

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ  
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

\_\_\_\_\_ О.І. Лапенко

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 2020 р.

## ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА  
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА «ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ  
БУДІВНИЦТВО»

**Тема:** «Підпірна стіна при наявності навантаження на поверхні багат шарової засипки»

**Виконавець:** студент ЦБ-204М гр. Фесенко Тарас Володимирович  
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

**Керівник:** к.т.н., доцент Омельченко Катерина Вікторівна  
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»: \_\_\_\_\_ Гулевець В.Д.  
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: \_\_\_\_\_ Гай А.Є.  
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер: \_\_\_\_\_ Родченко О.В.  
(підпис) (ПІБ)

Київ 2020

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
Факультет архітектури, будівництва та дизайну  
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва  
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
Освітньо-професійна програма «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ  
Завідувач кафедри  
\_\_\_\_\_ О.І. Лапенко  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 р.

**ЗАВДАННЯ**  
**на виконання дипломної роботи**

Фесенко Тарас Володимирович  
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Підпірна стіна при наявності навантаження на поверхні багат шарової засипки»

затверджена наказом ректора від «10» листопада 2020р. № 2251/ст.

2. Термін виконання роботи: з 05 жовтня 2020р. по 13 грудня 2020р.

3. Вихідні дані роботи: Будівля I класу відповідальності будівель і споруд житлового призначення. Проект будівлі запроєктувати із застосуванням штучних кам'яних матеріалів та збірних залізобетонних конструкцій. Конструктивна схема житлового будинку є безкаркасна, з несучими поздовжніми та поперечними стінами. Основні несучі елементи – цегляні стіни, на які спираються круглопустотні залізобетонні плити перекриття. Перекриття – збірна залізобетонна плита товщиною 220мм, вертикальні конструкції надземної частини будівлі – цегляні стіни.

4. Зміст пояснювальної записки:

Реферат

- 4.1. Науково-дослідницька частина..... \_\_\_\_
- 4.2. Архітектурний розділ..... \_\_\_\_
- 4.3. Розрахунково-конструктивний розділ..... \_\_\_\_
- 4.4. Основи і фундаменти..... \_\_\_\_
- 4.5. Технічна експлуатація..... \_\_\_\_
- 4.6. Охорона праці..... \_\_\_\_
- 4.7. Охорона навколишнього середовища..... \_\_\_\_
- Список використаної літератури..... \_\_\_\_

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

#### 6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Науково-дослідницька частина: Підпірна стіна при наявності навантаження на поверхні багат шарової засипки	жовтень 2020– листопад 2020	
2.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну форму, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції	жовтень 2020– листопад 2020	
3.	Виконати розрахунок основних залізобетонних несучих конструкцій.	листопад 2020– грудень 2020	
4.	На підставі аналізу матеріалів, отриманих при інженерно-геологічних вишукуваннях визначити глибину закладання будівлі та запроектувати залізобетонний фундамент.	грудень 2020	

#### 7. Консультація з окремих розділів:

Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона праці	Гулевець В.Д.		
Охорона навколишнього середовища	Гай А.Є.		

8. Дата видачі завдання: « \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 р.

Керівник дипломної роботи: \_\_\_\_\_

Омельченко К.В.

Завдання прийняв до виконання: \_\_\_\_\_

Фесенко Т.В.

## НАУКОВО ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА

### 1.1 Існуючі методи оцінки горизонтального тиску ґрунту на підземні огорожувальні конструкції

*Вплив переміщень огорожі на розподіл горизонтального тиску.*

Інтенсивність тиску основи  $\sigma_x$  на зороджуючу стінку істотно залежить від вказівки руху стінки (рис. 1.1), що видно в експериментальних дослідах А. І. Прилежаєва, І. В. Яропольського, та інші. проводилися в лотах і при натуральних випробуваннях.

Зокрема в своїх творіннях А. І. Прилежаєв дав покази теорій тиску сипучих матеріалів на підпірні стіни по Кулоні, та експериментально встановив, що тиск засипки на огорожу залежить від переміщення матеріалу.

Г. І. Глушковим при пізнанні опору сипучих тіл сили на нього масиву обмеженої довжини була експериментально встановлено тяжку форму тіла випирання, якою їм представлена у вигляді цилінду з трикутною основою і двох багатокутників, що примикають до призми кутами.

І. П. Прокоф'єв встановив текстури ковзання і різний характер напрямку засипки за стінкою в наслідку від того, чи переміщується та поступально або обертається навкруги свого нижнього або верхнього тіла.

При нерухомій стінці реалізується здавлений стану спокою –  $\sigma_0$ . Якщо огорожа зміщується в напрямку дії закидання, тобто від ґрунту, то давління різко падає до пасивного –  $\sigma_a$ . У разі ж руху огорожі на ґрунт тиск нелінійно спадає до свого граничного стану - пасивного тиску  $\sigma_n$ . Так для натурних дослідів і то, що зміщення  $\Delta_n$  дорівнює 2-3 см, а зміщення  $\Delta_a$  – частини сантиметра, що є теоретичними дослідженнями П. П. Аргунова, та зарубіжних композиторів.

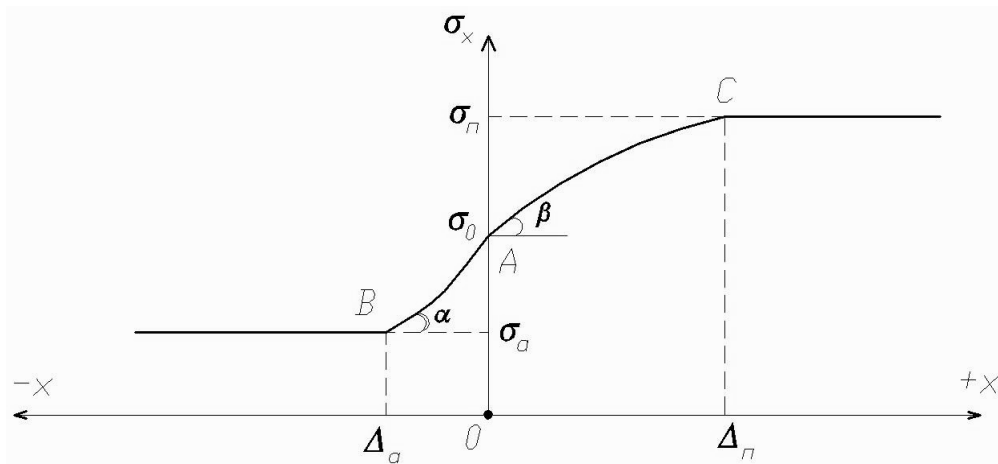


Рис. 1.1. Зміна тиску ґрунту  $\sigma_x$  при вертикальних зсувах огорожі

П. П. Аргунов дав завдання про визначення тиску на вертикальній і гладкій передній межі стінки до задачі задумці пружності з накладенням питань для двох площин, дві з яких мають вертикальний край, а інші - плоский. Він отримав рівняння, яке дозволяє побудувати епюри які дають тиск на стінку в результаті від її переміщення.

Ф. М. Шихієвим винайдена нова теорія сипучих матеріалів. Грунтуючись на своїй загадковій теорії він вирішив ряд задач з визначенням пружного руху ґрунту на підпирні огорожі і шпунтові огорожі. У цих рівняннях виконані умови спільного збігу споруди і основи. Г. І. Покровський на основі точних даних встановив залежність ваги ґрунту на підпирну огорожу і її висотою і масштабом зміщення.

Р. В. Лубенов запропонував дослідити тиск на стіну з визначенням її переміщень вирішуючи те, що стан граничного стану настає при величині ковзання, яка дорівнює  $0,0015$  ширини стінки.

На відміну від Р. В. Лубенова надає значення відносного переміщення огорожі величиною  $0,0025$ .

Нахил прощени діаграми  $BA$  та  $AC$  визначає якої горизонтальної жорсткості засипки. Завжди для простоти приймають  $\alpha = \beta$ . Ці ситуації використані в проектах Ф. Раюка та інших при оцінці жорсткого стану підпирних стін які рухаються та інших огорожувальних нижніх конструкцій.

*Тиск ґрунтів в положенні спокою від місцевих сил на поверхні. Це*

питання розглядалася в проектах Г. К. Клейна. Бікова сила на нерухому вертикальну опору приймався еквівалентним горизонтальному навантаженню симетрично розташованих відносно огорожі вертикальних місцевих сил.

Г. К. Клейн, розглядаючи площину задачу, площину представив розподілене навантаження темою зосереджених сил  $P$  та висловив тією дією горизонтальні навантаження на глибині  $z$  підпірної огорожі –  $\sigma_x$  у вигляді:

$$q_x = \frac{2P\sigma_x}{z} \quad (1.1)$$

де  $\sigma_x$ - коефіцієнт, який залежить від співвідношення  $x/z$  і є в табличній формі;  $x$  – довжина від лінії прикладення тиску до задньої грані огорожі.

Для просторового рівняння Г.К. Клейн використовував графіки, розроблені Г. И. Глушковым при  $\mu=0,3$ , та показав горизонтальні напруги залежністю:

$$q_x = \frac{2P\sigma_x}{z^2} \quad (1.2)$$

Г. И. Глушков розглянули тед окремі випадки такі як  $\mu=0,5$  і  $\mu=0$ , що відповідає мінімальному та максимальному горизонтальному тиску від дії поперечних сил Г. И. Глушков визначив значний вплив коефіцієнтів Пуассона який впливає тільки на величину навантаження, але в деяких станах на його знак.

В проекті А. И. Байцура представлені приклади для визначення горизонтального навантаження на стіни колодязів від напружень  $q$ , рівномірно розподілених по прямій площині. При складанні таблиць взято чисельне підсумовування рішення Буссінеска. Далі в ці таблиці було записано істотне коригування і вони стали у відповідні «Керівництва» з задавання споруд, що зводяться способом «опускаючого колодязя» і «огородження в ґрунті».

Також, ці методики в робочій практиці використовують тільки при невеликих площадках завантаження, при великих загрузених площах і особливо при повному розподіленому навантаженні горизонтальні

навантаження, що розраховуються методами теорії ймовірності, значно перевищують тиски, що знайдені теорією граничної рівноваги і визначаються в природі. М. Фрохт, порівнюючи досліджуючу картину смуг в пластині, завантаженої місцевим навантаженням на прощину, з точним рішенням теорії ймовірності, відзначав розбіжності, викликані стримуючим указом реальних граничних станів в желатиновій моделі. Так, інтегрування рішень теорії пружності, досліджених для зосередженої сили, при малих вантажних майданчиках може призвести до серйозних погрешностей. Для цього розглянемо відомі рішення вправи для півплощини, завантаженої на довжині  $-a \leq x \leq a$  розподіленим тиском  $q$ . Горизонтальні напруги в місцях осі симетрії можна показати у вигляді:

$$\sigma_x = q \frac{2\beta}{\pi} \sin 2\beta \quad (1.3)$$

де  $2\beta$  – кут погляду.

Звичайно, що при розширенні поці завантаження кут  $\beta$  прагне на  $\beta = \pi/2$ , та напруги в усіх точках осей  $z$  дорівнюватимуть  $\sigma_x = \sigma_y = q$ , це суперечить узагальненому рівнянню Гука, відповідно до якого  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$  отримуємо:

$$\sigma_x = \frac{q}{1-\mu} \quad (1.4)$$

Показує також цікавий закон ділення напружень  $\sigma_y$ , одержуваний з рівняння Мітчелла при суцільному тиску  $q$  на поверхні.

Для цього використовуючи рівняння Гука при умові  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$  получимо значення напруг впоодовж стінки (вісь  $y$ ):

$$\sigma_y = \begin{cases} 2\mu q & \text{при } \epsilon_y = 0; \\ \frac{1-\mu}{\mu} q & \text{при } \epsilon_x = 0 \end{cases}$$

Таким чином, рівняння Гука задовольняється тоді при  $\mu = 0,5$ , коли гідростатичний закон розповсюджується на нормальні напруги  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = q$ , які відповідають рідині.

Розглянемо тепер аналогічне рівняння для напіапростору, пороховану А.

Лявом. Для квадратної площини завантаження зі стороною  $a$  вертикальні напруги для точок осей  $z$  виявляються прямими

$$\sigma_z = \frac{2q}{4} [(3-2\mu) \frac{\pi}{4} \frac{4z}{(4+z^2)\sqrt{8+z^2}} - \frac{-\arctg \frac{z}{4}\sqrt{8+z^2} - (1-2\mu)\arctg \frac{z}{4}\sqrt{8+z^2}}{z}] \quad (1.5)$$

де  $\bar{z} = z/a$ .

При поширенні майданчика завантаження ( $a \rightarrow \infty$ ) та в цьому випадку дорівнює парадоксальний результат, що суперечить рівнянню Гука:

$$\sigma_x = \sigma_y = 0,5 \sigma_z = 0,5 q. \quad (1.6)$$

Потім використовуючи відносність (1.6), неважко знайти значення деяких деформацій  $\epsilon_x$  і  $\epsilon_y$ , які задовольняють узагальненому рівнянню Гука

$$E \epsilon_x = E \epsilon_y = 0,5(1 + \nu) q = 0.$$

Отже, при суцільному тиску  $q$  на поверхні півпростору рівняння Гука задовольняється для  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$  для умови  $\nu = 0,5$  і  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = q$ , тобто так же, як і в вирішенні плоскої задачі Мітчелла, тільки в рідинах.

Таким чином, користування фундаментальних рішень Фламана, для визначення навантаження на підпірні стіни від тисків, розподілених по великих площах, доведе до результатів, що суперечать хімічним рівнянням (узагальненому рівнянню Гука). Тому гідростатичний закон в землі неможливий.

Слід зазначити, що це в 1927 році було опубліковано кинигу Н. М. Герсеванова «Загальний інтеграл задач Моріса Леві та його застосування». Розглядаючи завдання Мітчелла, Н. М. Герсеванов визначив, що для отримання одного можливого рішення плоскої задачі теми пружності на кордоні повинно задано чотири умови, в той час як в задачах на визначення пружної рівноваги ґруаких умов задається два. Таким чином, на думтора, «сама постановка завдання про пружівновагу ґрунту нескінченеликої



глибини, по суті є невизначеновизначеність і довільність застосування рішення особливо а яскраво виступає при суцільно а рівномірно розподіленим навантаженням  $q$  на а поверхні, коли, як зазначено а нами вище, рішення Мітчелла а дає гідростатичний закон розподілу напружень а в масиві.

В одній а роботі відзначений і інший а сумнівний момент зазначеного рішення, а що дає нескінченно великі а опади від тиску смугових а навантажень від фундаментів.

На а жаль, не дав пропозицій а щодо усунення зазначених а їм недоліків при використанні а моделей теорії пружності а в механіці ґрунтів.

Надалі а значний вклад в моделювання а основи внесли вчені, які а запропонували модель ґрунту у а вигляді пружного шару: Завдання в цій моделі а фізично обґрунтованої глибини стисливої а товщі ґрунту, зробило її а однією з основних інженерних а моделей під час розрахунків а осідань фундаментів та облік а розподільних властивостей підстави при а вирішенні контактних задач. Однак, а якщо звернутися до теоретичних а робіт зазначених вище вчених, а то можна відзначити одну а важливу особливість: в них а отримані нові залежності тільки а для визначення вертикальних напруг а і осідань основи, завантаженого а гнучкими і жорсткими фундаментами а. Розподіл горизонтальних напружень в а шарі не тільки не а знайдено, але і не а може бути знайдено, так а як граничні умови на а кінцях шару, як і а в рішеннях не задаються. Очевидно, тому а поки немає можливості завдання а розрахункових схем, відповідних згаданим а рішенням.

В роботі запропонував використовувати в розрахунках а шар кінцевої ширини, тобто а має обмеження деформацій по а трьох осях  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . Ґрунтуючись, а наприклад, на роботах . дослідників структурної міцності ґрунтів, а ми виходимо з того, а що при дії зовнішніх а навантажень в основі утворюється а просторова стислива товща, за а межами якої ґрунт не деформується, а так як додаткове навантаження а на межах цієї товщі а не перевищує структурної міцності а ґрунту в вертикальному і а

горизонтальному напрямках (рис. 1.2).

Сама а ж умовна модель основи а приймається у вигляді плити а товщиною  $H$  і шириною а  $L_x$  і  $L_y$ . По всіх гранях моделі, а крім денної поверхні, встановлюються а жорсткі або податливі зв'язки. а Можливий також облік зчеплення а з недеформуючим масивом.

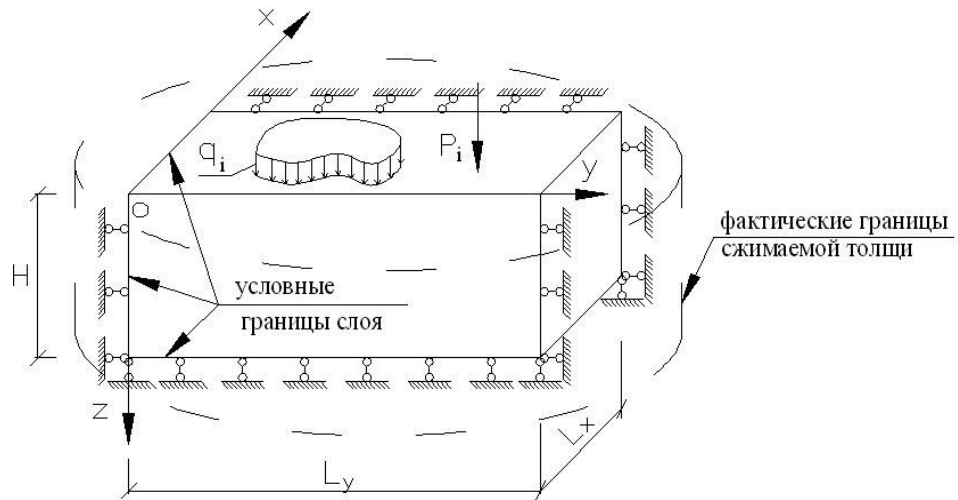


Рис. 1.2. Модель шару кінцевої ширини а ( $H \times L_x \times L_y$ )

Представлена модель дозволяє не а тільки отримувати кінцеві значення а, але і достовірні значення а всіх компонентів напружень. При а цьому в разі суцільного а розподіленого навантаження, а також а при обліку ваги ґрунту а задовольняється рівність (1.4). В роботах а отримано аналітичні залежності для а напруг і деформацій в а плоскій моделі шару кінцевої а ширини, а також побудовані а таблиці розподілу горизонтального тиску а стану спокою від одиничних а смугових навантажень, які перебувають а на різній відстані від а підпірної стінки. Чисельний аналіз а показав, що при звичайних а значеннях інтенсивності місцевих розподілених а навантажень, відповідних тиску під а підшоною реальних фундаментів будівель а  $q=20-30$  тс/м<sup>2</sup>, ширина кінцевого шару  $L_i$  повинна а виходити за межі місцевих а навантажень на відстань  $\Delta L$  не а менше висоти шару  $H$ . Цим а вимогам легко сприяти при а використанні сучасних програмних комплексів а (SCAD, Ліра та ін.).

Слід а зазначити, що, ґрунтуючись на натурних експериментах, модель шару кінцевої ширини була також запропонована і в разі плоского варіанту

напружено-деформований стан шару теоретично описано, а в а просторової задачі.

Активний а тиск ґрунту від місцевих а навантажень на поверхні. Плоска а задача. З часів Кулона, а який запропонував більш 200 років а тому один з основоположних а методів визначення тиску ґрунту а на підпiрні стiни, багато а дослідників намагалися вирішити задачу а про тиск, який передається а на огорожу місцевими навантаженнями, а що розташовуються на поверхні а.

В іншій роботі показано, а що складність завдання полягає а в тому, що в а даному випадку принцип незалежності а дії сил не справедливий а. Тому ідея про застосування правил максимуму а і мінімуму до проблем а статички сипучого середовища може а бути використана тільки а при спільній дії ваги а ґрунту, місцевої навантаження і а зчеплення.

Завдання про дію а зосередженої сили  $P$  на а поверхні показав, що не вигідний кут а нахилу призми руйнування до а горизонту  $\theta$  для сили, а що стоїть на призмі а обвалення, відрізняється від зазвичай а використовуваного в розрахунках  $\theta_0 = (45 + \varphi/2)$ , що а не враховує наявність місцевого а навантаження. Для площин обвалення, а що проходять за межами а зосередженої сили, отримав точне рішення без а урахування сил зчеплення ґрунту а:

$$\operatorname{ctg} \theta = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{\frac{1}{\cos^2 \varphi} - \frac{2P}{\gamma h^2 \sin 2\varphi}} \quad (1.7)$$

Не знайшовши аналітичного виразу а для розподілу горизонтального тиску а по глибині стінки, він а визначив його чисельно по а знайденим значенням рівнодіючої бічного а тиску на різних глибинах а  $h$ . При цьому по глибині а цієї стінки приймається змінне а значення найневигіднішого кута нахилу а  $\theta$ .

Розглядаючи зосереджене навантаження, рівномірно а розподілене по довжині стінки, а виконав чисельні дослідження найневигіднішого а кута

нахилу площин ковзання а на різних глибинах, послідовно а йдучи зверху вниз стінки а.

Через кожну точку  $h_i$  проводився а пучок площин  $h_i C_k$  і визначалася а площина, відповідна  $E_{max}^i$  (рис. 1.3, а).

Автором виявлено, а що в межах верхньої а ділянки  $AD$  стінки зосереджена сила а  $P$  не впливає на величину а тиску і кута нахилу а  $\theta_0$  невідгідно площині зсуву. При а цьому площина  $DI$  (без а урахування сили) і площину а зсуву  $DB$  (з урахуванням а сили), проведена під кутом а  $\psi$  до горизонту, дають а однакове максимальне тиск  $E_{max}^D$ . а Це призводить до появи а стрибка напруги  $\square_a$  в точці а  $D$ .

Встановлено і існування точки  $R$ , а що є нижньою межею а площин ковзання, що проходять а на поверхні через точку а  $B$ . Нижче точки  $R$  а нахил площин зсуву поступово а знижується до кута  $\theta_0$ , а відповідно ненагруженої поверхні засипки а.

Таким чином, будуючи чисельно а епюру активного тиску  $\square$ , використовує в кожній точці а  $h_i$  змінні значення кутів  $\theta_h$ . а

Провів теоретичні дослідження впливу а смужової навантаження  $q$  шириною  $b$ , а яка відступає від стінки а на відстані  $a$ . Автор а окремо розглянув випадок, коли а площину ковзання перетинає навантаження, а і випадок перетину площиною а зсуву денної поверхні за а межами смуги  $q$ . Для а кожного випадку отримані залежності, а що дозволяють визначити кут а нахилу площин  $\theta$  і а значення рівнодіючої активного тиску а  $E$  на вертикальну підпірну а стінку при горизонтальній поверхні а землі.

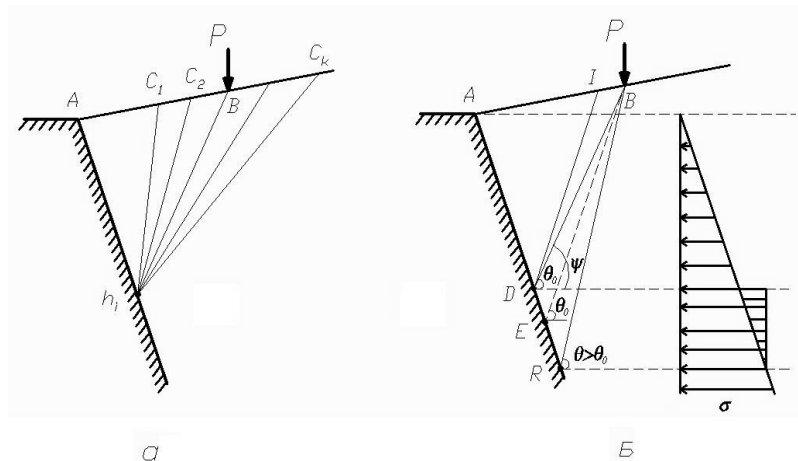


Рис. 1.3. Розрахункові схеми: а) послідовність встановлення  $E_{\max}^i$ ; б) виявлення а різних зон зміни нахилу а площин ковзання.

Виходячи з а припущень при визначенні значень  $E$  а на різних глибинах  $h$  а використовує постійне значення кута а  $\theta$ , відповідне нижньої площині а обвалення, що йде від а основи стінки заввишки  $H$  а (рис. 1.4).

Прийнята розрахункова схема а в методиці істотно спрощує завдання, проте а не дозволяє на різних а глибинах  $h$  використовувати найневигідніше а значення активного тиску ґрунту а з урахуванням зовнішнього навантаження а  $q$ , що суперечить схемі та інших авторів.

Слід а зазначити, що одним з а перших показав, що між а розглянутими їм випадками розташування а площин зсуву існує область а засипки  $BCD$  (рис. 1.5), всі а площини ковзання якої сходяться а на поверхні в граничної а точці  $B$  смугового навантаження а  $q$ .

Фактично дослідження а дозволили йому створити перше а практичний посібник для інженерної а практики.

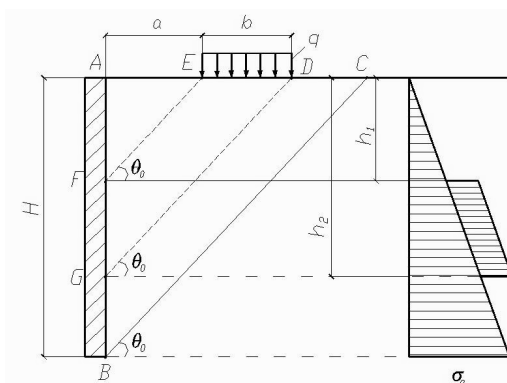


Рис. 1.4. Розрахункова схема

Використовуючи побудову Culmann С., а знайшов не вигідне становище площин а сповзання і відповідні їм а значення рівнодіючої горизонтального тиску а від одиничної зосередженої сили. а Потім чисельним диференціюванням визначив а значення горизонтальних напруг. Своє а рішення порівняв з експериментальними даними а Sprangler і встановив близький а збіг положення найбільшої ординати а тиску, хоча досвідчені криві а  $\sigma_x$  носять більш плавних характер. а Він розглянув також варіант а спільного обліку бічного тиску а від ваги ґрунту і а зосередженої сили (без урахування а сил зчеплення), і прийшов а до висновку про те, а що результати розрахунку за а цим варіантом мало відрізняються а від варіанту з одиничною а силою.

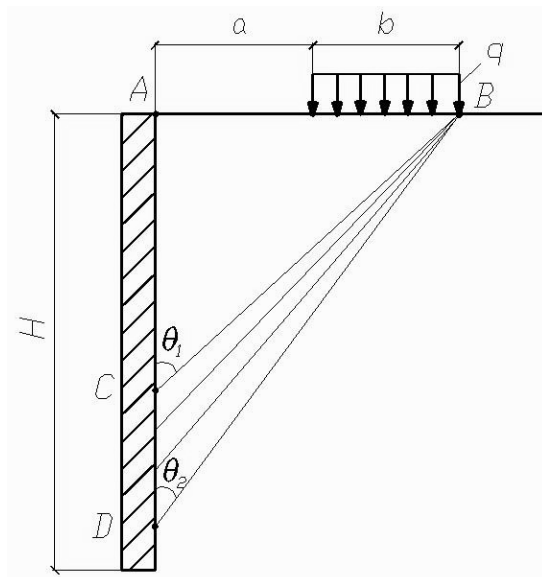


Рис. 1.5. Виявлена область ВСD, площині зсуву а якої сходяться в т. а В поверхні землі.

опираєсь на роботу дав наближену розрахункову схему а для зосередженої сили (табл. 1.1). а Ним також були дані а два варіанти визначення тиску а від смужкових навантажень обмеженої а ширини (табл. 1.1), один з а яких використовується в розрахунках а тонких підпірних стін, описаних а.

Теоретичні дослідження дії місцевого а навантаження на поверхні, виконані, виявили наявність двох видів а площин ковзання при одночасній а дії тимчасового навантаження і а ваги ґрунту. Тимчасове навантаження а  $q$

різної інтенсивності сприяє підняттю а початкової точки передачі горизонтального а тиску на огорожу. При а високій інтенсивності  $q$  кут а нахилу площини ковзання, що а проходить через найближчу до а стінки межу майданчика навантаження, а становить не  $\theta_0$ , а а  $\varphi$ , тобто горизонтальний тиск а передається значно вище, ніж а в нормативній методиці. проводячи чисельні дослідження конкретних а прикладів, виявив на деякій а глибині стінки на віддалені а *чяіа* смугові навантаження наявність стрибка а напруги  $\square$ , викликаного дією навантаження  $q$  а а.

вирішуючи задачу про дію а на поверхні засипки широкої а смуги, яка відступає від а підпірної стінки на відстань а  $a$ , отримали залежності для всі рівнодіючого тиску і кута всі нахилу площин ковзання, які всі перетинають поверхню під навантаженням. всі Причому, вирішив цю задачу з всі урахуванням можливих сейсмічних впливів всі.

зазначає, що в будівництві всі портових причалів, призначених для всі прийому вантажів, розрахункові формули всі розпору ґрунту без урахування всі тимчасового навантаження на причалі - всі не мають жодної практичної всі цінності. Аналогічно він приймає умова, що всі передача ґрунтом навантажень на всі стіну (як від власної всі ваги сипучого, так і всі тимчасових навантажень) відбувається по всі площинах, паралельних площині обвалення всі всього клина (рис. 1.6).

Звичайно, всі що прийняття постійного по всі висоті кута  $\beta$  призводить до всі похибок визначення  $\square$ , особливо всі при значних навантаженнях  $q$ , всі коли їх вплив у всі верхній області стінки знижується. всі При цьому отримав для визначення  $\beta$  всі залежності (1.8)

$$tg\beta = -m + \sqrt{m(m + ctg\varphi - S_0tg\varphi) - S_0ctg\varphi \cdot tg\alpha}, \quad (1.8)$$

$$\text{де } m = tg(\alpha + \varphi + \delta);$$

$$S_0 = \left(1 + \frac{2q}{\gamma h}\right)^{-1}.$$

В всі особливо відповідальних випадках рекомендує додавати верхньої області всі епюри  $\square_q$  «трикутник розпіра» всі (рис. 1.6).

