

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ІМ. В. ДАЛЯ

НАМАЗОВ АРСЛАН

Допускається до захисту:

в. о. завідувача кафедри будівництва,  
архітектури, геодезії та землеустрою  
канд. техн. наук, доцент

\_\_\_\_\_ Олексій ОВЧАРЕНКО

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2022 р.

## **КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

### **БУДІВНИЦТВО ІНДИВІДУАЛЬНОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ 17,55×19 М В М. РУБІЖНЕ ЛУГАНСЬКОЇ ОБЛАСТІ**

на здобуття освітнього ступеня магістр  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Керівник

\_\_\_\_\_ Олексій ОВЧАРЕНКО

Київ, 2022

Факультет \_\_\_\_\_ аграрний \_\_\_\_\_  
Кафедра \_\_\_\_\_ будівництва, архітектури, геодезії та землеустрою \_\_\_\_\_  
Освітній рівень \_\_\_\_\_ магістр \_\_\_\_\_  
Спеціальність \_\_\_\_\_ 192 «Будівництво та цивільна інженерія» \_\_\_\_\_

В. о. завідувача кафедри  
\_\_\_\_\_ Овчаренко О. А.  
«        » \_\_\_\_\_ 2022 р.

(прізвище, ім'я, по батькові)

керівник роботи Овчаренко Олексій Анатолійович, к. т. н., доцент  
( прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Проаналізувати базові принципи архітектурно-планувальних та конструкційних рішень у індивідуальних житлових будівель.

Перелік графічного матеріалу: фасади, генеральний план, плани, розрізи, експлікація приміщень, план перекриття, план покрівлі, експлікація підлог, опалубні креслення та армування багатопустотної плити, схема розташування елементів фундаментів, епюра тиску на ґрунт, армування фундаменту.

#### 6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1. Архітектурна частина	Овчаренко О. А.	12.10.2022	
Розділ 2. Конструктивна частина	Овчаренко О. А.	12.10.2022	
Розділ 3. Основи і фундаменти	Овчаренко О. А.	12.10.2022	
Розділ 4. Наукова частина	Овчаренко О. А.	12.10.2022	

7. Дата видачі завдання 12 жовтня 2022 року

#### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Розділ 1	21.10.2022 року	
2.	Розділ 2	28.10.2022 року	
3.	Розділ 3	04.11.2022 року	
4.	Розділ 4	11.11.2022 року	
5.	Остаточне оформлення дипломної роботи	14.11.2022 року	
6.	Попередній допуск (захист) роботи на кафедрі	15.11.2022 року	
7.	Направлення дипломної роботи на рецензування	15.11.2022 року	

Здобувач вищої освіти \_\_\_\_\_

Намазов Арслан

Керівник \_\_\_\_\_

Овчаренко О. А.

## Анотація

**Намазов Арслан** Будівництво індивідуального житлового будинку 17,55×19 м в м. Рубіжне Луганської області. Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія», освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія». Дніпро: Східноукраїнський національний університет ім. В. Даля, 2022 рік.

У першому розділі «Архітектурна частина» визначений генеральний план ділянки будівлі, наведені характеристики об'ємно-планувальних рішень, виконаний теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій, призначено санітарно-технічне і інженерне устаткування.

У другому розділі «Конструктивна частина» виконаний розрахунок багатопустотної плити перекриття з попередньо-напруженою арматурою. В рамках цього розрахунку визначені навантаження, запропоновано конструктивне рішення, виконані розрахунки на міцність по нормальним та похилим перерізам плити, а також виконаний перевірочний розрахунок на деформації.

У третьому розділі «Основи і фундаменти» виконаний збір навантажень під цей розрахунок, визначена глибина закладання фундаменту, потрібні розміри підшви фундаменту, здійснений розрахунок осідання основи фундаменту і загасання осідання в часі, а також розрахунок фундаменту на міцність.

У четвертому розділі «Наукова частина» проаналізовані принципи архітектурно-планувальних та конструкційних рішень у індивідуальних житлових будівель для забезпечення потреб людини на всіх етапах її розвитку з можливістю трансформації через реконструкцію.

Ключові слова: індивідуальний житловий будинок, котедж, одноквартирний житловий будинок, архітектурно-планувальні рішення, функціональне зонування, реконструкція, монолітне будівництво, монолітно-каркасне будівництво, безкаркасне будівництво.

Загальна кількість сторінок 72, кількість рисунків 14, таблиць 13, використаних джерел 42.

## ЗМІСТ

Вступ.....	7
Розділ 1. Архітектурна частина .....	10
1.1. Генеральний план ділянки.....	10
1.2. Відомості про функціональний процес.....	11
1.3. Характеристика об'ємно-планувальних рішень будівлі.....	12
1.4. Теплотехнічний розрахунок конструкцій, що захищають.....	12
1.5. Обґрунтування ухвалених конструктивних рішень .....	14
1.6. Санітарно-технічне і інженерне устаткування будівлі .....	20
Розділ 2. Конструктивна частина.....	21
2.1. Вихідні данні для розрахунку багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття.....	21
2.2. Визначення навантажень і зусиль .....	22
2.3. Конструктивне рішення багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття.....	22
2.4. Розрахунок на міцність по нормальному перерізу .....	24
2.5. Визначення геометричних характеристик.....	25
2.6. Втрати попереднього напруження і зусилля обжимання .....	26
2.7. Розрахунок на міцність по похилим до поздовжньої осі перерізам .....	28
2.8. Розрахунок на утворення тріщин, по нормальним перерізам .....	29
2.9. Розрахунок на утворення тріщин по похилим перерізам .....	30
2.10. Розрахунок на деформації .....	31
Розділ 3. Основи і фундаменти .....	33
3.1. Вихідні дані:.....	33
3.2. Збір навантажень .....	34
3.3. Визначення глибини закладання фундаменту .....	41

3.3.1. Глибина закладання фундаменту, виходячи з призначення і конструктивних вимог будівлі .....	41
3.3.2 Врахування кліматичних чинників .....	41
3.3.3. Врахування існуючого і проектного рельєфу, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика.....	42
3.4. Визначення розмірів підшви фундаменту.....	44
3.5. Розрахунок осідання основи фундаменту .....	46
3.6. Розрахунок загасання осідання в часі .....	48
3.7. Розрахунок фундаменту на міцність .....	49
3.7.1. Перевірка на дію поперечної сили .....	49
3.7.2. Розрахунок фундаменту на продавлювання.....	50
3.7.3. Визначення перерізів арматури плиткової частини фундаменту .....	50
3.7.4. Розрахунок фундаменту на тріщиноутворення .....	50
Розділ 4. Наукова частина .....	52
4.1. Потреба людини у житлі .....	52
4.2. Аналіз архітектурно-планувальних рішень індивідуальних житлових будівель .....	53
4.3. Аналіз конструктивних рішень індивідуальних житлових будівель.....	58
4.4. Розвиток індивідуальної будівлі через її реконструкцію.....	62
ВИСНОВКИ.....	68
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	69

## ВСТУП

### **Актуальність теми.**

Потреби людини вкладаються у піраміду з п'яти категорій, які у порядку зростання важливості для функціонування утворюють наступний ряд: фізіологічні, безпекові, соціальні, повагові, самовираження. Поки людина не задовільнить базові потреби, вона не може переходити на наступний етап. В фундаменті піраміди знаходяться прості звичайні фізіологічні потреби, без яких неможливе виживання людства: вода, їжа, житло. Тобто перш за все, людина спрямовує свої зусилля на отримання їжі, доброго сну, а також ділянки, яка все це забезпечує. Це – житло. Далі становляться актуальними питання безпеки, які значною мірою також пов'язані з житлом. Тому що людина відчуває безпеку саме у власній оселі. При переході до соціальних потреб наявність якісного житла залишається такою ж необхідністю, як їжа, бо є найважливішою умовою сімейного комфорту та затишку. Згодом відбувається перехід до вищої категорії - наміри підкреслити свої досягнення, закріпити соціальний статус. В цій потребі також значущим є житло, а саме його параметри: зручність, стиль, якість, креативність, краса.

Таким чином, ми бачимо, що житло - це не просто потреба у захисті від снігу та вітру. Житло - немов кошик, який існує на всіх рівнях ієрархічної піраміди, допомагаючи забезпечити всі потреби людини. Є певна кількість людей, які мають можливості будувати життя зі «старту», з дитинства та юності, беручи за цілі більш вищі щаблі піраміди, тому що нижчі завжди були насичені. Але більшість населення розвивається поступово з низу до гори, крок за кроком наповнюючи свої потреби. Отже, разом з людиною поступово розвивається й житло, також проходячи всі етапи - від задоволення основних потреб у сні, їжі, сексу до житла як статусного елемента, який візуалізує досягнення певних життєвих успіхів. Отже актуальним є визначення основних принципів архітектурно-планувальних та конструктивних рішень, які б забезпечували потреби людини «тут і зараз».

**Мета дослідження** – виокремлення базових принципів архітектурно-планувальних та конструкційних рішень у індивідуальних житлових будівель (котеджів) для забезпечення потреб людини на всіх етапах її розвитку з можливістю трансформації через реконструкцію..

**Завдання дослідження:**

1. Розробка проєкту будівництва індивідуального житлового будинку 17,55×19 м в м. Рубіжне Луганської області.
2. Визначити які потреби пов’язані у людини з житлом.
3. Проаналізувати сучасні архітектурно-планувальні рішення індивідуальних житлових будівель.
4. Проаналізувати сучасні конструктивні рішення індивідуальних житлових будівель.
5. Запропонувати концепцію динамічних змін у індивідуальних житлових будівлях.

**Об’єкт дослідження** – індивідуальний житловий будинок

**Предмет дослідження** – архітектурно-планувальні та конструкційні рішення індивідуального житлового будинку.

**Методи дослідження.** *Теоретичні методи:* теоретичний аналіз і синтез, абстрагування, конкретизація, індукція та дедукція, аналогія, порівняння, класифікація, узагальнення. *Емпіричні методи:* спостереження.

**Наукова новизна отриманих результатів.** Виконаний аналіз архітектурно-планувальних та конструкційних рішень індивідуального житлового будинку. Запропонована концепція розвитку будівлі впродовж життя людини через реконструкцію.

**Теоретичні значення результатів дослідження.** Проведений аналіз дозволяє більш ефективно проводити проєктування індивідуальних житлових будівель.

**Практичне значення отриманих результатів.** Запропонована концепція дозволяє людині отримати будівлю, що максимально задовольняє його сьогоденні потреби.



**Структура та обсяг роботи.** Кваліфікаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків та літератури, яка містить 42 найменування. Загальний обсяг кваліфікаційної роботи – 72 сторінок, обсяг основного тексту – 68 сторінок. Робота містить 13 таблиць та 14 рисунків.

## Розділ 1. Архітектурна частина

### 1.1. Генеральний план ділянки під індивідуальний житловий будинок

Проектована будівля індивідуального житлового будинку розташовується на земельній ділянці з горизонтальним спокійним рельєфом. Площа земельної ділянки - 9755,6м<sup>2</sup>. При прив'язці будівлі на місцевості враховується напрям пануючих вітрів.

На території ділянки вже розміщуються існуючі будинки, також є тенісний корт, невеличкий фонтан з зоною відпочинку та стоянка для автівок.

Експлікація всіх будівель та споруд, які вміщує генплан, відображені в таблиці «Експлікація будівель і споруд» на листі №1 графічної частини.

Дані будівництва рози вітрів брались у відповідності до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія [24].

Таблиця 1.1. Повторюваність вітру (%).

Місяць	ПнС	ПдС	Пн	Пд	ПнЗ	С	ПдЗ	З
Січень	10	15	5	5	9	27	12	17
Липень	13	7	10	4	19	13	11	23

При проектуванні генерального плану необхідно створити умови для максимального збереження наявних зелених насаджень. Також проводять організаційні заходи для вивезення поза зони будівництва та збереження рослинного шару ґрунту. Протягом будівельних робіт проводиться поточне видалення будівельного сміття.

Уся ділянка біля індивідуального житлового будинку облаштовується: проводиться асфальтобетонне мощення, існуючі під'їзди відновлюються та сполучаються з новоутвореними. Проектом передбачається озеленення усієї території, відведеної під будівництво індивідуального житлового будинку. Ландшафтний дизайн містить засадження такими сортами дерев і з кущів, щоб навесні не утворювалась велика кількість пластівців квіток та волокнистих речовин (пух).

Генеральний план передбачає облаштування газону, висаджування квітів та посіви газонної трави. Проїзди запроектовані з асфальтовим покриттям: тротуари шириною 1,5м, дороги для автівок - 10,5м. Майданчики на території біля будинку виконані з покриттям із тротуарних плит. Розриви між проєктованим індивідуальним житловим будинком та існуючими будівлями відповідають гігієнічно-санітарним та протипожежним нормам.

Техніко-економічні показники генерального плану зведені в табличний вигляд (див. лист 1 графічної частини).

Вертикальне планування зробимо через обчислення наступних параметрів:

1) Визначаємо методом інтерполяції для кутів чорні відмітки будівлі:

$$n_1=55,00\text{м}; n_3=54,77\text{м}; n_2=54,95\text{м}; n_4=54,62\text{м};$$

2) Визначаємо середньо-планувальну відмітку:

$$N_{\text{ср}} = \sum N_{\text{іч}} / n, \text{ де } n - \text{кількість кутів будівлі.}$$

$$N_{\text{ср}} = (55,00 + 54,95 + 54,77 + 54,62) / 4 = 54,84\text{м}$$

3) Відмітку підлоги – 1,5 м, розрахунки провели так:

$$N_{0,000} = N_{\text{ср}} + n_{\text{ср.цок}} = 54,84 + 1,5 = 56,34\text{м}, \quad \text{де } n_{\text{ср.цок}} = 1,5\text{м}$$

4) Проектна відмітки кутів будівлі буде дорівнювати:

$$N_{1\text{чер.}} = 56,34 - 0,15 = 56,19\text{м};$$

$$N_{3\text{чер.}} = 56,19 - 17,55 \times 0,001 = 56,15\text{м};$$

$$N_{2\text{чер.}} = 56,19 - 19 \times 0,001 = 56,15\text{м};$$

$$N_{4\text{чер.}} = 56,15 - 19 \times 0,001 = 56,11\text{м}.$$

## **1.2. Відомості про призначення індивідуального житлового будинку:**

Житловий будинок буде слугувати постійним житлом для постійного сумісного проживання родини з чотирьох чоловік. Будівля одно-поверхова, форма - складна, будівля має три входи.

### **1.3. Характеристика об'ємно-планувальних рішень індивідуального житлового будинку**

Будинок по відповідальності відноситься до класу наслідків СС1 («незначні наслідки») [12]. Житловий будинок розмірами в осях 17,5·19м, в плані має прямокутну форму. Будівля одноповерхова, забезпечена підвалом. За відмітку 0.000 прийнята відмітка підлоги першого поверху. Висота поверху індивідуального житлового будинку складає 3,0м, технічного поверху висотою 2,7м, загальна висота – 7,8м.

За конструктивним типом це безкаркасна будівля з подовжніми несучими стінами.

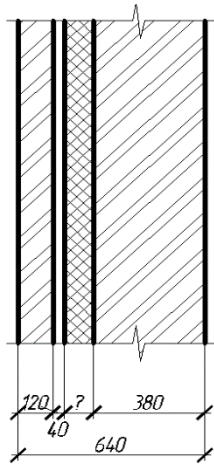
Техніко-економічні показники індивідуального житлового будинку та експлікація приміщень наведена в графічній частині проекту.

### **1.4. Теплотехнічний розрахунок захищаючих конструкцій індивідуального житлового будинку**

Визначаємо товщину утеплювального шару зовнішньої цегляної стіни для індивідуального житлового будинку. Район будівництва – м. Рубіжне Луганської області, користуємось [14] з врахуванням, що зона відноситься до 1-ї температурної категорії.

Розрахункова температура зовнішнього повітря -  $t_z = -22^{\circ}\text{C}$ . Розрахункова температура внутрішнього повітря  $t_v = 20^{\circ}\text{C}$ . Розрахункове значення відносної вологості  $\phi_e = 50 - 60\%$  - це відповідає нормальному режиму вологості приміщень та умовам експлуатації – Б.

Розглянемо цегляну стіну з розташуванням теплоізолюючого шару зовні як вертикальну захищаючу конструкцію. До того ж, стіна містить шар декоративною цегли ззовні. Теплоізолюючий шар (шар утеплювача) виконується з мінеральної синтетичної вати щільністю  $\rho = 110\text{кг/м}^3$  (ROCKMUR).



**Рис. 1.1 Розрахункова схема зовнішньої стіни індивідуального житлового будинку.**

Коефіцієнти теплопередачі для внутрішньої та зовнішньої поверхонь, відповідно, складають  $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$   $\alpha_{\text{з}} = \frac{23 \text{ Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$ .

