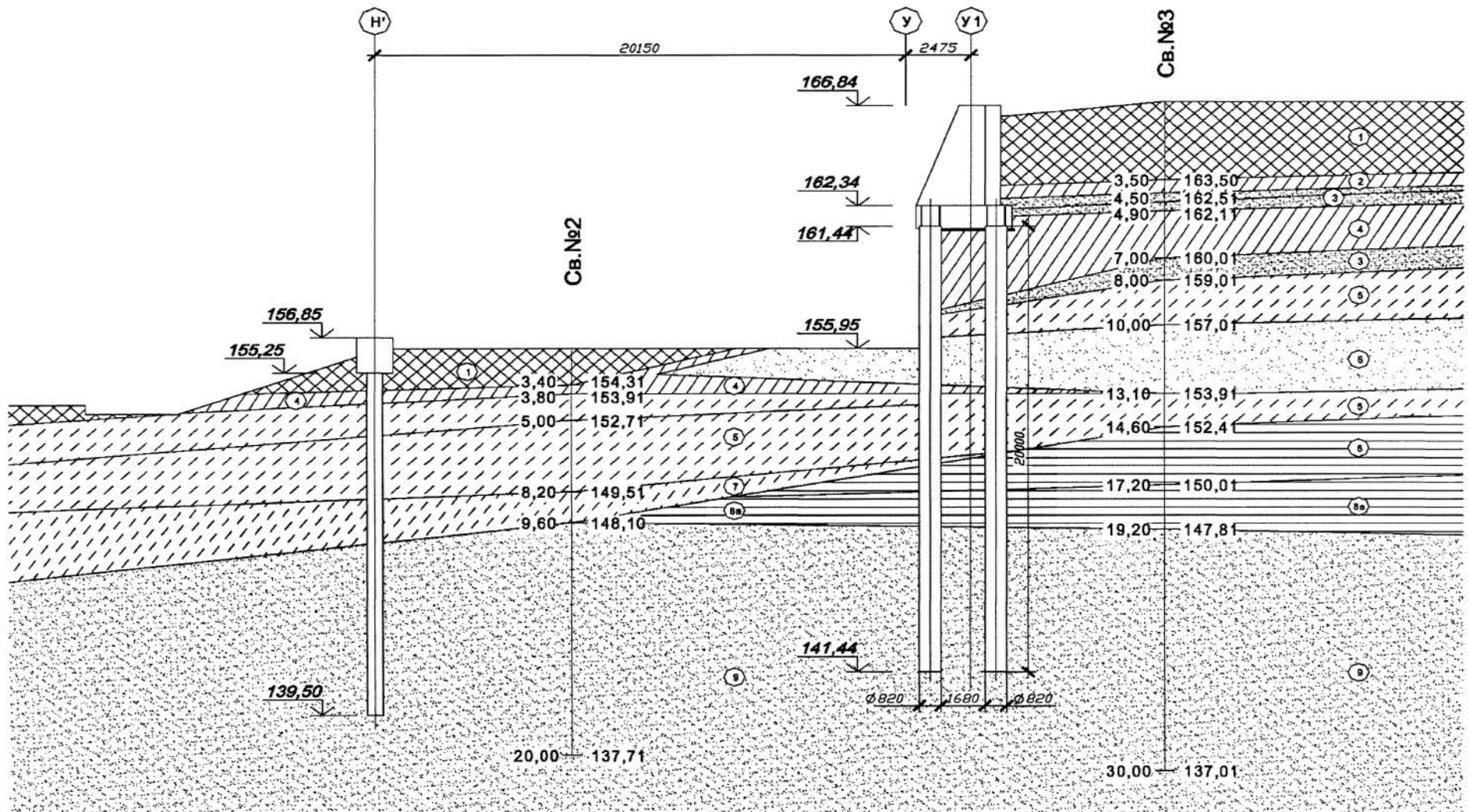
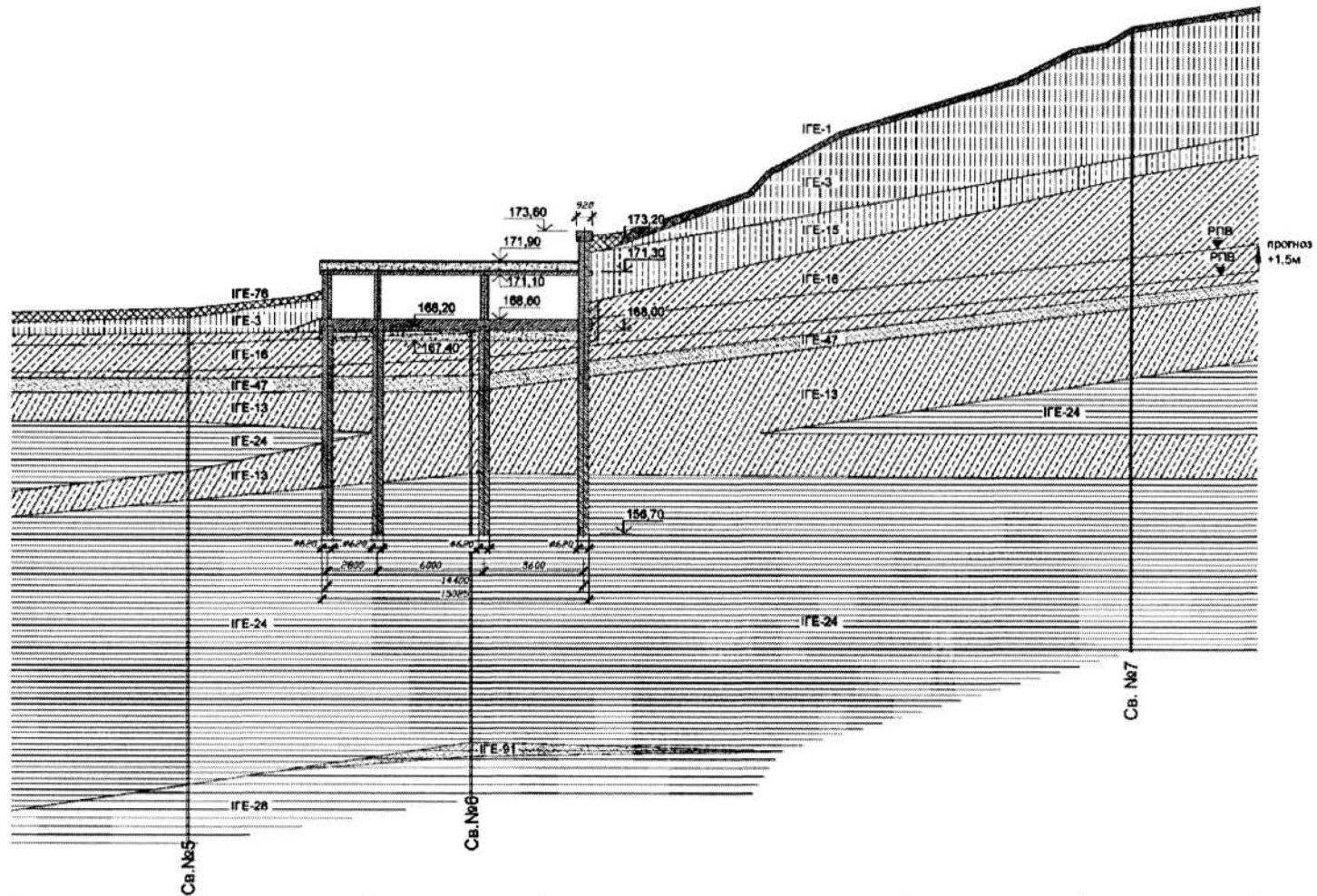