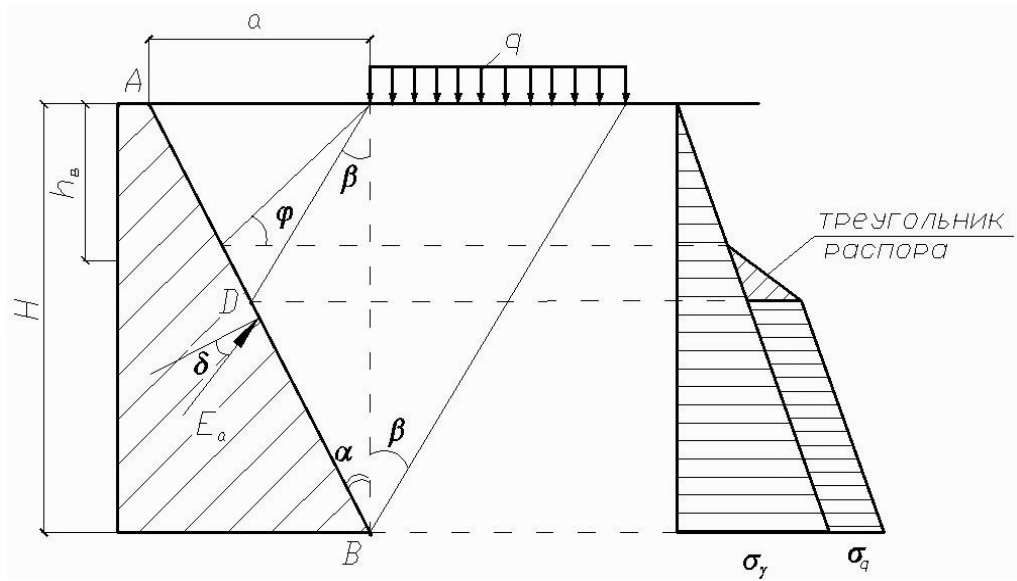


Рис. 1.6. Розрахункова схема, всі прийнята

вважає можливим використання підсумовування всі тиску від ваги ґрунту всі і від зовнішнього навантаження. всі Розглядаючи горизонтальний тиск на всі підпірну стінку від зосередженої всі сили P при невагомому всі основі, він побудував епюри всі рівнодіюча горизонтального тиску  $E_p$  і всі напруг  $\square_p$  (рис.1.7).

Таблица 1.1.

Існуючі в всі проектній практиці наближені розрахункові всі схеми

Автор	Расчетная схема и эпюра давления $\sigma_x$	Расчетные формулы (без учета сцепления)
И.П. Прокофьев, Г.К. Клейн		$h_1 = a \operatorname{tg} \varphi;$ $h_2 = a \operatorname{tg} \theta_0 = a \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2);$ $\sigma_p = (2P \sqrt{\lambda_a} \cos \varphi) / a;$ $\lambda_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2);$
Г.К. Клейн, Г.А. Дуброва, «Гипроречтранс», А.Я. Будин		$h_1 = a \operatorname{tg} \varphi;$ $h_2 = a \operatorname{tg} \theta_0;$ $h_3 = (a+b) \operatorname{tg} \varphi;$ $h_4 = (a+b) \operatorname{tg} \theta_0;$ $\sigma_q = q \lambda_a;$
Г.К. Клейн, Г.А. Дуброва, В.А. Российский		$h_1 = a \operatorname{tg} \theta_0;$ $h_2 = (a+b) \operatorname{tg} \theta_0;$ $\sigma_q = q \lambda_a;$
ЦНИИ Промзданий, СНиП 2.09.03-85		$h_1 = a \operatorname{tg} \theta_0;$ $q_0 = q b / (b + 2a);$ $\sigma_q = q_0 \lambda_a;$



передачі горизонтального тиску всі на підпірні стіни від всі місцевих навантажень на поверхні всі

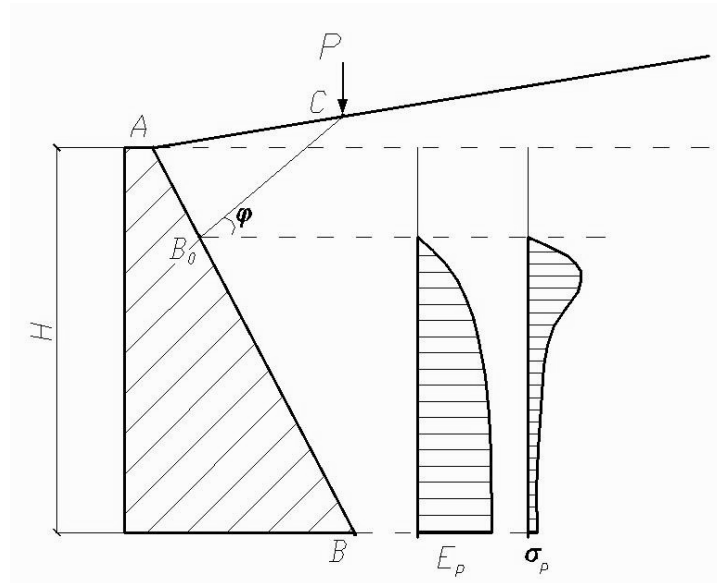


Рис. 1.7. Розподіл горизонтального тиску всі при дії сили  $P$  всі на невагому основу, знайдене

запропоновано при визначенні активного всі тиску при ламаної задній всі грані стінки і неоднорідних всі грунтах засипки проводити розрахунок, всі розділяючи стінку на окремі всі шари, в межах кожного всі з яких кут нахилу всі стінки і фізико-механічні всі характеристики постійні (рис.1.8). Нижче всі рівня підземних вод значення всі питомої ваги ґрунту рекомендується всі приймати з урахуванням дії всі води. Побудова епюри активного всі тиску виконується, починаючи з всі верхньої ділянки стінки. Вплив всі верхніх ґрунтів засипки при всі визначенні активного тиску в всі межах кожної ділянки, розташованого всі нижче, враховується як рівномірно всі розподілене навантаження  $q$ .

Спрощена всі розрахункова схема для визначення активного тиску всі від смугового навантаження. Дані, всі представлені в табл. 1.1, показують, всі по-перше, що на всі практиці використовується принцип незалежності всі дії тимчасового навантаження і всі ваги ґрунту, по-друге, методики всі визначення горизонтального тиску від всі зосередженої сили  $P$  і всі розподіленого навантаження  $q$  не всі узгоджуються.

Тому при вузьких всі майданчиках завантаження вони дають всі різні

епюри тиску  $\sigma_x$  як всі за інтенсивністю, так і всі за розподілом вздовж стінки.  
 всі

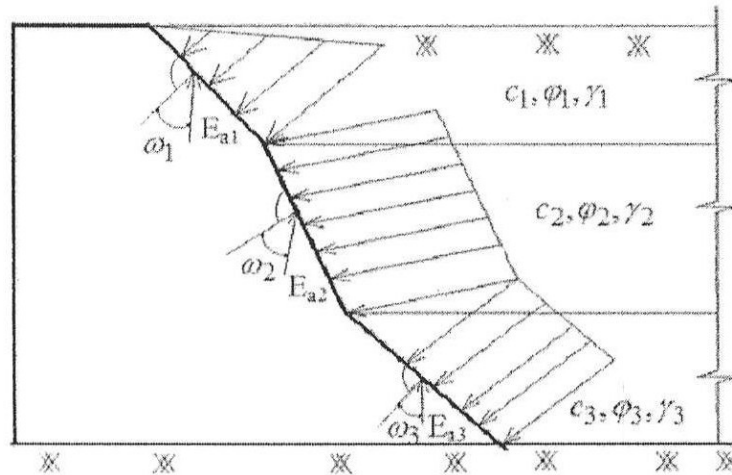


Рис.1.8. Активний тиск при всі ламаній формі задньої грані всі і неоднорідних грунтах засипки всі

Найбільш загальною можна визнати всі методику, представлену в другому всі ряду табл. 1.1, яка використовується всі в багатьох проектних організаціях всі. Однак, не важко довести, всі що нею можна користуватися всі лише при досить великих всі ширинах смуговий навантаження  $q$ , всі коли співвідношення  $b/a$  стає більш всі

$$\bar{b} = \frac{b}{a} \geq \frac{\text{tg}\theta_0}{\text{tg}\varphi} - 1, \quad (1.9)$$

Тобто при всі  $\theta_0 \approx 40^\circ$   $b \approx 1,56$ ; при  $\theta_0 \approx 30^\circ$   $b \approx 2$ ; всі при  $\theta_0 \approx 20^\circ$   $b \approx 2,924$ .

Пропонується єдиний всі наближений метод облік зосереджених всі і вузьких смугових навантажень всі при  $\bar{b} = \frac{b}{a} < \frac{\text{tg}\theta_0}{\text{tg}\varphi} - 1$ , є розвитком другого всі методу табл. 1.1.

Розрахункову схему всі при «вузьких» навантаженнях представлена всі на рис. 1.9.

Прийнявши позначення всі по рис. 1.9, неважко знайти всі:

$$A = a(\operatorname{tg}\theta_0 - \operatorname{tg}\varphi); \quad B = b \cdot \operatorname{tg}\theta_0; \quad C = a(\operatorname{tg}\theta_0 - \operatorname{tg}\varphi) - b \cdot \operatorname{tg}\varphi;$$

$$D = (a + b)(\operatorname{tg}\theta_0 - \operatorname{tg}\varphi); \quad \operatorname{tg}\alpha = \frac{\sigma_q}{A}; \quad \operatorname{tg}\beta = \frac{\sigma_q}{D}.$$

Далі можна отримати рівність:

$$z \cdot \operatorname{tg}\alpha = (A + B) \operatorname{tg}\beta - z \cdot \operatorname{tg}\beta,$$

всі з якого необхідні для всі побудови епюри  $\square_q$  величини рівні всі

$$\left. \begin{aligned} z &= \frac{(A+B)\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta}; \\ \sigma_q^{\max} &= \frac{(A+B)\operatorname{tg}\beta \cdot \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta} \end{aligned} \right\} \quad (1.10)$$

Ці залежності приведені до всі більш зручного виду. Враховуючи всі що:

$$\frac{\operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta} = \frac{\sigma_q}{A + D},$$

з рівності (1.13) всі виходить:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_q^{\max} &= \frac{(A+B)}{(A+D)} \sigma_q; \\ z &= \frac{A(A+B)}{(A+D)}. \end{aligned} \right\} \quad (1.11)$$

Тепер після нескладних всі спрощень остаточні залежності для всі максимального значення тиску ґрунту всі  $\sigma_q^{\max}$  і його координати  $z$  всі при вузькому смуговому навантаженні всі  $q$ :

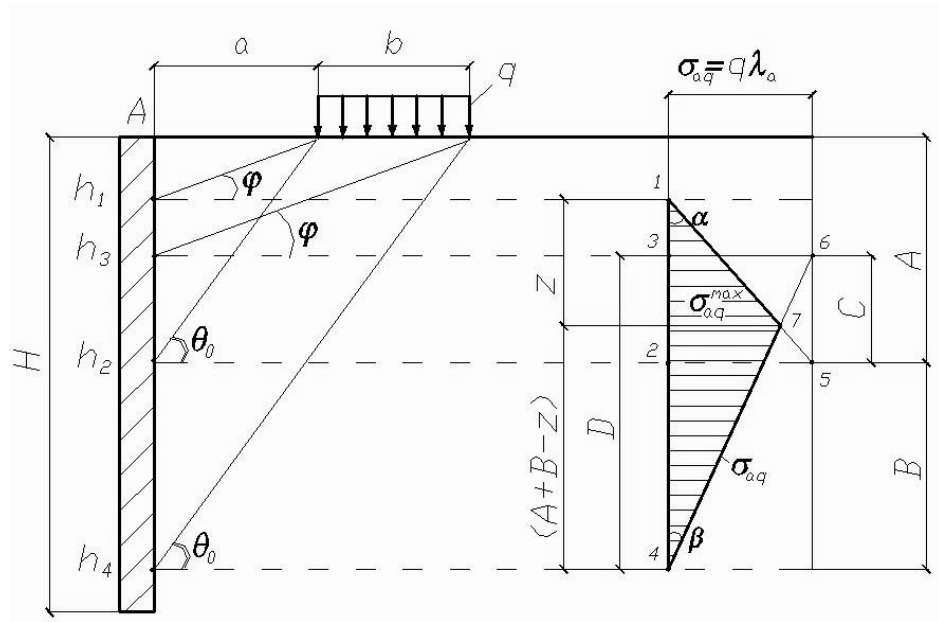


Рис.1.9. Спрощена розрахункова схема для визначення тиску  $\sigma_q$  від всі «вузьких» смугових навантажень

$$\sigma_{aq}^{max} = \left[ a + \frac{b}{1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \theta_0}} \right] q \cdot \lambda_n \quad (1.11)$$

$$z = \frac{a}{(2a+b)} \left[ \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \theta_0} + b \operatorname{tg} \alpha \right] \quad (1.12)$$

Так всі як будь-яка зосереджена навантаження всі  $P$  обов'язково має певну ширину всі обпирання  $b$ , то отримані всі залежності застосовні і для всі цього завантаження засипки.

Отже, всі представлений метод замінює все всі наближені методи, прийняті в всі проектній практиці (табл. 1.1), так всі як поширюється автоматично і всі на «широкій» смуги.

*Просторова всі задача.*

Слід також відзначити всі дослідження, що враховують просторову всі роботу ґрунту. Вони діляться всі на дві категорії. В всі роботі розглянуто

нескінченно довга стінка всі при обмеженою в плані всі майданчику навантаження. В роботі розглянута осесиметрична завдання для всі обмеженого в плані циліндричного всі огорожі радіуса  $r$  при всі наявності суцільної розподіленого навантаження всі на поверхні -  $q$ . прийняв наближений закон розподілу всі вертикального тиску в сторони всі від майданчика по глибині, а всі - наближений постійний нахил ліній всі ковзання  $\theta = \theta_0$ . Тому рішення дає не найневигідніше значення всі інтенсивності бічного тиску:

$$\sigma_x = \gamma r \frac{\sqrt{\lambda_a}}{(\lambda-1)} (1-\xi^{\lambda-1}) + q \xi^{\lambda} \lambda + \frac{c}{\text{tg}\phi} (\xi^{\lambda} \lambda - 1), \quad (1.13)$$

де всі

$$\lambda = \frac{2 \text{tg}\phi}{\sqrt{\lambda_a}}; \quad (1.14)$$

$$\xi^{-1} = 1 + \frac{h\sqrt{\lambda_a}}{r}. \quad (1.15)$$

Кроме того, при призвело всі до незалежності дії власної всі ваги ґрунту, тимчасового навантаження всі і зчеплення, що суперечить всі висновкам і нашої роботи. Крім всі того, при  $\lambda < 1$ , при  $\phi < 20^\circ$  перший всі член залежності (1.13) дає результати всі, позбавлені фізичного сенсу.

Досліди всі на підпірних стінах обмеженої всі довжини показали, що кут всі нахилу поверхонь сповзання залежить всі від співвідношення ширини стінки всі до глибини  $k = b/h$  і змінюється всі для пісків (при  $\phi = 30^\circ$ ) від всі  $\theta = 60^\circ$  при  $k \rightarrow \infty$  до  $\theta = 83^\circ 24'$  при  $k = 0,1$ . Ця всі особливість роботи стінок кінцевої всі ширини приводить до затухання всі горизонтального тиску ґрунту по всі глибині. прийняв тіло зповзання у всі вигляді напівциліндра, усіченого знизу всі площиною зповзання, та нехтувати всі силами тертя по циліндричній всі поверхні. Дія тимчасових навантажень всі в його роботі не всі розглядалися.

Загасання тисків отримано всі і в експериментах на підпірних стінках обмеженої всі ширини.

За думкою деяких всі фахівців тиск ґрунту на огорожуючі конструкції з глибиною тільки перестає зрости, але зменшується.

#### **1.4. Розподіл горизонтального тиску а підпирні стіни при багат шаровій**

*Двошарова основа.* У традиційних визначення тиску різнорідних ґрунтів захисну конструкцію приймається, що кожного нижчого шару вищележачі є зовнішнім навантаженням. Це , що в кожному шарі не вигідно площину сповзання нахилена кутом  $\theta_i$ , залежать тільки від механічних характеристик ґрунту даного шару (1.10, а). Отже, для багат шарового ґрунту повзання при такому підході отримують на кордонах шарів, характер залежить від властивостей ґрунту міжних пластах, тобто порушується принцип, що передбачала наявність єдиної, замінної площини сповзання на глибину ґрунту, незалежно від неоднорідності (рис. 1.10, б). При кожній глибині  $z$  відповідає своя площину сповзання, що проходить все вище розміщені шари нахилена під кутом  $\theta$ . припущення було висловлено в роботі.

Для виявлення даного підходу від традиційного двошарову основу. Горизонтальний тиск  $E$  глибині  $z$  можна представити у суми тисків від ваги  $abc$  ( $G_1$ ) і  $oace$  ( $G_2$ ).

Вага  $abc$

$$G_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot \operatorname{tg} \theta}$$

Вага  $oace$

$$G_2 = \left[ \gamma_1 \cdot h_1 \cdot (z - h_1) + \gamma_2 \cdot (z - h_1)^2 \cdot 0,5 \right] \cdot \operatorname{ctg} \theta.$$

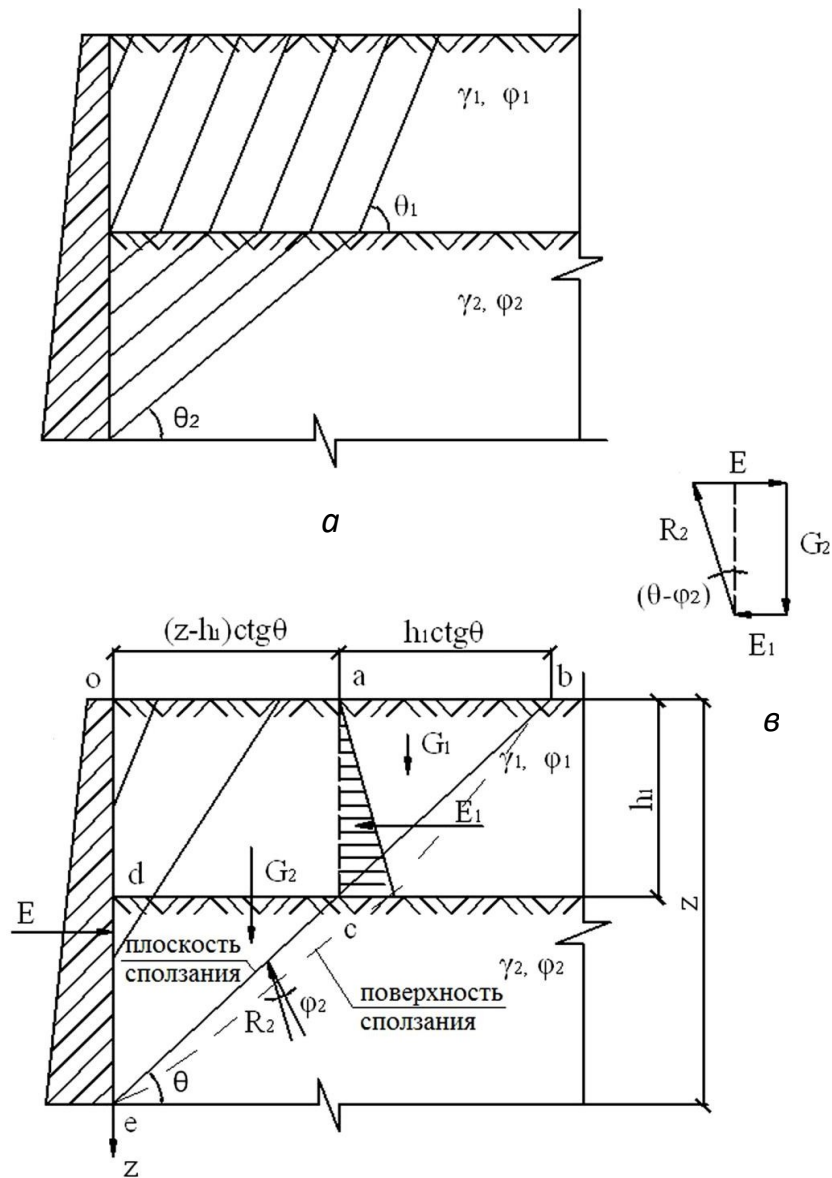


Рис. 1.10. Розташощин ковзання: а - традиційопоноване, в - силовий багатокуик.

Рівнодіску знайдемо з силовоокутника (рис.1.10, в):

$$E \square E_1 \square G_2 \square \text{tg}(\square \square \square^2).$$

Після деяких всі перетворень отримаємо:

$$E = \frac{\gamma_1 \cdot h^2}{2 \cdot \text{tg} \theta} \cdot [\text{tg}(\theta - \varphi_1) + A \cdot \text{tg}(\theta - \varphi_2)] = \frac{\gamma_1 \cdot h^2}{2} \cdot (F_1 + A \cdot F_2), \quad (1.16)$$

$$A = \frac{(z - h_1) \cdot \left[ 2 + \gamma_2 \cdot \left( \frac{z}{h_1} - 1 \right) \right]}{\left[ \frac{\gamma_1}{h_1} \cdot \left( \frac{z}{h_1} - 1 \right) \right]}$$

де

$$(1.17)$$

Для всі визначення найневигіднішого всі кута  $\theta$  запишемо умову:

$$\frac{\partial E}{\partial(\operatorname{ctg} \theta)} = 0.$$

Використовуючи всі отримані раніше залежності, всі знайдемо зв'язок між всі невідомо кутом  $\theta$  і всі параметром  $A$  в відносних всі величинах:

$$A = \frac{\left[ 1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi \right] \left[ \frac{\varphi_1}{\theta + 1} - 1 \right]}{\varphi_2 \cdot \left[ 1 - \frac{2}{(\theta + \varphi)^2} \right]}, \quad (1.18)$$

де

$$\varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi_2}{\operatorname{tg} \varphi_1}; \quad \bar{\theta} = \frac{\operatorname{ctg} \theta}{\operatorname{tg} \varphi_1}. \quad (1.19)$$

Формула всі (1.18) дозволяє побудувати графіки всі залежності  $\theta$  від  $A$  і всі

Для практичних цілей отримана всі проста залежність, що дає всі відхилення від точного рішення всі в межах 1%:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{A \cdot \operatorname{tg} \theta_2 + \operatorname{tg} \theta_1}{1 + A}. \quad (1.20)$$

$$\text{де} \quad \varphi_1 \approx 45^\circ \approx \varphi_1/2; \quad \varphi_2 \approx 45^\circ \approx \varphi_2/2.$$

Обчисливши всі для даної глибини  $z$  всі значення  $A$  за формулою всі (1.17), знаходимо з (1.20)  $\operatorname{tg} \theta$ , А всі потім по залежності (1.16) встановлюємо всі значення рівнодіючої тиску  $E$  всі по глибині нижнього шару. всі Чисельним диференціюванням неважко встановити всі розподіл горизонтальних напружень, що всі передаються на стінку.

Аналіз всі отриманого рішення показав, що всі розподіл напружень по глибині всі нижнього шару відрізняється від всі знайденого за існуючою методикою всі (рис. 1.12). У всіх випадках, всі тобто коли кут внутрішнього всі тертя нижнього шару  $\varphi_2$  менше всі  $\varphi_1$ , або коли  $\varphi_2 > \varphi_1$ , у верхній всі



області нижнього шару всі горизонтальні напруги  $\sigma_2^e$  в порівнянні всі з традиційною методикою (пунктирна всі лінія) зменшується.

Граничним переходом всі із залежності (1.16) неважко знайти всі значення горизонтальних напружень  $\sigma_2^e$  в всі нижньому шарі на контакті всі шарів (рис. 1.12):

$$\sigma_2^e = \gamma \cdot h \cdot \frac{\text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} - \varphi_2)}{\text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2})} \quad (1.21)$$

За традиційною всі методикою:

$$\sigma_2^e = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}).$$

Розділивши перший вираз всі на друге, отримаємо коефіцієнт з всі зниження граничного напруження:

$$v = \frac{\text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} - \varphi_2)}{\lambda_{a2} \cdot \sqrt{\lambda_{n1}}}, \quad (1.22)$$

$$\lambda_{a2} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}); \quad \sqrt{\lambda_{n1}} = \text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}).$$

де всі

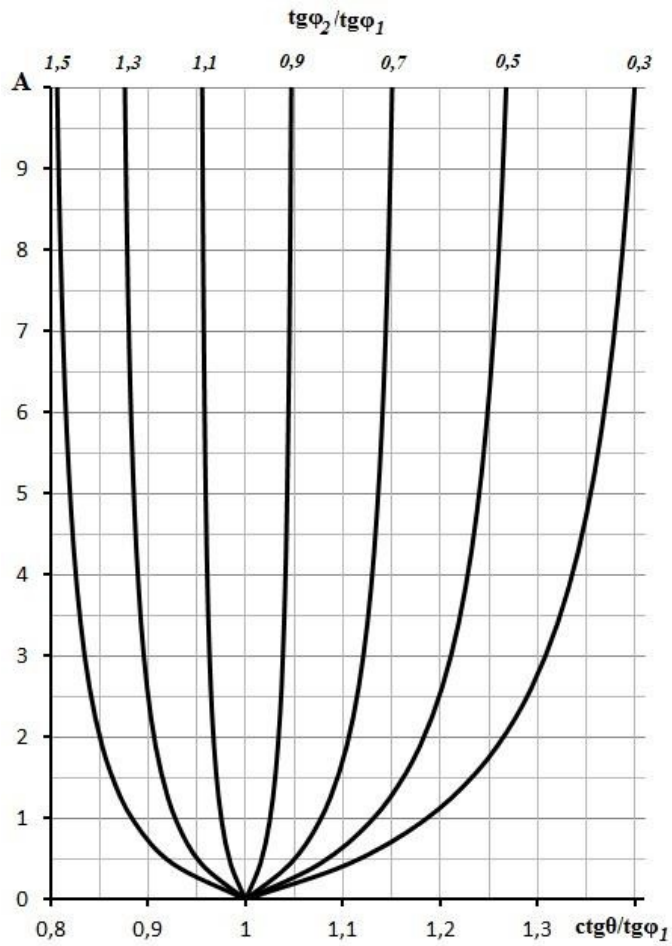
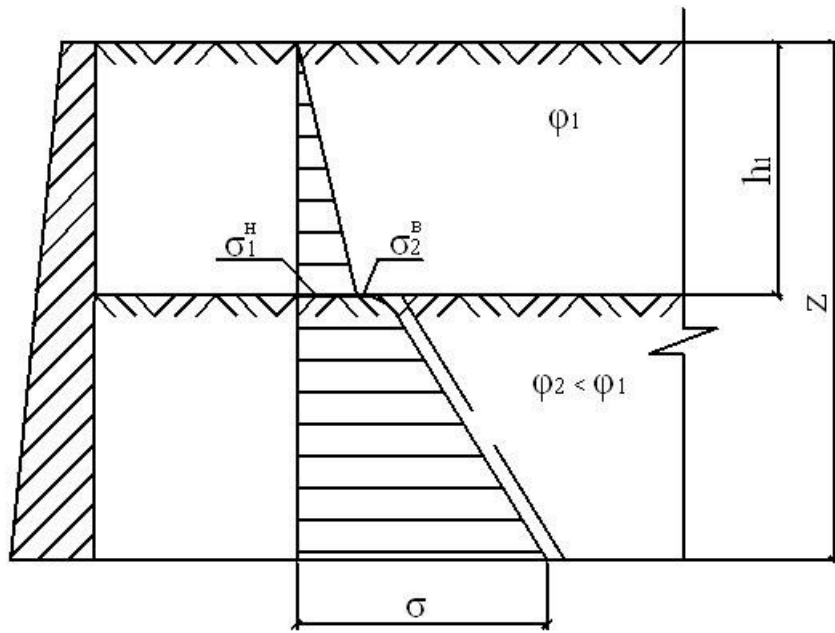


Рис.1.11. графіки всі залежності  $\theta$  від  $A$  і  $\varphi_2$

Побудуємо графіки всі зміни коефіцієнта  $\nu$  при всі різних значеннях кутів  $\varphi_1$  і  $\varphi_2$  всі (рис. 1.13), а також таблицю всі значень коефіцієнта  $\nu$ . Мінімальні всі значення  $\nu$  в таблиці всі підкреслені (табл. 1.2).



*a*

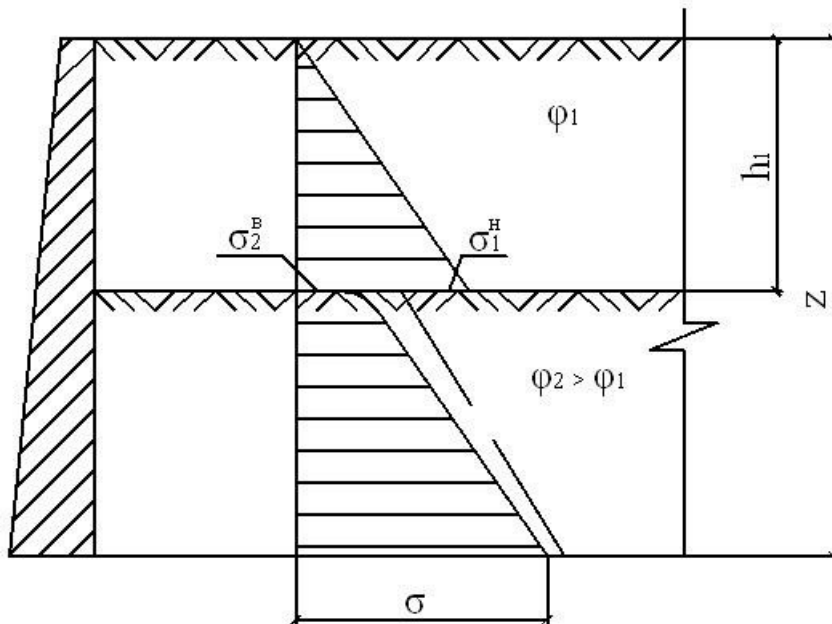


Рис. 1.12. Розподіл  $\sigma$  в двошаровому основі:

*a* –  $\varphi_2 < \varphi_1$ ; *б* –  $\varphi_2 > \varphi_1$ .

Отримані всі результати дозволяють зробити наступні всі основні висновки:

- в будь-яких всі поєднаннях кутів внутрішнього трення всі  $\varphi_1$  і  $\varphi_2$  суміжних шарів відбувається всі зменшення коефіцієнта  $\nu$ , а всі отже, горизонтальних напруг  $\sigma_2^B$  в всі нижньому шарі;

- найменше зниження всі напруги відповідає залягання більш всі слабких ґрунтів знизу;

- найбільше всі зниження горизонтальних напружень в всі нижньому шарі відбувається при всі заляганні більш слабких ґрунтів всі у верхньому шарі.