Коефіцієнти теплопровідності матеріалів вираховуємо на основі [23]:

- плити ROCKMUR з мінеральної вати  $\rho = 110 \text{ кг}/\text{м}^3$  -  $\lambda_2 = 0,044 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ ;
- цегляна кладка з глиняної звичайної цеглини, що складається на цементно-піщаний розчин:  $\lambda_1 = 0,81 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$   $\rho = 1800 \text{ кг}/\text{м}^3$
- цегла облицювальна -  $\lambda_3 = 0,81 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ .

Товщина теплоізоляційного шару визначається так:

$$\delta_2 = \left( R_{q_{\min}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} \right) \lambda_2$$

$$\delta_2 = \left( 2,8 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,38}{0,81} - \frac{0,12}{0,81} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,044 = 0,095 \text{ м}$$

Захисна конструкція будівлі непрозора, тому мінімальний допустимий опір теплопередачі  $R_{q_{\min}} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ .

З урахуванням уніфікації розмірів матеріалів товщина утеплювача буде: 100 мм.

Приведений опір теплопередачі захищаючої конструкції:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_3}$$

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,1}{0,044} + \frac{0,12}{0,81} + \frac{1}{23} = 3,37 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Потрібно також провести обчислення вірогідності утворення конденсату на конструкції.

На внутрішній поверхні захищаючої конструкції температура буде дорівнювати:

$$\tau_e = t_e - \frac{t_e - t_3}{R_{\Sigma np} \cdot \alpha_e} = 20 - \frac{20 - 22}{3,37 \cdot 8,7} = 18,56^\circ \text{C}$$

Розрахуємо температура точки виникнення роси:

$$\tau_{m.p.} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 e_e)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot 1321)^2$$

$$= 10,92^\circ \text{C}$$

$$\text{де: } e_e = 0,01 \cdot \phi_e \cdot E_e = 0,01 \cdot 55 \cdot 2401,85 = 1321 \text{ Па}$$

$$E_e = 477 + 133,3(1 + 0,14 t_e)^2 = 477 + 133,3(1 + 0,14 \cdot 20)^2 = 2401,85 \text{ Па}$$

$18,56^\circ \text{C} \geq 10,92^\circ \text{C}$  - конденсат не утворюється, тому що умова виконується, а отже, товщина утеплювача та його матеріал підібрані вірно.

## **1.5. Обґрунтування ухвалених конструктивних рішень індивідуального житлового будинку**

Фундаменти індивідуального житлового будинку стрічкові, запроектовані із збірних залізобетонних елементів, складаються з блоків стін підвалу. Нижній шар блоків укладають на піщану підготовку товщиною 100 мм. Решту шарів укладають на цементно-піщаному розчині М50. Допускаються розриви до 250 мм. Товщина горизонтальних швів не повинна складати більше 20 мм. Ділянка між блоками і подушками виповнюється виконується з бетону С12/15.

Зверху цоколя виконується горизонтальна гідроізоляція, також улаштовується вертикальна гідроізоляція. Зовнішню гідроізоляцію захищають від води жирною глиною за допомогою вертикального пласту завтовшки 250 мм. Вертикальна - виконується нанесенням на поверхню водостійкого шару з

бітумних матеріалів тонким шаром. Горизонтальна гідроізоляція виконується рулонними матеріалами, які наклеюють на поверхню за допомогою мастик. Руберойд наклеюють внапуск, виконуючі такі умови: по довжині - не менше 200 мм, по ширині - не менше 100 мм, стики роблять врозгін.

Опис конструкції стіни наведений в п. 1.3.1 (Теплотехнічний розрахунок стінної огорожі). Об'ємна маса кладки -  $1800 \text{ кг/м}^3$ . Кладка виконується на розчині М50. Зовнішні та внутрішні стіни будують із звичайної глиняної цеглини пластичного пресування по ГОСТ 530-80. Марка цеглини для кладки - М100. Товщина – 380 мм.

Несучі простінки і ділянки стін індивідуального житлового будинка, армуються сітками.

До заходів, що покращують просторову жорсткість та стійкість, відносяться:

- ретельне закладення швів між панелями перед зведенням стін цементним розчином 150 (створення монолітності);

- анкерування панелей перекриття, покриття на внутрішніх і зовнішніх стінах;

- укладання панелей перекриття одночасно з кладкою стін. Причому закладення цих плит проводиться ретельно під контролем. А установку підвіконь треба проводити одночасно з кладкою стін.

- при монтажі санітарно-технічних не допускається пробивка отворів в простінках зовнішніх стін.

Товщина вертикальних швів складає 8-10мм, горизонтальних швів 10-15мм. Суцільна кладка виконується з перев'язкою багатошарових швів. Перемички запроектовані залізобетонні бруски не менше, ніж 120мм.

*Перегородки* в будівлі запроектовані з керамічної цеглини марки М 150, які влаштовуються на розчині 50 товщиною 120мм. При одночасній кладці стін та перегородок останні ретельно закріплюють за допомогою арматурних каркасів і стрижнів. Вони закладаються в шви кладки стін та перегородок на одному рівні через декілька шарів кладки. До перекриття з вище розташованим поверхом

перегородки кріплять через 1,5м за допомогою заставних деталей, закладених в шви між панелями перекриттів або прибитих до панелей за допомогою дюбелів.

*Перекриття і покриття.* Шви між плитами заповнюють цементним розчином М150. Допускається робити розриви між плитами до 300 мм. Міжповерхове перекриття та покриття індивідуального житлового будинку розроблені із застосуванням залізобетонних панелей. Попередня напруга з круглими порожнечами завтовшки 220мм. Плити укладають на шар цементного розчину марки 150 (не нижче) на цегляні стіни. Торці панелей перекриття з вихідним отвором малого діаметру укладаються на внутрішню стіну. Допоміжне кріплення плит до стіни виконується металевими анкерами, які унеможливають зрушення плит. Закладення арматури проводять з бетону класу С12/15.

Отвори в панелях перекриття для пропуску стояків опалювання виконують шляхом свердлення спеціальними свердлами, при цьому треба контролювати, щоб ребра панелей не руйнувалися, В подальшому вони закладаються цементним розчином марки 150 чи бетоном класу С12/15.

При виконанні робіт треба передбачити звукоізоляцію труб від перекриття з ущільненням зазорів гільзою азбестового м'якого картону.

У панелях перекриття виїмки для монтажних петель закласти бетоном класу не нижче С12/15 після установки анкерів перекриття.

Монолітні ділянки виконуються з бетону класу С12/15. Також передбачені монолітні зони в місцях пристрою отворів в перекритті.

Таблиця 1.2 Специфікація збірних залізобетонних виробів

Мар. поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса. од. т	Примітка
	Плити перекриття				
9	серія 1.141-1	ПК 60.15-8т	6	2,8	
10	серія 1.141-1	ПК 60.12-8т	10	2,1	
11	серія 1.141-1	ПК 60.10-8т	19	1,825	



12	серія 1.141-1	ПК 51.15-8т	2	2,4	
12'	серія 1.141-1	ПК 51.12-8т	2	1,8	
13	серія 1.141-1	ПК 48.15-8т	16	2,25	
14	серія 1.141-1	ПК 42.12-8т	1	1,49	
15	серія 1.141-1	ПК 42.10-8т	1	1,23	
16	серія 1.141-1	ПК 36.12-8т	2	1,28	
17	серія 1.141-1	ПК 36.10-8т	5	1,055	
18	серія 1.141-1	ПК 30.15-8т	6	1,425	
19	серія 1.141-1	ПК 30.12-8т	5	1,08	
20	серія 1.141-1	ПК 30.10-8т	4	0,882	
21	серія 1.141-1	ПК 57.15-8т	2	2,26	

Таблиця 1.3 Специфікація збірних залізобетонних виробів

Мар. поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од. т	Примітка
22	ГОСТ 8509-93	$\Phi 325 \cdot 7, l=2680$	9	0,146	
23	ГОСТ 8509-93	Лист 420×15	9	20,8	

*Покрівля* запроектована з металочерепиці, яка укладена на обрешітку з гідроізоляцією. Стягування з цементно-піщаного розчину марки 100, стяжка армована сіткою з арматури Ф4вр-1 з кроком 100мм. Товщина стяжки - 40 мм. Як утеплювач прийняті плити фірми «DACHROCK» з об'ємною вагою 200кг/м<sup>3</sup>. Товщина плит повинна скласти 240 мм.

*Прорізи.* Віконні блоки в індивідуальному житловому будинку запроектовані з металопластика та виготовляються за індивідуальним замовленням. Дверні блоки запроектовані частково з металопластику також індивідуального виготовлення, а частково - дерев'яні (згідно ДСТУ Б В.2.6-11-97).

Коробки дерев'яних дверних блоків закріплюють сталевими шурупами або милицями, які загвинчуються або забиваються в дерев'яні антисептимовані пробки. Їх заздалегідь при кладці стін встановлюють в косяки та укуси на відстані 30 см від кутів отворів. Інтервал між пробками - не більше ніж 80 мм.

Дверні коробки в місцях примикання до стіни обробляють спеціальною пастою і захищають гідроізоляцією з толю. Проміжки конопатять паклею, просоченою антисептичним розчином. З боку приміщення законопачений проміжок між стіною та коробкою перекривають штукатурними укосами. Із зовнішнього боку проміжки герметизують мастикою, яка не здатна твердіти, а потім покривають цементним розчином. Для скління використовують листову шибку завтовшки 3-5мм. З боку фасаду для відведення дощової води з поверхні вікна встановлюють злив з оцинкованої покрівельної сталі.

У нижній частині внутрішньої сторони віконного отвору зазвичай встановлюють підвіконні дошки.

Таблиця 1.4 Специфікація елементів заповнення прорізів

Мар. поз.	Позначення	Найменування	Кількість			Маса од. кг	Примітка
			Підвал	1 поверх	Всього		
1	2	3	4	5	6	7	8
Вікна							
ВІК1	Металопласт.	ОРСП15-13	1	4	5		
ВІК2	Металопласт.	ОРСП18-22	-	2	2		
ВІК3	Металопласт.	ОРСП15-8.5	-	4	4		
ВІК4	Металопласт.	ОРСП6-7	-	2	2		
ВІК5	Металопласт.	ОРСП5-9	-	1	1		
ВІК6	Металопласт.	ОРСП18-10	-	2	2		
ВІК7	Металопласт.	ОРСП13-10	4	-	4		
ВІК8	Металопласт.	ОРСП5-13	-	4	4		
ВІК9	Металопласт.	ОРСП12-6	-	1	1		
ВІК10	Металопласт.	ОРСП7-24	-	2	2		
ВІК11	Металопласт.	ОРСП6-5	-	1	1		
ВІК12	Металопласт.	Жалюзійна решітка	-	2	2		
ВІК13	Металопласт.	Жалюзійна решітка	-	1	1		
Двері							
1	ГОСТ24698-81	ДН21-15	-	1	1		
2	ГОСТ24698-81	ДН21-9	1	3	4		

3	ГОСТ6629-88	ДГ21-15	1	1	2		
4	Індивідуал.	ДГ21-9	5	5	10		
5	Індивідуал.	ДГ21-8	-	5	5		
6	Індивідуал.	ДГ21-7.5	-	1	1		
7	Індивідуал.	ДН21-9	-	1	1		
8	Індивідуал.	ДН21-9	-	1	1		
9	Серія1.036.2-3.02	ДМП 01-60	1	-	1		

*Підлоги.* В проекті передбачені такі основні види підлог: бетонні, керамічна плитка, ламінат. Експлікацію підлог дивись на аркуші креслень 3.

Підставою під підлоги є ущільнений ґрунт і багатопустотні плити перекриття.

*Обробка будівлі.* У санвузлах і кухні запроектовано облицювання керамічною плиткою. У гаражі і підвалі забарвлення стін водоемульсійними складами. У решті приміщень – шпалери. Забарвлення стелі – клейова. Забарвлення дерев'яних і металевих частин виконується масляними складами за два рази.

Зовнішня обробка включає утеплення стені з подальшим облицюванням керамічною цеглою.

По всьому периметру будинку виконується асфальтобетонне вимошення шириною 1,0м по щебеневій підготовці з ухилом 1:12 від будинку для стоку води.

Таблиця 1.5 Відомість обробки приміщень

Приміщення	Підлоги		Стелі		Стіни і перегородки	
	Площа, м <sup>2</sup>	Тип покриття підлоги	Площа, м <sup>2</sup>	Вид обробки	Площа, м <sup>2</sup>	Вид обробки
<i>Підвал</i>						
002,003, 004,005	108,8	Покриття-бетон мозаїчного складу	108,8	Розшивання швів між панелями. Покращене	246	Штукатурка цегляних стін. Забарвлення водоемульсійними складами

				клейове фарбування		
001,006,007	24,65	Покриття-бетон мозаїчного складу	24,65	Розшивання швів між панелями. Покращене клейове фарбування	213	Штукатурка цегляних стін. Забарвлення водоемульсивними складами
<i>1-й поверх</i>						
101,107, 108,109,110	86,7	Керамічна плитка	86,7	Розшивання швів між панелями. Покращене клейове фарбування	189,4	Штукатурка цегляних стін. Обклеювання шпалерами
102,103104,105,106	111,25	Ламінат	111,25	Розшивання швів між панелями. Покращене клейове фарбування	162	Штукатурка цегляних стін. Обклеювання шпалерами
С/У	20	Керамічна плитка	20	Розшивання швів між панелями. Покращене клейове фарбування	108,7	Штукатурка цегляних стін. Облицовка керамічною плиткою

#### **1.6. Санітарно-технічне і інженерне устаткування індивідуального житлового будинку**

Гаряче водопостачання – автономне. Опалювання – водяне з температурою теплоносія 105-70°C. Водопровід – господарсько-питний, розрахунковий натиск стояку 22 м.вод.ст.

Вентиляція – природна, припливно-витяжна і з механічним спонуканням.

Каналізація – господарсько-фекальна в міську мережу. Водостік – зовнішній, організований з відкритим випуском.

Електропостачання – 2 категорія, напруга 220В. Освітлення - лампами LED. Пристрої зв'язку – інтернет, телефонні введення.

## Розділ 2. Конструктивна частина

### 2.1. Вихідні данні для розрахунку багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття будівлі.

Панель виготовлена за потоково-агрегатною технологією з електротермічним натягненням арматури на упори, з проведенням обробки вологою та теплом. Номінальна ширина плити  $B = 1,5\text{м}$ , конструктивна довжина -  $l = 5980\text{мм}$ , конструктивна ширина плити  $b_f' = 1480\text{мм}$ . Місце будівництва по характеристичному значенню ваги снігового покриву відноситься до 5 району, по характеристичному значенню вітрового тиску – до 2 району (ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» [13]). Температурна зона України - 1. По ступеню відповідальності, будівля відноситься до 2 класу. Коефіцієнт надійності за призначенням  $\gamma_n = 0,95$ . Згідно табл.6.2 ДБН В.1.2-2:2006 [13] характеристичне значення рівномірно розподіленого навантаження на перекриття для житлової будівлі  $p^n = 1,5\text{ кПа}$  ( $p_{lg}^n = 0,35\text{ кПа}$ ). Коефіцієнт надійності -  $\gamma_f = 1,3$ .

Робоча подовжня заздалегідь напружена арматура класу А800С, для якої розрахунковий опір для першої групи граничних станів  $R_s = 680\text{МПа}$ , для другої групи  $R_{s,ser} = 785\text{МПа}$  і модуль пружності  $E_s = 19 \cdot 10^4\text{МПа}$ .

Бетон важкий класу С20/25 [16], для якого при  $\gamma_{b2} = 0,9$ , розрахунковий опір стисненню бетону  $R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05\text{МПа}$ , розрахунковий опір розтягуванню бетону  $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945\text{МПа}$ , початковий модуль пружності  $E_b = 27 \cdot 10^3\text{МПа}$ , розрахункові опори бетону стисненню та розтягуванню при розрахунку по II групі граничних станів  $R_{b,ser} = 18,5\text{МПа}$  и  $R_{bt,ser} = 1,6\text{МПа}$ .

Поперечна арматура та зварні сітки Вр-I

при  $\varnothing 5\text{ мм}$   $R_s = 360\text{МПа}$  та  $R_{s\omega} = 260\text{МПа}$

при  $\varnothing 4\text{ мм}$   $R_s = 365\text{МПа}$  та  $R_{s\omega} = 265\text{МПа}$

при  $\varnothing 3\text{ мм}$   $R_s = 375\text{МПа}$  та  $R_{s\omega} = 270\text{МПа}$ .

$E_s = 17 \cdot 10^4\text{МПа}$

Маса плити  $G = 2,8\text{т}$ . Передавальну міцність бетону приймаємо рівною  $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 25 = 17,5\text{МПа}$ .

## 2.2. Визначення навантажень і зусиль

Збір навантажень на  $1\text{ м}^2$  перекриття введемо в таблицю 2.1. Враховують навантаження від власної ваги плити, конструкції перекриття та тимчасове навантаження на перекриття.