Рисунок В.3 – Схема розміщення утримуючих споруд на схилі



IGE-1 – ґрунтово-рослинний шар; IGE-76 – насипний шар – супісок, пісок з включенням щебеню, цегляного бою, сміття; IGE-3 – супісок пальово-жовтий, макропористий, лесовидний, просідаючий, з включенням карбонатів, твердої консистенції; IGE-15 – суглинок буровато-сірий, лесовидний, макропористий, не просідаючий, з включенням карбонатів, від твердої до напівтвердої консистенції; IGE-16 – суглинок червоно-бурий, з лінзами піску і включенням гальки і гравію до 10%, від твердої до тугопластичної консистенції; IGE-47 – пісок жовтувато-сірий, з лінзами і прошарками суглинку, насичений водою, щільний; IGE-27 – глина бура, червоно-бура, з включенням карбонатів, гальки до 10%, твердої і напівтвердої консистенції; IGE-13 – суглинок бурувато-сірий, жовто-бурий з прошарками супіску, від тугопластичної до мякопластичної консистенції; IGE-24 – темно-бура, сизо-сіра з включенням карбонатів, твердої і напівтвердої консистенції; IGE 91 – пісок сірий, дрібний, щільний зцементований глинистим цементом, водонасичений тріщинуватий; IGE 28 – глина строката, з включенням гравію, твердої консистенції