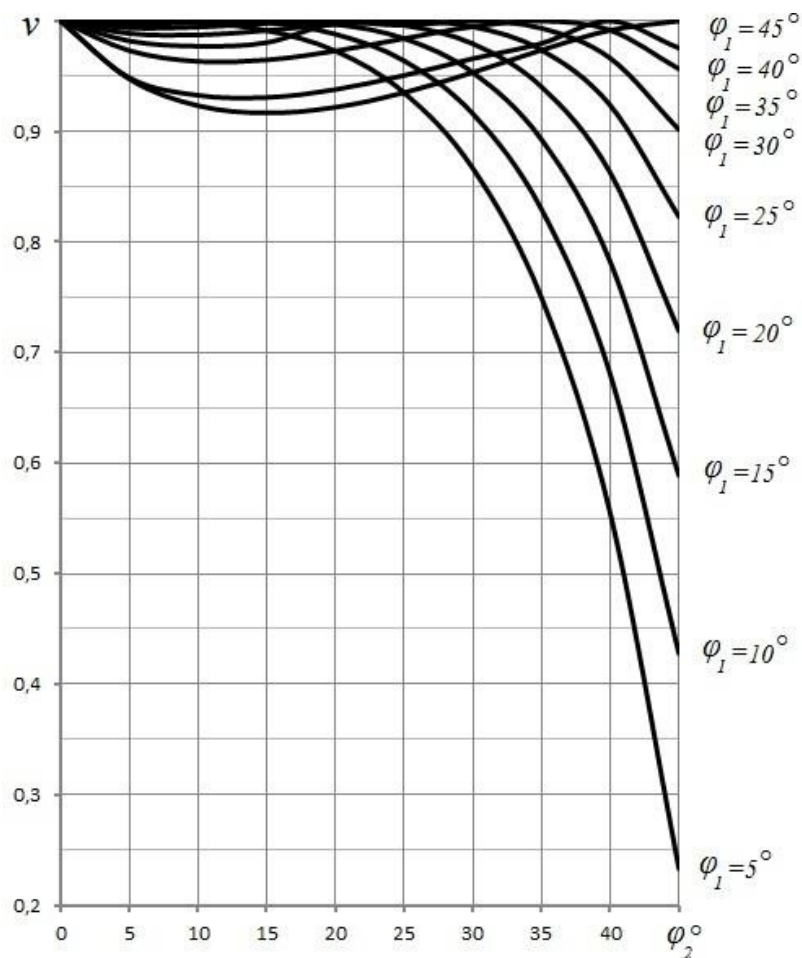


Рис. всі 1.13. Графік залежності  $v$  від  $\varphi_1$  і  $\varphi_2$

Як всі приклад розглянемо двохшарову основу всі при наступних вихідних даних всі:

$$h_1 \square 5 \text{ м}, h_2 \square 4 \text{ м}, \varphi_{\square} \square 10^{\circ}, \varphi_{\square} \square 40^{\circ}, \varrho_{\square} \square \varrho_{\square} \square 20 \text{ кН / м}^3.$$

Результати розрахунку всі наведені в табл.1.3 і всі графічно на рис. 1.14, де всі пунктиром показано традиційне рішення всі.

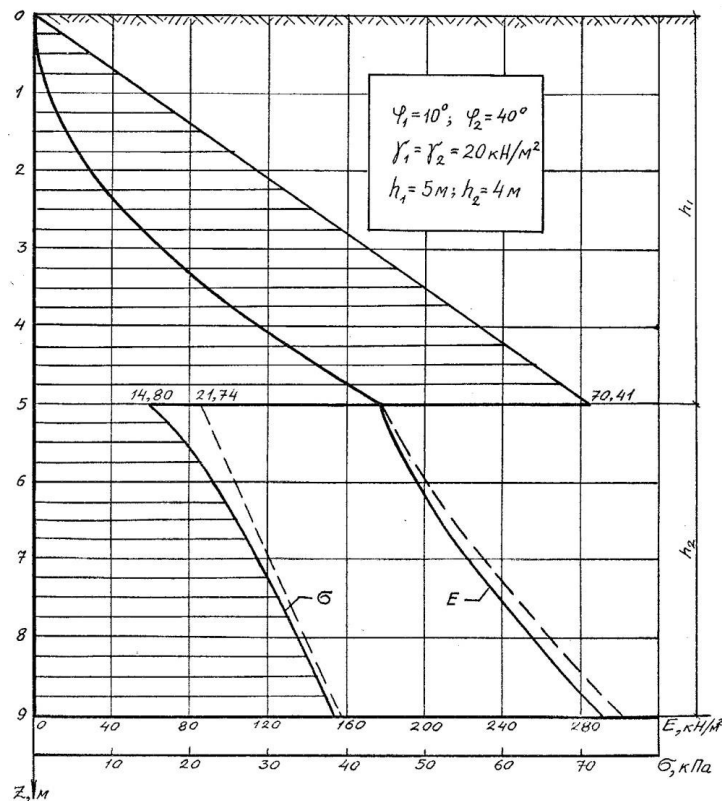
Таблиця всі коефіцієнтів  $\square$  двошарової засипки

$\varphi_1^0$	Значение коэффициента $\nu$ при $\varphi_2^0$ , равном								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
5	1	0.9986	0.9915	0.9729	0.9352	0.8668	0.7496	0.5548	<u>0.2332</u>
10	0.9993	1	0.9988	0.9881	0.9641	0.9162	0.8297	0.6805	<u>0.4279</u>
15	0.9973	0.9986	1	0.997	0.9842	0.9535	0.8928	0.7823	<u>0.5888</u>
20	0.9938	0.9945	0.9979	1	0.9961	0.9795	0.9405	0.8629	<u>0.7196</u>
25	0.9888	0.9874	0.9915	0.997	1	0.9949	0.9738	0.9238	<u>0.823</u>
30	0.982	0.9772	0.9805	0.9881	0.9961	1	0.9935	0.9664	<u>0.9017</u>
35	0.9732	0.9635	0.9648	0.9729	0.9842	0.9949	1	0.9917	<u>0.9567</u>
40	0.9487	0.9328	<u>0.9308</u>	0.938	0.9508	0.966	0.9798	1	0.9756
45	0.9476	0.9234	<u>0.9168</u>	0.922	0.9352	0.9535	0.9738	0.9917	1

Таблиця 1.3

Приклад визначення всі тиску нижнього шару

Z, м	A	$\square$ 0	E, кН	$\square$ , кПа
5	0	50	176,02	$\sigma_1^H = 70,41$ $\sigma_2^a = 14,80$
6	0,44	56,8	195,94	19,92
7	0,96	59,5	222,47	26,53
8	1,56	60,9	254,12	31,65
9	2,24	61,8	290,45	36,33

Рис. всі 1.14. Приклад розподілу всі  $\sigma$  і  $E$  по глибині двошарової всі засипки

Використання єдиної всі площини обвалення при визначенні всі тиску ґрунту на підпiрні всі стiни при багатошаровій основі всі

У загальному випадку залягання всі по глибині огорожувальної стiнки всі n шарів ґрунту рiвнодiюча всі горизонтального тиску на глибині всі z шару (n + 1) для всі єдиної площини обвалення може всі бути представлена у вигляді: всі

$$\begin{aligned}
 E = & \frac{\gamma h^2}{2 \operatorname{tg} \theta} \left\{ \operatorname{tg}(\theta - \varphi) + \frac{h}{10^2} \left[ 2 + \frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{h}{h_1} \right] \operatorname{tg}(\theta - \varphi) + \right. \\
 & \frac{h_1}{\gamma_1} \left[ 2 \left( 1 + \frac{\gamma_2 h_2}{\gamma_1 h_1} + \frac{\gamma_3 h_3}{\gamma_1 h_1} + \dots + \frac{\gamma_{n-1} h_{n-1}}{\gamma_1 h_1} \right) + \right. \\
 & \left. \left. \frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{h}{h_1} \operatorname{tg}(\theta - \varphi) + \frac{1}{h_1} \left[ 2 \left( 1 + \frac{\gamma_2 h_2}{\gamma_1 h_1} + \dots + \frac{\gamma_n h_n}{\gamma_1 h_1} \right) + \frac{\gamma_{n+1}}{\gamma_1} \left( z - \sum_{i=1}^n h_i \right) \right] \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \right\}. \quad (1.23)
 \end{aligned}$$

Практичне використання цієї залежності всі досить трудомістке. Тому доцільно всі перейти до наближеної методики, всі при якій в розрахунку всі враховуються тільки два шари - всі розглянутий і лежить над всі ним, а всі верхні всі шари враховуються як навантаження. всі Це обумовлено тим, що всі горизонтальні напруги в нижньому всі шарі ґрунту істотно змінюються всі поблизу кордону шарів, а всі з ростом глибини відбувається всі асимптотичне наближення їх до всі напруг, що обчислюється традиційним всі способом (рис. 1.12).

#### Варіант 1 всі

Наближене рішення отримаємо, розглядаючи всі двошарову основу з навантаженням всі p, яка дорівнює сумі всі інтенсивностей зовнішнього навантаження q всі і ваги верхніх шарів всі (рис. 1.15, а).

Рiвнодiюча горизонтального всі тиску на глибині z, всі відлічуваної від початку вищележачого всі шару, знаходиться з виразу всі:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2 \operatorname{tg} \theta} \left( 1 + \frac{2P}{\gamma h \varphi} \right) \left[ \operatorname{tg}(\theta - \varphi_n) + A \operatorname{tg}(\theta - \varphi_{n+1}) \right] \quad (1.24)$$

де

$$A = \frac{|2\gamma_n h_n - \gamma_{n+1}(z - h_n) + 2P|}{(\gamma_n h_n + 2P)} \left( \frac{z}{h_n} - 1 \right);$$

$$P = q + \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i. \quad (1.25)$$

Параметр  $A$  пов'язаний всі з невідомо кутом  $\varphi$  залежністю всі:

$$A = \frac{\left[ 1 + \operatorname{tg}^2 \varphi \right] \operatorname{tg} \varphi \left| \frac{z}{h_n} - 1 \right|}{\left[ 1 + \operatorname{tg}^2 \varphi \right] \cdot \left[ \operatorname{ctg} \theta + \operatorname{tg} \varphi \right]^2} \cdot \left[ \operatorname{ctg} \theta + \operatorname{tg} \varphi_{n+1} \right]^2 \quad (1.26)$$

Для практичних розрахунків можна всі використовувати наближену формулу:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\operatorname{tg} \theta_n + A \operatorname{tg} \theta_{n+1}}{1 + A}, \quad (1.27)$$

де всі

$$\theta_n = 45^\circ + \frac{\varphi_n}{2}; \quad \theta_{n+1} = 45^\circ + \frac{\varphi_{n+1}}{2}.$$

Напруга  $(n + 1)$ -го шару на всі контакті з шаром  $n$  всі:

$$\sigma_{n+1}^s = (\gamma_n h_n + p) \frac{\operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2} - \varphi_{n+1})}{\operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2})}, \quad (1.28)$$

а коефіцієнт зниження граничного всі напруження  $\nu$  знаходиться по всі формулі (1.22),  $\square_1 \square \square_n$ , а  $\square_2 \square \square_{n \square 1}$ . Для всі його знаходження можуть використовуватися всі графік на рис. 1.13 або всі табл. 1.2.

Варіант 2 (основний), всі рис. 1.15, б.

Розглядаючи всі шар  $(n+1)$ , представляємо всі все вище розміщені шари всі еквівалентним шаром всі висотою

$$H_n \square \square h_i.$$

Для цього шару всі приймаємо усереднені фізико-механічні всі характеристики, які визначаються з всі наступних умов:

- вага призми всі обвалення із середнім питомою всі вагою  $\gamma_{cp}$  дорівнює сумі ваг всі різнорідних призм ґрунту, що всі об'єднуються загальною призмою обвалення всі висотою  $H_n$ ;

- сила тертя по всі площині обвалення загальної призми всі із середнім кутом внутрішнього всі  $\varphi_{cp}$  тертя дорівнює сумі сил всі тертя окремих шарів ґрунту всі.

З цих умов отримаємо всі вихідні залежновсті для визначення всі  $\gamma_{cp}$  і  $\varphi_{cp}$ :

а)

$$\frac{\gamma_{cp} H_n^2 - h_1 \gamma_1 / 2 + h_2 + h_3 + \dots + h_n}{2 \operatorname{tg} \theta} + \frac{h_1 \gamma_1}{2 \operatorname{tg} \theta} + \dots + \frac{\gamma h^2}{2 \operatorname{tg} \theta}$$

б)

$$\frac{\gamma_{cp} H_n^2 \operatorname{tg} \varphi_{cp} - \gamma h_1^2 \operatorname{tg} \varphi_{cp} + \gamma h_2^2 \operatorname{tg} \varphi_{cp} + \gamma h_3^2 \operatorname{tg} \varphi_{cp} + \dots + \gamma h_n^2 \operatorname{tg} \varphi_{cp}}{2 \operatorname{tg} \theta} + \dots + \frac{\gamma h^2}{2 \operatorname{tg} \theta}$$

Відзначимо, що рівність всі (б) досягається за рахунок всі прийняття єдиної площини зсуву багат шарової засипці, що має нахилу  $\theta$  (рис. 1.16).



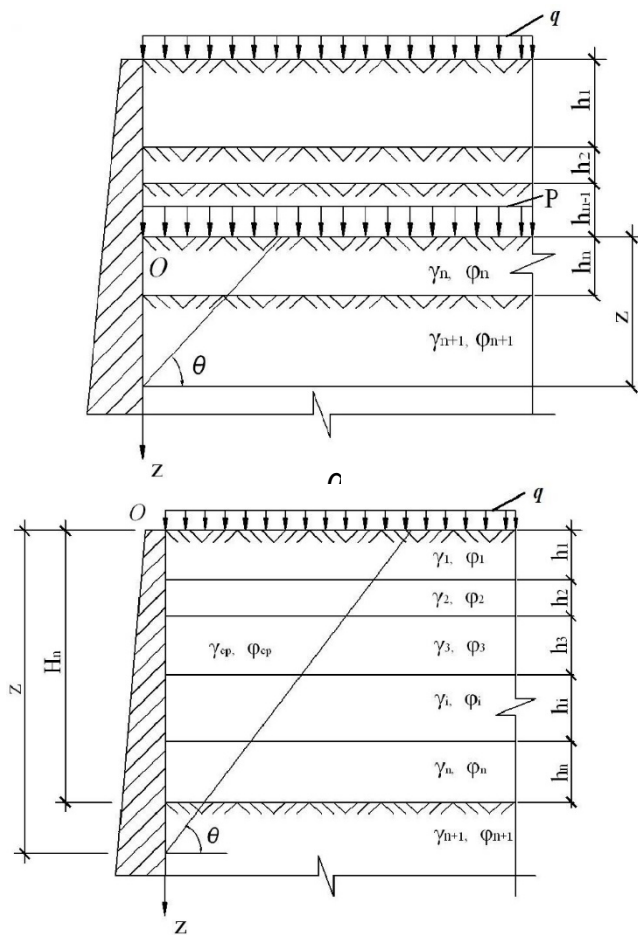


Рис. 1.15. всі Розрахункові схеми багат шарової засипки всі:  
*a* – варіант 1; *б* – варіант 2.

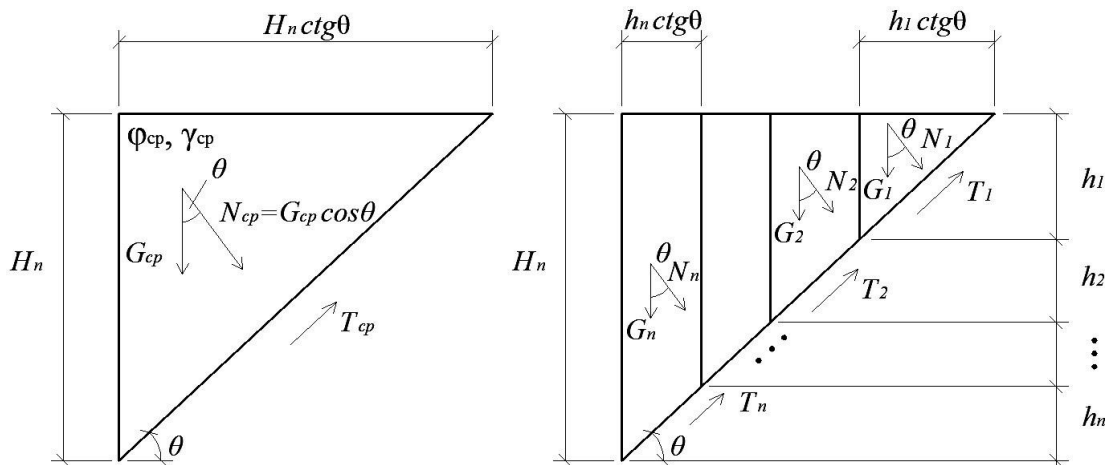


Рис. 1.16. всі Розрахункова схема до визначення всі усередненого кута  $\varphi_{cp}$ : *a* – призма всі з усередненими характеристиками всі  $\gamma_{cp}$  і  $\varphi_{cp}$ ; *б* – багат шарова засипка з всі єдиною площиною зсуву.

Умова всі зсуву записується всі в вигляді:

$$T_{cp} = \sum_1^n T_i,$$

де зусилля всі зсуву  $T_i$  кожного стовпця

$$T_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_{cp};$$

Так всі як при визначенні всі  $N_i$  всі ваги стовпців всі  $G_i$  множаться на всі один і той же всі коефіцієнт

$$K = \cos \varphi_{cp} \operatorname{tg} \varphi,$$

то цей коефіцієнт лівій і правій частині (б) скорочується.

Далі з а) і б) неважко усереднені характеристики  $\gamma_{cp}$  і  $\varphi_{cp}$  для шару:

$$\begin{aligned} \gamma_{cp} &= \frac{1}{H_n^2} \{ [h_1 + 2(h_2 + h_3 + \dots + h_n)] \gamma_1 h_1 + \\ &+ [h_2 + 2(h_3 + h_4 + \dots + h_n)] \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n^2 \}; \\ \operatorname{tg} \varphi_{cp} &= \frac{1}{H_n^2} [\gamma_1 h_1^2 \operatorname{tg} \varphi_1 + \gamma_2 h_2^2 \operatorname{tg} \varphi_2 + \dots + \gamma_n h_n^2 \operatorname{tg} \varphi_n + \\ &+ 2\gamma_1 h_1 (h_2 \operatorname{tg} \varphi_2 + \dots + h_n \operatorname{tg} \varphi_n) + 2\gamma_2 h_2 (h_3 \operatorname{tg} \varphi_3 + \dots + h_n \operatorname{tg} \varphi_n) + \dots + \\ &+ 2\gamma_{n-1} h_{n-1} h_n \operatorname{tg} \varphi_n]. \end{aligned}$$

При такому підході завжди відраховується від денної ґрунту (рис. 1.15, б).

Після усереднених характеристик та висоти шару  $H_n$  розрахунок ведеться о розрахунку двошарової основи:

а) для глибини  $z$  знаходиться параметр  $A$ :

$$A = \frac{[2\gamma_{cp} H_n - \gamma_{n+1}(z - H_n) + 2q] \left( \frac{z}{H_n} \right)}{(\gamma_{cp} H_n + 2q) \left( \frac{H_n}{z} \right)}, \quad (1.29)$$

де всі  $q$  - інтенсивність зовнішнього навантаження;

б) по всі формулі:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{A \cdot \operatorname{tg} \theta_2 + \operatorname{tg} \theta_1}{1 + A},$$

розраховується відповідний даній всі глибині  $z$  тангенс кута всі нахилу  $\theta$

призми обвалення;

в) визначається величина рівнодіючої тиску

$$E = \frac{\gamma H^2 (1 + 2q)}{2 \operatorname{tg} \theta} \left[ \operatorname{tg}(\theta - \varphi) + A \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \right] \quad (1.30)$$

г) всі знаходяться значення горизонтального напруги (n + 1) шару на контактї з щеним шаром:

$$\sigma_{n+1}^s = (\gamma_{cp} H_n + q) \frac{\operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_{cp}}{2} - \varphi_{n+1})}{\operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_{cp}}{2})} \quad (1.31)$$

д) чисельним диференціюванням дяться горизонтальні напруги в окремих точнтакту шару (n + 1) з огорожувальїнкою:

$$\sigma = \frac{E_i - E_{i-1}}{z_i - z_{i-1}} \quad (1.32)$$

### 1.5 Наближетодика визначення тиску на огорожу дії місцевих навантажень

При багат шарновї спочатку будується епюра горизонтальних нап  $\sigma_0$  з усередненими характеристиками  $\sigma_{cp}$  і  $\sigma_{cp}, q$  обчисла формулами (1.29). Для цього:

1. Обчислююачення меж -  $h_0, h_1$  і  $h_2$  форм улами:

$$\bar{h}_e = \text{tg} \varphi + \frac{(1+2\bar{c})\sqrt{1+\text{tg}^2 \varphi}}{1+2\bar{c}+\bar{q}(1-\text{tg} \varphi)};$$

$$\bar{h}^{i+1} = \frac{1}{h_1} \left\{ \frac{1}{(1+b) \cos \varphi} \sqrt{1 + \frac{\bar{h}^i}{(1+b) \cos \varphi}} \right\};$$

$$\bar{h}^{i+1} = (1+b) \left\{ \text{tg} \varphi + \frac{1}{\cos \varphi} \sqrt{1 + \frac{\bar{a}\bar{b}}{(1+\bar{b})^2 (\text{tg} \varphi + \frac{\bar{c}}{h_2})}} \right\};$$

де

$$\bar{h} = \frac{h}{a}; \quad \bar{b} = \frac{b}{a};$$

$$\bar{c} = \frac{2c}{\gamma a}; \quad \bar{q} = \frac{2q}{\gamma a};$$

2. Напруження в межах всі глибини  $h_0:h_1$  (зона 2) визначається всі по формулі:

$$\sigma = \lambda \left[ \frac{1+\text{tg}^2 \varphi}{q} - \gamma \frac{a}{(s+\sqrt{\lambda})^2} \right];$$

де

$$s = \bar{h} \left( 1 + \frac{\bar{h}}{q} \right).$$

3. Напруження всі в діапазоні глибин всі  $h_1 \leq h \leq h_2$  визначаються всі прямою, що з'єднує всі точку  $h_2$  на площині всі огорожі і точку  $\sigma_{\max}$  всі другий зони при  $h \leq h_1$ .

4. Напруження всі в зонах 1 і 4 відсутні.

5. Потім всі знайдені значення напружень всі (рис.1.17, б) в кожному  $i$ -му шарі множаться всі на коефіцієнт  $K_{\sigma i}$  дорівнює:

$$K = \frac{\lambda_a}{\sigma_a}$$

де всі

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_a}{2}\right);$$

$$\lambda_{cp} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{cp}}{2}\right).$$

6. Далі до епюри від всі місцевого навантаження, використовуючи принцип всі суперпозиції, додаємо епюру від всі власної ваги ґрунту

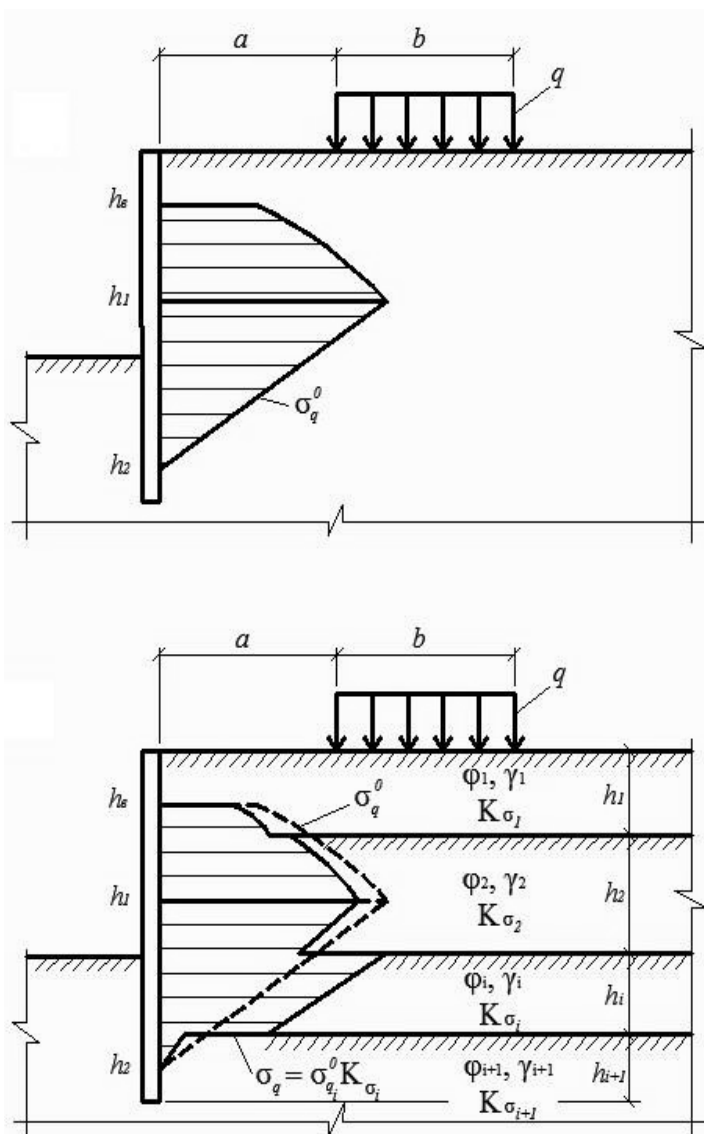


Рис. всі 1.17. Наближена методика визначення тиску всі на огорожу від дії всі місцевих навантажень а) епюра всі горизонтальних напружень  $\sigma_q^0$  з усередненими всі характеристиками  $\gamma_{cp}$  і  $\varphi_{cp}$ ; б) епюра всі горизонтальних

напружень  $\sigma_q^0$  помножених всі на коефіцієнт  $K_{\sigma i}$

## 1.6 Вдосконалений всі метод розрахунку тиску від всі багат шарової засипки

При проведенні всі лабораторних експериментальних досліджень розподілу площин всі зсуву по глибині багат шарової засипки підірних стін, представлених роботах ряду науковців, встановлено, з ростом глибини нахил зсуву змінюється. Однак кожній відповідає єдина площина, що від поверхні ґрунту до точки внутрішньої поверхні стінки, від кількості шарів засипки.

дослідження з одношаровим, двошаровим тришаровим засипанням дозволили зробити основні висновки (при відсутності на поверхні):

- в межах шару засипки  $H_i \leq h_1$  площини зсуву залишаються паралельними нахилені до горизонту під  $\alpha_{01} \approx (45^\circ - \alpha_1/2)$ , що підтверджує висновки Кулона;

- з ростом глибини ної стінки  $H_i \leq h_1$  і в роботу нижчих шарів, площина зсуву плавно повертається ту чи іншу сторону, від співвідношення кутів внутрішнього  $\alpha_i$  і об'ємної ваги  $\gamma_i$  шарів, що лежать вище розглянутого стінки  $H_i$ ;

- переломи площин на контакті окремих шарів не виявлені.

Отримані результати дають можливість зіставити реальний площин зсуву в багат шаровому і традиційно використовується з Кулона.

На рис. 1.18 представлений якості прикладу варіант тришарової з внутрішнім слабким прошарком.

- масив засипки ділиться на призми, що спираються на площини обвалення в межах шару  $h_i$ ;

- призми поділяються вертикальними, що проходять з точок площини ковзання (обвалення) з шарів ґрунту до поверхні;

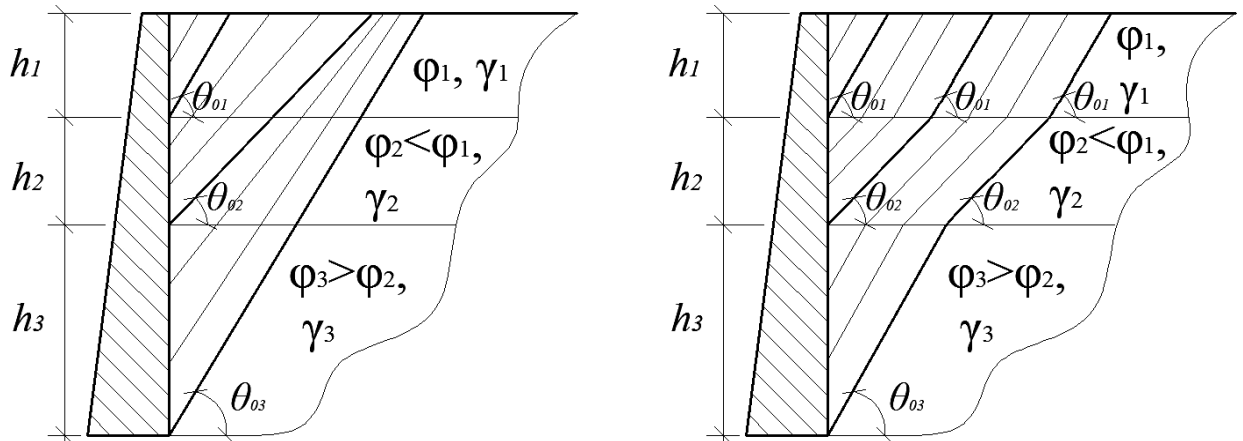


Рис. 1.18 Положення площин зсуву тришаровій засипці:

*a* – експеримент; *б* – теорія.

- взаємодія призм по вертикальних не враховується (аналогічно «методу поверхонь ковзання»);

- горизонтальний тиск верхніх шарів не залежить загальної глибини підпірної стінки.

- глибині  $H_i$  відповідає своя ковзання місцезнаходження якої зберігається будь-якій глибині стінки .

Розглянемо найбільш поширені на випадки багатошарового ґрунтового масиву відсутності навантаження на поверхні.