Таблиця 2.1. Підрахунок навантажень на  $1\text{ м}^2$  перекриття

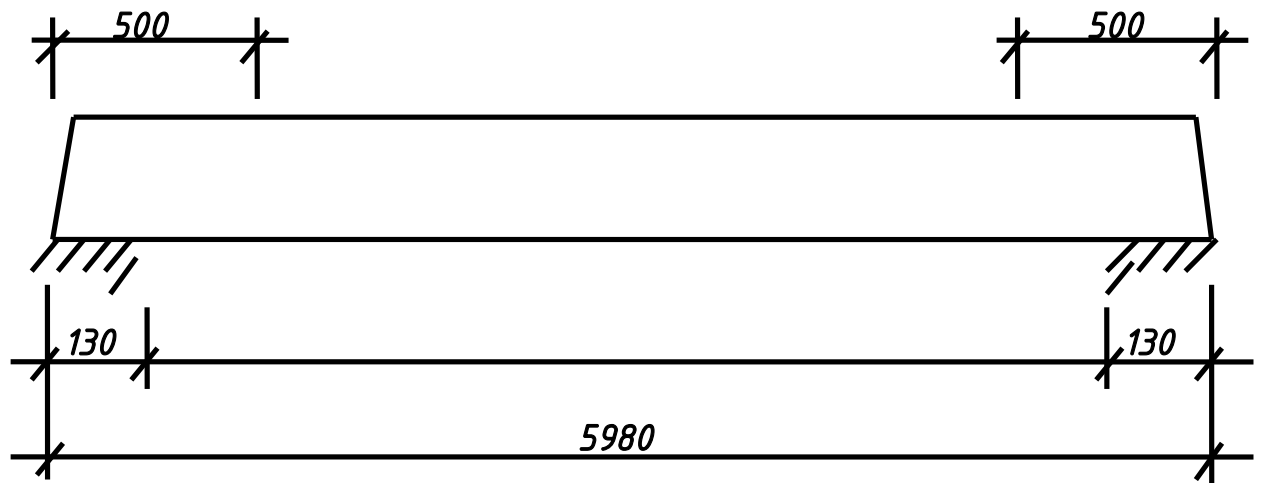
Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності щодо граничного навантаження $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
Постійні				
Промазування гарячим бітумом за два рази	$0,001 \cdot 8 = 0,008$	0,0076	1,3	0,01
2 шари руберойду на бітумній мастиці	$0,001 \cdot 8 = 0,008$	0,0076	1,3	0,01
Цементно-піщане стягування	$0,02 \cdot 18 = 0,36$	0,342	1,3	0,44
Керамічна плитка	$0,013 \cdot 18 = 0,234$	0,222	1,3	0,29
Вага плити	$0,22 \cdot 25 \cdot 0,5 = 2,75$	2,61	1,1	2,88
Разом	3,36	3,19		3,63

## 2.3. Конструктивне рішення багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття

На рисунку 2.1 приведені геометричні розміри багатопустотної заздалегідь напруженої панелі перекриття.

Розрахунковий проліт панелі - 13 см.

$$l_0 = 5980 - 2 \cdot 130/2 = 5850 \text{ мм} = 5,85 \text{ м.}$$



**Рис. 2.1. Розміри панелі перекриття.**

Розрахункові навантаження на 1 м довжини панелі.

Повне нормативне навантаження:  $q_n = g_n \cdot B = (3,19 + 1,5) \cdot 1,5 = 7,04 \text{ (кН/м)}$ .

Повне розрахункове навантаження:

$$q = g \cdot B = (3,63 + 1,5 \cdot 1,3) \cdot 1,5 = 8,37 \text{ (кН/м)}$$

Розрахунковий згинальний момент від повного розрахункового навантаження.

$$M = (q \cdot l_0^2) / 8 = (8,37 \cdot 5,85^2) / 8 = 35,81 \text{ (кН·м)}$$

Нормативне тривале навантаження.

$$q_{nl} = g_{nl} \cdot B = (3,19 + 0,35) \cdot 1,5 = 5,31 \text{ (кН/м)}$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження:

$$Q = (q \cdot l_0) / 2 = (8,37 \cdot 5,85) / 2 = 24,48 \text{ (кН)}$$

Розрахунок зусиль від нормативного навантаження. Розрахунковий згинальний момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = (q_n \cdot l_0^2) / 8 = (7,04 \cdot 5,5^2) / 8 = 30,12 \text{ (кН·м)}$$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження:

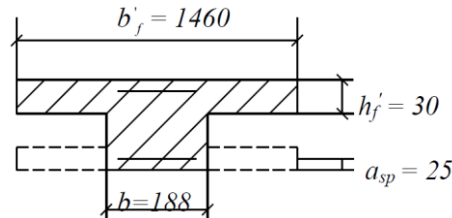
$$Q_n = 0,5 \cdot q_n \cdot l_0 = 0,5 \cdot 7,04 \cdot 5,85 = 20,59 \text{ (кН)}.$$

Момент від тривалого навантаження:

$$M_{nl} = (q_{nl} \cdot l_0^2) / 8 = (5,31 \cdot 5,85^2) / 8 = 22,72 \text{ (кН·м)}.$$

## 2.4. Розрахунок на міцність по нормальному перерізу

Для розрахунку багатопустотної панелі поперечний переріз приводимо до еквівалентного двотаврового шириною полиці  $b_f' = 146 \text{ см}$ , заввишки  $h = 22 \text{ см}$ , шириною ребра  $b = 1460 - 7 \cdot 159 = 188 \text{ мм} = 18,8 \text{ см}$  та товщиною стислої полиці  $h_f' = (22 - 15,9)/2 = 3,05 \text{ см} \approx 3 \text{ см}$ . Замінюємо площі круглих порожнеч прямокутниками з тією ж площиною та того ж самого моменту інерції.



Призначаємо  $a_{sp} = 2,5 \text{ см}$ , тоді робоча висота перерізу дорівнює

$$h_0 = h - a_{sp} = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ см}.$$

Початкове попереднє напруження арматури, що передається на піддон:

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{s,ser} = 0,75 \cdot 785 = 588,75 \text{ МПа} \approx 590 \text{ МПа},$$

$$0,3 \cdot R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 236 \text{ МПа} < \sigma_{sp} = 590 \text{ МПа} < R_{s,ser} - p = 785 - 90 = 695 \text{ МПа}$$

де  $p = 30 + 360/l = 30 + 360/6,0 = 90 \text{ МПа}$ ;

де  $l$  - відстань між зовнішніми гранями упорів.

Тепер послідовно проведемо такі розрахунки:

$\omega$  - характеристику стислої зони бетону

$$\omega = \alpha_l - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$$

$$\Delta\sigma_{SP} = 1500 \cdot (\sigma_{sp}/R_s) - 1200 = 1500 \cdot (590/680) - 1200 = 101,5 \text{ (МПа)}$$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \Delta\sigma_{SP} = 680 + 400 - 590 - 101,5 = 388,5 \text{ (МПа)}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SM}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{388,5}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,597$$

$$A_R = \xi_R - (1 - 0,5 \xi_R) = 0,597 - (1 - 0,5 \cdot 0,597) = 0,419$$

Визначаємо момент, що сприймається перерізом полиці плити:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 h_f') = 13,05 \cdot 1,46 \cdot 0,03 \cdot (0,195 - 0,5 \cdot 0,03) \cdot 1000 = 102,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$



Враховуючи, що  $M_f = 102,9 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 35,81 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , нейтральна вісь проходить в межах полиці. Тому переріз розраховуємо як прямокутний шириною  $b = b_f' = 146 \text{ см}$ .

Визначаємо табличний коефіцієнт по формулі:

$$A_0 = M / (b_f' \cdot h_0 \cdot R_b) = \frac{35,81 \cdot 10^{-3}}{13,05 \cdot 1,46 \cdot 0,195^2} = 0,049 < A_R = 0,419$$

По табл. знаходимо  $\xi = 0,05$  и  $\eta = 0,975$

Коефіцієнт умовної роботи арматури підвищеної міцності обчислюється за допомогою формули:  $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2(\xi / \xi_R) - 1) \leq \eta = 1,15$  (для арматури класу А800С)

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \left( 2 \frac{0,05}{0,597} - 1 \right) = 1,19 > \eta = 1,15$$

Приймаємо  $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$ .

Необхідна площа перерізу подовжньої арматури визначається таким чином:

$$A_{SP} = M / (\eta \gamma_{s6} \cdot h_0 \cdot R_{s,ser}) = \frac{35,81 \cdot 10^{-3}}{1,15 \cdot 0,975 \cdot 680 \cdot 0,195} = 0,00024 \text{ м}^2 = 2,41 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4 Ø 10 А800С з  $A_{sp,факт} = 3,14 \text{ см}^2 > A_s = 3,11 \text{ см}^2$

## 2.5. Визначення геометричних характеристик

Площа приведенного перерізу та статичний момент щодо нижніх граней:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} = b_f' \cdot h - n \frac{\pi d^2}{4} + \alpha \cdot A_{sp} = 146 \cdot 22 - 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 7,04 \cdot 3,14 = 1822,5 \text{ (см}^2\text{)}$$

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_s = b_f' \cdot h \cdot \frac{h}{2} - n \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{h}{2} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} = 146 \cdot 22 \cdot 11 - 7 \cdot (3,14 \cdot 15,9^2 / 4) \cdot 11 + 7,04 \cdot 3,14 \cdot 2,5 = 20106,2 \text{ (см}^2\text{)}$$

Відношення модулів пружності складе:  $\alpha = E_s / E_b = 190000 / 27000 = 7,04$

Відстань від центру тяжіння до нижньої грані приведенного перерізу буде:

$$y_{red} = S_{red} / A_{red} = 20106,2 / 1822,5 = 11,03 \text{ (см)}$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перерізу в напружуваній арматурі до точки додатку зусилля:

$$e_{red} = y_{red} - a = 11,03 - 2,5 = 8,53 \text{ (см)}$$

Без урахування власного моменту інерції арматури момент інерції приведенного перерізу буде:

$$I_{red} = I + \alpha \cdot I_s = \frac{b_f' \cdot h^3}{12} - n \frac{\pi d^4}{64} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot e_{op}^2 =$$

$$= \frac{146 \cdot 22^3}{12} - 7 \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} + 7,04 \cdot 3,14 \cdot 8,53^2 = 109209,0 \text{ (см}^4\text{)}$$

Момент опору відносно:

верхньої грані  $W'_{red} = I_{red} / (h - y_{red}) = 109209,0 / (22 - 11,03) = 9955,2 \text{ (см}^3\text{)}$ ;

нижньої грані  $W_{red} = I_{red} / y_{red} = 109209,0 / 11,03 = 9901,1 \text{ (см}^3\text{)}$ .

Для визначення пружно-пластичного моменту опору та наступних розрахунків перерізу багатопустотної панелі приводиться до еквівалентного двотаврового перерізу з тією ж площиною та того ж самого моменту інерції.

Площа одного отвору  $A = \pi \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 198,5 \text{ (см}^2\text{)}$ , момент інерції площі відносно центру тяжіння буде складати:

$$I = \pi \cdot d^4 / 64 = 3,14 \cdot 15,9^4 / 64 = 3135,7 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Користуючись формулою моменту інерції прямокутника  $I = b \cdot h^3 / 12 = A \cdot h_l^2 / 12$  обрахуємо висоту еквівалентного отвору:

$$h_l = \sqrt{12 \frac{I}{A}} = \sqrt{12 \cdot \frac{3135,7}{198,5}} = 13,8 \text{ (см)}.$$

Ширина ребра  $b = b_f' - n \cdot h_l = 146 - 7 \cdot 13,8 = 49,4 \text{ (см)}$ .

Згідно допоміжних таблиць  $\gamma = 1,5$ , тоді пружно-пластичний момент опору відносно:

верхньої грані буде -  $W_{pl}^e = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 9955,2 = 14932,8 \text{ (см}^3\text{)}$

відносно нижньої грані -  $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 9901,1 = 14851,7 \text{ (см}^3\text{)}$ .

## 2.6. Втрати попереднього напруження і зусилля обжимання

Спочатку розрахуємо втрати до закінчення обжимання:

1) Від температурного перепаду - втрати будуть рівними нулю:  $\sigma_2 = 0$ .

Оскільки при дії високої температури переміщення упорів панелей та піддону відбувається одночасно.

2) Від релаксації напруження для стрижньової арматури втрати будуть:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 590 = 17,7(\text{МПа}).$$

3) Втрати від деформації піддону та анкерних пристроїв враховуються при визначенні довжини заготовки арматури. Необхідною умовою для забезпечення попереднього початкового напруження, тому  $\sigma_5 = 0$  та  $s_3 = 0$ .

4) Зусилля попереднього обжимання з урахуванням цих втрат при  $\gamma_{sp}=1$  буде:

$$P = \gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1) \cdot A_s = 1 \cdot (590 - 17,7) \cdot 3,14 = 1797 \text{ МПа} = 179,7 \text{ кН}$$

Повзучість напруження обжимання, що швидко настає, визначається по формулі:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{1797,0}{1822,5} + \frac{1797,0 \cdot 8,53 \cdot 11,03}{109209} = 2,53(\text{МПа})$$

$$\text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,53}{17,5} = 0,145 < \alpha = 0,6875,$$

$$\text{де } \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 17,5 = 0,6875 < 0,8.$$

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \frac{2,53}{17,5} = 4,92 \text{ МПа (По табл. 5 СНиП 2.03.01 – 84)}$$

Отже, перші втрати до закінчення обжимання:

$$\sigma_{l_1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 17,7 + 4,92 = 22,62(\text{МПа})$$

З урахуванням перших втрат при  $\gamma_{s6}=1$  натягнення в напружуваній арматурі та зусилля обжимання становить:

$$P_1 = \gamma_{s6}(\sigma_{sp} - \sigma_{los_1}) \cdot A_{sp} = 1 \cdot (590 - 22,62) \cdot 3,14 = 1781,6 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 178,2 \text{ кН}$$

Після обжимання напруження в бетоні буде:

$$\sigma_{bp1} = \frac{1781,6}{1822,5} + \frac{1781,6 \cdot 8,53 \cdot 11,03}{109209} = 2,51(\text{МПа})$$

$$\sigma_{bp} = 2,51 \text{ МПа} < 0,95 \cdot R_{bp} = 0,95 \cdot 17,5 = 16,6(\text{МПа})$$

Тепер знайдемо втрати після закінчення обжимання:

$$\text{Від повзучості при } \frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = \frac{2,51}{17,5} = 0,143 < 0,75$$

Від усадки  $\sigma_8 = 35(\text{МПа})$  – для бетону класу В25.

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,143 = 18,3(\text{МПа})$$

$$\text{Другі втрати: } \sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 18,3 = 53,3(\text{МПа})$$

$$\text{Таким чином, повні втрати становлять: } \sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 22,62 + 53,3 = 75,92(\text{МПа})$$

$$\sigma_{los} = 75,92 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа.}$$

$$\text{При наступних розрахунках приймаємо } \sigma_{los} = 100 (\text{МПа})$$

З урахуванням всіх втрат напруження в арматурі становить:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 590 - 100 = 490(\text{МПа})$$

З урахуванням всіх втрат при  $\gamma_{s6}=1$  зусилля обжимання буде:

$$\begin{aligned} P_2 &= \gamma_{s6}(\sigma_{sp2} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = 1 \cdot (590 - 100) \cdot 3,14 = 1538,6 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 \\ &= 153,9 \text{ кН} \end{aligned}$$

Для наступних обчислень треба ввести коефіцієнт точності натягнення  $\gamma_{s6} \neq 1$ .

При електротермічному натягненні:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \frac{87}{590} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0,11, \text{ де } n_p = 4 - \text{число стрижнів}$$

напружуваної арматури у перерізах елементів.

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,11 = 1,11 \quad \text{або} \quad \gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,11 = 0,89$$

## 2.7. Розрахунок на міцність по похилим відносно поздовжньої осі перерізам

Припустимо, що на приопорних зонах панелі довжиною по  $l/4 = 6,0/4 = 1,5 \text{ м}$  з кожного боку розміщуватись будуть по 4 каркаси ( $n = 4$ ) з поперечними стрижнями діаметром 4 мм, а крок між ними буде  $S = 10 \text{ см}$ .

$$\text{Тоді } \alpha = \frac{E_S}{E_B} = \frac{170000}{27000} = 6,30;$$

$$\mu_\omega = \frac{A_{S\omega}}{b \cdot S} = \frac{4 \cdot 0,126}{18,8 \cdot 10} = 0,0027;$$

$$\varphi_{\omega l} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_\omega = 1 + 5 \cdot 6,30 \cdot 0,0027 = 1,085;$$

$$\varphi_{e l} = 1 + \beta \cdot R_e = 1 - 0,01 \cdot 13,05 = 0,87;$$

Для забезпечення міцності бетону на дію стиснення від дії головної стискуючої напруги та для обмеження ширини розкриття похилих тріщин потрібно провести перевірку додаткової експериментально отриманої умови

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{\epsilon l} \cdot R_b \cdot \epsilon \cdot h_0,$$

недотримання якого указує на необхідність збільшення розміру перерізів елементів.

$$Q = 24,48 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,085 \cdot 0,87 \cdot 13,05 \cdot 0,188 \cdot 0,195 \cdot 1000 = 135,5 \text{ кН}.$$

Прийняті розміри перерізу достатні – тому що умова виконується.