**Рисунок В.4** – Схема влаштування утримуючої споруди сумісно з заглибленою спорудою

ДОДАТОК Д  
(довідковий)

**БІБЛІОГРАФІЯ**

Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель та споруд. Держбуд України. Держнаглядохоронпраці України. – Київ. 2003

СНБ 1.02.01-96 Инженерные изыскания для строительства (Інженерні вишукування для будівництва)

СНБ 5.01.01-99 Основания и фундаменты зданий и сооружений (Основи і фундаменти будинків і споруд)

П2-97 к СНиП 2.02.01-83 Проектирование и устройство оснований и фундаментов на пойменно-намывных территориях (Проектування і влаштування основ і фундаментів на поймисто-намывних територіях)

П5-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом (Проектування і влаштування основ з насипних, маломіцних і слабких ґрунтів, ущільнених вібродинамічним методом)

П14-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство свайных и траншейных стен (Проектування і влаштування пальових і траншейних стін)

П17-02 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство подпорных стен и креплений котлованов (Проектування і влаштування підпірних стін і кріплень котлованів)

СТБ 1164.0-99 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Контроль качества и приемка работ. Параметры контроля и состав контролируемых показателей. (Основи і фундаменти будівель і споруд. Контроль якості і приймання робіт. Параметри контролю і склад показників, що контролюються)

Проектирование подпорных стен и стен подвалов. Справочное пособие к СНиП (Проектування підпірних стін і стін підвалів. Довідковий посібник до СНиП). – М.: Стройиздат, 1990. – 101 с.

МГСН 2.07-01 Основания, фундаменты и подземные сооружения (Основи, фундаменти і підземні споруди). – М. 2003 – 108 с.

СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений (Проектування і влаштування основ і фундаментів будівель і споруд). – М. 2005, с.71-73.

ВСН 490-87 Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки (Проектування і влаштування пальових фундаментів і шпунтових огорож в умовах реконструкції промислових підприємств і міської забудови). – М.: Минмонтажспецстрой СССР, 1980. – 31 с.

Методические рекомендации по расчету подпорных сооружений из буронабивных свай (Методичні рекомендації щодо проектування підпірних споруд з буронабивних паль). – К.: НИИСК, 1985. – 36 с.

Руководство по проектированию и устройству заглубленных инженерных сооружений (Посібник з проектування і влаштування заглиблених інженерних споруд). – М.: Стройиздат, 1986. -92 с.

Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика (Основи, фундаменти і підземні споруди. Довідник проектувальника). – М.: Стройиздат, 1985, с.329-350, 147-155.

Інженерний захист та освоєння територій. Довідник за ред. Ніщука В.С. – К.: Основа, 2000, с.161-187.

Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. Оползни и борьба с ними (Механіка ґрунтів у практиці будівництва. Зсуви і боротьба з ними). – М.: Стройиздат, 1977, с.15-43, 205-242.

Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции (Протизсувні утримуючі конструкції). – М.: Стройиздат, 1979 – 80 с.

Клейн Г.К., Черкасов И.И. Фундаменты городских транспортных сооружений (Фундаменти міських транспортних споруд). – М.: Транспорт, 1985, с.67-107, 128-161.

Шахунянц Г.М. К вопросу выбора рациональных методов расчета склонов. Оползни и борьба с ними (До питання вибору раціональних методів розрахунку схилів. Зсуви і боротьба з ними). Труды Северо-Кавказского научно-производственного семинара.– АН СССР: Ставропольское книжное издательство, 1964, с.34-46.

Код УКНД 91.120.01, 93.020

**Ключові слова:** підірні стіни, утримуючі конструкції, класифікація, розрахунки, складні інженерно-геологічні умови, проектування.