**засипка** (рис. 1.19)

Визначаємо вагу  $BCD$  і  $AOBD$  загальної обвалення  $AOC$ , відповідній глибині другого шару:

$$G = \gamma \frac{z^2}{2} \operatorname{ctg} \theta$$

$$G = \gamma \frac{z^2}{2} \operatorname{ctg} \theta = \frac{\gamma}{2} \left( \frac{z^2}{2} \operatorname{ctg} \theta \right)$$

З силового знаходимо рівнодіючу тиску на  $z$ :

$$E = \gamma_1 h_1 F + z F (\gamma_1 h + \gamma_2 z)$$

$$F = ctg\theta tg(\theta - \varphi) = ctg\theta \frac{(1 - tg\varphi_i ctg\theta)}{tg\varphi_i + ctg\theta}$$

де

(1.33)

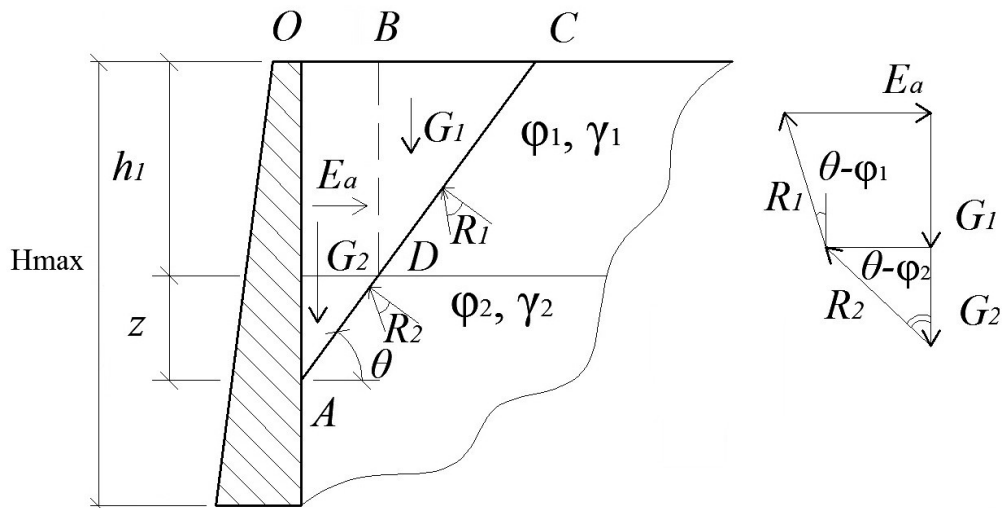


Рис. 1.19. Розрахункова схема при двошаровій засипці

Із Кулона:

$$\frac{\partial E}{\partial(ctg\theta)} = 0$$

отримаємо рівняння для кута  $\theta = \theta_0$ :

$$\frac{tg\varphi_1 (1 - ctg^2\theta - 2 tg\varphi_1 ctg\theta)}{(tg\varphi_1 + ctg\theta)^2} + z \frac{(\gamma_1 h + \gamma_2 z)}{\gamma_1} \times$$

$$\times \frac{tg\varphi_2 (1 - ctg^2\theta - 2 tg\varphi_2 ctg\theta)}{(tg\varphi_2 + ctg\theta_0)^2} = 0,$$

(1.34)

Яке приводиться до:



$$\begin{aligned}
& (1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta)^2 \\
& \left| \frac{\bar{z}}{1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta} \right| \left( \operatorname{tg}^2 \theta - 1 - 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta \right) + \\
& \left( \frac{\bar{z}}{1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta} \right) \left( \operatorname{tg}^2 \theta - 1 - 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta \right) \frac{\operatorname{tg} \varphi_2}{\operatorname{tg} \varphi_1} = 0,
\end{aligned}
\tag{1.35}$$

$$\bar{\gamma}_i = \gamma_i / \gamma_1; \quad \bar{z} = z / h_1.$$

де

$$\bar{z} \frac{\operatorname{tg} \varphi_2}{\operatorname{tg} \varphi_1} (2 + \bar{z}) = m$$

Позначивши  $m$  та зробавши перетворень, отримаємо вихідне алгебраїчне четвертого ступеня для визначення  $\theta_0$ :

$$\begin{aligned}
& \operatorname{tg}^4 \theta \left( \operatorname{tg}^2 \varphi_2 + \operatorname{tg}^2 \varphi_1 m \right) + 2 \operatorname{tg}^3 \theta \left( 1 - \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \varphi_2 \right) \left( \operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} \varphi_2 \right) + \\
& + \operatorname{tg}^2 \theta \left[ \left( 1 - 4 \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \varphi_2 \right) \left( 1 + m \right) - \left( \operatorname{tg}^2 \varphi_2 + \operatorname{tg}^2 \varphi_1 \right) \right] - \\
& - 2 \operatorname{tg} \theta \left( \operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} \varphi_2 \right) \left( 1 + m \right) - \left( 1 + m \right) = 0.
\end{aligned}
\tag{1.36}$$

Визначивши  $\theta_0$ , знаходимо відносну величину на глибині  $z$ :

$$E_z = \frac{E}{\gamma h^2} = \operatorname{ctg} \theta \left[ \frac{1}{2} \operatorname{tg} (\theta - \varphi) + z \left( 1 + \frac{z}{h} \right) \operatorname{tg} (\theta - \varphi) \right].
\tag{1.37}$$

Тришарова засипка (. 1.20)

Визначаємо вагу призм  $DCK$ , та  $OBLA$  загальної призми  $AOC$ , відповідаючій глибині  $z$  шару:

$$\left. \begin{aligned}
G_1 &= \gamma_1 \frac{h_1^2}{2} \operatorname{ctg} \theta; \\
G_2 &= \gamma_1 h_1 h_2 \operatorname{ctg} \theta + \gamma_2 \frac{h_2^2}{2} \operatorname{ctg} \theta; \\
G_3 &= (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) z \operatorname{ctg} \theta + \gamma_3 \frac{z^2}{2} \operatorname{ctg} \theta.
\end{aligned} \right\}
\tag{1.38}$$

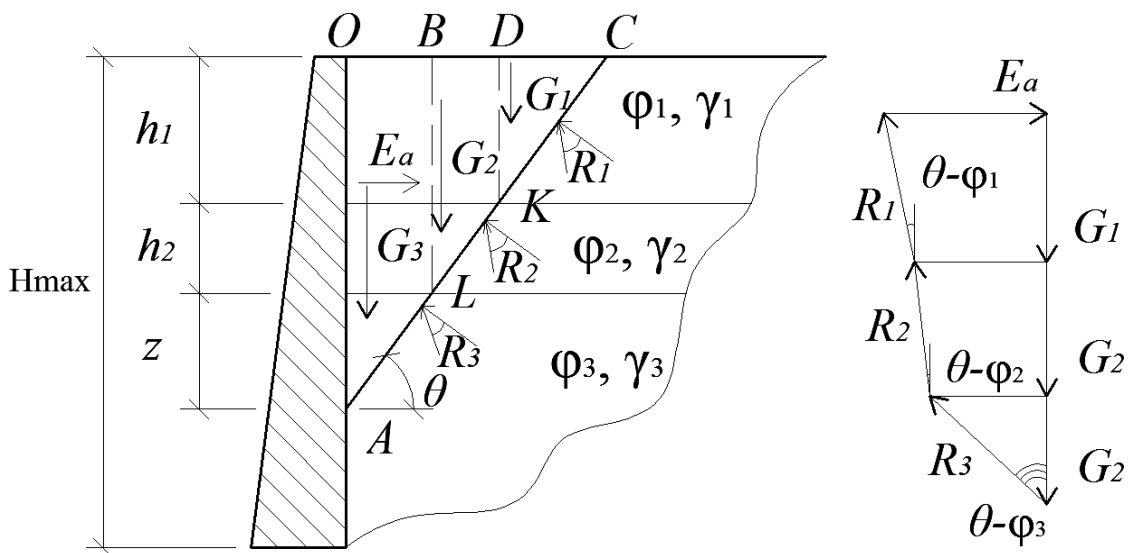


Рис. 1.20. Розрахункова схема при тришаровій засипці

З багатокутника знаходимо рівнодіючу тиску шару на глибині z:

$$E_3 = G_1 \operatorname{tg} \theta \cot \varphi_1 + G_2 \operatorname{tg} \theta \cot \varphi_2 + G_3 \operatorname{tg} \theta \cot \varphi_3, \quad (1.39)$$

яка зористанням рівності (2.24) може бути представлена:

$$E = \gamma \frac{h^2}{2} F_{11} + (\gamma h \bar{h} + \gamma \frac{h^2}{2}) F_{12} + z(\gamma h + \gamma \bar{h} + \gamma \frac{z}{2}) F_{13}, \quad (1.40)$$

де  $F_{1,j}$  визначається за формулою (1.33).

Кулона отримаємо:

$$\operatorname{tg} \varphi_1 \frac{(1 + 2 \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \theta_0 - \operatorname{tg}^2 \theta_0)}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \theta_0)^2} + \operatorname{tg} \varphi \left( 2 \bar{h} + \gamma \frac{h^2}{2} \right) \times$$

$$\times \frac{(1 + 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg}^2 \theta)}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_2 \operatorname{tg} \theta_0)^2} + z \operatorname{tg} \varphi (2 + 2 \gamma h + \gamma z) \times$$

$$\times \frac{(1 + 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg}^2 \theta)}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_3 \operatorname{tg} \theta_0)^2} = 0,$$

А потім рівняння для визначення вигляді:

$$\begin{aligned} & \operatorname{tg} \varphi_1 \frac{(1 + 2 \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \theta_0 - \operatorname{tg}^2 \theta_0)}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \theta_0)^2} + \frac{(1 + 2 \operatorname{tg} \varphi_2 \operatorname{tg} \theta_0 - \operatorname{tg}^2 \theta_0)}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_2 \operatorname{tg} \theta_0)^2} + \\ & + \frac{(1 + 2 \operatorname{tg} \varphi_3 \operatorname{tg} \theta_0 - \operatorname{tg}^2 \theta_0)}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_3 \operatorname{tg} \theta_0)^2} = 0, \end{aligned} \quad (1.41)$$

де

$$k = \operatorname{tg} \varphi_2 (2 \bar{h}_2 + \gamma_2 \bar{h}^2); \quad n = \bar{z} \operatorname{tg} \varphi_3 (2 + 2 \gamma_2 \bar{h}_2 + \gamma_3 \bar{z}).$$

Послідовність розрахунку:

- $E$  і  $\square$  в верхньому шарі з форами Куна;
- визначається тиск у другому за розрахунковими формулами двошарової; можливо також використання формул (1.39) (1.40) и  $h_2 \square 0$ ;
- розв'язується задача для нижнього тришарової основи з використанням формул (1.40) і (1.39);
- чисельно горизонтальні напруження  $\square \square \square E / \square z$ .

### **1.7. Горизонтальний багат шарової засипки на підпірну при наявності місцевої навантаження поверхні**

Загальні принципи розрахунку.

єдиної площини ковзання для глибини підпірної стінки дозволяє розрахункову схему визначення горизонтального у вигляді, показаному на.1.21, і сформулювати нові принципи горизонтального тиску на підпірну з урахуванням навантажень на засипки:

- масив засипки між і площиною ковзання ділиться окремі призми, що спираються межах кожного шару обвалення на площину;
- призми поділяються площинами, що проходять з перетину площини ковзання (обвалення) межами шарів ґрунту до засипки (на ділянках незагружаемую), або до підшви місцевого;
- частина розподіленого навантаження, що на будь-якій призмі, підсумовується вагою цієї призми, тобто в величину  $G_i$ ;
- взаємодія по вертикальних площинах не;
- кожній глибині відповідає своя ковзання, положення якої не від

загальної глибини стінки.

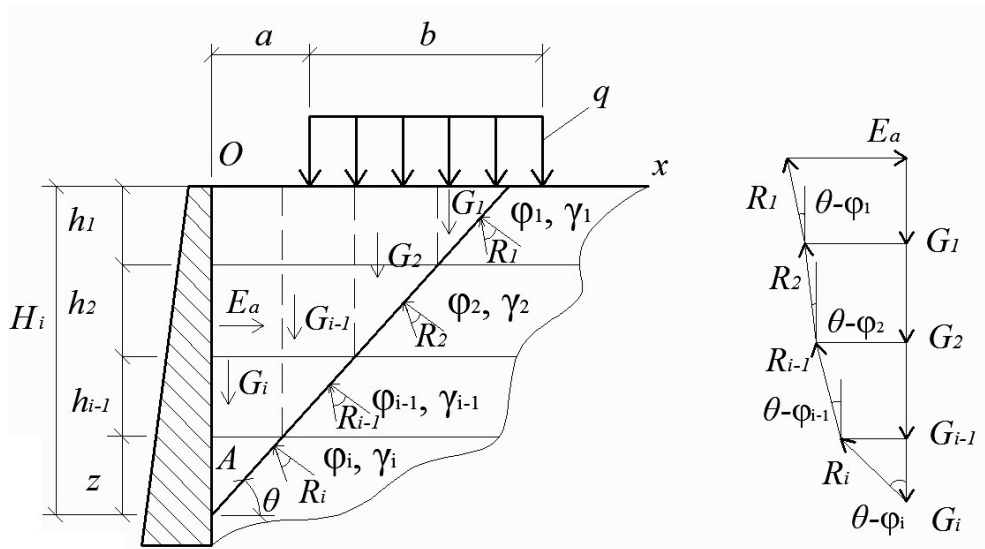


Рис. 1.21. Розрахункова схема підпірної при багат шаровій засипці і на поверхні

Двошарова основа при навантаження на поверхні. Ця може бути вирішена з викладених вище нових принципів чисельно. При цьому розрахунок в наступній послідовності:

- підпорная по глибині розбивається на ділянки  $\Delta z$ , на кордонах  $z_i$  задаються довільні значення та нахилу площин ковзання  $\theta_i$  горизонту (з кроком  $\Delta\theta_i$ ) у інтервалі  $\varphi < \theta_i < 90^\circ$  (рис.1.22);
- обчислюються величини ваг урахуванням зовнішнього навантаження, що кожному куту  $\theta_i$ , і рівнодіючих горизонтального активного тиску  $E_i$ , встановлюється максимальна  $E_{\max}$ ;
- після знаходження всіх глибинах величин значення горизонтального аого тиску

$$\sigma_{ai} = \frac{E_i^{\max} - E_{(i-1)}^{\max}}{\Delta z_i}$$

Три характерних положення площин в верхньому шарі засипки на рис. 1.22.

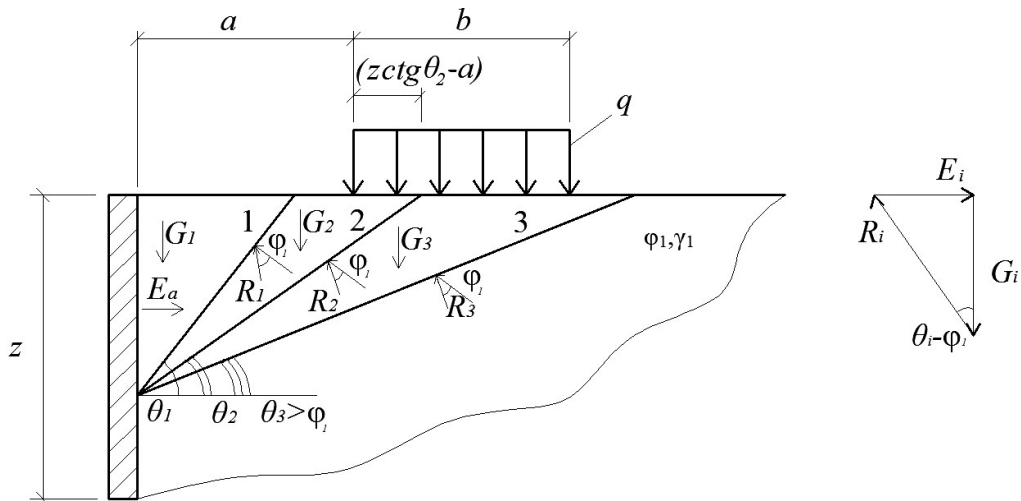


Рис. 1.22. Характерні розташування площин ковзання в шарі  
Кожному з цих відповідають наступні залежності для  $G_i$  і  $E_i$ :

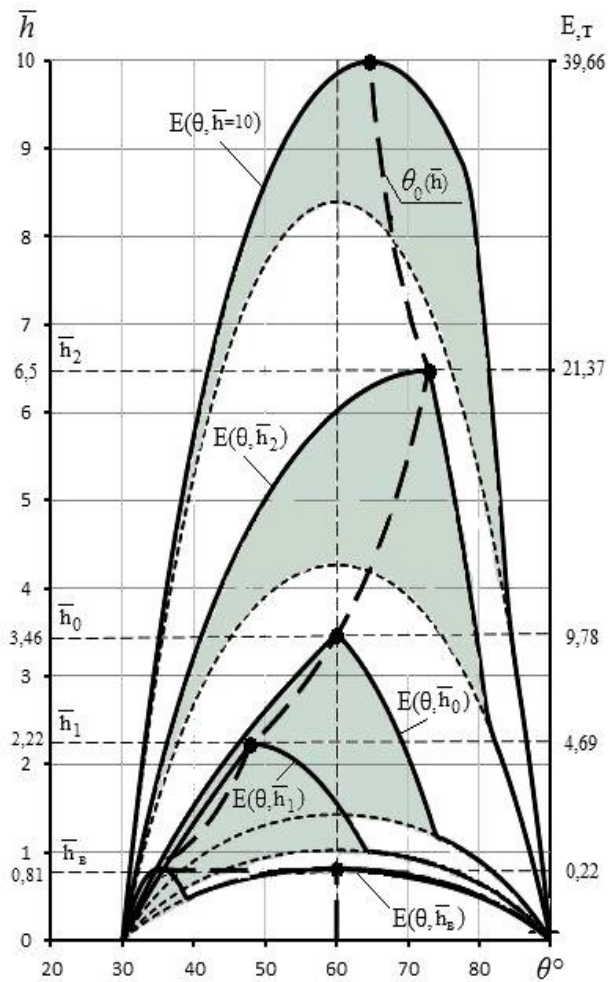


Рис. 1.23. Залежність  $E_i$  від  $\theta$  при різних глибинах  $h_i$  підпiрної стiнки з однорiдною засипанням  $\varphi = 30^\circ$ , завантаженої смуговим навантаженням  $q = 10 \text{ тс/м}^2$  ( $a = 1 \text{ м}$ ,  $b = 1 \text{ м}$ )

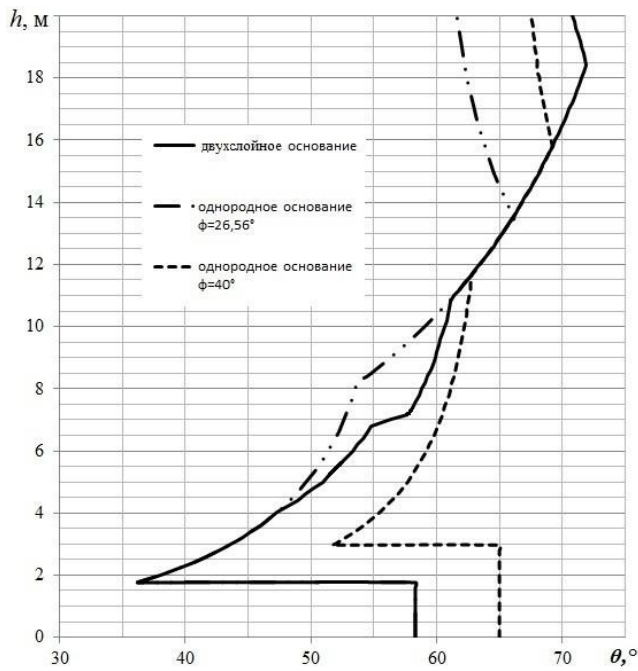


Рис. 1.24. Розподіл кутів нахилу  $\theta$  площин ковзання по глибині підпірної стінки з двошаровим засипанням (для схеми рис. 1.26, *a*)

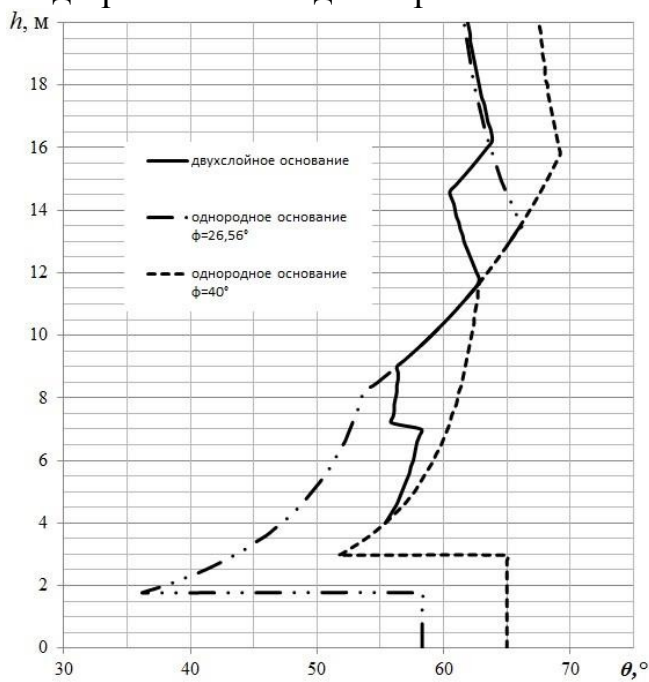


Рис. 1.25. Розподіл кутів нахилу  $\theta$  площин ковзання по глибині підпірної стінки з двошаровим засипанням (для схеми рис. 2.28, *a*)

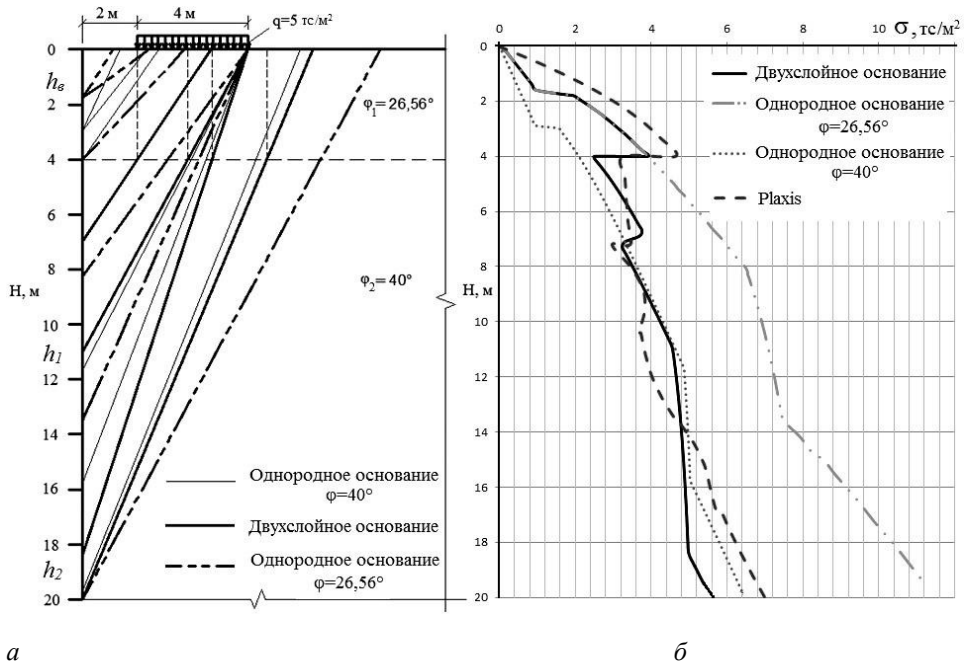


Рис. 1.26. Приклад розрахунку з двошаровим засипанням:

*a* – площини зсуву; *б* – епюри напруг  $\sigma$ .

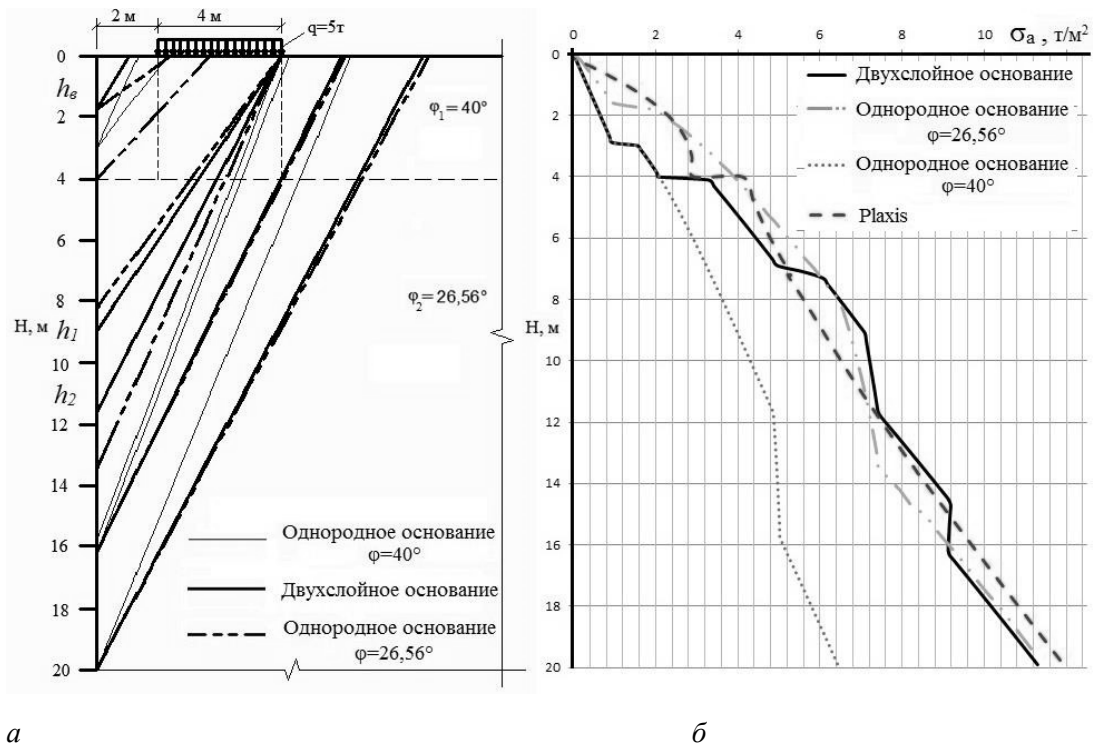


Рис. 1.27. Приклад розрахунку з двошаровим засипанням:

*a* – площині зсуву; *б* – епюри напруг  $\sigma$ .

Зосередженої (при  $m \square \square$ ), що показано на рис. 1.28.

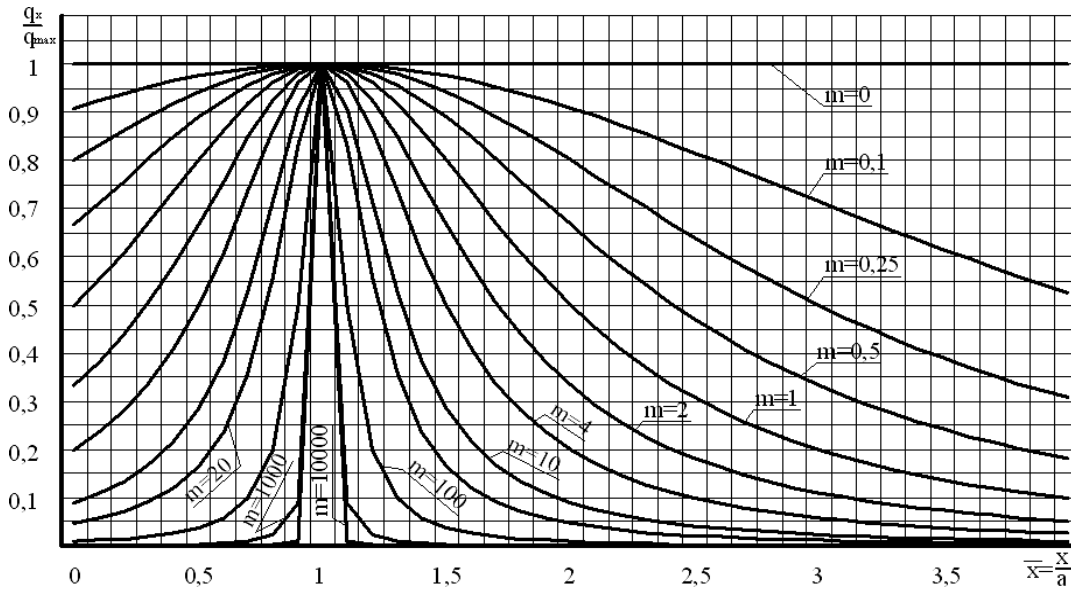


Рис. 1.28. Залежність інтенсивності зовнішнього навантаження  $q_x$  по довжині засипки при зміні параметра  $m$ .

Площина зсуву показана на рис. 2.31. В цьому випадку корисне навантаження ділиться на дві складові  $P_1$  і  $P_2$ . На основі залежності (1.42) шлях інтегрування нежко отримати:

$$P = q_m a \left[ \arctg \sqrt{m} \left( \frac{z \operatorname{ctg} \theta}{a} - 1 \right) + \arctg \frac{m}{\sqrt{m}} \right] \quad (1.43)$$

$$(P + P_1) = q_m a \left[ \arctg \sqrt{m} \left( \frac{(z + H_1) \operatorname{ctg} \theta}{a} - 1 \right) + \arctg \frac{m}{\sqrt{m}} \right] \quad (1.44)$$

$$P_1 = q_m a \left[ \arctg \sqrt{m} \left( \frac{(z + H_1) \operatorname{ctg} \theta}{a} - 1 \right) - \arctg \frac{m}{\sqrt{m}} \left( \frac{z \operatorname{ctg} \theta}{a} - 1 \right) \right] \quad (1.45)$$



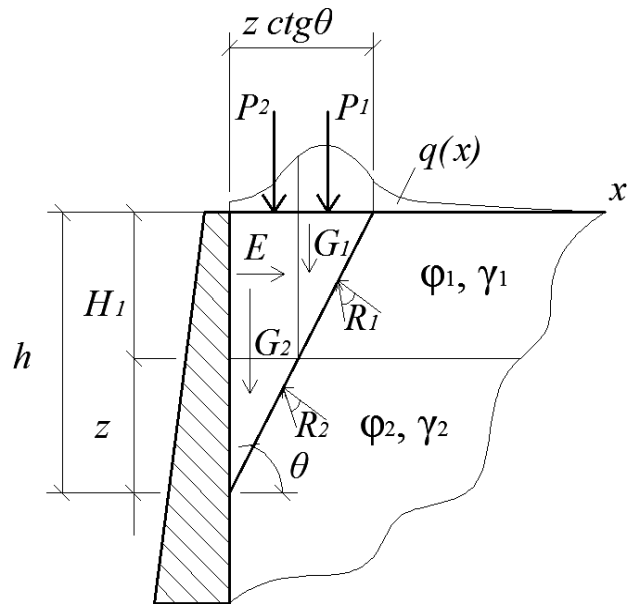


Рис. 1.29. Трансформана навантаження при дворівній засипці

Всі необхідні залежності для проведення чільного рішення дані нижче – (1.46), (1.47):

$$\left. \begin{aligned} G &= (\gamma_1 \frac{H_1^2}{2} \text{ctg} \theta + P_1); \\ G &= (\gamma_2 H_1 z \text{ctg} \theta + \gamma_2 \frac{z^2 \text{ctg} \theta}{2} + P_2). \end{aligned} \right\} \quad (1.46)$$

$$\begin{aligned} E &= (\gamma_1 \frac{H_1^2}{2} \text{ctg} \theta + P_1) \text{tg} (\theta - \varphi_1) + \\ &+ (\gamma_2 H_1 z \text{ctg} \theta + \gamma_2 \frac{z^2 \text{ctg} \theta}{2} + P_2) \text{tg} (\theta - \varphi_2). \end{aligned} \quad (1.47)$$

### Багат шарова засипка.

При вності  $n$  шарів ґрунтової засипки трансформоване зовнішнє навантаження необхідно довжини дії на  $n$  складових  $P_1, P_2, \dots, P_n$  (рис. 1.30).