Перевіряємо умову розвитку тріщин:

$$Q \leq \varphi_{\epsilon 3} \cdot R_{bt} \cdot \epsilon \cdot h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n), \text{ де}$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P_2}{R_{bt} \cdot \epsilon \cdot h_0} = 0,1 \cdot \frac{153,9 \cdot 10^{-3}}{0,945 \cdot 0,188 \cdot 0,195} = 0,444 < 0,5.$$

Приймаємо показник  $\varphi_n = 0,444$ .

$$Q = 24,48 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,945 \cdot 0,188 \cdot 0,195 (1 + 0,444) \cdot 1000 = 30,0 \text{ кН}$$

Розрахунок поперечної арматури не потрібний, тому що умова виконується, тому.

## 2.8. Розрахунок на утворення тріщин по нормальним перерізам

До тріщиностійкості даного елемента вимагаються умови третьої категорії.

Для визначення моменту тріщиноутворення знайдемо величину максимального напруження в стислій зоні бетону:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_n}{I_{red}} y + \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 \cdot e_{op}}{I_{red}} y \\ \sigma_b &= \frac{30,12 \cdot 10^{-3}}{0,0011} (0,22 - 0,1103) + \frac{153,9 \cdot 10^{-3}}{0,188} - \frac{153,9 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0853}{0,0011} (0,22 - \\ & 0,1103) = \\ & = 3,44 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Коефіцієнт, що враховує непружну деформацію бетону стислої зони:

$$\phi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{3,44}{18,5} = 1,41 > 1 \quad \text{приймаємо} \quad \phi = 1. \quad \text{Відстань}$$

від центру тяжкості приведенного перерізу до ядерної точки, розташованої

найбільш віддаленої від розтягнутої зони:

$$r = \phi \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{9901,1}{1822,5} = 5,43(\text{см})$$

Момент тріщиноутворення знайдемо по формулі:

$$\begin{aligned} M_{crc} &= R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + \gamma_{sp} \cdot P_2(e_{op} + r) = 1,6 \cdot 14851,7 \cdot 100 + \\ &+ 0,89 \cdot 1538,6 \cdot (8,53 + 5,43) = 23953881(\text{Н} \cdot \text{см}) = 239,5(\text{кН} \cdot \text{м}) \\ M_{crc} &= 239,5 \text{ кН} \cdot \text{м} > 30,12 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Розрахунок по їх розкриттю не потрібний, тому що у перерізі, нормальному відносно подовжньої осі елементу, тріщини не утворюються.

## 2.9. Розрахунок на утворення тріщин по похилим перерізам

Приведений статичний момент частини перерізу, що розміщується вище за центр тяжіння відносно осі, яка проходить через центр тяжіння приведенного перерізу.

Розрахунок проводиться для перерізів у гранях опори, розташованих на рівні центру тяжіння.

$$\begin{aligned} S_{red} &= b'_f \cdot h'_f \cdot \left( y - \frac{h'_f}{2} \right) + b \cdot (y - h'_f) \cdot \frac{(y - h'_f)}{2} \\ S_{red} &= 146 \cdot 4,1 \left( 11,03 - \frac{4,1}{2} \right) + 49,4 \cdot (11,03 - 4,1) \cdot \frac{(11,03 - 4,1)}{2} \\ &= 6561,6 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Нормальна напруження на рівні центру тяжіння перерізу становить:

$$\sigma_x = \frac{\gamma_{SP} \cdot P_2}{A_{red}} = \frac{0,89 \cdot 1538,6}{1822,5} = 0,75 \text{ МПа}; \quad \sigma_y = 0$$

Дотична напруження на рівні центру тяжіння перерізу:

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b} = \frac{20590 \cdot 6561,6}{109209 \cdot 49,4 \cdot 100} = 0,31 \text{ МПа}$$

Головна напруження буде складати:

$$\begin{aligned} \sigma_{mt} &= \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \pm \sqrt{\left[ \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right]^2 + \tau_{xy}^2} \\ \sigma_{mt} &= \frac{0,75}{2} + \sqrt{\left( \frac{0,75+0}{2} \right)^2 + 0,31^2} = 0,63 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Головна стискаюча напруження буде дорівнювати:

$$\sigma_{mc} = \frac{0,75}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,75+0}{2}\right)^2 + 0,31^2} = -0,35 \text{ МПа}$$

Потім визначаємо коефіцієнт умов роботи:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b.ser}}}{0,2 + \alpha_1 \cdot B} = \frac{1 - \frac{-0,35}{18,5}}{0,2 + 0,01 \cdot 25} = 2,26$$

$>1$ , де  $\alpha_1 = 0,01$  – значення для важкого бетону.

Умова  $\sigma_{mt} = 0,63 \text{ МПа} \leq \gamma_{b4} \cdot R_{bt.ser} = 1,6 \text{ МПа}$  виконується, тому похилі тріщини не утворюються та розрахунок по їх розкриттю проводити не треба (приймаємо  $\gamma_{b4} = 1$ .)

## 2.10. Розрахунок на деформації

Оскільки відношення  $l/h = 598/22 = 27,2 > 10$ , то є потреба визначити тільки величину прогинання, яка обумовлена дією моменту, що вигинає. Впливу поперечних сил враховувати не треба.

Заздалегідь допустиме прогинання для даної панелі буде:

$$f_{adm} = l/200 = 598/200 = 2,99 (\text{см})$$

Прогинання обумовлене естетичними вимогами до будівлі, тому розрахунок по деформаціях виконуємо виключно на дію постійних та тривалих навантажень при коефіцієнті надійності по навантаженню, який дорівнює одиниці.

Оскільки в перерізах, нормальних та похилих відносно подовжньої осі панелі, тріщини виникати не будуть, то розрахунок по деформаціях проводитиметься аналогічно елементам без тріщин, проте з урахуванням збільшення прогинання та кривизни на 20%.

Кривизна від тривалого і постійного навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_n \cdot \phi_{b2} \cdot 1,2}{\phi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{30,12 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 27000 \cdot 0,0011 \cdot 100} = 2,86 \cdot 10^{-5} (1/\text{см}),$$

де  $\phi_{b2} = 2$  – коефіцієнт для важкого бетону при тривалій дії навантаження, враховує вплив тривалої повзучості бетону,

$\phi_{b1} = 0,85$  - коефіцієнт для важкого бетону, що враховує вплив

короткочасної повзучості бетону.

Кривизна від короткочасного вигину:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{\gamma_{sp} \cdot P_2 \cdot e_{op} \cdot 1,2}{\phi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{0,89 \cdot 1538,6 \cdot 10^{-4} \cdot 0,0853 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 27000 \cdot 0,0011 \cdot 100} = 055 \cdot 10^{-5} (1/см)$$

Напруження обжимання бетону верхнього волокна

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{178160}{1822,5 \cdot 100} - \frac{178160 \cdot 8,53}{109209 \cdot 100} \cdot (22 - 11,03)$$
$$\sigma_{br} = -0,55 (МПа)$$

Отже, у верхньому волокні з'явиться напруження розтягнення. При визначенні кривизни вигину  $1/r_4$  приймаємо:  $\sigma'_b = 0$  и  $\xi'_b = 0$ , тоді

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\sigma_b}{E_s \cdot h_0} = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s \cdot h_0} = \frac{4,92 + 35 + 18,3}{190000 \cdot 19,5} = 1,57 \cdot 10^{-5} (см^{-1})$$

Прогинання від постійного і тривалого навантаження:

$$f_2 = S \frac{1}{r_2} l^2 = \frac{5}{48} \cdot 2,86 \cdot 10^{-5} \cdot 598^2 = 1,07 (см)$$

від короткочасного вигину

$$f_3 = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{r_3} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,55 \cdot 10^{-5} \cdot 628^2 = 0,27 (см)$$

від тривалого вигину

$$f_4 = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{r_4} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,57 \cdot 10^{-5} \cdot 628^2 = 0,77 (см)$$

Сумарне прогинання при тривалій дії навантаження:  $f = f_1 - f_2 - f_3 = 1,07 - 0,27 - 0,77 = 0,03 (см) < 2,99 (см)$  – в межах, які не перевищують допустиму величину прогинання.



## Розділ 3. Основи і фундаменти

### 3.1. Вихідні дані:

Фундамент проектується для індивідуального житлового будинку. Фундамент стрічкового типу. Конструктивна схема будівлі – безкаркасна з подовжніми несучими стінами.

Внутрішні стіни з цегли керамічної завтовшки  $b = 640\text{мм}$ . Відстань між стінами в осях  $l_1 = 6,00\text{м}$ , у світлі  $l_2 = 3,00\text{м}$ ,  $l_{01} = 6,00 - 0,19 - 0,20 = 5,61\text{м}$ ,  $l_{02} = 3,00 - 0,19 - 0,19 = 2,62\text{м}$ . Покрівля скатна з металочерепиці. Переkritтя і покриття виконані із збірних багатопустотних залізобетонних плит. Відносна відмітка верху цегляної кладки стіни - 3,7; відносна відмітка землі становить 1,5. Розташування земельної ділянки для будівництва – м. Рубіжне.

Ґрунтові умови будівельного майданчика представлені фізико-механічними характеристиками зразків, а також геологічним розрізом.

Коефіцієнт фільтрації суглинку тугопластичного  $k_\phi = 7 \cdot 10^{-7}\text{см/с}$ .

Геологічний розріз приведений в графічній частині проекту.

Таблиця 3.1 – Фізичні характеристики ґрунтів

Номер		глибина відбору грунту, м	Фізичні характеристики ґрунтів				
скважина	зразок ґрунту		щільність, г/см <sup>3</sup>		вологість, %		
			ґрунту $\rho$	часток ґрунту $\rho_s$	природна $\omega$	на межі	
						текучість $\omega_L$	розкочування $\omega_p$
1	1	3,0	1,93	2,70	23,0	30,0	18,0
1	2	7,0	2,00	2,66	24,0	-	-
2	3	11,0	1,99	2,71	26,0	30,0	20,0
2	4	14,6	2,00	2,74	26,5	44,0	24,0

Таблиця 3.2 - Розрахункові характеристики ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунту	$I_p$	$I_L$	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	n	e	Sr	C <sub>n</sub> кПа	$\varphi_n$ град	E <sub>0</sub> МПа	R <sub>0</sub> кПа
1	Суглинок тугопластичний	12	0,42	1,52	0,42	0,72	-	24,5	21,3	15,5	216,43
2	Глини напівтверді	20	0,12	1,58	0,42	0,73	-	58,2	19,3	21,9	353,13
3	Суглинок м'якопластичний	10	0,6	1,58	0,42	0,72	-	21,5	18,3	15	203,47
4	Пісок середньої щільності, середньої крупності	0	0	1,61	0,39	0,65	0,98	10	35	30	400

### 3.2. Збір навантажень

Визначимо навантаження під внутрішню поперечну стіну по осі для розрахунків по деформаціях та по міцності на стрічковий фундамент індивідуального житлового будинку як найбільш навантажену. Всі навантаження рахуються на один погонний метр довжини стрічкових фундаментів. Навантаження спочатку визначаємо на рівні спланованої відмітки землі. Будівля має жорстку конструктивну схему – у такому випадку фундамент розраховується як центрально навантажений.

Навантаження від власної ваги погонного метра стіни рахуємо таким чином:

$$N^{(I)} = l_1 \cdot H \cdot v_1 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_f,$$

де H – висота стіни, м;  $v_1$  – товщина стіни, м;

$l_1$  – довжина розрахункової ділянки стіни, м;

$\gamma_1$  – питома вага матеріалу кладки, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності по навантаженню (табл. 1[1]).

Для розрахунку по несучій здатності  $\gamma_f > 1$  (2-га група граничних станів):

$$N_I^{(1)} = 1 \cdot (3,7 + 1,5)0,38 \cdot 18 \cdot 1,1 = 38,0 \text{ кН}$$

Для розрахунку по деформаціях  $\gamma_f = 1$  (2-га група граничних станів):

$$N_{II}^{(1)} = 1 \cdot (3,7 + 1,5)0,38 \cdot 18 \cdot 1 = 33,54 \text{ кН}$$

Для визначення решти навантажень виділяємо вантажну площу покриття А, в межах якої навантаження будуть передаватися на стіну.

Для розрахунку навантажень, які діють на фундамент (по ширині - половина відстані між стінами в світлі в 2-х кроках, тобто  $2 \cdot l_0/2$ , по довжині будівлі  $-l_I=1\text{м}$ ),

$$A = l_1 \cdot \frac{l_{01}+l_{02}}{2},$$

де  $l_0$  – відстань в світлі між стінами, м.

$$A = 1 \cdot \frac{5,61+2,62}{2} = 4,12 \text{ м}^2.$$

Підрахунок навантажень  $q_1$ , кН/м<sup>2</sup>, від ваги 1 м<sup>2</sup> покриття вносимо до таблиці 3.3.

Таблиця 3.3. Збір навантажень на 1 м<sup>2</sup> покриття.

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Вага покрівлі і скатних брусків	0,187	1,1	0,206
Власна вага стійки 0,1·0,1·5/3	0,017	1,1	0,019
Власна вага прогону 0,15·0,2·5	0,15	1,1	0,165
Власна вага лежня 0,1·0,1·5	0,05	1,1	0,055
Власна вага розкосів 0,075·0,13·2·5/1,2	0,08	1,1	0,088
Власна вага затяжки 0,05·0,13·2·5/1,2	0,054	1,1	0,06
Разом	0,538		0,593

Навантаження  $q_1$ , кН/м<sup>2</sup> від ваги покрівлі для розрахунків по І-м і ІІ-м групам граничних станів розраховується таким чином:  $q_1^I = 0,54 \text{ кН/м}^2$ ,  $q_1^{II} = 0,59 \text{ кН/м}^2$

Навантаження від ваги покрівлі визначається:

$$N^{(2)} = A \cdot q_1$$

$$N_{II}^{(2)} = 4,12 \cdot 0,54 = 2,22 \text{ кН}$$

$$N_I^{(2)} = 4,12 \cdot 0,59 = 2,43 \text{ кН}$$

Підрахунок навантажень від ваги 1 м<sup>2</sup> горищного перекриття  $q_2$ , кН/м<sup>2</sup> внесемо до табл. 3.4.

Таблиця 3.4 Навантаження від ваги 1 м<sup>2</sup> горищного перекриття

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Цементно-піщане стягування	$0,02 \cdot 18 = 0,36$	1,3	0,468
Залізобетонна плита	$0,22 \cdot 25 \cdot 0,5 = 2,72$	1,1	3,025
Утеплювач	$0,1 \cdot 5 = 0,5$	1,3	0,65
Разом	3,58		4,14

Навантаження від ваги горищних перекриттів визначається по формулі:

$$N^{(3)} = A \cdot q_2,$$

$$N_{II}^{(3)} = 4,12 \cdot 3,58 = 14,75 \text{ кН}$$

$$N_I^{(3)} = 4,12 \cdot 4,14 = 17,6 \text{ кН}$$

Навантаження від ваги 1 м<sup>2</sup> горищного перекриття  $q_2$ , кН/м<sup>2</sup> для розрахунків по І-м і ІІ-м групам граничних станів:  $q_2^I = 3,58 \text{ кН/м}^2$ ,  $q_2^{II} = 4,14 \text{ кН/м}^2$

Навантаження від ваги  $1 \text{ м}^2$  міжповерхового перекриття  $q_3$ ,  $\text{кН/м}^2$  для розрахунків по І-м і ІІ-м групам граничних станів складає:  $q_3^{\text{п}} = 3,19 \text{кН/м}^2$ ,  $q_3^{\text{р}} = 3,63 \text{кН/м}^2$ .

Підрахунок навантажень від ваги  $1 \text{ м}^2$  міжповерхового перекриття  $q_3$ ,  $\text{кН/м}^2$  вже проведений при виконанні розрахунку багатопустотної плити перекриття.

Навантаження від ваги міжповерхових перекриттів визначається так:

$$N^{(4)} = A \cdot q_3 \cdot n,$$

де  $n$  – число перекриттів.

$$N_{\text{II}}^{(4)} = 4,12 \cdot 3,19 \cdot 1 = 13,14 \text{кН}$$

$$N_{\text{I}}^{(4)} = 4,12 \cdot 3,63 \cdot 1 = 14,96 \text{кН}$$

Знайдемо постійне експлуатаційне навантаження відносно власної ваги перегородок:

$$g_{\text{перегор}}^n = \gamma \cdot \delta = 0,5 \text{кН/м}^2$$

$$N_{\text{II}}^{(5)} = g_{\text{перегор}}^n \cdot A_{\text{гр}} \cdot n \quad N_{\text{II}}^{(5)} = 0,5 \cdot 4,12 \cdot 1 = 2,06 \text{кН}$$

$$N_{\text{I}}^{(5)} = 2,06 \cdot 1,1 = 2,27 \text{кН}$$

Від ваги надземних конструкцій на фундамент сумарне постійне вертикальне навантаження становить:

$$N_{\text{II}} = N_{\text{II}}^{(1)} + N_{\text{II}}^{(2)} + N_{\text{II}}^{(3)} + N_{\text{II}}^{(4)} + N_{\text{II}}^{(5)} = 33,54 + 2,22 + 14,75 + 13,14 + 2,06 = 65,71 \text{кН}$$

$$N_{\text{I}} = N_{\text{I}}^{(1)} + N_{\text{I}}^{(2)} + N_{\text{I}}^{(3)} + N_{\text{I}}^{(4)} + N_{\text{I}}^{(5)} = 38,0 + 2,43 + 17,6 + 14,96 + 2,27 = 75,26 \text{кН}$$

Далі визначаємо змінні (тимчасові) навантаження.

Рівномірно розподілене навантаження на міжповерхове та горищне перекриття для розрахунків по деформаціях приймається з квазіпостійним значенням. Воно вважається як тривале навантаження, а для розрахунків по несучій здатності - приймається з характеристичним значенням. Також воно відноситься до короткочасних навантажень. Користуючись таблицею 6.2 ДБН

В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» [13] для горищних перекриттів для розрахунків по другій групі граничних станів приймаємо квазіпостійне значення тимчасового тривалого навантаження у  $q_{4,II} = 0$  кПа. Для міжповерхових перекриттів для розрахунків по другій групі граничних станів приймаємо квазіпостійне значення тимчасового тривалого навантаження -  $q_{5,II} = 0,35$  кПа. Для розрахунків по I-ій групі граничних станів - характеристичне значення короткочасного навантаження на горищне перекриття буде  $q_{5,I} = 1,5$  кПа. Для розрахунків по першій групі граничних станів -  $q_{4,I} = 0,7$  кПа.

В даному випадку рівномірно розподілене навантаження на горищне перекриття знайдемо, користуючись формулою:

$$N^{(6)} = A \cdot (q_4 + q_5 \cdot n) \cdot \gamma_f,$$

$$N_{II}^{(6)} = 4,12 \cdot (0 + 0,35 \cdot 1) \cdot 1,0 = 1,44 \text{ кН}$$

$$N_I^{(6)} = 4,12 \cdot (0,7 + 1,5 \cdot 1) \cdot 1,3 = 11,78 \text{ кН}$$

для  $q_5 < 2$  кПа  $\rightarrow \gamma_f = 1,3$ .

Змінне снігове навантаження (навантаження від снігового покриву на покриття) буде рхуватись за такою формулою:

$$N^{(7)} = A \cdot S,$$

де  $S$  – рівномірно розподілене навантаження від снігового покриву на покриття.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де  $\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, який знаходиться відповідно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  згідно таблиці 8.1 ДБН.

Для перевірки граничних станів I-ої групи (розрахунків по міцності) застосуємо граничні розрахункові значення навантажень  $S = S_m$ .

Для індивідуального житлового будинку допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, який дорівнює встановлений термін експлуатації конструкції, або  $T_{ef}$ .

$$T = T_{ef} = 100 \text{ років, тоді } \gamma_{fm} = 1,14.$$

$S_0$  - характеристичне значення снігового навантаження на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальній поверхні землі. Для м.Луганська це буде  $S_0 = 1350 \text{ Па} = 1,35 \text{ кПа}$ ;

$C$  - коефіцієнт:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt},$$

де:  $C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, при  $H < 0,5 \text{ км}$   $C_{alt} = 1$ .

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$S_m = 1,14 \cdot 1350 \cdot 1 = 1539 \text{ Па} = 1,54 \text{ кПа}$$

$$N_{II}^{(7)} = 4,12 \cdot 1,54 = 6,34 \text{ кН}$$

$C_e$  - коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі  $C_e = 1$ ;

$\mu$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, для даного виду покрівлі  $\mu = 1$ ;

Для розрахунків по деформаціях (для перевірки граничних станів другої групи) використовується експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження  $S = S_e$ , визначуване по формулі:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де  $\gamma_{fe}$  - коефіцієнт надійності по експлуатаційному значенню снігового навантаження, який залежить від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть порушуватися умови II-ого граничного стану.  $\eta$  для об'єктів масового будівництва допускається у  $\eta = 0,02$ , відповідно показник  $\gamma_{fe} = 0,49$ .

$$S_e = 0,49 \cdot 1350 \cdot 1 = 661,5 \text{ Па} = 0,66 \text{ кПа}$$

$$N_{II}^{(7)} = 4,12 \cdot 0,66 = 2,72 \text{ кН}$$

Для визначення найбільш несприятливого поєднання навантажень складемо таблицю 3.5, в якій розглянемо наступні ситуації:

Постійні навантаження з одним змінним навантаженням (максимальною з двох по величині), яке вводиться в розрахунок без коефіцієнта зниження:

Постійні навантаження з 2-ма змінними, останні приймаються з коефіцієнтом поєднань  $\psi_i$ :

- для тривалих  $\psi_1 = 0,95$ ;
- для короткочасних  $\psi_2 = 0,90$ .

Таблиця 3.5

Вид зусилля, кН	Значення від постійного навантаження	Значення від змінних навантажень			Поєднання навантажень	
		на перекриття		Снігова (короткочасне)	I ( $\psi_i = 1$ )	II ( $\psi_i < 1$ )
		тривале	короткочасне			
$N_{II}$	65,71	1,44		2,72	68,43	69,53
$N_I$	75,26		11,78	6,34	87,04	91,57

Для першого поєднання зусилля отримані згідно:

$$N_{II} = 65,71 + 2,72 = 68,43 \text{ кН}$$

$$N_I = 75,26 + 11,78 = 87,04 \text{ кН}$$

Для другого поєднання зусилля були отримані згідно:

$$N_{II} = 65,71 + 1,44 \cdot 0,95 + 2,72 \cdot 0,9 = 69,53 \text{ кН}$$

$$N_I = 75,26 + (11,78 + 6,34) \cdot 0,9 = 91,57 \text{ кН}$$

З двох поєднань вибираємо те, яке найбільший по величині показник:  
 для розрахунків по другій групі граничних станів  $N_{II} = 69,53 \text{ кН}$ ,  
 для розрахунків по першій групі граничних станів  $N_I = 91,57 \text{ кН}$ .

Дана будівля за ступенем відповідальності відноситься до другого класу, отже, коефіцієнт надійності по відповідальності  $\gamma_n = 0,95$ . З урахуванням цього коефіцієнта для розрахунку по деформаціях приймаємо:

$$N_{II} = 69,53 \cdot 0,95 = 66,05 \text{ кН},$$

для розрахунку по міцності

$$N_I = 91,57 \cdot 0,95 = 87,00 \text{ кН}.$$



Вертикальне рівнодіюче навантаження  $N$  прикладається по геометричній осі стіни першого поверху в рівні планувальної відмітки землі. Фундамент є центрально стислим.

### **3.3. Визначення глибини закладання фундаменту**

#### **3.3.1. Глибина закладання фундаменту, виходячи з призначення і конструктивних вимог будівлі**

Виходячи з конструктивних вимог, мінімальна глибина закладання фундаменту повинна скласти не менше 0,5м від рівня чистої підлоги підвалу або  $d \geq 3,0 + 0,5 = 3,5\text{м}$  від рівня чистої підлоги першого поверху.

Збірний стрічковий фундамент складається з 1) фундаментної стіни та 2) плиткової частини. Для стіни беремо фундаментні бетонні блоки по ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [20] заввишки 0,6м (включаючи шов цементного розчину). Ширину фундаментних блоків для внутрішніх фундаментів беремо 0,4м. Товщина фундаментних стін приймається як рівна чи менша товщині надземної стіни, але не менше 0,3м.

Плити залізобетонних стрічкових фундаментів беруть по ДСТУ Б В.2.6-109:2010 [21] 0,3м висотою.

Конструювання проведемо після аналізу факторів впливу на глибину закладання фундаменту, а також остаточного встановлення мінімально можливої глибини закладання.

#### **3.3.2 Врахування кліматичних чинників**

Визначимо нормативну глибину сезонного промерзання для Луганської області:

$$dm = d_0 \cdot \sqrt{Mt} = 0,23 \cdot \sqrt{16,8} = 0,94\text{м}.$$

Розрахункова глибина промерзання ґрунту становить:

$$df = k_h \cdot dm = 0,6 \cdot 0,94 = 0,56 \text{ м}$$

де  $k_h = 0,6$  – коефіцієнт впливу теплового режиму для будівлі з підвалом з підлогами, що будуються на ґрунті.

### 3.3.3. Врахування існуючого і проектного рельєфу, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика.

Згідно з планом будівельного майданчика в горизонталях (рис.3.1.), середнепланувальна відмітка, з урахуванням зрізу верхнього шару чорнозему, буде:

$$H_{\text{ср}} = [55,00 + 54,77 + 54,62 + 54,95] / 4 = 54,84\text{м}$$

Абсолютна відмітка підлоги 1-го поверху:

$$H_{0,000} = 56,34\text{м}$$

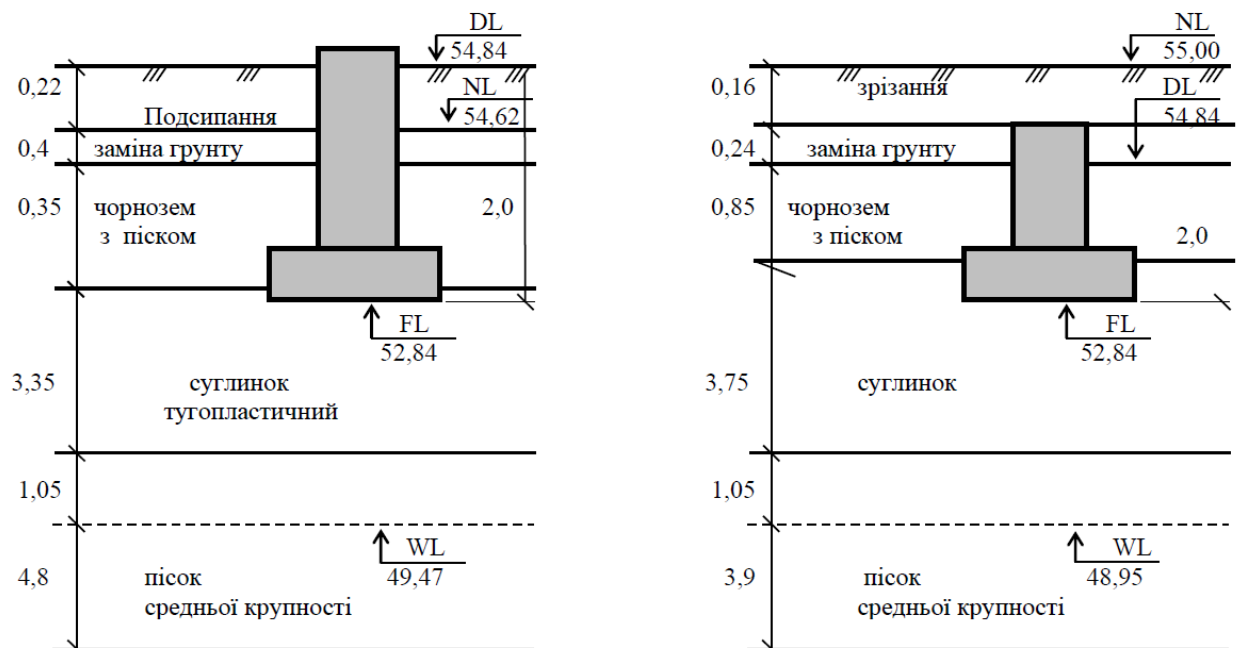
Величина максимального зрізання:

$$55,00 - 54,84 = 0,16\text{м.}$$

А величина максимальної підсипки ґрунту:

$$54,84 - 54,62 = 0,22\text{м,}$$

Зобразимо геологічні колонки ґрунту (рис. 3.1) для побудови яких товщину шарів братимемо відповідно даним свердловини №2 (яка розташована ближче до відмітки 55,00) та свердловини №1 (розташована ближче до відмітки 54,62).



**Рис. 3.1 Планування підсипкою і зрізанням: відмітки: NL - природного рельєфу; DL - планувальна; WL - рівень ґрунтових вод.**

Фундамент необхідно заглиблювати в несучий шар ґрунту не менше чим на 10см. Тому глибина закладання фундаменту повинна бути не менше:

$$d \geq 0,22 + 0,4 + 0,35 + 0,1 = 1,07\text{м.}$$

$$d \geq 0,24 + 0,85 + 0,1 = 1,19\text{м.}$$

Несучим шаром ґрунту може служити шар суглинку тугопластичного.

Відповідно від рівня чистої підлоги першого поверху:

$$d' \geq 1,19 + 1,5 = 2,69\text{м.}$$

Відстань від відмітки планування до рівня ґрунтових вод буде:

$$54,84 - 49,47 = 5,37\text{м.}$$

Це дозволить вести виробництво робіт по влаштуванню фундаментів без водознижуючих заходів.

Аналізуючи всі вище перераховані чинники, беремо глибину закладання фундаментів внутрішніх та зовнішніх стін максимальною з мінімально можливих від відмітки чистої підлоги першого поверху  $d' > 3,5\text{м.}$

При цьому цегляну кладку зводимо до відмітки - 0,200, п'ять шарів стінних фундаментних блоків ФБС (ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [20]), 0,6 м заввишки. Треба зважати на шви цементного розчину. Фундаментна плита 1.112-5 серії, 0,3 м заввишки. Таким чином, відмітка підосви фундаменту буде складати 3,500 м.

Всі поверхні цегляних стін і стін з бетонних блоків, які в процесі експлуатації будуть контактувати з ґрунтом, обробляють гарячою бітумною мастикою у 2 рази, наносячи її по шару холодної ґрунтовки.

Фундаментні плити укладають по ретельно вирівняній основі. Для цього влаштовують піщану підготовку 100 мм товщиною.

Мінімальна відстань від підосви фундаменту до рівня ґрунтових вод складе:

$$52,84 - 49,47 = 3,37\text{м} > 1,5\text{м,}$$

Як бачимо, водозниження проводити не треба.

Мінімальне заглиблення в несучий шар ґрунту складе:

$$3,50 - 1,50 - 0,24 - 0,85 = 0,91\text{м} > 0,1\text{м}.$$

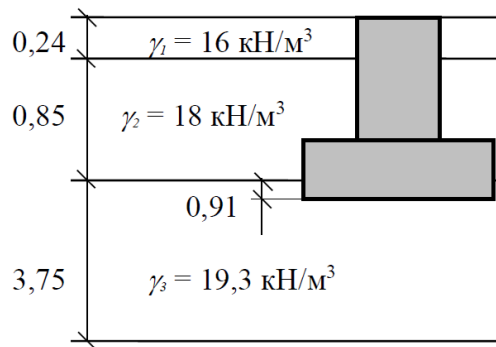
### 3.4. Визначення розмірів підшви фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту основи визначається наступним чином:

$$R = ((\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}) / k)(M_{\gamma} \times k_z \times b \times \gamma_{II} + M_q \times d_l \times \gamma'_{II} + (M_q - I) \times d_b \times \gamma'_{II} + M_c \times C_{II}).$$

$$\gamma'_{II} = (16 \times 0,24 + 18 \times 0,85 + 19,3 \times 0,91) / 2,0 = 18,35 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II} = \rho \times g = 1,93 \times 10 = 19,3 \text{ кН/м}^3$$



**Рис. 3.2**

Для визначення розмірів підшви фундаменту використовується метод послідовних наближень.

В I циклі як початкове значення розрахункового опору суглинку  $R$  використовують  $R_0 = 216,43 \text{ кПа}$  (табл. 3.2) для отримання попереднього показника ширини підшви фундаменту:

$$b_1 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot h_f};$$

де  $\gamma_{mt}$  – середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах. Цей показник в інженерних розрахунках береться  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$h_f = 2,0 \text{ м}$  – висота фундаменту.

$$b_1 = A = \frac{66,05}{216,43 - 20 \cdot 2,0} = 0,37 \text{ м}$$

Приймаємо найменшу плиту марки ФЛ 6.24, шириною  $b = 0,6 \text{ м}$ .

Визначимо приведену глибину закладання фундаменту  $\gamma_{cf} = 0,022 \text{ МН/м}^3$ :

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = (3,5 - 3,0 - 0,3 - 0,1) + 0,1 \frac{22}{18,35} = 0,22 \text{ м}$$

Глибина підвалу -  $d_b$  (це відстань від рівня планування до відмітки підлоги в підвалі):

$$d_b = 1,5 - (3,5 - 3,0) = 1,00 \text{ м}$$

Коефіцієнти умов роботи для наявних ґрунтових умов при співвідношенні  $L/H = 17/12,0 = 1,42$ :  $\gamma_{c1} = 1,2$ ,  $\gamma_{c2} = 1,05$ .  $\kappa = 1,1$ , оскільки значення  $\phi_{II}$  та  $C_{II}$  були отримані за непрямыми даними. Під подошвою знаходиться суглинок тугопластичний з  $\gamma_{II}=19,3 \text{ кН/м}^3$ , відповідно табл.3.2  $c_{II}=c_n=24,5 \text{ кПа}$ ;  $\phi_{II}=\phi_n=21,3^\circ$  (розрахункові значення кута внутрішнього тертя, значення питомої ваги, показника зчеплення ґрунту дорівнюють їх нормативним значенням).