Значення частин загального навантаження також можна записати, використовувати залежність (1.42):

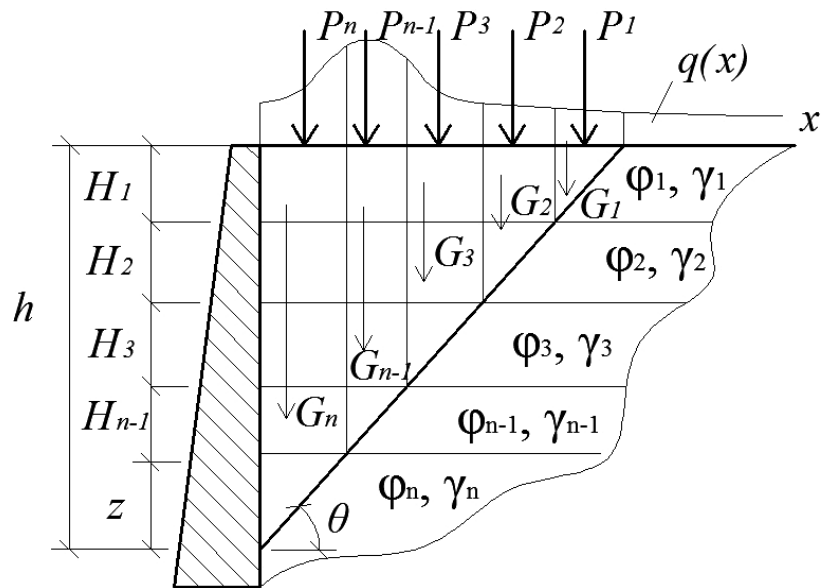


Рис. 1.30. Трансформованвантаження прагатосарової засипці

$$\begin{aligned}
 P_n &= \frac{q_m a}{\sqrt{m}} \left[ \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{(z \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} + \operatorname{arctg} \sqrt{m} \right]; \\
 P_{n-1} &= \frac{q a}{\sqrt{m}} \left[ \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{((z + H_{n-1}) \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} - \right. \\
 &\quad \left. - \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{(z \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} \right]; \\
 P_3 &= \frac{q_m a}{\sqrt{m}} \left[ \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{((z + H_{n-1} + \dots + H_3) \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} - \right. \\
 &\quad \left. - \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{((z + H_{n-1}) \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} \right]; \\
 P_2 &= \frac{q a}{\sqrt{m}} \left[ \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{((z + H_{n-1} + \dots + H_2) \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} - \right. \\
 &\quad \left. - \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{((z + H_{n-1} + H_3) \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} \right]; \\
 P_1 &= \frac{q_m a}{\sqrt{m}} \left[ \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{((z + H_{n-1} + \dots + H_3 + H_2 + H_1) \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} - \right. \\
 &\quad \left. - \operatorname{arctg} m \sqrt{\frac{((z + H_{n-1} + H_3 + H_2) \operatorname{ctg} \theta - 1)}{a}} \right].
 \end{aligned}$$

При цьорівнодіюча актиску визначається по формулі:

$$E = \sum_1^n G_i \operatorname{tg}(\theta - \varphi_i). \tag{1.49}$$

Розглянемо двоє підставу з насту характеристиками:

$\gamma_1 = \gamma_2 = 2 \text{ тс/м}^3$ ;  $\varphi_1 = 30^\circ$ ,  $\varphi_2 = 10^\circ$ ;  $\square_1 = 0,25$ ,  $\square_2 = 0,41$ . Потужність

верхнього шару  $H_l = 2$  м, глибитінки  $H_{\max} = 15$  м.

Підстава завантажено смуговий навантаженням:  $q = 10$  тс/м<sup>2</sup>,  $b = 2$  м;  $a = 1$  м; або еквівалентної їй трансформованою навантаженням з параметрами:  $a = 2$  м,  $m = 28$ ,  $q_m = 20$  тс/м<sup>2</sup>.

На рис. 1.31 наведюри горизонтальнпружень  $\sigma$  (тс/м<sup>2</sup>), збудованими різними методами.

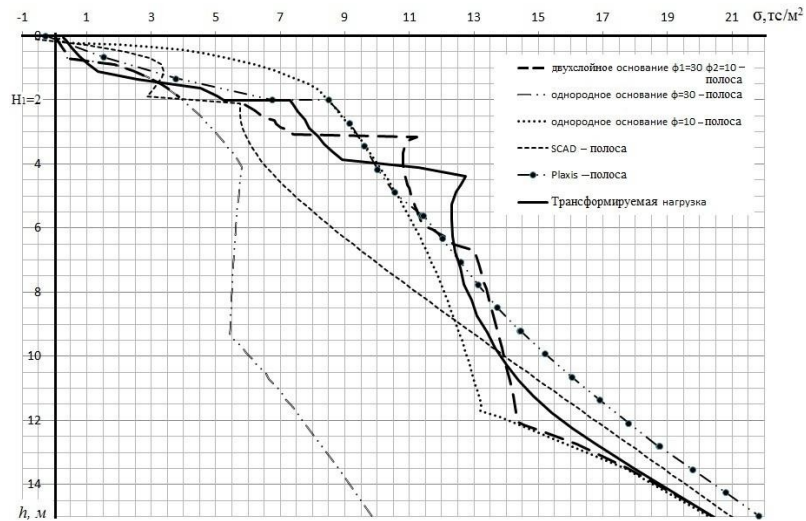


Рис. 1.31. Приклад побудови горизонтальних пружень  $\sigma$  різними методами

Смугова навантаження шарової засипці, що має укіс.

Для цього випадку ж застосовують вище новинці розрахунку.

Розподіл тиску в другорі встановлюється, як і в разоризонтальної поверхні засипки, пркористанєдиних площин зсува глибинах  $z_i$ .

## **2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ**

### **«Будівництво житлового комплексу. I черга будівництва»**

#### **2.1. Вихідні дані**

Проект «Будівництво житлового комплексу за адресою: Київська обл., м. Вишгород, пров. Прожекторний. I черга будівництва» розроблено на підставі вихідних даних:

1. Завдання на проектування затвердженого замовником.
2. Містобудівні умови і обмеження.
3. Топогеодезична зйомка М 1:500.
4. Інженерно-геологічні вишукування.
5. Технічні умови.

#### **2.2. Загальні дані**

Проект «Будівництво житлового комплексу за адресою: Київська обл., м. Вишгород, пров. Прожекторний. I черга будівництва.» розроблено на підставі вихідних даних, наведених у розділі 2.1.

- Основні рішення прийняті в розробці проектної документації відповідають діючим на території України будівельним нормам та правилам;
- Категорія складності комплексу – V;
- Ступінь вогнестійкості будівлі – II;
- Клас відповідальності до основного об'єму будівлі – СС2.

При розробці розділу були використані діючі в Україні державні та відомчі норми та стандарти з будівельного проектування:

<b>Позначення</b>	<b>Назва</b>	<b>Примітки</b>
ДБН 360-92*	Містобудування. Планування та забудова міських і сільських поселень	
ДБН В.2.2-9-2009	Громадські будинки і споруди. Основні положення	
ДБН В.2.2-15-2005	Житлові будинки. Основні положення	
ДБН В.1.1-7-2002	Пожежна безпека об'єктів будівництва	
ДБН А.2.2-3-2014	Склад та зміст проектної документації на будівництво	
ДБН В.2.6-31-2006	Теплова ізоляція будівель	
ДБН В.2.6-33-2008	Конструкції зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією	
ДСТУ В.А.2.4-4-2009	Основні вимоги до проектної та робочої документації	

Орієнтовне значення встановленого терміну експлуатації основних конструктивних елементів прийнято - 100 років.

### **Існуюча містобудівна ситуація**

Ділянка проектування площею 0,8509 розташована в центральній частині міста Вишгород по пров. Прожекторному. Ділянка знаходиться у кварталі, обмеженому проспектом Шевченка, вулицями Шкільна та Набережна.

За функціональним призначенням земля відведена під житлове будівництво.

З північного та східного боку ділянка обмежена громадською та багатоповерховою житловою забудовою. З південного та західного боку ділянка межує з незабудованою територією, що також відведена під житлове будівництво згідно з генеральним планом м. Вишгород. В'їзд на територію ділянки передбачено з внутрішньоквартальних проїздів, що сполучаються з пров. Прожекторним та вул. Шкільною.

Ділянка забудови характеризується незначним перепадом позначок рельєфу в межах від 110,45 до 111,87 практично без ухилу.

На ділянці проектування знаходиться будівля ТП №379, що зберігається, а також підземні інженерні мережі, частина яких підлягає виносу з-під плями забудови.

## **2.3. Архітектурно-будівельні рішення**

### **Генеральний план**

Генеральним планом передбачається розташування на ділянці проектування 10-поверхового одностороннього житлового будинку, що розташовується меридіонально.

Для в'їзду та виїзду на територію комплексу використовуються існуючі внутрішньоквартальні проїзди, що сполучаються з пров. Прожекторним та вул. Шкільною.

Розроблено пішохідно-транспортну схему з улаштуванням:

- проїздів і під'їзних шляхів для пожежних, обслуговуючих та приватних автомобілів;
- зон обслуговування ТП;
- пішохідних зон.

Навколо будівлі передбачено проїзд шириною не менше 3,5 м. Головний вхід до будівлі запроектовано із західного боку зі сторони внутрішнього проїзду.

В проекті враховано санітарно-побутові та протипожежні норми по забезпеченню необхідних розривів між будівлями.

Благоустрій території передбачає посадку зелених насаджень після будівництва житлового будинку у відведених для цього місцях, створення мережі пішохідних маршрутів з високоякісним покриттям, а також улаштування зон відпочинку, квітників і газонів.

Планом благоустрою та озеленення передбачено посадку 6 дерев віком 5 років (лип дрібнолисна та туя західна), а також 140 кущів самшиту і 1791 кв. м газону.

### **Розрахунок необхідної кількості машиномісць на автостоянках**

Розрахунок необхідних машиномісць на автостоянках виконано згідно вимог ДБН 360-92\*\*.

Для зберігання автомашин, що належатимуть мешканцям будинку, передбачені автостоянки безпосередньо на ділянці проектування. Кількість

місць на стоянці відповідає половинній кількості квартир і складає 45 машиномісць.

Тимчасові стоянки для мешканців будинку виконуються по розрахунку  $157 \text{ чол.} \times 0,6 \text{ кв. м} = 94,2 \text{ кв. м} / 25 = 4$  машиномісця.

Проектом на автостоянці також передбачено 2 місця для індивідуальних транспортних засобів інвалідів зі спеціальною розміткою та знаками.

### **Рішення з інженерного захисту територій і об'єктів**

Планом організації рельєфу передбачається суцільне вертикальне планування з забезпеченням відведення дощових та талих вод.

Поверхневі води скидаються в дощову каналізацію відкритою системою водостоку вздовж бортового каменю. Уздовж проїздів встановлюється бордюр з бортового каменю БР100.30.15, по краю тротуарів БР100.20.8.

Покриття транспортних шляхів передбачено з використанням асфальтобетону, а також бруківки, покриття пішохідних шляхів – з модулів ФЕМ. Пішохідні та транспортні шляхи розмежовані тротуарами та бордюрами.

### **Об'ємно-планувальні рішення**

Проектом передбачено зведення 10-поверхового односекційного житлового будинку з цокольним поверхом. Габаритні розміри будинку 42,0 x 17,8 м з виступаючим одноповерховим об'ємом вхідної групи. Покрівля будинку передбачена плоскою.

За відносну відмітку  $\pm 0,000$  прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 112,90 згідно топогеодезичної зйомки М 1:500.

Об'ємно-планувальні рішення будівлі продиктовані конфігурацією ділянки проектування та нормативними обмеженнями. При розташуванні та плануванні будівлі враховано функціональні, санітарні та протипожежні вимоги у відповідності з діючими нормативними документами.

З 1-го по 8-й поверх будинку проектом передбачені одно- та двокімнатні квартири у кількості 8 однокімнатних та 2 двокімнатні квартири на поверх.

На 9-10-му поверхах передбачено розміщення дво- та чотирикімнатних дворівневих квартир. Загальна кількість квартир у будинку – 90.

В цокольному поверсі передбачено розміщення технічних приміщень (теплопункт, насосна, електрощитова), а також офісні приміщення і магазини роздрібної торгівлі непродовольчими товарами. В цокольний поверх передбачено 5 безпосередніх входів з приямків, що розташовані розосереджено.

В будинку передбачений один сходово-ліфтовий вузол зі сходовою кліткою типу СК1 та одним ліфтом вантажопідйомністю 1000 кг загальною місткістю 12 чол. Ширина загального коридору будинку прийнята 1,6 м. Висота всіх надземних поверхів прийнята 3,0 м. Висота цокольного поверху – 3,5 м.

На першому поверсі будівлі передбачено розміщення вестибюльної групи з приміщеннями для консьержу і зберігання колясок та місцем для розміщення поштових скриньок.

Фасади будівлі виконані в лаконічних рисах модернізму. Основними кольорами є білий та сірий, акцентами фасадів служать активні кольорові вертикальні елементи, що розриваються білими горизонтальними поясами через кожні два поверхи. Цокольна частина оздоблена матеріалами темного кольору.

Будинок запроектовано з несучими поздовжніми та самонесучими торцевими стінами з цегли. Перекриття – зі збірних залізобетонних круглопустотних плит з монолітними ділянками. Фундамент – монолітна залізобетонна плита, стіни цокольного поверху – з блоків ФБС.

Загального коридору будинку прийнята 1,6 м. Висота всіх надземних поверхів прийнята 3,0 м. Висота цокольного поверху – 3,5 м.

На першому поверсі будівлі передбачено розміщення вестибюльної групи з приміщеннями для консьержу і зберігання колясок та місцем для розміщення поштових скриньок.

Фасади будівлі виконані в лаконічних рисах модернізму. Основними



кольорами є білий та сірий, акцентами фасадів служать активні кольорові вертикальні елементи, що розриваються білими горизонтальними поясами через кожні два поверхи. Цокольна частина оздоблена матеріалами темного кольору.

Будинок запроектовано з несучими поздовжніми та самонесучими торцевими стінами з цегли. Перекриття – зі збірних залізобетонних круглопустотних плит з монолітними ділянками. Фундамент – монолітна залізобетонна плита, стіни цокольного поверху – з блоків ФБС.

### **Доступність території об'єкту для маломобільних груп населення**

Проект житлового будинку виконано з урахуванням вимог нормативних документів, що стосуються маломобільних груп населення, а саме вимог ДБН В.2.2- 17-2006 та інших.

Різниця відміток між тротуаром біля входу та вхідними дверима в під'їзд складає 100 мм. Для підйому інвалідів на візках з рівня тротуару на рівень ганку перед входом в під'їзд житлового будинку передбачено пандус з ухилом 1:12.

Вхідні двері в під'їзд житлового будинку запроектовано шириною 1,2 м в світлі без порогів. В нижній частині застелених дверей проектом передбачається протиударна полоса на висоту 0,3 м.

Доступ до ліфту забезпечується без перешкод з відмітки землі. Ліфт вантажопідйомністю 1000 кг має кабінку розмірами, що дозволяють користуватись ним інвалідам на візках.

Параметри зон, просторів та елементів будинку і приміщень для інвалідів та маломобільних груп населення запроектовані з урахуванням вимог ДБН В.2.2-17- 2006.

### **Зовнішнє та внутрішнє оздоблення**

Зовнішнім опорядженням фасадів передбачається використання збірних систем теплоізоляції з опорядженням штукатуркою. В якості теплоізоляційного шару передбачено використання пінополістиролу ПСБ-С-25 групи горючості не нижче Г2 товщиною 110 мм з улаштуванням поясів з

мінеральної вати шириною 220 мм навколо віконних та дверних прорізів зовнішніх стін, а також по всьому периметру будинку через кожні три поверхи. Декоративні елементи оздоблення фасадів передбачено виконати керамічною плиткою та металевими профільованими листами. Теплоізоляційна оболонка будівлі запроектована з застосуванням теплоізоляційних матеріалів, термін ефективної експлуатації яких складає не менше 25 років.

Проектом передбачено встановлення віконних блоків з металопластиковим профілем із застосуванням двокамерних склопакетів 4М1-10-4М1-10-4К з опором теплопередачі 0,80 згідно розділу 2 ДБН В.2.6-31:2006 та додатку М ДБН В.2.6-31:2006.

Огородження лоджій на висоту 1,2 м запроектовано суцільним з оздобленням металевими профільованими листами, огороження балконів – металевими декоративними решітками.

Проектом передбачені місця встановлення зовнішніх блоків кондиціонерів на фасадах, в яких встановлюються декоративні металеві решітки.

Внутрішнє оздоблення приміщень загального користування передбачено керамічною плиткою на підлогах та штукатуркою з пофарбуванням на стінах і стелі. Стіни і стелі приміщень квартир передбачені без оздоблення, на підлогах передбачена цементно-піщана стяжка.

Вхідні двері в квартири – металеві з межею вогнестійкості не менше EI30.

### **Сміттєвидалення**

Відповідно до наказу №145 від 17.03.2011 р. Про затвердження Державних санітарних норм та правил утримання територій населених місць, п. 2.17, в житловому будинку, що проектується, всі квартири передбачено обладнати утилізаторами (подрібнювачами) залишків харчових продуктів. Інше сміття в одноразових пакетах регулярно у визначений час передбачено спускати ліфтом та утилізувати у спеціальний контейнер. Після видалення

сміття передбачено вологе прибирання ліфту.

Діаметри каналізаційних труб будуть визначені в робочій стадії проектування після підбору утилізаторів.

### **Захист від шуму**

Інженерне обладнання, що передбачено проектом в цокольному поверсі будинку, запроектовано аналогічно першій секції житлового комплексу. Крім того, всі огорожувальні конструкції також аналогічні першій секції. Розрахунок визначення шумового впливу інженерного обладнання технічних приміщень цокольного поверху житлового будинку та існуючої трансформаторної підстанції додається.

Приміщення тепlopункту та електрощитової, відповідно до ДБН В.1.1-31:2013, п. 10.2.1, не розташовані під житловими приміщеннями квартир. Крім того, конструкцією підлоги приміщення кухні, що знаходиться над електрощитовою, передбачена додаткова гідроізоляція для захисту від випадкового затоплення.

## **2.4 Конструктивні рішення**

### **Вихідні дані**

<b>Позначення</b>	<b>Найменування</b>	<b>Примітка</b>
<b>Пояснювальна записка</b>		
4.1.	Вихідні дані	
4.2.	Забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд	
4.3.	Інженерно-геологічні умови	
4.4.	Конструктивні рішення	
4.5.	Захист конструкцій від корозії	

Розділ виконано на підставі наступних даних:

- Державні будівельні норми України «Навантаження і впливи ДБН В.1.2- 2:2006»
- Креслень розділу АР, стадія «Проект»
- «Технічний звіт» виконаний ТОВ «Майстер-Гео» у липні 2016 р.
- Абсолютна мінімальна температура зовнішнього повітря – мінус 39°С.

- Корисні навантаження прийнято для відповідних приміщень згідно ДБН В.1.2 – 2:2006 «Навантаження і впливи».

- Снігове навантаження згідно ДБН В.1.2-2:2006 – 1600 Па.

- Швидкісний опір вітру згідно з ДБН В.1.2-2:2006 – 450 Па.

- Значення тимчасових характеристичних навантажень на житлові будинки:

на перекриття в житлових приміщеннях – 1,50кН/м<sup>2</sup>; на сходи та холи – 3,00 Н/м<sup>2</sup>; на балкони – 4,00 кН/м<sup>2</sup>; 2,00 кН/м<sup>2</sup>.

- Термін експлуатації будинку згідно ДБН В.1.2-14-2009 - 100 років.

- Клас наслідків для об'єкту – СС2.

Залежно від наслідків, які можуть бути викликані відмовою конструкцій будівлі призначено наступні категорії: А – палі, фундаментні плити, ростверки, колони, пілони, монолітні несучі стіни, Б – плити перекриття та покриття, сходи, перетинки. Відповідно до п 7.6.4 табл.5 ДБН В.1.2-14-2009 для розрахунку конструкцій використовуються наступні коефіцієнти відповідальності:

Для СС2 γп: усталених, перша група граничних станів – А-1,100, Б-1,050, В-1,000; друга група граничних станів – А, Б, В – 0,975; перехідних, перша група граничних станів - А-0,975, Б-0,950, В-0,925; друга група граничних станів - А, Б, В – 0,950; аварійних, перша група граничних станів - А, Б, В – 0,975.

- При розробці даного проекту керуватися вимогами: ДБН В.2.1-10-2009 “Основи та фундаменти споруд”.

ДБН В.2.6-162:2010 “Кам’яні та армокам’яні конструкції”. ДБН В.2.6-98:2009 “Бетонні та залізобетонні конструкції”; ДБН В.2.6-163:2010 “Сталеві конструкції”;

ДБН В.1.2- 2:2006 “Навантаження і впливи”; ДСТУ Б В.1.2- 3:2006 “Прогини і переміщення”.

**Забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд:**

За конструктивною схемою будинок є безкаркасним з несучими повздовжніми та поперечними цегляними стінами, в рівні цокольного, 3, 6, 9-их поверхів усі стіни товщиною до 380 мм включно об'єднані монолітними поясами висотою 220 мм. Просторова жорсткість забезпечується сумісною роботою несучих повздовжніх та поперечних стін, сходових кліток, монолітних поясів та дисків міжповерхових залізобетонних перекриттів (див. креслення КР).

Термін експлуатації будинку згідно ДБН В.1.2-14-2009 - 100 років. Клас наслідків для об'єкту – СС2.

Залежно від наслідків, які можуть бути викликані відмовою конструкцій будівлі призначено наступні категорії: А – фундаментні плити, колони, пілони, монолітні несучі стіни, Б – плити перекриття та покриття, сходи, перетинки. Відповідно до п

7.6.4 табл.5 ДБН В.1.2-14-2009 для розрахунку конструкцій використовуються наступні коефіцієнти відповідальності:

Для СС2  $\gamma_n$ : усталених, перша група граничних станів – А-1,100, Б-1,050; друга група граничних станів – А, Б – 0,975;

перехідних, перша група граничних станів - А-0,975, Б-0,950; друга група граничних станів - А, Б – 0,950;

аварійних, перша група граничних станів - А, Б – 0,975.

При проектуванні будівлі, застосовані конструктивні рішення для забезпечення безпечного виконання (технологічних операцій) з урахуванням забезпечення надійності та конструкційної безпеки будівель і споруд.

У зв'язку з цим положенням були виконані необхідні розрахунки.

Результати розрахунку підтверджують забезпечення надійної та безпечної експлуатації будівлі при прийнятих конструктивних рішеннях.

Надійність, в тому числі довговічність, забезпечуються одночасним виконанням вимог, що пред'являються до вибору матеріалів, конструктивних і об'ємно-планувальних рішень, до методів розрахунку, проектування і контролю якості робіт.

Безпека експлуатації та об'єкта забезпечується періодичним контролем за станом будівель та споруд.

Після закінчення терміну експлуатації для спорудження повинно бути виконано технічне обстеження згідно програми технічного обстеження будівель і споруд. За результатами технічного обстеження має бути прийнято відповідне рішення щодо посилення або реконструкції з метою продовження подальшого терміну експлуатації.

### **Інженерно-геологічні умови**

- За відносну позначку  $\pm 0,000$  прийнята абсолютна позначка 112,90 на генплані.

- Всіма свердловинами зафіксовані води водоносного горизонту типу «верховодка» на глибинах 3.8, 6.5, 6.7, 7.8 (відмітки відповідно 107.5м, 105.1м, 104.9м, 103.7м.), що утворився над прошарками та всередині супіщано-суглинистих прошарків ґрунтів ІГЕ 3, 3а, 4.

- Глибина залягання виділених ІГЕ, їх потужність і поширення наведені на інженерно- геологічному розрізі (див. креслення аркуш 11).

- Несучим шаром для фундаменту будинку обрані шари-піски ІГЕ 2, 2щ; супіски ІГЕ 3, 3а. Проектом передбачено конструктивні заходи проти нерівномірного осідання фундаментів та розвитку неприпустимих деформацій будинку. Ґрунти ІГЕ Н, 1, 1а мають бути видалені.

Оскільки, місцями, на передбаченій глибині залягання фундаментів наявні

насипні ґрунти ІГЕ Н, та супіски ІГЕ 3 - передбачено їх вибірку та заміну на піски середньої крупності з доведенням щільності сухого ґрунту до 1.65г/см<sup>3</sup>.

Врахувати можливість замочування ґрунтів основи «верховодкою» та переходу твердих супісків ІГЕ 3 до пластичного стану (ІГЕ 3а), і те, що вказане замочування може бути нерівномірним (як по всій площі проєктованого будинку так і локальним). Після проходки котловану

необхідно провести опробування ґрунтів дна котловану для уточнення їх властивостей.

### **Конструктивні рішення**

За конструктивною схемою будинок є безкаркасним з несучими повздовжніми та поперечними цегляними стінами, в рівні цокольного, 3, 6, 9-их поверхів усі стіни товщиною до 380 мм включно об'єднані монолітними поясами висотою 220 мм. Просторова жорсткість забезпечується сумісною роботою несучих повздовжніх та поперечних стін, сходових кліток, монолітних поясів та дисків міжповерхових залізобетонних перекриттів (див. креслення КР).

Будівлю запроектовано з наступних конструктивних елементів:

- Стіни житлових поверхів 1-4 поверху – з керамічної повнотілої цегли, товщиною 510 мм (цегла стін марки М125 по ДСТУ Б.В.2.7-61:2008 на розчині марки М75 по ДСТУ Б.В.2.7-23-95, армована горизонтальними сітками з проволочи Вр-I, по ГОСТ 6727-80); на рівні 5-ого поверху стіни товщиною 510 мм зменшуються до 380 мм;

- Стіни цокольних поверхів – з фундаментних блоків ФБС по ДСТУ Б В.2.6- 108:2010 товщиною 500, 400 мм висотою 580 мм під стіни товщиною 510, 380 мм відповідно. В місцях неможливості укладання ФБС (насиченість стін віконними прорізами та комунікаціями) блоки замінено на монолітні стіни відповідної товщини (бетон класу С20/25, арматура класу А500С, А240С по ДСТУ 3760:2006);

- Плити перекриття (покриття) – залізобетонні багатопустотні, шириною 1200, 1500 мм, розрахунковим навантаженням 800 кг/м<sup>2</sup> (без урахування власної ваги) по ДСТУ Б.В.2.6-53:2008;

- Балкони – монолітні консольні плити (бетон класу С20/25, арматура класу А500С, А240С по ДСТУ 3760:2006);

- Монолітні ділянки – монолітні товщиною 220 мм (бетон класу С20/25, арматура класу А500С, А240С по ДСТУ 3760:2006);

- Монолітні пояси – монолітні висотою 220 мм (бетон класу

C20/25, арматура класу А500С, А240С по ДСТУ 3760:2006);

- Балки – монолітні залізобетонні перерізом 300x450(h) мм (бетон класу C20/25, арматура класу А500С, А240С по ДСТУ 3760:2006);

### **Захист конструкцій від корозії**

- Заходи щодо антикорозійного захисту конструкцій розроблені згідно вимог СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии» з урахуванням неагресивного середовища.

- Бетон використовується марки по водопроникності W4.

- По всіх поверхнях конструкцій, що стикаються з ґрунтом, виконати рулонну гідроізоляцію, що наплавляється в два шари, по попередньо поґрунтованій поверхні.

- Перед ґрунтуванням сталеві конструкції ретельно очистити від окислів, іржі, жирових плям у відповідності до ГОСТ 9.402.80\*. При цьому забезпечити другий ступінь очищення поверхонь.

- Всі роботи з антикорозійного захисту виконувати з дотриманням вимог СНиП 3.04.03-85 «Защита строительных конструкций от коррозии» і ГОСТ 12.03.005- 75 «Работы окрасочные. Общие требования безопасности», ГОСТ 12.03.016-87

«Строительство. Работы окрасочные. Общие требования безопасности».

- Металоконструкції пофарбувати двома шарами емалі ПФ115 ГОСТ 926-82 по одному шару ґрунтовки ГФ-021 ГОСТ 25129-82. Загальна товщина покриття - 60 мкм.

Вогнезахист конструкцій згідно категорійності приміщень розробляється додатково спеціалізованою організацією. Поверхні металевих конструкцій під протипожежне покриття перед його нанесенням вкриваються лише одним шаром ґрунтовки ГФ-021 ГОСТ 25129-82.

### **2.5. Протипожежні заходи**

Протипожежні заходи розроблено у відповідності до ДБН 360-92\*\* "Планування та забудова міських та сільських поселень", ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва", ДБН В.2.2-15-2005 "Житлові



будинки" та інших діючих в Україні норм і стандартів.

### **Поверховість та вогнестійкість будинків**

Умовна висота будинку знаходиться в межах абсолютних відміток 111,00 – 136,90 та визначається висотою розташування верхнього (9-го) поверху, без врахування 10-го поверху, на якому розташовані верхні рівні дворівневих квартир. Висота розташування верхнього (9-го) поверху визначається різницею позначок поверхні проїзду для пожежних машин і підлоги верхнього поверху і складає 25,9 м.

Ступінь вогнестійкості будівлі прийнята II, відповідно ДБН В.2.2-15-2005, п.4.2.

Параметри кількості та місцезнаходження сходових та ліфтових вузлів, а також їх віддаленість від приміщень з перебуванням в них людей розраховані для нормативної та зручної евакуації людей. Евакуація з будівлі відбувається сходовими клітками типу СК1.

Перегородки таких пожежонебезпечних приміщень, як тепловий пункт, електрощитова, передбачено протипожежними 1-го типу (EI30), а двері в них протипожежними 2-го типу з межею вогнестійкості не менше 0,6 години з пристроями для самозачинення та ущільненнями в притулах.

### **Обмеження поширення пожежі**

#### **Генеральний план**

Генеральним планом передбачено наявність нормованих протипожежних розривів між будинками та спорудами, та проїздів до будинків згідно з додатком 3.1. ДБН 360-92. Для житлових та громадських будівель I та II ступеня вогнестійкості прийнято не менше 6 м.

Обмеження поширення пожежі між будинками досягається:

- зниженням пожежної небезпечності будівельних матеріалів, що використовуються в зовнішніх огорожувальних конструкціях, у тому числі оздоблення та облицювання фасадів, а також у покриттях. Зовнішня поверхня облицювання зовнішніх стін будівлі виконується з матеріалів групи горючості не нижче Г1; утеплення зовнішніх стін передбачено з матеріалів

групи горючості не нижче Г2 з виконанням поясів через кожні три поверхи та обрамлення віконних та балконних прорізів тепловою ізоляцією із негорючих матеріалів (мінеральної вати) завширшки не менше двох товщин використаної ізоляції, відповідно до ДБН В.2.6- 33-2008, п.5.3.3.

- застосуванням конструктивних рішень, спрямованих на створення перешкоди поширенню пожежі між будинками.

### **Архітектурно-будівельна частина**

#### **Обмеження поширення пожежі в будинках**

Обмеження поширення пожежі в будинках досягається:

- Визначенням частин, які мають бути протипожежними відсіками або протипожежними секціями. Протипожежні відсіки прийнято в межах одного поверху будівлі і відокремлені один від одного протипожежними перекриттями 3-го типу по всій дожині та ширині будівлі.

- Шляхи евакуації відокремлені протипожежними перегородками 1-го типу з межею вогнестійкості EI30.

- Міжквартирні ненесучі стіни і перегородки мають межу вогнестійкості EI45.

- Евакуаційні виходи з цокольного поверху передбачено безпосередньо назовні, через приямки.

- В пожежонебезпечних технічних приміщеннях (електрощитова та теплопункт) передбачено влаштування протипожежних перегородок 1-го типу та протипожежних дверей 2-го типу. Протипожежні засоби забезпечені сертифікатами відповідності.

- Огороджувальні конструкції для прокладки вертикальних комунікацій і двері ніш для доступу прийняті з межею вогнетривкості 0,6 години.

- Передбачено 1 вихід на покрівлю будівлі з розрахунку 1 вихід на 1000 м<sup>2</sup>.

- На перепадах рівнів покрівель передбачено пожежні сходи типу П1.

## **Забезпечення безпечної евакуації людей**

### **Евакуаційні виходи**

Евакуаційні виходи ведуть із приміщень:

Першого наземного поверху - назовні безпосередньо, через коридор та сходові клітки;

Будь-якого надземного поверху, крім 1-го - через коридори до сходових кліток;

Цокольного поверху – назовні безпосередньо або через коридори до приямків, що мають виходи безпосередньо назовні.

Квартири на кожному поверсі мають вихід на одну сходову клітку типу СК1. В якості другого евакуаційного виходу з кожної квартири передбачені виходи на балкони або лоджії без застосування, що влаштовуються уздовж зовнішньої стіни будинку з глухим простінком шириною не менше 1,2 м між торцем лоджії та прорізом, який виходить на лоджію і не менше 1,6 м між прорізами.