Оскільки  $\phi_{II}=21,3^\circ$ , то  $M_\gamma=0,58$ ,  $M_q=3,34$ ,  $M_c=5,94$  (використовується лінійна інтерполяція, по табл.4 [2]). Тоді

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1,05}{1,1} \cdot [0,58 \cdot 1 \cdot 0,60 \cdot 19,3 + 3,34 \cdot 0,22 \cdot 18,35 + (3,34 - 1) \cdot 1,0 \cdot 18,35 + 5,94 \cdot 21,3]$$

$$R_1 = 217,25 \text{ кПа}$$

В II-му циклі початковим значенням  $R$  є  $R_1=217,25 \text{ кПа}$ :

$$b_2 = \frac{N_{II}}{R_1 - \gamma_{mt} \cdot h_f};$$

$$b_2 = A = \frac{66,05}{217,25 - 20 \cdot 2,0} = 0,37 \text{ м}$$

Остаточню, беремо фундаментну плиту марки ФЛ 6.24 типову по 1.112-5 серії.

Знайдемо вагу 1м фундаментних блоків:

$$G_{\text{блок}} = 3,0 \cdot 0,4 \cdot 24 = 28,8 \text{ кН}$$

Знайдемо вагу 1м фундаментної плити марки ФЛ 6.24:

$$G_f = 10,4/2,38 = 4,37 \text{ кН}$$

Вага ґрунту на обрізах фундаменту буде становити:

$$G_{\text{гр}} = (0,6 - 0,4) \cdot (2,0 - 0,3) \cdot 18,35 = 6,24 \text{ кН}$$

Під фундаментною плитою середній фактичний тиск:

$$P_{cp} = (N_{II} + G_f + G_{\text{блок}} + G_{\text{гр}}) / (b \cdot l) = \\ = (66,05 + 4,37 + 28,8 + 6,24) / (0,6 \cdot 1,0) = 175,77 \text{ кПа}$$

Відповідно до будівельних норм, умовою застосування розрахунку по деформації є вимога  $P_{cp} = 175,77 \text{ кПа} > R = 217,25 \text{ кПа}$ . В даному випадку вона не дотримується. Проведемо визначення відсотку запасу міцності:

$$\frac{R-p}{R} 100\% = \frac{217,25-175,77}{217,25} 100\% = 9,09\% < 10\%,$$

Відсоток цілком у межах припустимого. Тому остаточно обираємо фундаментну плиту марки ФЛ 6.24.

### **3.5. Розрахунок осідання основи фундаменту індивідуального житлового будинку**

Для розрахунку осідання будемо користуватись методом пошарового підсумовування.

На рівні планувальної відмітки визначення природного тиску:

$$\sigma_{zg} = 0 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви першого шару (враховуючи зрізання):

$$\sigma_{zg,1} = 18 \cdot (0,85 + 0,24) = 19,62 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg,o} = 19,62 + 19,3 \cdot 0,91 = 37,18 \text{ кПа.}$$

На рівні ґрунтових вод:

$$\sigma_{zg,w} = 91,99 + 20,0 \cdot 1,05 = 112,99 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви другого шару:

$$\sigma_{zg,2} = 37,18 + 19,3 \cdot (3,75 - 0,91) = 91,99 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви третього шару:

$$\sigma_{zg,3} = 112,99 + [(26,60 - 10) / (1 + 0,65)] \cdot 3,9 = 152,23 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви п'ятого шару:

$$\sigma_{zg,5} = 268,01 + 20,0 \cdot 1,2 = 292,01 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви четвертого шару:

$$\sigma_{zg,4} = 152,23 + [(27,1 - 10)/(1 + 0,72)] \cdot 3,85 = 190,51 \text{ кПа.}$$

На кривлі водотривкого пласта:

$$\sigma_{zg4,w} = 10(3,9 + 3,85) + 190,51 = 268,01 \text{ кПа.}$$

Далі проведемо визначення додаткової вертикальної напруги від зовнішнього навантаження.

Додаткова напруження на глибині  $z$  по центральній вертикальній осі фундаменту визначається наступним чином:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0.$$

Отже, додаткова напруження на рівні підосви фундаменту:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 175,77 - 37,18 = 138,59 \text{ кПа,}$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що враховує зменшення додаткової напруги по глибині. Він залежить від приведеної глибини  $\xi = 2z/b$  й співвідношення сторін підосви  $\eta = \ell/b$ .

Для побудови епюри додаткової напруги ґрунтова товща поділяється на елементарні шари:

$$h_i = \xi b = 0,6 \cdot 0,4 = 0,24 \text{ м.}$$

Для зручності розрахунків наведемо в таблицю 3.6.

Таблиця 3.6 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

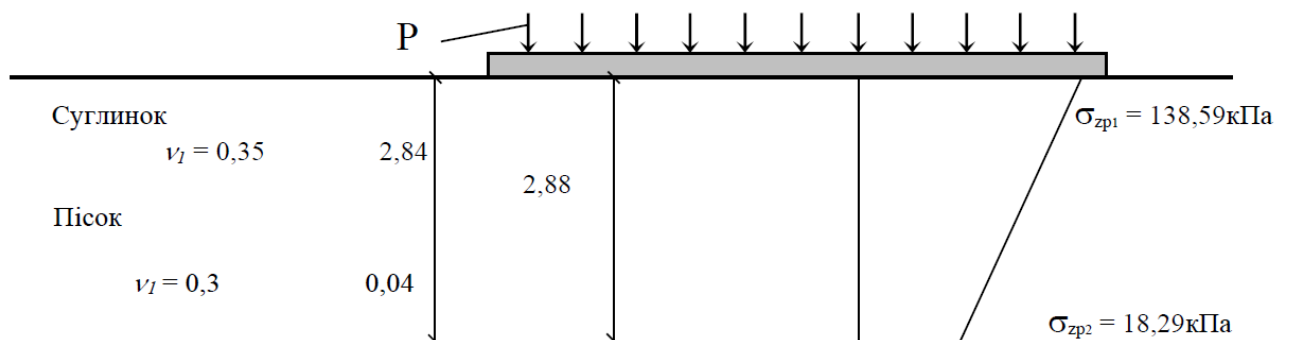
Номер шару	Глибина від подошви фундамен ту	$\xi$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$	$\sigma_{zg}$	$0,2\sigma_{zg}$	$\bar{\sigma}_{zp}$ , кПа	$h_i$ , м	$E_i$ , кПа	$S_i$ , м
2	0	0	1,000	138,59	37,18	7,44	-	-	15500	-

	0,24	0,8	0,881	122,10			130,3	0,12		0,00081
	0,48	1,6	0,642	88,97			5	0,24		0,00131
	0,72	2,4	0,477	66,11			105,5	0,24		0,00096
	0,96	3,2	0,374	51,83			4	0,24		0,00073
	1,20	4,0	0,306	42,41			77,54	0,24		0,00058
	1,44	4,8	0,258	35,76			58,97	0,24		0,00048
	1,68	5,6	0,223	30,91			47,12	0,24		0,00041
	1,92	6,4	0,196	27,16			39,09	0,24		0,00036
	2,16	7,2	0,175	24,25			33,34	0,24		0,00032
	2,40	8,0	0,158	21,90			29,04	0,24		0,00029
	2,64	8,8	0,143	19,82			25,71	0,24		0,00026
	2,84	9,47	0,134	18,57	91,99	18,40	23,08	0,22		0,00022
3	2,88	9,6	0,132	18,29			20,86	0,12	30000	0,00008
							19,20			$\Sigma=0,006$
							18,43			81

Сумарне осідання ґрунту менше, ніж величина гранично допустимого осідання для даного типу будівлі.

$$S = 0,8 \sum \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} = 0,00681 \text{ м} = 0,68 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}.$$

### 3.6. Розрахунок загасання осідання в часі



**Рис. 3.3**

В даному випадку товща пілувато-глинистого ґрунту не перевищує товщину шару, що стискається. Треба врахувати, що фільтрація відбувається в напрямку догори. Розрахункова товщина  $H = 2,88 \text{ м}$ .

Використаємо середній коефіцієнт Пуассона

$$\nu = (0,35 \cdot 2,88 + 0,3 \cdot 0,04) / 2,88 = 0,354$$

Визначаємо модуль деформації, середній по глибині, по формулі:



$$E_d = 0,8 \Sigma \sigma_{zpi} \cdot h_i / S = 0,8 [(130,35 + 18,43) \cdot 0,12 + 19,2 \cdot 0,22 + (105,54 + 77,54 + 58,97 + 47,12 + 39,09 + 33,34 + 29,04 + 25,71 + 23,08 + 20,86) \cdot 0,24] / 0,0068 = 19492,2 \text{ кПа.}$$

Середній коефіцієнт фільтрації по формулі буде:

$$K_p = \Sigma h_i / (\Sigma h_i / K) = 6,0 \cdot 10^2 / [(2,8 \cdot 10^2 / 7 \cdot 10^{-7}) + (0,04 \cdot 10^2 / 5 \cdot 10^{-7})] = 5,98 \cdot 10^{-7} \text{ см/сек} = 5,98 \cdot 10^{-7} \cdot 3,17 \cdot 10^7 = 18,96 \text{ см/год} = 0,19 \text{ м/год.}$$

Знайдемо коефіцієнт  $\beta$ :

$$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu) = 1 - 2 \cdot 0,354^2 / (1 - 0,354) = 0,612.$$

Вирахуємо коефіцієнт консолідації:

$$C_v = K_p \cdot E_d / \gamma_w \cdot \beta = 0,19 \cdot 19492,2 / 10 \cdot 0,612 = 605,15 \cdot 10^4 \text{ см}^2/\text{год.}$$

Визначаємо параметр  $T$  за формулою:

$$T = 4h^2 / \pi^2 \cdot C_v = 4 \cdot 2,88^2 \cdot 10^4 / 3,14^2 \cdot 605,15 \cdot 10^4 = 0,006 \text{ год} = 2,2 \text{ суток.}$$

Оскільки параметри незначні, розрахунки часу загасання осідання фундаменту будівлі не потрібні.

### 3.7. Розрахунок фундаменту на міцність

#### 3.7.1. Перевірка на дію поперечної сили

Визначаємо розрахункові навантаження від ваги фундаменту:

$$G_{fr} = 1,1 \cdot G_f = 1,1 \cdot 4,37 = 4,81 \text{ кН}$$

Знайдемо розрахункові навантаження від ваги блоків:

$$G_{блок} = 1,1 \cdot G_{блок} = 28,8 \cdot 1,1 = 31,68 \text{ кН}$$

Визначаємо розрахункові навантаження від ваги ґрунту:

$$G_{гр} = 1,15 \cdot G_{гр} = 1,15 \cdot 6,24 = 7,18 \text{ кН}$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень обчислимо за формулою:

$$P_{cpr} = (N_I + G_{fr} + G_{гр}) / (b \cdot \ell) = (87,0 + 4,81 + 31,68 + 7,18) / (0,6 \cdot 1) = 217,78 \text{ кПа}$$

Поперечна сила в перерізі фундаменту у грані стіни:

$$\vec{\leftrightarrow} \vec{\leftrightarrow} \vec{\leftrightarrow} Q = P_{cpr} \cdot \ell \frac{b-b_{ct}}{2} = 217,78 \cdot 1 \frac{0,6-0,4}{2} = 21,8 \text{ кН}$$

Для бетону класу В15 цей показник становить  $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$ .

Останнім кроком перевіряємо умову:

$$Q \leq \phi_{b3} R_{bt} b h_0$$

$$Q = 21,8 \text{ кН} \leq 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,6 \cdot 0,265 \cdot 1000 = 71,55 \text{ кН}$$

Бачимо, що умова дотримується, тому, міцність на дію поперечної сили забезпечена.

### 3.7.2. Розрахунок фундаменту на продавлювання

Визначаємо розрахункову силу продавлення:

$$F = P_{cpr} \cdot A = 217,78 \frac{0,6 - 0,4 - 2 \cdot 0,265}{2} = -35,9 \text{ кН}$$

Оскільки  $F = -35,9 \text{ кН} < 0$ , то міцність фундаменту на продавлювання достатня.

### 3.7.3. Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту

Знайдемо показник міцності нормального перерізу фундаменту, за допомогою згинального моменту, що виникає в перерізі плити у грані стіни:

$$M = 0,125 \cdot P_{cpr} \cdot (b-t)^2 \cdot b_1 = 0,125 \cdot 0,218 \cdot (0,6 - 0,4)^2 \cdot 1,0 = 0,0011 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Площа перерізу робочої арматури складе:

$$A_s = M / (0,9 \cdot h_0 \cdot R_s) \cdot 10000 = 0,0011 \cdot 10000 / (0,9 \cdot 0,265 \cdot 365) = 0,126 \text{ см}^2.$$

По сортаменту беремо 3 Ø 10 класу А400С з  $A_s = 2,36 \text{ см}^2$ , кроком 250 мм.

Далі перевіряємо відсоток армування:

$$\mu = A_s / (b \cdot h_0) \cdot 100\% = 0,000236 / (0,6 \cdot 0,265) \cdot 100\% = 0,15\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Площа перерізу розподільної арматури на 1 м ширини плити складе:

$$A_{s1} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 2,36 = 0,472 \text{ см}^2.$$

Останнім кроком відповідно конструктивним міркуванням використаємо 5 Ø6 класу А240С з  $A_s = 1,42 \text{ см}^2$ , кроком 200 мм.

### 3.7.4. Розрахунок фундаменту на тріщиноутворення

Визначимо момент вигинання у грані стіни від нормативних навантажень:

$$M_1 = 0,125 \cdot P_{cp} \cdot (b-t)^2 \cdot b_1 = 0,125 \cdot 0,176 \cdot (0,6 - 0,4)^2 \cdot 1,0 = 0,00088 \text{ МНм}$$

Момент опору пружно-пластичний:

$$W_{pl} = [0.292 + 1.5\mu \cdot \alpha]b_1 \cdot h = [0.292 + 1.5 \cdot 0.0019 \cdot 3.93] \cdot 1 \cdot 0.3 = 0.0966\text{м}^3$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{19000} = 10.53$$

Розрахунковий опір бетону дії розтягнення для II-ої групи граничних станів  $R_{btн} = 1.15\text{МПа}$ .

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = R_{btser} \cdot W_{pl} = 1.15 \cdot 0.0966 = 0.111\text{МН}\cdot\text{м}.$$

Останнім кроком перевіряємо умову для виникнення тріщин:

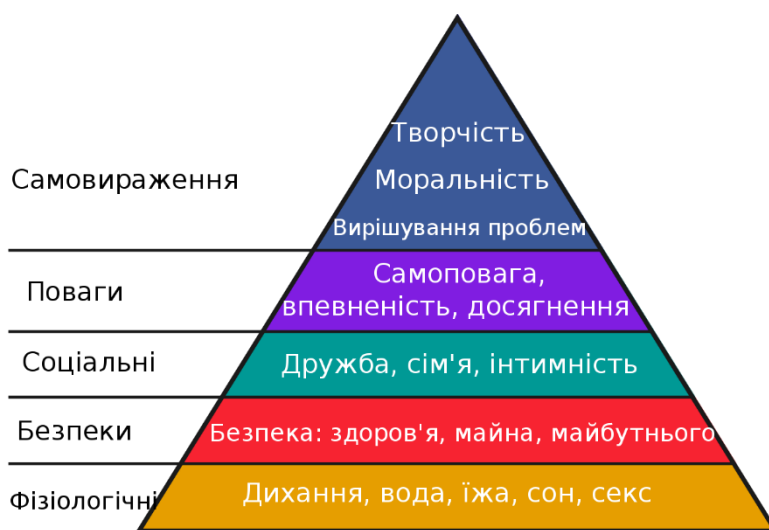
$$M_1 = 0.00088\text{ МН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 0.111\text{МН}\cdot\text{м}.$$

Бачимо, що умова виконується, тому тріщини в тілі фундаменту виникати не будуть.

## Розділ 4. Наукова частина

### 4.1. Потреба людини у житті

У 1943 році психолог Абрахам Маслоу розробив знамениту піраміду потреб людини, які визначають її поведінку та рішення (рис. 4.1) [1]. Були спроби оновити модель (Kenrick та інші, 2010), замінити саму модель (Mas-Neef 1992), оновити модель за допомогою деяких пізніших робіт Маслоу (Колтко-Рівера, 2006) або розширити модель (Huitt, 2007). Незважаючи на ці зусилля, модель Маслоу для розуміння потреб людини продовжує широко використовуватися в бізнесі, освіті та у сфері обслуговування.



**Рис. 4.1. Піраміда потреб Аброгама Масло.**

Абрахам Масло визначив п'ять категорій людських потреб та розставив їх у певній ієрархії: фізіологічні, безпекові, соціальні, поваги, самовираження. Поки людина не задовільнить базові потреби, він не може переходити до наступного рівня. В основі піраміди знаходяться фізіологічні потреби: вода, їжа, житло. Тобто перш за все, людина спрямовує всі свої зусилля на отримання їди, доброго сну, а також місця, яке забезпечуватиме це – житло. Далі підіймається питання безпеки, яка також значно пов'язана з житлом. Адже де ще людина зможе почувати себе у безпеці, як ні у власній оселі. Перехід до соціальних потреб залишає необхідність наявності якісного житла, яке є невідворотним елементом сімейного затишку. Якщо людина має місце, де можна зустрітися з друзями – це підвищує якість життя. Згодом відбувається перехід до нового рівня, бажання

підкреслити свій статус, досягнення. В цій потребі також значну роль відіграє житло, його якість, зручність, оригінальність, стиль, краса.

Таким чином, можна зробити висновок, що житло - це не стільки потреба, скільки контейнер, який допомагає забезпечити потреби людини на всіх рівнях ієрархічної піраміди. Є певна кількість людей, які мають можливість зі «старту», з юності будувати життя, беручи за мету вищі щаблі піраміди, оскільки нижчі завжди були насичені. Але більшість розвивається з низу до гори, поступово наповнюючи свої потреби. Таким чином, разом з людиною розвивається і його житло, проходячи етапи від задоволення базових потреб їжі, сну, сексу до статусного елементу, який показуватиме досягнення певних успіхів в житті.

Метою нашої роботи стало виокремлення базових принципів архітектурно-планувальних та конструкційних рішень у індивідуальних житлових будівель (котеджів) для забезпечення потреб людини на всіх етапах її розвитку з можливістю трансформації через реконструкцію.

Проекти індивідуальних житлових будівель розвиваються у межах, що визначаються комфортом проживання, енергозбереженням, естетичністю, вартістю будівництва тощо.

#### **4.2. Аналіз архітектурно-планувальних рішень індивідуальних житлових будівель**

Основним нормативним документом, що нормує архітектурно-планувальні рішення індивідуальних житлових будівель - ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення». Вибір принципів архітектурно-планувальних рішень в будівлях залежить від їх специфіки, типології, природно-кліматичних умов, соціально-демографічної орієнтації, національних особливостей, естетичних уподобань людини, місцевих архітектурно-історичних традицій тощо [31]. Планувальна структура індивідуальних житлових будинків визначається характером функціонального зонування основного об'єму в будівлі. Воно вносить в архітектурно-планувальне рішення ясність, чіткість, а також сприяє уточненню композиційних та конструктивних схем. У практиці

будівництва котеджів, зонування в будівлях, які мають розвинену номенклатуру приміщень передбачає об'єднання тотожних по функції просторів у відповідні їх призначенню зони. Їх розміщення може здійснюватися в одному або декількох рівнях, в залежності від поверховості будівлі. Для забезпечення комфортних умов проживання, використовують кілька видів функціонального зонування. Їх можна поділити за поверховістю: горизонтальне – розміщення зон в одній площині та вертикальне – ярусне розміщення внутрішніх просторів.

Всі приміщення, що розміщуються в житлі діляться на дві великі групи:

- приміщення для сну і відпочинку;
- приміщення для спілкування та денної активності (ті, які призначені для сну та відпочинку і ті, які створені для спілкування та денної активності).

Приміщення для сну і відпочинку включають:

- спальні;
- туалети;
- ванні кімнати.

Цю зону слід розміщувати в найбільш тихій, дальній частині житла.

Приміщення для спілкування та денної активності включають:

- кухня;
- їдальня;
- передпокій;
- робочий кабінет;
- вітальня;
- комора.

Ще один варіант поділу – на особисті та громадські зони. До перших належать спальні, місця для роботи, хобі або навчання. До других – передпокій, вітальня, комора, кухня, їдальня, ванна кімната і туалет.

Важливо правильно розподілити зони.

Вікна приміщень активної зони слід орієнтувати на більш гучну сторону (вулицю, автомагістраль), а вікна кімнат зони відпочинку - у двір.

Зону спілкування та денної активності розташовують близько до входу. При цьому, бажано вікна вітальні виводити на захід, а вікна кухні – на схід. Це пов'язано з характером активності людини протягом дня. Як правило, на кухні основні дії відбуваються вранці та відразу після повернення з роботи. А у вітальні сім'я збирається ввечері. Ранкове сонце допоможе мешканцям оселі швидше знайти бадьорість за приготуванням і поглинанням сніданку. А от ввечері можна буде довше знаходитися у вітальні, не використовуючи додаткових джерел освітлення.

Кухня, комора і передпокій повинні бути пов'язані між собою таким чином, щоб було зручно доставляти і переміщати продукти.

Вікна спальень рекомендується спрямовувати на східну сторону, щоб ранкове сонце допомагало мешканцям просипатися.

За можливістю, при зонуванні будівлі необхідно враховувати можливі переміщення мешканців, щоб вони не заважали один одному.

У разі, якщо площа будівлі не велика, та немає можливості виділити окремі функціональні зони, можна деякі з них поєднувати в одному приміщенні.

Вітальня або зал можуть виконувати такі функції: місце для відпочинку, для прийому гостей і для перегляду телепередач.

Функції спальні: спальне місце, місце для роботи, навчання, хобі або для заняття спортом.

Функції кухні: місця для приготування та прийому їжі, для зберігання продуктів та спілкування.

Функції санвузла: місце для гігієнічних процедур, туалетна зона та господарчий блок (пральна машина, корзина для білизни тощо).

Для розмежування декількох зон в одному приміщенні використовують:

- розсувні конструкції;
- перегородки та арки;
- зонування за допомогою оздоблювальних матеріалів або освітлення;
- завіси;
- зміна рівня стелі або підлоги.

Часто застосовується поєднання кількох прийомів.

Стаціонарні перегородки використовують для виділення кількох постійних зон. Недолік – їх стаціонарність та незмінність. У разі малої площі будинку є вірогідність створення великої кількості не дуже зручних закутків. Залежно від особливостей зон, а також індивідуальних потреб мешканців встановлюють глухі чи неповні перегородки. При цьому необхідно слідкувати за наявністю у кожній зоні природного світла (винятком можуть бути зони для зберігання речей або продуктів).

Для збереження природного освітлення є можливість використовувати повністю або частково прозорі перегородки, ще одне рішення – встановлення декоративних конструкцій з отворами. Висота перегородок може коливатися від низьких 80-90 см до повної висоти приміщення.

Наступний варіант перегородки – арка. Вона чітко розділяє простір і при цьому не «з'їдає» корисну площу.

Для малих будинків, або для тих, хто любить постійно змінювати інтер'єр кращий вибір – мобільні перегородки (ширми). Крім того вони мають відносно низьку вартість та простоту встановлення. Ці елементи легкі і тонкі.

Альтернативою перегородок служать розсувні конструкції. Вони забезпечують ізоляцію зон та не вимагають багато корисної площі. Як правило, їх виготовляють з напівпрозорих тканин, для забезпечення проникнення через них природного освітлення. Така конструкція сприймається більш легкою, «повітряною».

Різновидом перегородки є завіса, для створення яких використовують портьєрні тканини, вертикальні або горизонтальні жалюзі, органзу тощо. Цей елемент буває пересувним чи стаціонарним, рухомим чи нерухомим, розділяти кімнату частково чи повністю. При необхідності завісу можна прибрати та відновити цілісність приміщення.

Цікаве та стильне рішення для зонування приміщень – декоративні елементи (акваріум, декоративна композиція з живими рослинами, двосторонній



камін). Такі елементи займають багато корисної площі, тому їх використовують, коли площі достатньо.

Наступним рішенням зонування є використання оздоблювальних матеріалів. Є можливість зонувати за допомогою кольору (використання одного і того ж матеріалу, але різних кольорів), за принципом контрасту, оформлення чи доповнення окремих зон різним матеріалом. Такий спосіб зонування часто поєднують разом зі зміною висоти стелі або підлоги.

Зонування через зміну рівня підлоги або стелі чудово виглядає та дозволяє ефективно виділити зони, без втрат корисного простору. Однак цей варіант не доречний в приміщеннях з низькими стелями, а для запобігання травм різнорівневі підлоги слід позначити, чи ввести додатковий спосіб зонування. Рівня підлоги слід якось «позначити» або доповнити іншим способом зонування. Наприклад встановити на підлогу горщик з рослиною, пофарбувати її у контрастний колір або вбудувати в підлогу світильник.

Зонування за допомогою освітлення може бути використане окремо або у поєднанні з іншими прийомами, підсилюючи ефект від них. Використовують вбудовані прилади освітлення, настінні, стельові, підлогові тощо.

Ще одна можливість зонування – це зонування за допомогою меблів. Сучасні предмети меблювання можна розміщувати у стіни, а можна змістити їх на певну відстань – вузька етажерка, барна стійка чи спинка дивана розподілять простір так же добре, як і перегородки або завіси.

При проєктуванні та плануванні будинку обов'язково обґрунтовують:

- розмір та форму житла;
- поверховість;
- кількість та місце розташування входних дверей (можливий варіант парадного входу та господарчого входу з боку двора);
- кількість і величину вікон;
- кількість санвузлів;
- матеріали та технології зведення будівлі;
- місце розташування гаража (в цокольному поверху, в прибудові чи окремо).

Індивідуальні житлові будівлі (котеджі) як правило проєктують у двоповерховому виконанні з внутрішніми сходами. При більш бюджетному проєктуванні роблять цокальний поверх та мансарду. Таким чином отримуємо будівлю у трьох рівнях. Висота поверхів залежить від конкретного проєкту, але мінімальне значення, відповідно до ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення» складає 2,8 м. Збільшення висоти поверхів суттєво впливає на вартість будівництва, тому, як правило цокольний поверх роблять заввишки 2,8 м, а інші 3,0 м.

При проєктуванні кількості та місця розташування вікон слід враховувати освітленість та естетичність виду з вікон. Житлові кімнати повинні мати гарний краєвид, а у господарчих та нежитлових приміщеннях цей аспект не принциповий.

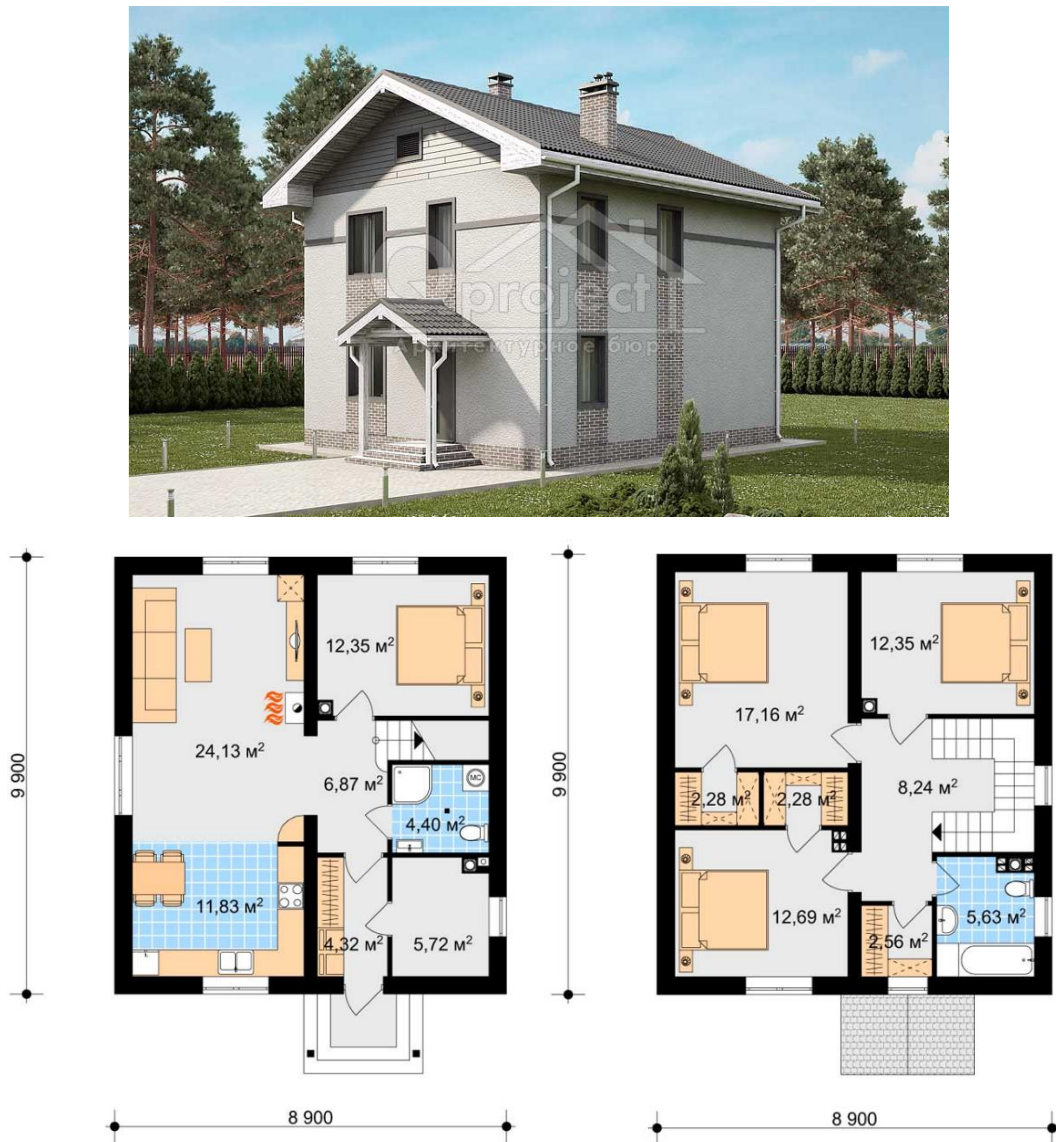
Сучасна тенденція – облаштування мансарди, веранди, відкритої чи закритої тераси, які забезпечують комфортний відпочинок.

Важливим елементом є ганок будинку, який повинен бути зручним. Вхід робиться з південної сторони, з врахуванням рози вітрів. Це впливає на місце розташування ручки та петель входних дверей. Відповідно до ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення», «вхід до одноквартирного житлового будинку може влаштовуватися через закладену веранду. При цьому для входу в житлове приміщення повинно бути не менше трьох дверей (у IV кліматичній зоні - двох дверей). Допускається влаштування подвійних дверей, а також розміщення головного входу до одноквартирного житлового будинку у цокольному поверсі. При цьому передпокій із сходами має бути опалюваним».[42].

#### **4.3. Аналіз конструктивних рішень індивідуальних житлових будівель**

Одноквартирні житлові будівлі як правило зводять за стіновою конструкційною схемою, в якій стіни виконують одночасно несучі та огорожувальні функції. Найбільш поширений тип фундаменту – стрічковий, оскільки він достатньо економічний та простий у виконанні. Сучасна будівельна промисловість пропонує значну кількість типів матеріалів для зведення стін.

Вони обираються в залежності від кліматичних умов, капітальності будівлі, поверховості, технічної та економічної доцільності. При цьому найбільш поширений матеріал – це цегла.



**Рис. 4.2. Двоповерховий індивідуальний житловий будинок [7]**

В якості конструкції перекриття використовуються багатопустотні залізобетонні плити. Найпоширеніша конструкція покриття – горищні скатні дахи.

Відносно недавно в нашій країні почало поширюватися будівництво котеджів з моноліту. Поширення монолітного будівництва було обмежено через відсутність достатньо якісного обладнання (опалубки) та проблемами, що пов'язані з тужінням бетону в холодну пору року. Але зараз на будівельному

ринку з'явилися якісні опалубки вітчизняного та іноземного виробництва. Проблема тужіння вирішується використанням спеціальних добавок, які значно прискорюють цей процес.