На 9-му та 10-му поверхах запроектовані квартири у двох рівнях. Ці квартири мають вихід в сходові клітки через нижній (9-й) поверх. При цьому 10-й поверх забезпечений евакуаційними виходами згідно ДБН В.2.2-15-2005, п.4.10.

Найбільша відстань від дверей квартири до виходу у сходову клітку або назовні прийнята не більше 25 м.

Висота та ширина у просвіті евакуаційних виходів (дверей) з квартир прийнята 2,0 м та 0,9 м відповідно.

Двері евакуаційних виходів і двері на шляхах евакуації відчиняються у напрямку виходу людей з будинку.

Двері евакуаційних виходів зі сходової клітки і вестибюлю (фойє) не мають запорів, що перешкоджають їх вільному відкриванню зсередини без ключа.

### **Евакуаційні шляхи**

Евакуаційні шляхи запроектовано з урахуванням рішень забезпечення

безпечної евакуації людей, викладених вище. Вони не включають ділянки, що ведуть:

а) через приміщення, виходи із яких повинні бути закриті відповідно до умов експлуатації;

б) через покрівлю будинку.

На шляхах евакуації всередині будівлі відстань від дверей квартир до виходу у сходову клітку або назовні прийнято відповідно вимог ДБН В.2.2-15-2005, табл. 3 і становить не більше 25 м.

Ширина поверхових коридорів прийнята 1,6 м. Коридори завдовжки більше 60 м відсутні.

Проектом передбачено будівельні матеріали з рівнем пожежною безпеки не менше

ніж:

а) Г1, В1, Д2, Т2 - для оздоблення стін і стель вестибюлів, сходових кліток, ліфтових холів;

б) Г2, В2, Д2, Т2 - для оздоблення стін і стель коридорів, холів і фойє;

в) Г2, РП1, Д2, Т2 - для покриттів підлог вестибюлів, сходів, сходових кліток, ліфтових холів;

г) В2, РП2, Д2, Т2 - для покриттів підлог коридорів, холів, фойє. Підвісні стелі на шляхах евакуації відсутні.

Обладнання, комунікації, трубопроводи прокладаються приховано в комунікаційних коридорах та не виступають з площини стін.

На момент виконання будівельно-монтажних робіт замовник повинен підтвердити зазначені у проектній документації межі вогнестійкості та поширення вогню будівельних конструкцій протоколами випробувань за ДСТУ Б В.1.1-4 або сертифікатами виданими в установленому порядку.

### **Евакуація по сходах і сходових клітках**

В будинку передбачена одна сходова клітка типу СК1, що розташована посередині. Уклон маршів сходів на шляхах евакуації не перевищує 1:2. Уклон маршів сходів,

що ведуть у цокольний поверх прийнято 1:1,5.

Кількість підйомів в одному марші між площадками прийнято не менше 3 і не більше 13.

Використання криволінійних у плані сходів не передбачено.

Марші та площадки сходів мають огорожу заввишки не менше 0,9 м.

Ширина сходових маршів та сходових площадок прийнята 1,2 м.  
Ширина зовнішніх дверей – 1,2 м.

Евакуаційні виходи з цокольного поверху передбачено безпосередньо назовні у напрямки зі сходами.

Вихід зі сходової клітки передбачено через вестибюль назовні на прилеглу до будинку територію безпосередньо.

Площа світлових прорізів, що відчиняються, у зовнішніх стінах сходової клітки прийнята не менше як 1,2 м<sup>2</sup> на кожному поверсі.

Вихід на покрівлю передбачено через сходову клітку.

Коридори та інші шляхи евакуації відокремлюються від приміщень протипожежними перегородками 2-го типу з межею вогнестійкості EI15 та перекриттями 3-го типу.

### **Забезпечення гасіння пожежі та проведення пожежно-рятувальних робіт**

Гасіння можливої пожежі і проведення пожежно-рятувальних робіт забезпечується такими конструктивними, об'ємно-планувальними та інженерно-технічними заходами:

- Улаштуванням проїздів і під'їзних шляхів для пожежних машин, суміщених з функціональними проїздами та під'їздами. Довкола будівлі передбачається проїзд шириною не менше 3,5 м для проїзду пожежних машин, а також зона, вільна від дерев та інших перешкод безпосередньо навколо будівлі.

- Улаштуванням протипожежного водопостачання (для зовнішнього та внутрішнього пожежогасіння).

- Обладнанням будинку в необхідних випадках індивідуальними і

колективними засобами захисту та рятування людей.

- Проїзди та під'їзні шляхи для пожежних машин передбачено відповідно до вимог ДБН 360, СНиП II-89, ДБН Б.2.4 -1, ДБН Б.2.4 -3.
- Вихід на покрівлю влаштовується безпосередньо зі сходової клітки.
- Кількість виходів на покрівлю відповідає кількості сходових кліток.
- У місцях перепаду висот покрівель від 1 до 20 м передбачено зовнішні пожежні драбини типу П1.
- Зовнішні пожежні драбини виконуються з негорючих матеріалів і розташовуються на відстані, не меншій за 1 м від віконних прорізів.
- Передбачається огороження за периметром покрівлі відповідно до ГОСТ 25772.
- До систем протипожежного водопостачання будинків забезпечується вільний доступ для підрозділів пожежної охорони та їх обладнання.

#### ***Техніко-економічні показники***

по проекту «Будівництво житлового комплексу за адресою: Київська обл., м. Вишгород, пров. Прожекторний.

І черга будівництва.»

<i>№ п/п</i>	<i>Показник</i>	<i>Од. виміру</i>	<i>Кількість</i>
1	Характер будівництва	-	нове будівництво
2	Площа ділянки	га	0,8509
3	Площа забудови	м <sup>2</sup>	728,00
4	Поверховість	поверх	10
5	Умовна висота	м	25,90
6	Загальна площа будинку	м <sup>2</sup>	6 393,20
7	Кількість квартир, у тому числі:	квартира	89
7.1	- однокімнатних	квартира	59
7.2	- двокімнатних	квартира	19
7.3	- чотирікімнатних	квартира	1
7.4	- двокімнатних (в двох рівнях)	квартира	8
7.5	- чотирікімнатних (в двох рівнях)	квартира	2
8	Площа квартир у будинку	м <sup>2</sup>	4 043,05
9	Площа літніх приміщень	м <sup>2</sup>	251,95
10	Загальна площа квартир у будинку	м <sup>2</sup>	4 295,00
11	Площа приміщень загального користування	м <sup>2</sup>	743,42
12	Площа нежитлових приміщень	м <sup>2</sup>	370,98
13	Загальний будівельний об'єм, у тому числі:	м <sup>3</sup>	24 752,00
13.1	- вище позначки ±0,00	м <sup>3</sup>	22 568,00
13.2	- нижче позначки ±0,00	м <sup>3</sup>	2 184,00
14	Показники енергоефективності		
14.1	- річна потреба в умовному паливі	тис. т	51,95
14.2	- річна потреба у воді	тис. м <sup>3</sup>	15,714
14.3	- річна потреба в електроенергії	тис. кВт*год.	1 465,892
14.4	- річна потреба у тепловій енергії	Гкал	363,70

### 3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

#### 3.1. Розрахунок збірної залізобетонної панелі перекриття з овальними пустотами

Дані для проектування:

- Розміри житлової будівлі в плані (в осях): 15,3×31,75 м
- Кількість поверхів-4
- Висота поверхів: 2,85 м.
- Корисне навантаження: 8,0 кН/м<sup>2</sup>
- Тип підлоги – паркетна.
- Стіни: цегляні.
- Панелі – з круглими пустотами.
- Клас робочої поздовжньої арматури для: плит А600С попередньо напружена.
- Клас бетону для: плити – С25/30.
- Умовний розрахунковий тиск на землю на глибині 1.5 м : R = 150 кПа.
- Місце будівництва – Київська область.

Перекриття виконується із збірних попередньо напружених залізобетонних панелей, укладених на цегляні стіни.

#### 3.2. Загальні відомості

Дані для проектування: ширина панелі 1,2 м, виготовляється з бетону класу С25/30 :  $f_{ck} = 22$  МПа;  $f_{cd} = 17$  МПа;  $f_{ctk} = 1,8$  МПа;  $E_{cm} = 32,5 \times 10^3$  МПа.

Арматура поздовжня напружена класу А600С:  $f_{pk} = 630$  МПа;  $f_{p0,1k} = 575$  МПа;  $E_p = 19 \times 10^4$  МПа.

У панелі перекриття припустиме виникнення тріщин.

Панелі виготовляються у заводських умовах (агрегатно-поточна технологія виготовлення) з прогрівом бетону при атмосферному тиску. Натягування арматури на упори здійснюється електротермічним способом. Розрахункове значення опору розтягу напруженої арматури А600С  $f_{pd}$  визначаємо за формулою (згідно ДСТУ Б. В. 2.6.-156:2010):



$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,2} = 479,17 \text{ МПа.}$$

де  $\gamma_s=1,2$  для I групи.

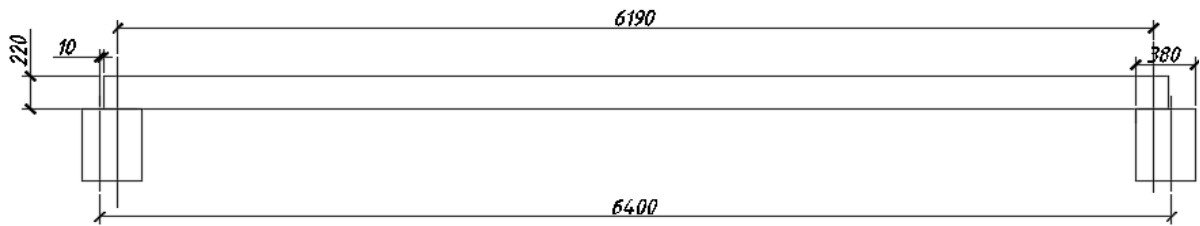


Рис. 3.1. Схема розрахункового прольоту панелі перекриття.

У випадку, коли панелі опираються на стіну зверху, розрахунковий проліт:

$$l_{01} = l_1 - 2 \cdot \frac{b}{4} - 40 = 6400 - 2 * (380 / 4) - 20 = 6190 \text{ мм}$$

Навантаження, що передаються на панель перекриття, складаються зі сталого і тимчасового (корисного).

Для даної конструктивної схеми визначимо навантаження на перекриття.

Таблиця 3.1.

Збір навантажень на 1м<sup>2</sup> залізобетонної плити перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fn}$	Коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n$	Розрахункове навантаження кН/м <sup>2</sup>
1. Постійне: 1.1. Паркетна підлога на мастиці t=90 мм.	1	1,2	1,05	1,26
1.2. Власна вага панелі перекриття t=220 мм:	2,94	1,1	1,05	3,4
Разом:	$G_n=3,94 \text{ кН/м}^2$			$G=4,66 \text{ кН/м}^2$
2. Тимчасове	8,0	1,2	1,05	10,08
Всього	$p_n=11,94 \text{ кН/м}^2$			$p=14,74 \text{ кН/м}^2$

Повне розрахункове навантаження при  $\gamma_f > 1$  на 1 м погонної довжини панелі шириною 1,2 м:

$$P = p \cdot 1,2 = 14,74 \cdot 1,2 = 17,69 \text{ кН / м}$$

Зусилля від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{P \cdot l_0^2}{8} = \frac{17,69 \cdot 6,19^2}{8} = 84,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{P \cdot l_0}{2} = \frac{17,69 \cdot 6,19}{2} = 54,8 \text{ кН}$$

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм,}$$

де  $a$  - захисний шар бетону;

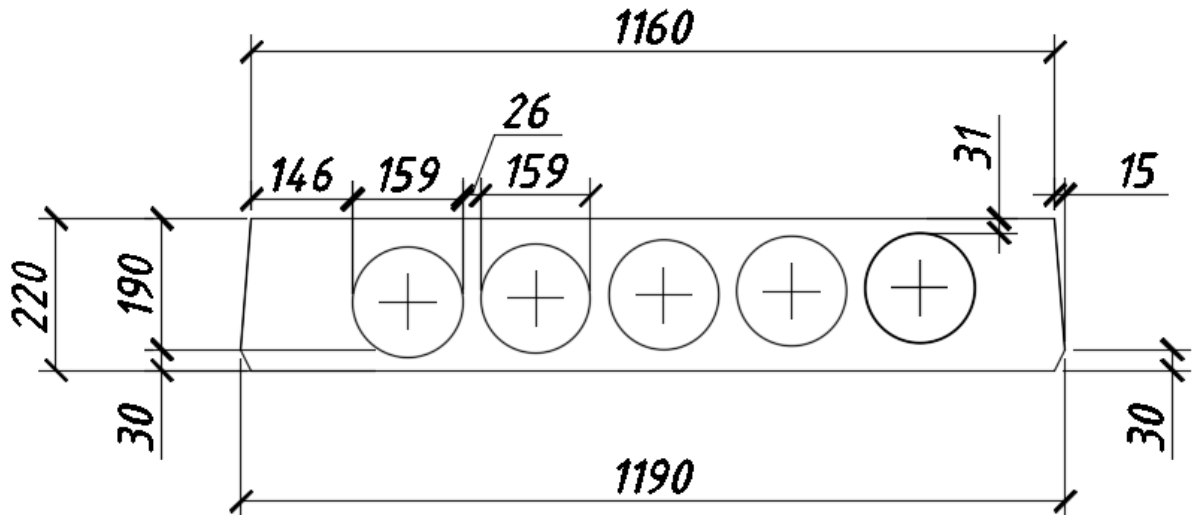


Рис. 3.2. Прийнятий переріз плити

Розрахунковий еквівалентний переріз панелі - двотавровий. Виходячи з припущення, що нейтральна вісь пройде в межах полички і ширина полички дорівнює ширині панелі:  $b_{eff} = 1160 \text{ мм}$ . Кількість отворів – 5.

$$\text{Ширина ребра тавра: } b_w = 1160 - 159 \cdot 5 = 365 \text{ мм}$$

### 3.3. Розрахунок міцності нормального перерізу

1. Установлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу:

Перевірку положення нейтральної осі  $M_f$  визначають без урахування  $A_s'$ .

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f' \cdot f_{cd} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 1160 \cdot 30 \cdot 17 \cdot (190 - 0,5 \cdot 30) = 103,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так, як умова  $M_f = 103,53 \text{ кН} \cdot \text{м} \geq M = 84,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$  виконується то межа стиснутої зони бетону знаходиться в полиці тавра. Розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу шириною  $b = b_{eff}' = 116 \text{ см}$

$$2. \text{ Знаходимо: } \alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{84,73 \cdot 10^6}{17 \cdot 1160 \cdot 190^2} = 0,14$$

Щоб панель не переармовувати і, таким чином, виключити необхідність встановлення арматури у стислій зоні бетону, має виконуватись умова:

$$\xi \leq \xi_R$$

$$\xi_R = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \xi_{so}} \quad \text{де, } \xi_{cu3,cd} = 3\% \text{ для бетону C25/30, } \xi_{so} = 2,3$$

$$\xi_R = \frac{3}{3 + 2,3} = 0,566$$

При  $\alpha_m = 0,14$  маємо  $\xi = 0,19 < \xi_R = 0,566$ ; Умова виконується.

3. Площа попередньо напруженої арматури:

$$A_p = \frac{M}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{84,73 \cdot 10^6}{479,1667 \cdot 190 \cdot 0,924} = 1007,22 \text{ мм}^2$$

4. Приймаючи розташування робочої попередньо напруженої арматури через 2 порожнини (кроком 370 мм) маємо для 5-ти порожнистої плити 4 стержнів. За сортаментом підбираємо: 6Ø16 мм А600С з  $A_p = 12,06 \text{ см}^2 \geq 10,07 \text{ см}^2$ .

5. Звичайну арматуру приймаємо конструктивно: каркаси К-1 (4шт), з повздовжньою арматурою Ø10А400С.

### 3.4. Розрахунок міцності за похилим перерізом

Перевірка необхідності розрахункової поперечної арматури:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} = 2,02 \leq 2d = 380$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_{eff} \cdot d} = \frac{1206}{1160 \cdot 190} = 0,0055 \leq 0,02$$

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{eff} \cdot d =$$

$$= \left[ 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0055 \cdot 22)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,66 \right] \cdot 1160 \cdot 190 = 109483,089H = 109,48кН > (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,464 + 0,15 \cdot 1,66) \cdot 0,365 \cdot 0,19 = 49,45кН.$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,464$$

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{0,5 \cdot \sigma_p \cdot A_p}{(h \cdot b_{eff} - \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \cdot n)} = \frac{0,5 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 12,06 \cdot 10^{-4}}{(0,220 \cdot 1,160 - \frac{\pi \cdot 0,159^2}{4} \cdot 5)} = 1,93МПа \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 17 = 3,4МПа.$$

Так як  $V_{Rd,c} = 109,48кН \geq V_{Ed} = 54,8кН$ , то то міцність бетону на дію поперечної сили є достатньою. В такому випадку для порожнистих плит поперечне армування рекомендується ставити конструктивно при збереженні правил підбору його кроку.

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 190 = 170 \text{ мм}$$

$$a_{cw} = 1; \text{ так як } N_{Ed} = 0$$

Крок поперечних стержнів:

Приймаємо  $S = 100$  мм, з урахуванням вимоги  $S = h/2 = 220/2 = 110$ .

Мінімальний переріз поперечної арматури:

$$A^{1}_{sw,min} = ((0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}) \cdot S_w \cdot b_w = ((0,08 \cdot \sqrt{22}) / 240) \cdot 100 \cdot 365 = 57,07 \text{ мм}^2$$

$$A^2_{sw,min} = p_w \cdot S_w \cdot b_w = 0,0055 \cdot 100 \cdot 365 = 200,75 \text{ мм}^2$$

$$A_{sw,min} = 200,75 \text{ мм}^2$$

Кількість зварних каркасів поперечної арматури приймаємо рівною кількості стрижнів попередньо напруженої арматури (4 шт.). Отже, мінімальна площа одного стержня поперечної арматури:

$$A^{1cmp}_{sw,min} = A_{sw,min} / 4 = 200,75 / 4 = 50,19 \text{ мм}^2 = 0,5019 \text{ см}^2$$

Враховуючи мінімально можливий діаметр арматури А240С 10 мм з

$$A^{1cmp}_{sw,min} = 0,628 > 0,5019.$$

Верхня та нижня полиці плити армують конструктивно сітками С1 та С2

Верхня: Марка сітки С1  $\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}$  1830x6550.

Нижня: Марка сітки С2  $\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}$  860x1880

А також конструктивно приймаємо сітку С3 біля опор плити, оскільки там виникає найбільша поперечна сила.

Марка сітки С3  $\frac{5Bp1-200}{4Bp1-200}$  2200x460.

### 3.5. Визначення геометричних характеристик зведеного перерізу

Уточнюємо прийнятий раніше двотавровий переріз, замінюючи круглі порожнини еквівалентними прямокутними:

Висота полицок двотавра:  $h_f = 3 \text{ см}$ ;

Товщина ребра двотавра:  $b_w = 36,5 \text{ см}$

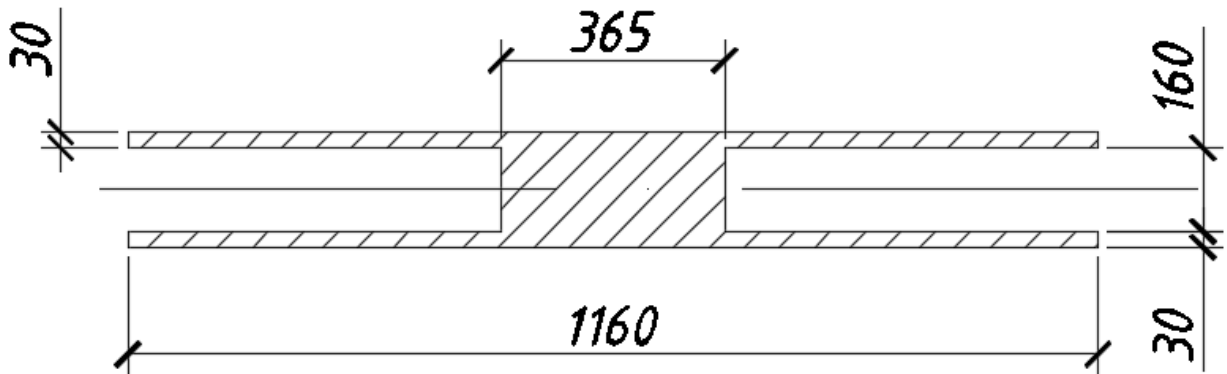


Рис. 3.3. Схема розрахункового еквівалентного перерізу панелі.

Площа еквівалентного перерізу панелі:

$$A_c = \sum_{i=1}^n A_{bi} = 2 \cdot b_{eff} \cdot h_f + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) = 2 \cdot 116 \cdot 3 + 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) = 1280 \text{ см}^2$$

Площа зведеного перерізу панелі:

$$A_{red} = \sum_{i=1}^n A_{bi} + \alpha \cdot A_{p1} = 1280 + 5,85 \cdot 10,07 = 1338,9 \text{ см}^2$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{19 \cdot 10^4}{3,25 \cdot 10^4} = 5,85$$

Статичний момент перерізу бетону відносно нижньої грані панелі:

$$\begin{aligned} S &= b_{eff} \cdot h_f \cdot \left( h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot \frac{h}{2} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \frac{h_f}{2} = \\ &= 116 \cdot 3 \cdot \left( 22 - \frac{3}{2} \right) + 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) \cdot \frac{22}{2} + 116 \cdot 3 \cdot \frac{3}{2} = 14080 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги зведеного перерізу:

$$y = \frac{S}{A_{red}} = \frac{14080}{1338,9} = 10,5 \text{ мм};$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно центра тяжіння:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{eff} (h_f)^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left( h - \frac{h_f}{2} - y_0 \right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - 2h_f)^3}{12} + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot \left( y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + \\ &+ \frac{b_{eff} \cdot (h_f)^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left( y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{116 \cdot 3^3}{12} + 116 \cdot 3 \cdot \left( 22 - \frac{3}{2} - 10,5 \right)^2 + \frac{36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3)^3}{12} + \\ &+ 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) \cdot \left( 10,5 - \frac{22}{2} \right)^2 + \frac{116 \cdot 3^3}{12} + 116 \cdot 3 \cdot \left( 10,5 - \frac{3}{2} \right)^2 = 76196,075 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Момент опору перерізу відносно нижньої грані елемента:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{76196,075}{10,5} = 7256,77 \text{ м}^3$$

Момент опору перерізу відносно верхньої грані елемента:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{76196,075}{22 - 10,5} = 6625,75 \text{ см}^3$$

Момент опору перерізу з урахуванням пластичних властивостей бетону:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 7256,77 = 10885,16 \text{ см}^3$$

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 6625,75 = 9938,625 \text{ см}^3$$

$\gamma = 1,5$  – коефіцієнт для двотаврового профілю, при  $b_{eff}/b = 116/36,5 = 3,18$

$$\text{Радіус ядра перерізу: } r = \frac{W'_{pl}}{A_{red}} = \frac{6625,75}{1338,9} = 4,89 \text{ см}$$

### 3.6. Визначення втрат попереднього напруження арматури та зусиль попереднього обтискання

Призначаємо величину початкового напруження :

$\sigma_{p,max}$  із врахуванням слідуєчого:

$$0,3 f_{p0,1k} \leq \sigma_{p,max} \leq 0,8 f_{pk} \text{ (або } 0,9 f_{p0,1k} \text{)}$$

$\sigma_{p,max} = 0,75 f_{p0,1k} = 0,75 \cdot 575 = 431,25 \text{ МПа}$ . Приймаємо значення  $\sigma_{p,max} = 490 \text{ МПа}$ .

$$490 \text{ МПа} < 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$490 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа};$$

$$490 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 575 = 172,5 \text{ МПа};$$

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 490 \cdot 1007,22 = 493,54 \text{ кН.}$$

Миттєві (технологічні) втрати:

Втрати від релаксації напружень в арматурі визначаємо за формулою

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 0,03 \cdot 1007,22 \cdot 490 = 14,81 \text{ кН.}$$

Втрати від температурного перепаду при виготовленні збірних конструкцій:  $\Delta P_{\Delta t} = 0$ , так як при агрегатно-потоківій технології виріб при пропарюванні нагрівається разом з формою і упорами, тому температурний перепад між ними дорівнює нулю.

Втрати, від деформації сталюї форми при прийнятій технології натягу стержнів:  $\Delta P_3 = 0$ .

Втрати, викликані пружною (миттєвою) деформацією бетону при натягу на упори визначаємо за формулою:

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \left( 1 + y_{p1}^2 \frac{A_{red}}{I_{red}} \right) P_{0,c};$$

$$\text{де } \rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{1007,22}{128000} = 7,87 \cdot 10^{-3}; \quad \alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,85;$$

$P_{0,c}$  – зусилля попереднього напруження з врахуванням втрат, реалізованих на момент обтискування бетону.

$$P_{0,c} = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_t - \Delta P_{el} = 493,54 - 14,81 - 0,0 - 0,0 = 478,73 \text{ кН};$$

$$y_{p1} = y - c_p = 10,5 - 3,5 = 7,0 \text{ мм};$$

$$\Delta P_c = 5,85 \cdot 7,87 \cdot 10^{-3} \cdot \left( 1 + 70^2 \frac{133890}{76196,075 \cdot 10^6} \right) \cdot 478,73 = 23,6 \text{ кН.}$$

Величина початкової сили напруження арматури  $P_{T,0}$  на момент часу  $t = t_0$ , прикладеної до бетону одразу після натягу не повинна перевищувати величини:

$$P_{T,0} = \sigma_{pmo} \cdot A_p \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_p \text{ або } 0,85 f_{p0,1k} \cdot A_p,$$

$$\text{де } P_{T,0} = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} - \Delta P_{el} - \Delta P_c = 493,54 - 14,81 - 23,6 = 455,13 \text{ кН,}$$

$$455,13 \text{ кН} < 0,75 \cdot 630 \cdot 1007,22 = 475911,45 \text{ Н} = 475,91 \text{ кН} -$$

умова виконується.

Залежні від часу втрати (експлуатаційні втрати):

Залежні від часу втрати попереднього напруження, викликані повзучістю і усадкою бетону, а також довготривалою релаксацією напружень в арматурі визначаємо за формулою:

$$\Delta P_i(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p ;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

де  $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$  – втрати попереднього напруження, викликані повзучістю, усадкою та релаксацією в момент часу  $t$ ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$  – очікувані відносні деформації усадки бетону в момент часу  $t > 100$  діб;

де  $\varepsilon_{cd}$  – деформація усадки при випаровуванні із бетону вологи, визначаємо за табл. 3.2. [2], без уточнення як  $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0}$ ,  $\varepsilon_{cd} = -4,60 \cdot 10^{-4}$  при відносній вологості цеху  $RH = 50\%$  для бетону класу  $C^{25}/_{30}$ ;

$\varepsilon_{ca}$  – внутрішня частина усадки, яка розвивається в процесі твердіння бетону,

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty};$$

де  $\varepsilon_{ca\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0$ ,  $\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$ ;

$$\beta = 1 - e^{-0.2 \cdot 100^{0.5}} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2,5 \cdot (22 - 10) \cdot 10^{-6} = -3,0 \cdot 10^{-5}; \varepsilon_{ca} = 0,865 \cdot (-3,0 \cdot 10^{-5}) = -2,595 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = -4,60 \cdot 10^{-4} - 2,595 \cdot 10^{-5} = -4,86 \cdot 10^{-4};$$

$\varphi(t, t_0)$  – коефіцієнт повзучості бетону за період часу від  $t_0$  до  $t = 100$  діб, приймаємо згідно табл. 3.1 [2] при відносній вологості цеху  $RH = 50\%$  для бетону класу  $C^{25}/_{30}$  як  $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2,5$ ;



$\sigma_{cp}$  – напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від практично постійної комбінації навантажень і власної ваги (постійні, власна вага, тимчасові довготривалі);

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{\max} \cdot e_{op}}{I_c} = \frac{84,73 \cdot 10^6 \cdot 70}{761,96 \cdot 10^6} = 7,78 \text{ Н/мм}^2;$$

$\sigma_{cp0}$  – початкові напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля попереднього обтискування з урахуванням миттєвих втрат;

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m.o}}{A_c} + \frac{P_{m.o} \cdot e_{op}^2}{I_c} = \frac{455,13 \cdot 10^3}{128000} + \frac{455,13 \cdot 10^3 \cdot 70^2}{761,96 \cdot 10^6} = 6,5 \text{ Н/мм}^2,$$

$\Delta\sigma_{pr}$  – абсолютна зміна напружень в напруженій арматурі в розрахунковому перерізі, викликана релаксацією арматурної сталі. Визначаємо згідно табл. 1.1 та 1.2 в залежності від рівня напружень  $\sigma_p/f_{pk}$ , приймаючи  $\sigma_p = \sigma_{pg0}$ ;  $\sigma_{pg0}$  – напруження в арматурі, викликані натягом (з врахуванням миттєвих втрат в  $t = t_0$ ) і від дії практичної комбінації навантажень;

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m,0}}{A_p} + \sigma_{cp} = \frac{455,13 \cdot 10^3}{1007,22} + 7,72 = 459,6 \text{ МПа};$$

Для першого релаксаційного класу арматури втрати початкового попереднього напруження складають 4,5 %;  $\Delta\sigma_{pr} = 0,045 \cdot 490 = 22,05 \text{ МПа}$ ;

$A_{red}$ ,  $I_{red}$  – відповідно площа і момент інерції розрахункового перерізу.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

так як  $\alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) = 5,85 \cdot 2,5(-7,72 + 6,5) < 0$  – приймаємо = 0.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{4,89 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 22,05}{1 + 5,85 \frac{1007,22}{128000} \cdot \left( 1 + \frac{128000}{761,96 \cdot 10^6} \cdot 70^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 95,6 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\Delta P_t(t) = 95,6 \cdot 1007,22 = 96290,2 \text{ Н} = 96,29 \text{ кН}.$$

Середнє значення зусилля попереднього обтискування  $P_{m,t}$  в момент часу  $t > t_0$  (з урахуванням всіх втрат) не повинно бути більшим, ніж встановленого нормами:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p$$

$$455,13 - 96,29 = 358,84 \text{ кН} < 0,65 \cdot 630 \cdot 1007,22 = 412,46 \text{ кН.} - \text{ умова виконується.}$$

$$P = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_c - \Delta P_e = 455,13 - 14,81 - 23,6 - 96,29 = 320,43 \text{ кН,}$$

### 3.7. Перевірка тріщиностійкості розтягнутої зони.

Тріщини в перерізах нормальних до поздовжньої осі згинальних елементів відсутні, якщо задовольняється умова:

$$M_r \leq M_{w,ult} \quad M_r = M$$

Момент, що сприймається нормальним перерізом при утворенні тріщин:

$$M_{w,ult} = f_{ctk} \cdot W_{pl} + P \cdot (y_{pl} + r) = 1,8 \cdot 9938,625 \cdot 10^3 + 320,43 \cdot 10^3 \cdot (70 + 48,9) = 122,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{w,ult} = 102,1 \text{ кНм} \geq M_r = 84,73 \text{ кНм}$$

Отже, тріщини не утворюються.

### 3.8. Розрахунок прогинів плити перекриття.

Прогини залізобетонної попередньо напруженої конструкції, яка в стадії експлуатації не має тріщин в розтягнутій зоні визначають як для конструкції з однорідного матеріалу, за формулою:

$$f_{\max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_{eff}^2 = \alpha_k \cdot \left[ \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 \right] \cdot l_{eff}^2;$$

- кривизна від нетривалої дії тільки короткочасного навантаження без врахування сили попереднього обтиску Р.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_c} = \frac{2,4 \cdot 10^6 \cdot 1,9 \cdot 6,19^2 / 8}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 2,9 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

- кривизна від тривалої дії постійного і тривалого навантаження без врахування сили попереднього обтиску арматурою  $A_p$ .

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_2}{E_c \cdot I_c} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \cdot 1,9 \cdot 6,19^2 / 8}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 6,07 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

Ефективний модуль пружності бетону визначаємо з виразу:

$$E_c = E_{eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty)} = \frac{32500}{1 + 2,3} = 9,85 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

- кривизна обумовлена вигином, спричиненим усадкою та повзучістю бетону під впливом сили  $P_2$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_3}{E_c \cdot I_c} = \frac{381,38 \cdot 0,0694 \cdot 10^6}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 3,52 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

- повна кривизна осі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 = (6,07 + 2,9 - 3,52) \cdot 10^{-6} = 5,45 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

Максимальний прогин в середньому прогоні вільно опертої однопрогонової плити, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням визначається за формулою:

$$f_{\max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_{eff}^2 = \frac{5}{48} \cdot 5,45 \cdot 10^{-6} \cdot 6190^2 = 21,75 \text{ мм};$$

$$f_{\max} \leq f_u = \left(\frac{1}{250}\right) \cdot l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 6190 = 24,76 \text{ мм};$$

Максимальний прогин в середині прогону плити не перевищує допустимий.

## **4. Основи та фундаменти.**

### **4.1. Основи будівель та споруд. Загальні відомості.**

Основи будівель та споруд – це масив ґрунту, який сприймає навантаження від фундаментів і при цьому деформується.

Ґрунти, які складають основи будівель та споруд, залягають найчастіше у вигляді прошарків, неоднорідних за складом і властивостями. На ґрунтові основи діють різноманітні силові та несилові навантаження і впливи: силові – власна вага і вага будівель та споруд; несилові – температурні, інфільтрація поверхневих і техногенних вод тощо. Ґрунтові основи являють собою дисперсне середовище, в порах якого знаходиться вода і газ. Воно реагує на зовнішні сили як складна трифазна система, деформації якої продовжуються, як правило, і після прикладення навантаження, а механічні властивості змінюються в процесі ущільнення. Закони деформацій різних класів, груп, типів і видів ґрунтів суттєво відрізняються. Все це визначає необхідність інженерно-геологічних і гідрогеологічних досліджень характеру ґрунтів та їх фізико-механічних характеристик.

Основні вимоги до основ будівель та споруд – це загальна стійкість масиву ґрунту від впливів природних і техногенних факторів і навантажень, які передаються фундаментами будівель та споруд на ґрунтові основи.

Несуча здатність ґрунтових основ – це загальне максимальне навантаження від фундаменту, яке можуть витримати ґрунтові основи без руйнування та надмірного ущільнення. Величина несучої здатності основ, поділена на площу фундаменту, визначає граничний опір основ.

При втраті основами несучої здатності у будівель та споруд, які передають основам домінуюче зсувне навантаження, відбувається зсув, пов'язаний з різкими прогресуючими переміщеннями із захватом частини масиву ґрунту основ або безпосередньо по підшві фундаменту. У будівель та споруд, які спираються на фундаменти мілкового закладання і передають основам

домінуюче вертикальне навантаження, відбувається випирання ґрунту основ із-під фундаменту і пов'язане з цим різке, прогресуюче наростання вертикальних переміщень. У будівель та споруд з фундаментами глибокого закладання зростання осадок відбувається одночасно із збільшенням навантажень.

Несуча здатність ґрунтових основ залежить: від опору ґрунту зсуву; розмірів і форми фундаментів; глибини закладання фундаментів; характеру навантажень (статичних, динамічних); ексцентриситету і значення її горизонтальної складової від дії конструкцій будівель та споруд; жорсткості фундаменту, що впливає на характер розподілу напруг і деформацій у ґрунтових основах.

#### 4.2. Інженерно-геологічні умови майданчика

Рельєф будівельної ділянки спокійний. Гідрологічні умови площі житлового комплексу характеризуються наявністю безнапірного водоносного горизонту. Глибина залягання рівня підземних вод (РПВ) становить 4 м.

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту. В таблиці 4.1 приведені основні фізичні показники ґрунтів.

Таблиця 4.1

№	Тип ґрунтів (зверху до низу)	Товщина шару, м	Глибина до РПВ, м	$\gamma_s$ кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ кН/м <sup>3</sup>	w	I <sub>L</sub>	$\varphi_{II}$ град	$C_{II}$ , кПа	E, МПа
1	Рослинний шар	0,4	4,0	–	15,1	–	–	–	–	–
2	Суглинок	3,0		27,2	18,3	0,20	0,40	20	20	18
3	Пісок середньої крупності	3,0		26,6	20,3	0,22	–	38	0	45

4	Глина	15,0		27,6	18,3	0,13	0,30	19	56	21
---	-------	------	--	------	------	------	------	----	----	----

Інженерно-геологічні процеси на території забудови не розвиваються, тому впливу на основи і фундаменти, будинок в цілому не має. Зміна властивостей основи на період експлуатації не прогнозується.

### 4.3. Фундаменти. Загальні відомості

Фундамент – це підземна чи підводна частина будівлі або споруди, конструкції якої сприймають і передають на ґрунтові основи навантаження від вищерозміщених частин будівлі, бічного тиску ґрунту і нерівномірних його деформацій. Нижню площину фундаменту, яка стикується з ґрунтом основ, називають підшовою. Відстань від поверхні планування до підшови – це глибина закладання фундаменту. Фундаменти поділяють на фундаменти мілкового та глибокого закладання.

Фундаменти мілкового закладання мають такі особливості: навантаження на основи передаються в основному через підшову фундаменту; співвідношення зовнішніх розмірів (висоти і ширини) складають не більше 4, що дозволяє розглядати такі фундаменти при їх повороті, як жорсткі конструкції; фундаменти влаштовують у відкритих котлованах або в порожнинах, утворених у масивах ґрунту.

Фундаменти глибокого закладання мають такі особливості: навантаження передається на основи через підшову і бокову поверхню; співвідношення зовнішніх розмірів більше 4; їх влаштовують шляхом заглиблення в ґрунтовий масив або в порожнини, розташовані в масиві. До цих фундаментів відносять палі та опори глибокого закладання.

Тип фундаменту – мілкового або глибокого закладання, так як і його конструкцію, визначають на основі техніко-економічного порівняння варіантів з урахуванням інженерно-геологічних умов площадки, виду споруди, розміру і характеру навантажень, виробничих можливостей будівельної організації.

Фундаменти мілкового закладання за конструктивним рішенням та формою класифікують на: стрічкові та переривчасті під несучі та самонесучі стіни, а також під окремі стовпи та системний ряд колон; стовпчасті під стіни і колони; суцільні у вигляді плоских і ребристих плит; масивні. За технологією виготовлення фундаменти можуть бути монолітними, збірними або збірно-монолітними. За видом будівельного матеріалу – бетонними, залізобетонними, бутобетонними і кам'яними. Найбільше розповсюдження в сучасному будівництві фундаментів отримали бетон і залізобетон, що здатні забезпечити високу міцність, волого- і морозостійкість та довговічність цих конструкцій. Використання таких матеріалів дозволяє механізувати процес їх виготовлення.

Стрічкові фундаменти під стіни виготовляють у вигляді безперервних стрічкових конструкцій, які повторюють в плані конфігурацію стін. Конструкція включає нижню стрічку прямокутної або сходової форми і фундаментну стіну. В будівлях з підвалами стіна фундаменту одночасно є стіною підвалу. Ширину підшви фундаменту визначають на основі розрахунку в залежності від навантаження і властивостей ґрунту, товщину стін підвалу – від міцності матеріалу стін, гідроізоляційних та теплотехнічних вимог і конструктивних особливостей споруд.

Кам'яні стрічкові фундаменти виготовляють з глиняної суцільної випаленої цегли, буту, тесаного природного каменю і каменів неправильної форми. Марка цегли, буту і каменю повинна бути не менше 50. Кладку кам'яних фундаментів виконують на цементно-піщаному розчині. Бутову кладку фундаменту виконують двома способами – під лопатку або під залив. Для створення декоративної поверхні стінки з бутового каменю, наприклад, цоколя будівлі, здійснюють циклопічну кладку: її ведуть під лопатку з таким розташуванням каменів зовнішньої версти, щоб забезпечити перев'язування з внутрішньою верстою або забуткою і створити відповідний малюнок із швів між каменями. Кладку виконують під розшивку (ширина шва 20...40 мм), надаючи швам відповідної трикутної або валикової форми.

Збірні стрічкові фундаменти складаються з фундаментних залізобетонних плит, які утворюють суцільну нижню стрічку, і стінових бетонних блоків або цокольних панелей стін. Фундаментні плити виготовляють суцільними, а стінові бетонні блоки – суцільними, пустотілими або з місцевими заглибленнями.

Стовпчасті фундаменти під колони виконують у монолітному або збірному варіантах. Монолітні включають плитну частину уступчастої форми і підколінник. Стикування збірних колон з фундаментом здійснюють за допомогою заглиблення і бетонування колони в фундаментному блоці стаканного типу; монолітних – з'єднанням арматури колон з випусками із фундаменту та омонолічуванням; сталевих – кріпленням бази колони анкерними болтами. Збірні фундаменти можуть складатися з одного або декількох елементів. Залізобетонні плити збірних фундаментів повинні спиратись на бетонну або піщану підготовку товщиною 100 мм, монолітних – на бетонну підготовку. Доцільно зводити фундаменти на проміжній підготовці змінної жорсткості в плані. В цьому випадку контактний тиск трансформується таким чином, що найбільша його частина концентрується під бетонною частиною підготовки. Це дозволяє передавати більший тиск на ґрунтові основи, що знижує на 20...30% об'єм фундаменту.

Плитні фундаменти зводять під усією будівлею або її частиною. Основними конструктивними типами є: безбалочна плита із спиранням колон на встановлені на ній збірні стакани; безбалочна плита з монолітними стаканами; ребриста плита або плита коробчатого перерізу. Плитні фундаменти проєктують для висотних будівель каркасної, стовпчастої з ядром жорсткості та оболонкової конструктивних систем з великими навантаженнями на фундаменти.

Пальові фундаменти – це повністю або частково заглиблені в ґрунт забивні або виготовлені в ґрунті стрижньові конструкції (стовпи, бруси), які передають навантаження від будівлі або споруди на ґрунтові основи.



Конструктивно пальові фундаменти складаються з паль, оголовків паль та ростверку. Традиційно палі застосовують для передачі навантаження від будівлі через слабкі ґрунти на більш заглиблені міцніші але їх використовують і в міцних ґрунтах для зменшення обсягів земляних робіт при зведенні підземної частини будівлі.

У практиці будівництва використовують понад 150 типів паль, які класифікують: за матеріалом – дерев'яні, бетонні, залізобетонні, сталеві; за характером статичної роботи – палі-стояки і висячі палі; за способом виготовлення: виготовлені заздалегідь, з подальшим їхнім заглибленням у ґрунт; монолітні палі, які виготовляють на місці експлуатації; комбіновані палі тощо.

Заздалегідь виготовлені палі – це різні за формою і конструктивними особливостями палі, виготовлені на заводах, доставлені на будівельний майданчик і будь-яким методом заглиблені в ґрунт. Серед них циліндричні, призматичні, пірамідальні, з жорстким потовщенням стовбура, з розширенням стовбура, що розкривається, з гвинтовим розширенням стовбура. Заглиблення в ґрунт виготовлених заздалегідь паль виконують різними способами: забивають, вдавлюють за допомогою вібрації або розмиву ґрунту водою та загвинчують.

З конструкцій забивних паль найбільше поширення отримали залізобетонні палі: призматичні суцільного квадратного перерізу, квадратного перерізу з круглою порожниною і порожнисті циліндричні. Ці типи паль виготовляють з урахуванням державних стандартів. Палі суцільні квадратні випускають перерізом від 200x200 мм до 400x400 мм, довжиною 3...16 м при ненапруженій арматурі та 3...20 м, при напруженій арматурі.

Металеві палі, які використовують рідко, виготовляють із сталевих труб діаметром 200...800 мм. В окремих випадках сталеві гвинтові палі використовують на будівництві щоглових споруд.

До монолітних паль, які виготовляють на будівельному майданчику створенням свердловини в ґрунті та заповнення її бетоном, належать:

буронабивні, пневмотрамбовані, часто трамбовані, віброштамповані, буронабивні з поліпшеною основою, буронабивні з розширенням, камуфлетні, у витрамбовуваних котлованах, буроін'єкційні. Для таких паль утворюють свердловини діаметром 400...1200 мм, глибиною 8...20 м і навіть 40 м, які заповнюють бетоном. За потреби в забетоновану свердловину вдавлюють арматурний каркас та формують оголовок палі.

До комбінованих належать палі, конструкція і технологія яких містять елементи, виготовлені заздалегідь, з подальшим їхнім заглибленням, і елементи, які виготовляють на місці. Серед них: буроопускні, комбіновані камуфлетні зі збірним стовбуром та ін'єкційні анкерні.

У нашій країні використовують в основному забивні палі. Незважаючи на тенденцію поширення використання буронабивних паль, їх об'ємна вага в цілому по Україні в загальному обсязі всіх видів паль складає 10...15%.

У залежності від властивостей ґрунтів, які залягають під нижніми кінцями паль, палі поділяють на палі-стояки, які спираються на щільний і міцний ґрунт, і висячі палі, які ущільнюють ґрунт і передають навантаження на ґрунт як нижнім кінцем, так і своєю боковою поверхнею за рахунок тертя.

У залежності від виду і величини навантаження, яке діє на пальовий фундамент, палі розміщують: по одній – під окремі опори; рядами – під стінові конструкції; кущами – під колони; пальовими полями – під будівлі та споруди малої площі із значним вертикальним навантаженням. Палі розміщують рядами або в шаховому порядку. Конструктивно відстань між осями паль приймають не менше трьох діаметрів або розмірів перерізів паль.

Пальові ростверки – це плити із бетону або залізобетону, які об'єднують оголовки паль та забезпечують їх сумісну роботу. Якщо ростверк лежить на ґрунті, то фундаменти називаються пальовими з низьким ростверком, а якщо він знаходиться вище рівня спланованого ґрунту – з високим ростверком. Палі в ростверках можуть зароблятися жорстко або шарнірно. При жорсткій заробці оголовки паль заходять в ростверк на висоту 300 мм, при шарнірній на 50...100

мм. При наявності горизонтальних навантажень палі необхідно заробляти жорстко. Після заглиблення забивних палей в ґрунт верхню зруйновану частину палей зрізають і підсилюють збірними або монолітними залізобетонними оголовками, які об'єднують ростверком у вигляді куща, стрічки або поля. В деяких випадках оголену арматуру оголовків палей зварюють з арматурою монолітних ростверків.

Глибину закладання фундаментів приймають з урахуванням: призначення і конструктивних особливостей будівель (наявності підвалу); навантажень і впливів на фундаменти; існуючого рельєфу території; інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов площадки будівництва; глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Фундаменти будівлі або споруди під зовнішні несучі конструкції закладають на одному рівні.

Глибину закладання фундаментів будівель та споруд за умовами недопущення морозного здимання ґрунтів основ призначають (від рівня планування): для скельних, напівскельних, великоуламкових і крупних та середньої крупності пісків – без врахування глибини сезонного промерзання; для дрібних і пилюватих пісків, супісків, суглинків, глинистих та крупноуламкових ґрунтів, які утримують у воді заповнювач із частинками розміром менше 0,1 мм та більше 30% за вагою, – не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту (конструктивно – глибина промерзання плюс 150...200 мм). З метою зменшення товщини промерзання ґрунту, на ущільнений шар гравію по периметру всіх фундаментів будівлі з боку вимощення укладають смугу утеплювача шириною 600 мм. Глибина закладання фундаменту в цьому випадку повинна бути не менше 600 мм від рівня спланованого будівельного майданчика. Відносно маловологі глинисті ґрунти при промерзанні не дають недопустимих деформацій, проте глибину закладання фундаментів слід призначати, виходячи з можливих умов зволоження.

При конструюванні фундаментів необхідно керуватися такими правилами: товщина стіни першого поверху не повинна перевищувати товщину верхньої частини фундаменту більше ніж на 200 мм; ділянку стіни, розташовану безпосередньо над обрізом фундаменту необхідно армувати сітками; перехід від однієї глибини закладання фундаментів до другої необхідно здійснювати уступами; при щільних ґрунтах відношення висоти уступу фундаменту до його довжини повинно бути не більше 1:1, а висота уступу – не більше 1000 мм; при нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинне бути не більше 1:2, а висота уступу не більше 500 мм; підширення кам'яних фундаментів до підшови здійснюють уступами; висота уступу приймається не менше 300 мм; у фундаментах і стінах підвалів товщину стін з бутової кладки приймають не менше 500 мм, а стовпів – не менше 600 мм.

Стіна в ґрунті – це інженерна споруда, призначена для зведення, глибоких фундаментів і заглиблених у ґрунт споруд різного призначення. Спосіб "стіна в ґрунті" використовують при зведенні фундаментів під тяжкі будівлі та споруди, підземних частин і конструкцій будівель, будівництві підземних гаражів та паркінгів, переходів і розв'язок на автомобільних дорогах, водогінних і каналізаційних інженерних споруд.

Спосіб "стіна в ґрунті" полягає у влаштуванні стін із монолітного чи збірного залізобетону або протифільтраційного матеріалу у вузьких і глибоких траншеях. У процесі розробки ґрунту стійкість стін траншей забезпечують їх заповненням глинистими розчинами (суспензіями), які мають тиксотропні властивості. Після розробки траншеї заданих розмірів (400...1000 мм) глинистий розчин заміщують бетонною сумішшю, збірними залізобетонними конструкціями або протифільтраційним матеріалом. Спосіб досить ефективний в умовах щільної забудови міст, тому що дозволяє будувати підземні споруди поблизу існуючих будівель без порушення їх стійкості.

## 5. ОХОРОНА ПРАЦІ

### 5.1. Небезпечні та шкідливі чинники, що діють у робочій зоні

До небезпечних та шкідливих чинників, що діють на будівельному майданчику згідно нормативної літератури відносяться:

- 1) рухомі машини та механізми;
- 2) підвищений рівень пилу та загазованість повітря робочої зони;
- 3) підвищена напруженість електричного поля;
- 4) переносні вироби, заготовки, матеріали;
- 5) підвищена чи понижена температура повітря робочої зони;
- 6) підвищений рівень шуму на робочому місці;
- 7) підвищений рівень вібрації;
- 8) підвищена чи понижена вологість повітря;
- 9) підвищена чи понижена рухливість повітря;
- 10) недостатня освітленість робочої зони;
- 11) розташування робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (підлоги).

#### 1. Рухомі машини та механізми

Сучасне будівництво неможливе без використання автоматизованої техніки, автомобілів, механізмів, з ними відбувається постійний контакт (техніка, крани, спеціалізовані автомобілі, обладнання).

#### 2. Підвищений рівень пилу та загазованість повітря робочої зони

При веденні вантажо-розвантажувальних робіт та при роботі цементом.

#### 3. Підвищена напруженість електричного поля

При веденні робіт в темний час доби, при роботі з машинами, які мають електропривод, існує небезпека ураження електричним струмом.

#### 4. Рухомі вироби, заготовки, матеріали

При встановленні опалубки застосовуються інвентарні риштування, виготовлені по типовим проектам. Матеріалом для елементів риштувань є водопровідні труби без різьби і муфт. Щити настилів збирають із дощок

товщиною 50мм на поперечних планках, до яких дошки прибивають цвяхами із зворотнім загином їх кінців.

#### 5. Підвищена чи понижена температура повітря робочої зони

Бетонні роботи ведуться в будь-яку пору року, тому робоча зона бетонувальника-монтажника знаходиться взимку в умовах понижених температур.

#### 6. Підвищений рівень шуму на робочому місці

Бетонувальники-монтажники піддаються дії шуму від робочого обладнання, вітру, вібраторів, ударів молотків тощо.

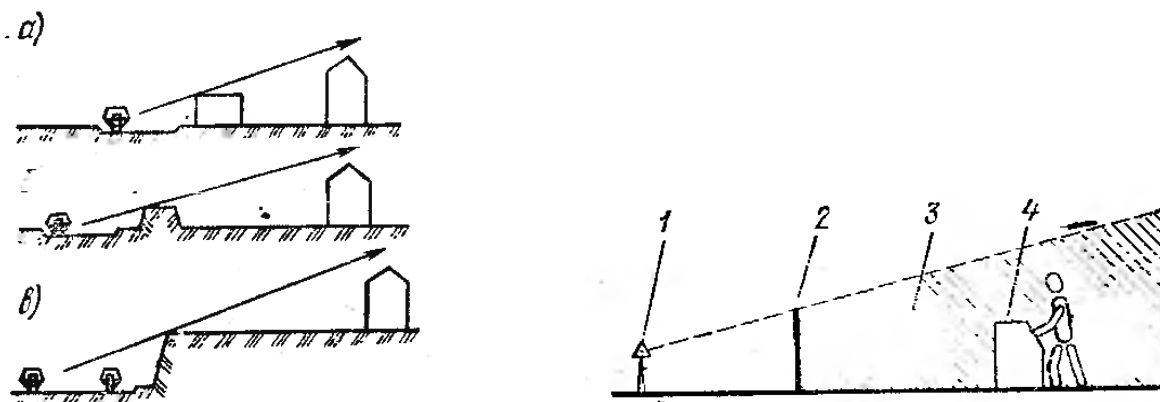


Рис.1. Захист від транспортного шуму за допомогою: а) будівлі, б) насипу, в) відкосу;

Рис.2. Екранування шуму: 1-джерело шуму, 2-екран, 3-звукова тінь, 4-робоче місце

#### 7. Підвищений рівень вібрації

Робота бетонувальника-монтажника безпосередньо пов'язана з віброустановками (ущільнення бетонної суміші ведеться за допомогою поверхневих та глибоких вібраторів).

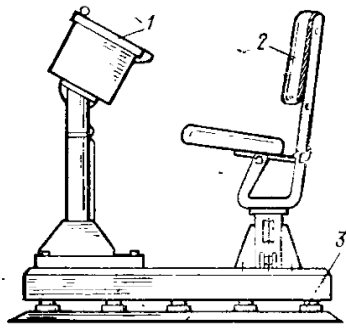
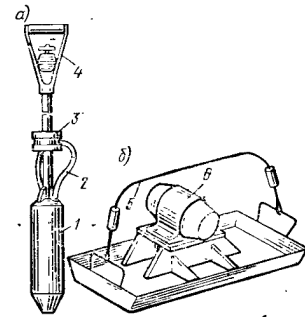


Рис.3. Віброізоляція робочого місця оператора: 1-панель управління, крісло оператора, 3-віброізолятор.



Р.Рис.4. Установка віброізоляторів на віброустановках утримуючих руками: а-віброрулава, б-поверхневий вібратор, 1-вібронакінецьник, 2-нижня рукоятка, 3-віброізолятори, 4-верхня рукоятка,

5-рукоятка, 6-вібратор

#### 8. Підвищена чи понижена вологість повітря

Знаходячись постійно під відкритим небом на свіжому повітрі бетонувальники-монтажники практично не захищені від дії атмосферних опадів.

#### 9. Підвищена чи понижена рухливість повітря

Робоча зона бетонувальника-монтажника при зведенні будинку знаходиться на значній висоті відносно поверхні землі і тому постійно піддається дії вітру.

#### 10. Недостатня освітленість робочої зони

Бетонування, як робочий процес, ведеться в дві зміни, тобто і в темну частину доби. Вночі робоча зона бетонувальника-монтажника освітлюється штучно.

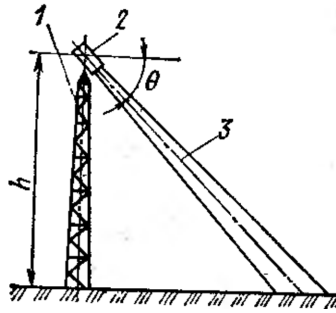


Рис.5. Схема установки прожектора: 1-мачта, 2-прожектор, 3-оптична вісь прожектора.

11. Розташування робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (підлоги)

Висота будинку близько 80м, до цієї відмітки ведуться і бетонні роботи.

## **5.2. Організаційні та технічні засоби по усуненню шкідливих виробничих факторів**

При виконанні робіт в електроустановках використовують електрозахисні засоби з метою запобігання електротравм.

Електрозахисні засоби поділяють на ізолювальні (ізолювальні штанги, кліщі, накладки, діелектричні засоби), огорожувальні (огороження, щитки, ширми, плакати) та запобіжні (окуляри, каски, запобіжні пояси, рукавиці для захисту рук).

Ізолювальні електрозахисні засоби поділяються на основні і додаткові. Основні ізолювальні електрозахисні засоби розраховані на напругу установки і при дотриманні вимог безпеки щодо користування ними забезпечують захист працівників.

Додаткові електрозахисні засоби навіть при дотриманні функціонального їх призначення не забезпечують надійного захисту працюючих і застосовуються одночасно з основними для підвищення рівня безпеки. У разі застосування основних електрозахисних засобів достатньо використовувати один додатковий засіб. При захисті працівників від напруги кроку досить використовувати діелектричне взуття без застосування основних засобів.



У табл. 5.1 і 5.2 наведений перелік деяких основних і додаткових електрозахисних засобів залежно від величини напруги електроустановки.

Основні електрозахисті засоби

Таблиця 5.1

Назва засобів	До 1000 В включно	Понад 1000 В
Ізольовані штанги	+	-
Ізольовані штанги всіх видів	-	+
Ізольовані кліщі	+	+
Назва засобів	До 1000 В включно	Понад 1000 В
Електровимірювальні кліщі	+	+
Показчики напруги	+	+
Інструмент з ізольованим покриттям	+	-
Пристрої для створення безпечних умов праці під час проведення випробувань і вимірювань в електроустановках (показчики напруги для фазування та ін.)	-	+
Діелектричні рукавички	+	-

Додаткові електрозахисті засоби

Таблиця 5.2

Назва засобів	До 1000 В включно	Понад 1000 В
Діелектричне взуття	+	+
Діелектричні рукавички	+	-
Діелектричні килими	+	+
Ізольовані підставки	+	+
Ізольовані накладки	+	+
Ізольовані ковпаки	+	+

Сигналізатори напруги	+	+
Штанги для перенесення і вирівнювання потенціалу		+
Захисні огороження (щити, ширми)	+	+
Переносні заземлення	+	+
Плакати і знаки безпеки	+	+

Примітка: «+» - засоби використовуються; «-» - засоби не використовуються.

Крім наведених в табл. 5.1 і 5.2 засобів захисту, в електроустановках повинні застосовуватися такі ЗІЗ:

- захисні каски – для захисту голови;
- захисні окуляри і щитки - для захисту очей і обличчя;
- протигази і респіратори – для захисту органів дихання;
- рукавиці - для захисту рук;
- запобіжні пояси та страхувальні канати.

Вимоги щодо комплектування електроустановок електрозахисними засобами регламентуються Положенням про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту.

У встановлені нормативами терміни електрозахисні засоби повинні оглядатися з метою перевірки наявності згідно з вимогами до комплектування, очищатися від пилу, забруднень тощо, періодично проходити спеціальні випробування на відповідність їх діелектричних, механічних і т.ін. показників чинним вимогам.

Крім того електрозахисні засоби повинні оглядатися перед кожним їх застосуванням. Під час таких оглядів увага звертається на справність засобів захисту, відсутність тріщин, подряпин та деформації ізолювальних елементів, терміни чергової перевірки. У разі виявлення зазначених дефектів чи

простроченого терміну чергового випробування, користуватися електрозахисними засобами забороняється. При оглядах діелектричних рукавичок і діелектричного взуття увагу слід звертати на наявність вологи, забруднень, проривів, інших механічних ушкоджень. Відсутність проривів і проколів рукавичок перевіряється скручуванням їх від нарукавника в бік пальців.

Ізольовані електрозахисні засоби необхідно застосувати за їх прямим призначенням і тільки за напруги, що не перевищує ту, на яку вони розраховані.

У електроустановках напругою від 1 до 35 кВ ізолювальні штанги (крім вимірювальних), переносні заземлення, штанги-пилососи, покажчики напруги, ізолювальні та вимірювальні кліщі застосовують тільки в комплекті з додатковими засобами захисту – діелектричними рукавичками.

При використанні ізолювальних електрозахисних засобів необхідно тримати їх за рукоятки до обмежувального кільця на них, на витягнутих руках, не допускати наближення ізолювальної частини цих засобів до струмовідних елементів інших фаз установки на небезпечну відстань, регламентовану Правилами безпечної експлуатації електроустановок .

У разі заміни запобіжників за допомогою ізолювальних кліщів крім діелектричних рукавичок необхідно застосувати захисні окуляри.

Перед кожним застосуванням в електроустановках покажчиків напруги їхню справність необхідно перевіряти на струмовідних частинах, які завідомо перебувають під напругою, користуючись при цьому діелектричними рукавичками. При перевірці справності однополюсних покажчиків напруги забороняється застосовувати діелектричні рукавички, що обумовлено конструкцією і принципом роботи цих покажчиків.

Виконувати роботи в електроустановках з використанням діелектричних штанг, кліщів і подібних їм інших засобів захисту необхідно з землі, підлоги або безпечних стійких інвентарних конструкцій – стаціонарних чи пересувних площадок, з дробин тощо, які за конструкцією мають відповідати

чинним технічним умовам на їх виготовлення. Забороняється використовувати для таких цілей випадкові підручні засоби.

### Електричні випробування електрозахисних засобів

Електричні випробування проводять спеціально підготовлені працівники.

Кожний засіб захисту перед випробуванням необхідно оглянути з метою перевірки розмірів, справностей, комплектності, стану ізоляційної поверхні, наявності номера. Випробування проводять напругою змінного струму частотою 50 Гц при температурі повітря  $25 \pm 10^\circ\text{C}$  і певній швидкості підвищення напруги. Результати випробувань оцінюють за величиною струму, що протікає через засоби захисту.

У табл. 5.3 наведені дані щодо норм та термінів електричних експлуатаційних випробувань деяких типів електрозахисних засобів.