Технологія монолітного будівництва більш широко використовується при зведенні багатоповерхових міських будівель, проте цей досвід все більш переноситься на приватне будівництво. При цьому монолітна технологія дозволяє отримати цілу низку переваг [34]:

- надійність та довговічність – термін експлуатації збільшується до 150 років;
- естетичність та краса – будинки можуть мати будь-яку форму, в тому числі є можливість виконати підлогу одного поверху в різних рівнях;
- легкість і швидкість зведення – значно скорочується час зведення будівлі, знижується вартість у порівнянні з цегляною кладкою;
- високий рівень теплоізоляції – розширюються можливості щодо теплоізоляції;
- можливість використовувати легкі та недорогі фундаменти – для фундаменту використовуються легкі бетони;
- рівномірна усадка будівлі – це виключає появу тріщин;

Разом з перевагами слід зазначити деякі недоліки монолітної технології:

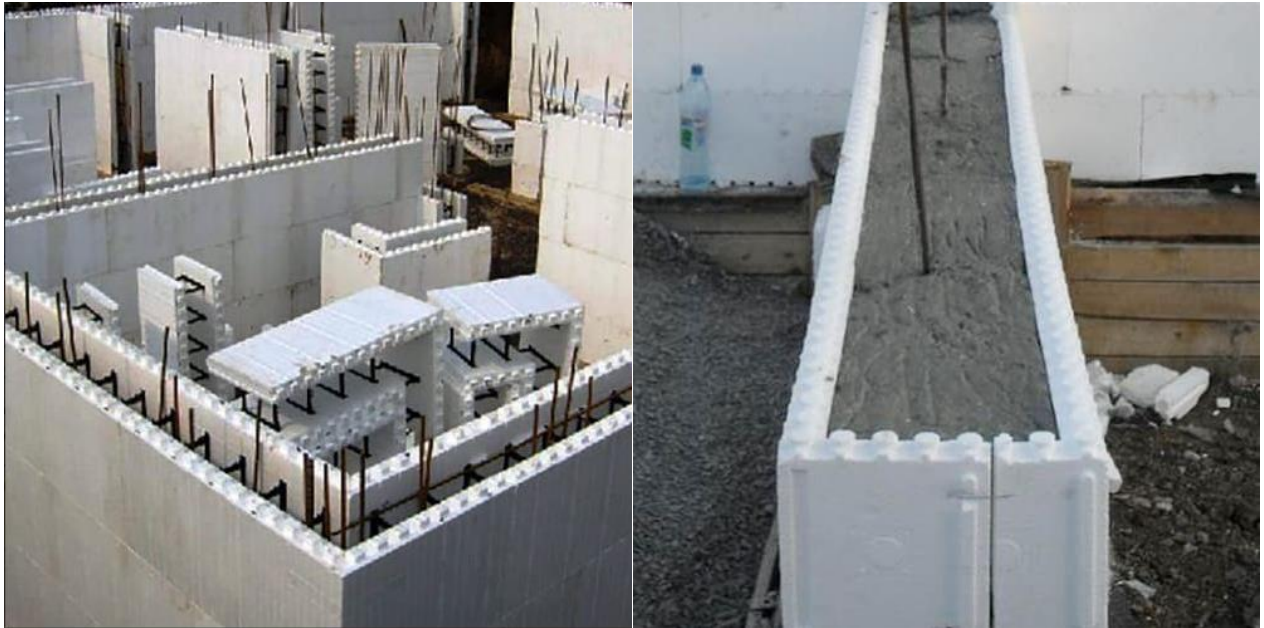
- висока вартість оренди обладнання – потрібен бетонний насос, якісна опалубка, робітники, що забезпечують якість результату;
- чутливість конструкції до якості бетону – для уникнення утворення тріщин потрібно замовляти бетон у надійного виробника, який забезпечуватиме доставку великих об'ємів бетоновозом;
- додаткові витрати на армування конструкції.

Монолітне будівництво індивідуальних будівель можна поділити на два види конструкцій [35]:

- монолітне малоповерхове будівництво;
- монолітно-каркасне будівництво.

У випадку монолітного малоповерхового будівництва з моноліту виконуються несучі стіни (рис. 4.3). При цьому забезпечується суцільність

конструкції з відсутністю тріщин. Міжповерхове перекриття можна виконувати з різних матеріалів: бетонні плити, монолітний бетон, деревина. Є варіант використання незйомної опалубки, яка забезпечує одночасно функцію утеплювача, що може знизити вартість будівництва.



**Рис. 4.3. Монолітне будівництво**

При монолітно-каркасному будівництві проектується єдиний каркас (рис. 4.4), що забезпечує додаткову жорсткість та надійність. Є можливість більш гнучкого використання будівельного об'єму для планування приміщень. Окремо слід означити утеплення. Адже зараз з'являється значна кількість утеплювачів та виникає можливість більш раціонально розкласти будівельні матеріали на несучі та утеплювачі. В цьому випадку ми можемо використати спеціальні піноблоки або сендвіч панелі, функція яких саме теплозбереження.





**Рис. 4.4. монолітно-каркасне будівництво**

#### **4.4. Розвиток індивідуальної будівлі через її реконструкцію**

Як було зазначено раніше, житло людини проходить разом із ним з первинних фізіологічних потреб до вищих, статусних потреб. Спочатку його будинок – це місце, де є можливість в безпеці відпочити, приготувати та прийняти їжу. Потім особистість зростає, збільшуються доходи, з'являються друзі, яких хочеться запрошувати у гості та спілкуватися, підвищуються вимоги до життєвого комфорту. Поступово будинок стає не лише місцем проживання, а мірилом його досягнень. Один з варіантів такої трансформації – це покупка нового будинку у відповідності від актуальних потреб та доходів. Але цікавим є варіант зміни, трансформації існуючої будівлі. Розглянемо можливості у реконструкції індивідуальних житлових будівель.

Більшість будівель приватного сектора, що господарі планують реконструювати – це звичайні цегляні будівлі. Первинні зміни, які здійснюються – це модернізація інженерного обладнання, заміна вікон та дверей, утеплення периметру будівлі. При наявності певних коштів такий ремонт не складно зробити для будь-якої будівлі та конструкції. Але коли ми говоримо про розвиток

оселі, ми маємо на увазі не лише підвищення енергоефективності та естетичності будівлі. Нами розглядається можливість збільшення житлового простору, підвищення його ефективності.

Розширення ефективної площі будівлі має два напрями – в ширину через зведення прибудов та вгору, якщо будівля одноповерхова, шляхом зведення додаткового 2-го поверху. Основна проблема надбудови – це первинна міцність несучої конструкції, відповідний висновок повинні зробити фахівці після проведення інженерного обстеження. У разі позитивної відповіді існує дві можливі конструкції добудови – мансардний поверх або повноцінний капітальний.

На мансардному поверсі можна розмістити затишну спальну, кабінет, зону відпочинку або домашній кінотеатр (рис. 4.5). Така добудова має наступні переваги:

- доступність будівництва – конструкція потребує меншої кількості матеріалів, чим повноцінний поверх, технологія зведення дуже проста;
- оригінальний дизайн – стіни утворюють скатний дах, тому є можливість встановити оригінальні вікна під нахилом;
- невелика вага – інколи мансарда – єдиний можливий варіант виконання добудови без додаткового посилення фундаменту будівлі;
- економічність під час експлуатації – при якісному утепленні опалення мансарди потребує зовсім небагато теплоенергії.



**Рис. 4.5. Реконструкція шляхом добудови мансардного поверху.**

Але при наявності переваг мансарда не дуже практична, адже має скошені стіни, що значно обмежує корисну площу.

Добудова у вигляді повноцінного поверху підійде для кімнат різного типу: вітальні, спальні, гостьової та дитячої. В цьому випадку нові площі використовуються найбільш раціонально. Повноцінний капітальний поверх будується з таких матеріалів: цегли, газобетонних блоків, дерев'яного каркасу, каркасних панелей (рис. 4.6).

Слід зазначити, що більшість старих приватних будинків, які потребують реконструкції не мають достатньої міцності для надбудови другого поверху та потребують додаткового підсилення фундаменту та несучих конструкцій. Це несе значні витрати коштів та часу. Крім того, влаштування другого поверху потребує додаткового розміщення сходів.





**Рис. 4.6. Добудова другого поверху каркасними панелями.**

Більш економічно вигідним варіантом, у разі наявності вільної території біля існуючої будівлі, є розширення будівлі по горизонталі з влаштуванням прибудови. В ідеалі прибудова повинна виглядати так, ніби вона була запланована з самого початку будівництва та є невід'ємною частиною всього будинку. Але часто буває так, що основна споруда досить стара або прибудову планується зводити з інших матеріалів. В цьому випадку є небезпека отримати дві розрізнені, не гармонійні споруди [39]. В цьому випадку є можливість застосувати кардинально протилежний прийом організувавши прибудову, яка сфокусує уваги екстер'єру всього будинку на собі, відрізнятиметься оригінальністю конструкції та оздоблення, можливо навіть буде відрізнятися по стилістиці і способу виконання.

Приклад виконання прибудови з тих самих матеріалів наведений на рисунку 4.7. На рисунку 4.8 наведений варіант великої прибудови, дизайн якої повністю відрізняється від старої будівлі. До важкого вигляду цегляної конструкції додана легка та повітряна добудова. Вона має інше конструктивне виконання, виготовлена з інших матеріалів, навіть пофарбована в інший колір.



**Рис. 4.7. Прибудова з тотожних матеріалів.**



**Рис. 4.8. Прибудова з контрастним дизайном.**

Конструктивно будь-яка прибудова – це фактично новий будинок. Вона повинна мати власний фундамент, стіни, кришу, при цьому без жорсткого з'єднання з основною будівлею. Роздільність конструкції необхідна через осідання фундаменту прибудови, жорстке з'єднання може призвести до руйнування дотичних стін старого будинку.

Слід зауважити, що у випадку цегляної або монолітної конструкції котеджу, зовнішні стіни є несучими, тому їх зміни неможливі. Суттєві проблеми також викличе перенесення віконних або дверних отворів. Через це, проєктувальнику не вдасться зробити суттєве перепланування старої частини

будівлі, а будь-яке горизонтальне розширення це, по суті, додавання нової окремої будівлі.

Зовсім іншу ситуацію маємо з монолітно-каркасним будівництвом, оскільки тут несучими є колони. Усі стіни, що формують планування поверхів можуть бути змінені, перенесені, прибрані для створення більшого простору. З легкістю, не порушуючи міцності будівлі, можуть бути перенесені або додані віконні та дверні отвори. Звісно, нова прибудова повинна мати власний окремий фундамент, також необхідно враховувати його просідання та закладати спеціальні усадочні шви між старою та новою частиною. Але при цьому, у випадку монолітно-каркасної конструктивної схеми ми маємо можливість не лише додати нове приміщення, але й інтегрувати його в старе, розширюючи простір, модернізуючи архітектурно-планувальні рішення та матеріали стін. Єдине, що не вдасться змінити – це висоту поверхів первинної будівлі.

Таким чином, при проєктуванні індивідуальної будівлі ми пропонуємо концепцію її розвитку зі змінними потреб власника. Первинно потрібно звести надійну базову монолітно-каркасну конструкцію з необхідною висотою поверхів. Закласти в будинок реалізацію саме тих потреб, які є у людини зараз, враховуючи наявні кошти. Ця концепція побудована на тезі «жити потрібно тут і зараз, не відволікаючись на мрії про майбутнє або спогади про минуле». Не потрібно шукати значні ресурси для будівництва великого будинку на все життя, враховуючи можливе збільшення родини або закладаючи інші можливості, в яких саме зараз не має потреби. Тобто зараз швидко будується монолітно-каркасна будівля з вільним плануванням виключно під наявні потреби (складно спрогнозувати, як ці потреби зміняться у майбутньому), а розвиток цієї будівлі здійснюватиметься через реконструкцію разом зі змінами потреб людини.

## **ВИСНОВКИ**

1. Житло людини – це контейнер, який допомагає у забезпеченні її потреби на всіх рівнях ієрархічної піраміди.
2. В основу прийняття архітектурно-планувальних рішень закладений принцип функціонального зонування об'ємів.
3. Вимоги людини до функціонального зонування залежать від її потреб та можуть змінюватися протягом життя вимагаючи реконструкції будинку.
4. Індивідуальний житловий будинок може мати конструктивну схему з цегляними несучими стінами, монолітну та монолітно-каркасну.
5. Лише монолітно-каркасна схема дозволяє виконувати реконструкцію будівлі з повноцінною зміною функціонального зонування.
6. Запропонована концепція проєктування індивідуальних житлових будівель передбачає розвиток будівлі разом зі змінами потреб людини через реконструкцію.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. A Theory of Human Motivation. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://psychclassics.yorku.ca/Maslow/motivation.htm>
2. Bowen, Bob (9 червня 2020). The Matrix of Human Needs: Reframing Maslow's Hierarchy of Need. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: [https://advance.sagepub.com/articles/preprint/The\\_Matrix\\_of\\_Human\\_Needs\\_Reframing\\_Maslow\\_s\\_Hierarchy\\_of\\_Needs/12442661/1](https://advance.sagepub.com/articles/preprint/The_Matrix_of_Human_Needs_Reframing_Maslow_s_Hierarchy_of_Needs/12442661/1)
3. Huitt, W (2007). Maslow's hierarchy of needs. Educational Psychology Interactive. Valdosta, GA: Valdosta State University.
4. Kenrick DT, Griskevicius V, Neuberg SL & Schaller M (2010). Renovating the pyramid of needs: Contemporary extensions built on ancient foundations. *Perspectives in Contemporary Psychology*, 5(3) 292-314
5. Koltko-Rivera, ME (2006). Rediscovering the later version of Maslow's hierarchy of needs: Selftranscendence and opportunities for theory, research, and unification. *Review of General Psychology*, 10(4):302-317
6. Max-Neef, M., (1992). Development and human needs. In: Ekins, P., Max-Neef, M. (Eds.), *Real life Economics: Understanding Wealth Creation*. Routledge, London, pp. 97–213.
7. Архітектурне бюро Qproject. Q20 проєкт двоповерхового будинку 9 на 10. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://qproject.com.ua/ua/catalog/dvukhetazhnye-doma/q20/>
8. Бойко Х. С. Типи будинків та архітектурні конструкції / Х. С. Бойко. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 204 с.
9. Васильчинко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій. Навчальний посібник / О. В. Васильченко. – Х.: УЦЗ України, 2007. – 257с.
10. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – Чинний від 2014-10-01. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 44 с.
11. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. – Чинний від 2019-10-01. – Київ : Мінрегіон України, 2019. – 185 с.



- 12.ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Чинний від 2019-01-01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 33 с.
- 13.ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проєктування. – Чинний від 2007-01-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с.
- 14.ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – Чинний від 2017-01-01. – Київ : Мінрегіон України, 2017. – 37 с.
- 15.ДБН В.2.6-33:2018. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проєктування, улаштування та експлуатації. – Чинний від 2018-12-01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 25 с.
- 16.ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проєктування. – Чинний від 2011-06-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
- 17.ДСТУ 8302:2015. Інформація та документація. Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. – Чинний від 2016-07– Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 16 с.
- 18.ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Система проектної документації будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації. – К. Мінрегіонбуд України, 2009. – 74 с.
- 19.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проєктування. – Чинний від 2007-01-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 15 с.
- 20.ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Блоки бетонні для стін підвалів – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 27 с.
- 21.ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 52 с.
- 22.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проєктування. – Чинний від 2011-06-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.

- 23.ДСТУ Б В.2.6-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. – Чинний від 2014-01-01. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 55.
- 24.ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – Чинний від 01.11.2011. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 130 с.
- 25.ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проєктування конструкцій. Настанова. – Чинний від 2009–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 81 с.
- 26.Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проєктів інженерно-будівельних спеціальностей: навч. посіб. / За ред. В. В. Сафонова. – К.: Основа, 2000. – 336 с. – ISBN 966-7233-23-5.
- 27.Клименко Є. В. Будівельні конструкції / Є. В. Клименко, В. С. Дорофєєв, О. О. Довженко, А. І. Костюк, О. О. Пастернак, О. С. Чернєва, Є. В. Лисенко, Т. В. Ляшенко, М. В. Мельник. – К.: Центр навчальної літератури, 2019. – 426 с.
- 28.Клименко Ф. Є. Металеві конструкції / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко. – Львів: Вид-во «Світ», 1994. – 312 с.
- 29.Котеньова З. І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З. І. Котеньова. – Харків: ХНАМГ, 2007. – 170 с.
- 30.Крамарчук А. П. Будвельні конструкції / А. П. Крамарчук, Б. М. Ільницький, Т. В. Бобало. – Львів: Львівська політехніка, 2016. – 200 с.
- 31.Крижановська Н. Я. Конспект лекцій з дисципліни «Архітектура житлових будівель» (для студентів освітнього рівня «магістр» спеціальності 191 – Архітектура та містобудування. Архітектура будівель і споруд) / Н. Я. Крижановська, О. В. Смірнова ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 104 с.
- 32.Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник / С.М. Лінда. - Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2010. – 608 с.
- 33.Методичні рекомендації щодо написання та оформлення кваліфікаційних робіт. – Старобільськ: ЛНАУ, 2021. – 50 с.

- 34.Монолітне будівництво котеджів: переваги і недоліки. [Електронний ресурс].  
– Режим доступу: <https://rgm-group.com.ua/monolitne-budivnytstvo-kotedzhiv-perevahy-i-nedoliky/>
- 35.Монолітно каркасне будівництво будинку. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://kskhouse.com.ua/ua/monolitnoe-stroitelstvo/>
- 36.Овчаренко О. А. Методичні рекомендації до виконання та оформлення кваліфікаційних робіт для студентів спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія другого (магістерського) рівня вищої освіти денної і заочної форм навчання / О. А. Овчаренко, В. І. Гук. – Старобільськ: ЛНАУ, 2021. – 46 с.
- 37.Організація будівництва : підручник / [С. А. Ушацький, Ю. П. Шейко, Г. М. Тригер та ін.]; за ред. С. А. Ушацького. – Київ : Кондор, 2007. – 521 с.
- 38.Практикум із охорони праці: навч. посібник / За ред. В. Ц. Жидецького. – Львів: Афіша, 2000. – 352 с. – ISBN 966-7760-09- X
- 39.Прибудова до будинку, фото та ідеї. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://dom.ukr.bio.ua/articles/9942/>
- 40.Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / [А. Б. Гольшев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др.] ; под ред. А.Б. Гольшева. – Киев : 13 Будівельник, 1990. – 544 с.
- 41.Хоменко О. Г. Залізобетонні конструкції: навчальний електронний посібник. Глухів, 2017. – 208 с.
- 42.ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення. – Чинний від 2019-12-01. – Київ : Мінрегіон України, 2019. – 43 с.