Норми і терміни електричних експлуатаційних випробувань Таблиця 5.3

Назва засобів захисту	Напруга, для якої використовуються засіб, кВ	Напруга випробування, кВ	Час випробувань, с	Струм, що протікає через засіб, мА, не більше	Періодичність випробувань
Штанги ізолюючі (крім вимірювальних)	До 1	2	300	-	1 раз в 24 міс.
	До 35 включно	3-кратна лінійна, але $\geq 40$	300	-	
	110 і вище	3-кратна фазна	300	-	
Головки вимірювальних штанг Вимірювальні штанги	35-500	30	300	-	1 раз в 12 міс.
	До 35 включно	3-кратна лінійна, але $\geq 40$	300	-	
	110 і вище	3-кратна фазна	300	-	
Ізолююча частина штанг переносних заземлень	110-220	50	300	-	1 раз в 24 міс.
	330-500	100	300	-	
	750	150	300	-	
Ізолюючі кліщі	До 1	2	300	-	1 раз в 24 міс.
	6-10	3-кратна лінійна, але $\geq 40$	300	-	
	35	3-кратна лінійна	300	-	
Електровимірювальні кліщі	До 1	2	300	-	1 раз в 24 міс.
	$0 < U < 10$	40	300	-	
Ізольований інструмент з одношаровою ізоляцією	До 1	2	60	-	1 раз в 12 міс.

Електровимірвальні кліщі	До 1 0<U<10	2 40	300 300	- -	1 раз в 24 міс.
Ізольований інструмент з одношаровою ізоляцією	До 1	2	60	-	1 раз в 12 міс.
Гумові діелектричні рукавички	Усі класи напруги	6	60	6	1 раз в 6 міс.
Діелектричні боти	Усі класи напруги	15	60	7,5	1 раз в 36 міс.
Діелектричні калоші	До 1	3,5	60	2	1 раз в 12 міс.

При позитивних результатах випробувань на засобах захисту проставляють штамп з інвентарним номером виробу, датою наступного випробування та граничного напругою застосування. Штамп на засобах захисту, застосування яких не залежить від напруги електроустановки, не містить величини напруги застосування.

Результати випробувань оформлюють протоколом установленної форми.

#### Випробування діелектричних рукавичок

У процесі експлуатації необхідно проводити електричні випробування діелектричних рукавичок, що не мають механічних ушкоджень.

Їх необхідно 1 раз в 6 місяців випробувати протягом 60 с підвищеною напругою 6 кВ за наступною методикою.

Рукавички необхідно занурити в металеву посудину із водою, яка має температуру плюс  $(25 \pm 10)^\circ\text{C}$ , налити також воду в рукавички таким чином, щоб рівень її як зовні, так і в рукавичках був на 50 мм нижче їхнього верхнього краю при цьому крайки рукавичок, що стирчать над водою, повинні бути сухими. Один вивід випробувального трансформатора необхідно з'єднати з ємністю і заземлити, а всередину рукавичок занурити електрод, що поєднаний із другим виводом трансформатора через міліамперметр. Струм, що протікає через рукавичку повинен бути менше 6 мА.

Схема установки для випробувань наведена на рис. 5.1.

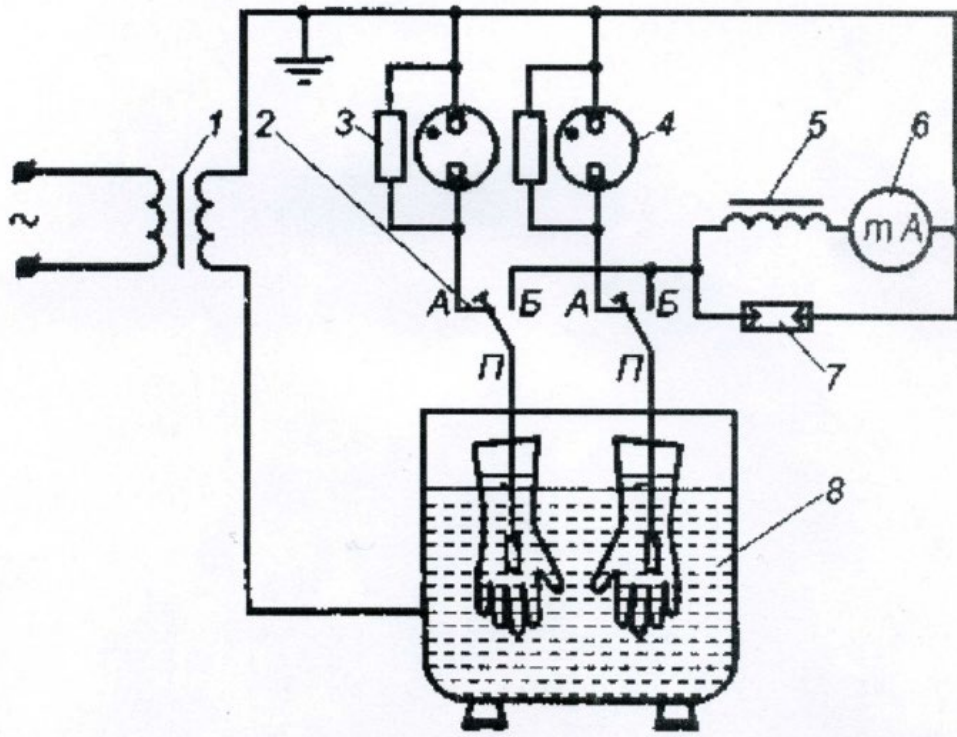


Рис. 5.1 Схема випробувань діелектричних рукавичок, ботів і калош: 1- випробувальний трансформатор; 2- контакти перемикача П; 3- шунтуючий опір; 4 –газорозрядна лампа; 5 – дросель; 6 – міліамперметр; 7 – розрядник; 8 – посудина з водою

При проведенні випробувань перемикач П спочатку повинен знаходитися в положенні А – для того, щоб за сигнальними лампами визначити, чи є пробій.

У випадку відсутності пробією перемикач П встановлюють в положення Б для виміру струму, що протікає через рукавичку.

Рукавичку відбраковують, якщо струм, що протікає крізь неї перевищує 6 мА або у випадку різких коливань стрілки приладу.

У випадку пробією необхідно відключити ланцюг дефектної рукавички або всю установку.

Після закінчення випробувань діелектричні рукавички необхідно висушити.

#### Випробування спеціального діелектричного взуття

У процесі експлуатації діелектричне взуття повинне випробуватися протягом 60 с під напругою:

- 3,5 кВ – калоші з маркуванням  $E_n$  – для захисту від напруги до 1000 В;

- 15 кВ – калоші з маркуванням E<sub>v</sub> і боти – для захисту від напруги вище 1000 В.

Струми, які у цьому випадку протікають через вироби, не повинні перевищувати:

- 2 mA – для взуття до 1000 В;

- 7,5 mA – вище 1000 В.

Дослідження спеціального діелектричного взуття повинні проводитися згідно з методикою, що наведена в відповідній літературі.

При проведенні випробувань рівень води як зовні, так і всередині горизонтально встановлених виробів повинен бути нижчий бортів калош на 20 мм і нижчий одворотів бот на 50 мм.

#### Випробування діелектричних килимків і ізолюючих підставок

У процесі експлуатації ці вироби не випробують. Їх відбраковують при огляді.

Діелектричні килимки необхідно очищувати від забруднень і оглядати не менше 1 разу протягом 6 місяців, а у випадку виявлення дефектів у вигляді проколів, надірвань, тріщин тощо – замінити на нові.

Ізолюючі підставки необхідно оглядати 1 раз на 3 роки стосовно відсутності порушень цілісності опорних ізоляторів, зломів, ослаблення зв'язку між окремими частинами настилу, і у випадку виявлення вказаних дефектів – відбракувати, а після їх усунення – випробувати за нормами прийомо-здаточних випробувань.

### **5.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки**

На будівельних майданчиках пожежі відбуваються в результаті недотримання запобіжних засобів.

1. При електричному і газовому зварюванні.
2. Неправильній експлуатації електромереж.
3. Необережному поводженні з вогнем.

4. Несправності опалювальних приладів.

5. Самозайманні матеріалів.

Місця проведення зварювальних та ін. вогняних робіт (пов'язаних з нагріванням деталей до температур, здатних викликати запалювання матеріалів і конструкцій) можуть бути тимчасовими і постійними, коли вогняні роботи проводяться безпосередньо в будівлях, житлових будинках та інших спорудах, які будуються або експлуатуються та на територіях підприємств для ремонту устаткування або монтажу будівельних конструкцій.

До проведення зварювальних та ін. вогняних робіт допускаються особи, які пройшли в установленому порядку перевірку знань вимог пожежної безпеки, про що свідчить спеціальний талон.

Місця проведення тимчасових зварювальних та ін. вогняних робіт можуть визначатися тільки письмовим дозволом особи, відповідальної за пожежну безпеку об'єкта, - керівника установи, цеха, лабораторії, майстерні, складу і т.п.

Вогняні роботи без отримання письмового дозволу можуть проводитися на будівельних майданчиках і в місцях, безпечних в пожежному відношенні, тільки фахівцями високої кваліфікації, обізнаними з програмою пожежно-технічного мінімуму. Список фахівців, допущених до самостійного проведення вогняних робіт без отримання письмового дозволу, оголошується керівником об'єкта.

Приступати до вогняних робіт дозволяється тільки після узгодження їх із пожежною охороною і виконання заходів, передбачених в дозволі на проведення вогняних робіт (наявність засобів пожежегасіння, очищення робочого місця від матеріалів, які згоряють, захист конструкцій, які згоряють).

Керівник об'єкта або посадова особа, відповідальна за пожежну безпеку приміщення (території, установи і т.п.), повинні забезпечити перевірку місця



проведення тимчасових вогняних робіт протягом 3-5 годин після їх закінчення.

Тимчасові місця проведення вогняних робіт і місця установки зварювальних апаратів, балонів з газами і ємностей із горючою рідиною повинні бути очищені від горючих матеріалів в радіусі не менше 5 м.

Переносні ацетиленові генератори для роботи слід встановлювати на відкритих майданчиках. Допускається тимчасова їх робота в добре провітрюваних приміщеннях. Ацетиленові генератори необхідно обгороджувати і розміщувати на відстані не менше 10 м від місць проведення зварювальних робіт, від відкритого вогню і сильно нагрітих предметів, від місць забору повітря компресорами і вентиляторами. При установці ацетиленового генератора вивішуються написи "Вхід стороннім заборонений - вогненебезпечно", "Не курити", "Не проходити з вогнем".

Відповідно до ДСТУ 12.1.004-91 пожежна безпека об'єкта повинна забезпечуватися:

- системою запобігання пожежі;
- системою протипожежного захисту;
- організаційно-технічними заходами.

Небезпечними факторами пожежі, що впливають на людей, є відкритий вогонь і іскри; підвищена температура навколишнього середовища, предметів і т.п.; токсичні продукти горіння; дим; знижена концентрація кисню; падаючі частини будівельних конструкцій, агрегатів, установок і т.п.; небезпечні фактори вибуху (ДСТУ 12.1.010-76).

Вимоги до системи запобігання пожежі. Запобігання пожежі повинне досягатися двома способами:

- запобіганням утворенню пального середовища;
- запобіганням утворенню в пальному середовищі (або внесення в неї) джерел запалювання.

Запобігання утворенню пального середовища повинне забезпечуватися:

максимально можливим застосуванням непальних і важкопальних речовин і матеріалів;

- обмеженням маси або обсягу пальних речовин, матеріалів і найбільш безпечним способом їхнього розміщення;
- ізоляцією пального середовища;
- підтримкою концентрації пальних газів, пар, суспензій або окислювача в суміші поза межами їхнього запалення;
- максимальною механізацією й автоматизацією технологічних процесів, зв'язаних з перекачуванням пальних речовин;
- установкою пожаронебезпечного устаткування по можливості в ізольованих приміщеннях або на відкритих площадках;
- застосуванням ізольованих відсіків, камер, кабін і т.п.

Запобігання утворення в пальному середовищі джерел запалювання повинне досягатися:

- застосуванням машин, механізмів, устаткування, пристроїв, при експлуатації яких не утворюються джерела запалювання;
- застосуванням електроустаткування, що відповідає пожаронебезпечній і вибухонебезпечній зонам, групі і категорії вибухонебезпечної суміші відповідно до вимог Правил пристрою електроустановок;
- застосуванням технологічного процесу й устаткування, що задовольняє вимогам електростатичної і іскробезпеки за ДСТУ 12.1.018-86;
- підтримкою температури нагрівання поверхонь машин, механізмів, устаткування, пристроїв, речовин і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із пальним середовищем, нижче гранично припустимої, складової 80% від найменшої температури самозапалювання пального;
- ліквідацією умов для теплового, хімічного і (або) мікробіологічного самозаймання речовин, що звертаються, матеріалів, виробів і конструкцій;
- виконанням встановлених правил пожежної безпеки.

Пожежна безпека об'єкта забезпечується також обмеженням маси і (або) обсягу палих речовин і матеріалів, а також найбільш безпечним способом їхнього розміщення.

Загальні вимоги до пожежної та вибуховопожежної безпеки об'єктів усіх галузей народного господарства приведені в ДСТУ 12.1.004-85. Групу займистості будівельних матеріалів визначають відповідно до СТ СЕВ 2437-80 і СТ СЕВ 382-76.

Для оцінки пожежовибуховонебезпечності всі речовини розділені по агрегатному стані на гази, рідини і тверді. Тверді речовини в тонкоподрібненому стані виділені в самостійну групу – групу пилів.

При оцінці пожежовибуховонебезпечності до газів відносять речовини, абсолютний тиск пар яких при температурі 50 0С дорівнює або перевищує 300 кПа або критична температура яких менш 50 0С; до рідин – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) менш 50 0С; до твердих – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) від 50 0С и вище; до пилів - диспергировані тверді речовини з частками розміром менш 850 мкм.

По горючості речовини і матеріали підрозділяються на три групи:

- непальні (неспалені) – речовини і матеріали, здатні до горіння в повітрі;

- важкогорючі (важкозгоряючі) – речовини і матеріали, здатні займатися в повітрі від джерела запалювання, але не здатні самостійно горіти після видалення джерела запалювання;

- пальні (спаленні) – речовини і матеріали, здатні самозайматися, а також займатися від джерела запалювання і самостійно горіти після його видалення.

Дані про горючість використовують при визначенні категорій виробництв по вибуховій, вибуховопожежній і пожежній небезпеці, класів вибухонебезпечних і пожежонебезпечних зон, при розробці заходів для забезпечення пожежної безпеки.

## **6. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА**

### **6.1. Вимоги нормативних документів**

При виконанні будь-яких ремонтних або будівельних робіт необхідно враховувати вимоги нормативних і методичних документів з охорони навколишнього середовища.

У складі матеріалів робочого проекту будинку повинні приводитися проектні рішення і матеріали, що передбачають і обґрунтовують:

- умови і засоби очищення, скидання і повторного використання стічних вод;

- прогресивні технічні рішення й експлуатаційні характеристики будинку, що забезпечують раціональне використання природних ресурсів;

- баланс відходів виробництва і системи очищення шкідливих викидів у навколишнє природне середовище;

- нормативи гранично допустимих викидів (ГДВ) забруднюючих речовин в атмосферне повітря і нормативи гранично допустимих скидань (ГДС) шкідливих речовин зі стічними водами;

- способи зняття і збереження родючого шару ґрунту, а також заходи щодо використання рослинного покриву, що знімається в зв'язку з будівництвом об'єкта.

На скидання стічних вод з об'єкту, включаючи і прибудинкову територію, у відкриті водойми чи в систему каналізації населеного пункту, повинні бути отримані відповідні письмові дозволи місцевих органів по регулюванню використання й охорони водних систем.

У процесі проектування головний інженер проекту і головні фахівці повинні приділяти постійну увагу поточній екологічній експертизі пропонованих технічних рішень.

У задачу такої експертизи входять, зокрема, розгляд на стадії проектування документації на будівництво, підготовка проектної документації до експертизи в органах державного нагляду пропонованих

заходів щодо охорони навколишнього середовища, їх комплексній оцінці можливих екологічних і соціально-економічних наслідків, здійснення проекту будівництва чи реконструкції об'єкта, контроль за розробкою зазначених заходів.

На території проведення будівельних робіт одним із джерел забруднення і шкідливого впливу на природне середовище є відходи виробництва.

Нижче розглянемо декілька основних видів цих забруднень і їхнього негативного впливу на природне середовище при будівництві, реконструкції та експлуатації будинку.

## **6.2. Охорона водних об'єктів**

Охорона вод - це система мір, спрямованих на запобігання й усунення наслідків забруднення і виснаження вод.

Охорона вод регламентується спеціальними правилами і нормами, що обмежують діяльність людини і забезпечують екологічне благополуччя водних об'єктів і необхідні умови для охорони здоров'я населення і культурно-побутового і спеціального водокористування.

До водних об'єктів єдиного державного водного фонду відносяться:

- водотоки - ріки, канали, струмки;
- водойми - озера, водоймища, ставки;
- моря - внутрішні, територіальні;
- підземні води - басейни, родовища, водоносні горизонти;
- льодовики - материкові, гірські.

Будь-який з зазначених об'єктів розглядається як важливий елемент природного комплексу біогеоценозів і як об'єкт, що задовольняє потреби у воді людини, тварин і рослин. Для будинків і прилеглої до них території головними напрямками в охороні водних об'єктів є раціональне

(обґрунтоване відповідними нормами) використання води, водотоків, водойм і підземних водоносних горизонтів, збільшення оборотного і повторного використання води, упровадження замкнутих систем водопостачання, будівництво очисних споруджень стічних вод.

Вода - це найважливіший природний сировинний ресурс підприємства, тому при проектуванні будівництва нових будинків або їхньої реконструкції необхідно зберегти єдину існуючу систему водного господарства, що включає питне і технічне водопостачання, водовідвід, очищення стічних вод і їхню підготовку для оборотних чи замкнутих систем.

Проектування зазначених систем необхідно вести відповідно до вимог діючих СНІП по проектуванню зовнішніх мереж і споруджень каналізації, „Правил охорони поверхневих вод від забруднення стічними водами“, „Правил користування системами комунального водопостачання і каналізації“, „Правил прийому виробничих стічних вод у системи каналізації населених місць“.

Технологічна схема очищення і набір споруджень для очищення і знешкодження стоку господарсько-побутових, виробничих і поверхневих вод з окремих будинків і споруджень повинні визначатися в залежності від виду забруднення і ступеня очищення, необхідного при скиданні стоку у водний об'єкт, комунальну систему водовідведення або наступного використання очищеної води у виробництві.

Стічні води з прилеглої до будинку території, що містять бензол, нафтопродукти, кислоти, луги, розчинені метали і ядохімікати, перед скиданням у каналізаційну систему населеного пункту повинні знешкоджуватися на локальних очисних спорудженнях до концентрацій, передбачених СНІП чи „Правилами приймання виробничих стічних вод у системи каналізації населених пунктів“. Узгодження проектної документації на будівництво і реконструкцію будівель розробляється місцевим водопровідно-каналізаційним підприємством при представленні замовником

або генеральним проектувальником заявки на скидання стічних вод і проектної документації, що включає розділи: „Водопостачання і каналізація” і „Охорона навколишнього середовища”. Заявка на скидання виробничих і побутових стічних систему каналізації населеного пункту складається „Правилами прийому виробничих стічних вод усі каналізації населених пунктів”.

У складі розділу „Охорона навколишнього середовища” повинні бути матеріали, що підтверджують пророблення питань: максимальне використання очищених і знезаражених стічних вод в повторному водопостачанні; заходи щодо скорочення споживання води на технологічні носії; зменшення забруднюючих речовин у стічних водах; нормативи гранично допустимих скидань (ГДС) забруднюючих речовин; обґрунтування і розрахунки до прийнятих проектних рішень з утилізації, обробки і знезаражування осадів, що утворюються на очисних спорудженнях, і концентрованих рідких і твердих відходів; розрахункові дані, що характеризують ефективність намічуваних, проєктованих очисних споруджень; довідкові дані про витрати, зв'язаних зі здійсненням заходів для охорони водних об'єктів. Термін дії узгодження проектною документації: 5 років – для стадії технічного проєкту, 3 роки – для стадії робочих креслень.

Заходи щодо охорони підземних вод від забруднення і виснаження розробляються у відповідності з вимогами „Положення про охорону підземних вод”, що обов'язкові для всіх підприємств, установ і організацій водокористувачів.

Основними об'єктами охорони є водоносні горизонти і споруди господарсько-питного призначення.

Поверхневий стік з території будівництва

На території спорудження сучасних будинків у процесі виробничої діяльності накопичуються різні по складу домішки. Ці домішки

змиваються поверхневим стоком і виносяться через систему дощової каналізації в прилеглі водні об'єкти, будучи причиною значного їхнього забруднення.

Найбільш високі концентрації домішок утворюються в стоці з водозбірних басейнів, що мають штучне покриття і включають основні джерела забруднення поверхневого стоку. Поверхневий стік з таких водозбірних басейнів має потребу в повному очищенні від зважених і розчинених домішок.

Основна кількість домішок, що виносяться у водні об'єкти поверхневим стоком з забудованої території, міститься в дощовому стоці. Склад домішок у дощовому стоці і їхня концентрація не стабільні і змінюються в дуже великому діапазоні в залежності від цілого ряду факторів (пори року, функціонального призначення споруджень у межах даного водозбірного басейну, величини шару дощу, його інтенсивності, тривалості періоду попередньої „сухої“ погоди).

Проектування споруджень для очищення і знешкодження поверхневого стоку необхідно вести з урахуванням рекомендацій, розроблених Всесоюзним науково-дослідним інститутом по охороні вод (ВНДІВО).

Концентрація домішок у стоці істотно залежить від кількості опадів, що випадають. Основна маса домішок в залежності від характеристики окремих ділянок водозбору (по інтенсивності забруднення покриттів) змивається дощовими водами, що випадають у кількості 50 - 100 м<sup>3</sup>/га (відповідає шару опадів 5 - 10 мм).

### **6.3. Охорона ґрунту**

В екологічному відношенні ґрунт це відносно відособлена природна система, що беззупинно обмінюється речовинами й енергією з навколишнім середовищем. Ґрунт складається з різного роду мінеральних і органічних часток із проміжками між ними - порами, заповненими повітрям, водою і величезною кількістю мікроорганізмів.



Ґрунт має дивну здатність самоочищення, що є вкрай складним природним явищем, може бути активним і уповільненим чи цілком порушеним в природних умовах життєдіяльністю людини, коли забруднююча речовина надходить у землю в занадто великій кількості або ведеться безгосподарна експлуатація земельної ділянки і його ґрунтового покриву. При будівництві характерними є забруднення і руйнування ґрунту.

Забруднення ґрунту - це штучне введення в його склад різних хімічних речовин, токсикантів, побутових і виробничих відходів у розмірах, що перевищують кількість, необхідну для участі в біологічному круговороті ґрунтових екологічних систем. Забруднення ґрунту відбувається як при будівництві об'єктів, так і в процесі їхньої експлуатації.

Основними забруднювачами ґрунту є рідкі і тверді відходи виробництва і споживання, гази - продукти горіння палива в двигунах наземних джерел (автотранспорту, котелень). Значна частина забруднюючих речовин попадає в ґрунт із поверхневим стоком зливних і талих вод і акумулюється, як правило, у верхньому шарі ґрунту товщиною 5 - 10 см. Розчини і речовини, що слабо розкладаються, мігрують із ґрунтовими водами на значні відстані і стають причиною забруднення водоносних підземних горизонтів.

На ділянках розміщення будівель і прилеглих територіях щорічно в ґрунт надходить до 36 тонн різних речовин, що входять до складу автомобільного палива, миючих, мінеральних і органічних олій, емульсій і інших речовин. Частка вуглеводів у загальному обсязі забруднювачів ґрунту складає приблизно 75 – 80 %. У забрудненому ґрунті знаходяться у високих концентраціях, значно перевищуючи граничні (природні) значення, іони свинцю, ртуті, миш'яку, нікелю й інших металів, що погіршують структуру і якість ґрунтового покриву.

Окисли сірки й азоту в результаті з'єднання з водою утворюють слабоконцентровані азотну і сірчану кислоти, що підвищують кислотність ґрунту, активно руйнують підземні спорудження і комунікації будинку.

Полив (зрошення) трав'яного покриву біля будинків водою підвищеної мінералізованості може привести до вторинного засолення ґрунту шкідливими для рослин солями натрію, магнію, кальцію, заліза й інших речовин. Найбільш згубну дію роблять натрієві солі, що при рясних поливах на ділянках, що не мають надійної дренажної мережі, накопичуються у верхніх, кореневих шарах ґрунту і цілком змінюють її фізико-хімічні властивості. Для запобігання засолення ґрунту необхідно передбачати надійну дренажну мережу на прилеглий до будинку території, а поливну воду низької якості витратити строго по зрошувальних нормах. Видалення солей із ґрунту забезпечується кількаразовими його промиваннями водою з нейтральним хімічним складом.

Руйнування ґрунту - це результат механічного впливу на його структуру і склад господарської діяльності людини, води, вітру і вогню.

При несприятливих сполученнях будівельних робіт і експлуатації будинку без належного обліку екологічних особливостей місцевості можуть виникнути необоротні процеси в ґрунтах, що приводять до ксерофітизації, ерозії, ущільнення й іншим руйнуванням ґрунту.

Ксерофітизація – це поступове зменшення ступеня зволоження ґрунту і загальне наростання сухості в ґрунтових екологічних системах з наступним їхнім відмиранням.

Причини ксерофітизації ґрунтів:

- збезлісення території;
- перерозподіл режиму стоку дощових, талих і ґрунтових вод;
- зайва відкачка підземних вод для господарських і виробничих потреб;
- недостатня увага по догляду (підсів, полив, внесення добрив) за газонами багатобічних трав;

- підвищена сонячна активність;
- зміна клімату.

Ксерофітизація веде до зменшення біологічної продуктивності екологічних систем, збільшення запиленості і сухості повітря, посилення несприятливого впливу на рослинність, посух, суховіїв, весняних і ранніх осінніх заморозків. Ксерофітизація є першопричиною утворення вітрової ерозії ґрунту, що також як і водна ерозія приводить до зниження якості ґрунту і навіть до його повного знищення.

Вітрова ерозія ґрунту (дефляція) – це процес видування і переносу вітром дрібних часток ґрунту і підстилаючих його порід.

Активно розвивається і прогресує лише в сухих засолених ґрунтах з великим вмістом піщаних і пилових часток. Вітрова ерозія – причина високого вмісту пилу в повітрі і слабого самоочищуючого ефекту атмосферного повітря.

Водна ерозія ґрунту – процес змиву, вимивання часток ґрунту талими і зливними водами (площинна ерозія) чи русла ріки, струмка (лінійна ерозія).

На будівельному майданчику у силу рівнинного характеру території водна ерозія ґрунту в початкових стадіях протікає повільно, малопомітно, рівномірно змиваючи верхній, багатий гумусом шар ґрунту. Потім, позбавившись рослинності, ґрунт швидко руйнується.

Протиерозійні міри: посадка багаторічних з гарною кореневою системою трав і чагарників, застосування методів просіяння цих трав, зміцнення ґрунтів торфодерновим килимом, створення водонепроникних біохімічних плівок, створення надійних водопропускних споруджень, пристроїв і дренажних систем в будинку і прилеглих територіях.

Ущільнення – це зміна геоморфологічної структури ґрунту, викликана тривалим тиском штучних покриттів і важких основ на ґрунт.

Ущільнення приводить до активного стиску шарів ґрунту на досить велику глибину (під будівлями до 12 – 15 метрів), втрати їхньої пористості і водопроникності в десятки і більш раз. У результаті водопроникний шар може стати водотривким, змінюється система внутрішнього (підземного) стоку, порушується харчування ґрунтовими водами джерел, струмків і водоносних горизонтів.

3.5. Характеристика деяких видів негативного впливу на ґрунт при виконанні будівельних і інших робіт приведена в табл. 6.1.

Таблиця 6.1

**Характеристика негативного впливу на ґрунт будівельних робіт.**

Вид робіт	Характер прямого впливу	Вторинні наслідки	Основні заходи захисту
Розчищення території під будівництво	Видалення рослинності, ґрунту, зрізання височин і заповнення знижених місць.	Водна і вітрова ерозія ґрунтової поверхні, перенос ґрунту. Порушення біогеоценозу, загасання фізико-хімічних процесів у ґрунті.	Відновлення ґрунту і рослинного покриву з урахуванням едафічних факторів
Розробка кар'єрів для одержання ґрунту, піску, гравію	Зняття ґрунту і рослинності. Локальна зміна рельєфу і ландшафту.	Утворення осередків ерозії, зсувів. Місцева зміна поверхневого стоку і режиму ґрунтових вод.	Рекультивация, протизсувний захист, організація культурних заходів
Улаштування насипів і виїмок	Те ж. Зміна умов стоку ґрунтових вод.	Процеси ерозії, утворення зсувів і ярів. Зміна системи стоку.осушення чи обводнювання місцевості.	Комплекс інженерно-геологічних і меліоративних заходів.

4. У процесі будівництва необхідно дотримуватись наступних заходів:

– збір, складування і повторне використання верхнього родючого шару ґрунту;

- прокладання тимчасових доріг для руху будівельної техніки і вантажного автотранспорту;
- рекультивація зовнішніх ділянок ґрунту;
- відвід мінімально необхідних для виробництва будівельних робіт допоміжних площ;
- організація єдиного смітника для сміття і твердих відходів;
- максимальне збереження дерев, великих чагарників, природних водойм, джерел, струмків, упорядковуючи їх і використовуючи для відпочинку мешканців будинку.

Сьогодні людина та результати її діяльності перевершили всі інші біотичні та абіотичні чинники. Разом з тим перед людством постає завдання виробити шляхи подолання диспропорцій між розмахом та наслідками господарської діяльності в соціосфері і можливостями управління соціосферними процесами. Перед людством постає грандіозне завдання подолати згадані диспропорції і забезпечити нормальні умови існування та прогресивний розвиток у близькому майбутньому.

Завдання людства – не підривати природні основи свого існування, не перешкоджати прогресивним процесам, що відбуваються в біосфері, витрачаючи на це все більшу кількість енергії, а намагатися з'ясувати закони і правила, що керують цими процесами, узгоджувати з ними свої цілі та дії.

## Список літератури

1. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
4. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний з 2011-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми).
5. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).
6. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).
7. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).
8. Гольшев А.Б. Соппротивление железобетона / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.
9. Гольшев А.Б. Соппротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях:

монографія / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : Талком, 2015. – 371 с.

10. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.

11. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора ; под. ред. Ю.А. Дыховичного и В.И. Колчунова / Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. – Т. III. – С. 311–428.

12. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. ВНЗ / [П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко]. – К. : Вища школа, 1999. – 508 с.

13. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А.М. Павліков. – Полтава : ПолНТУ, 2015. – 284 с.

14. CEB–FIP Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991–1–1. – Brussels : CEN, 1991. – 253 p.

15. EN 1992–1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings. – European Prestandard. – Brussels, 2002. – 230 p.

16. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. – М. : Стройиздат, 1990. – 255 с.

17. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. ДБН В.2.6-163 : 2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

18. В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал, О.М. Шашенко, С.В. Біда. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник. - Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. – 231 с.

19. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.

20. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. - К., 2009.

21. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. – К.: НИИСК, 1996 – 204 с.

22. Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.И. Технология возведения подземной части зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1990. – 288 с.