

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

Факультет будівництва та  
архітектури

Кафедра будівельних  
конструкцій



**ДИПЛОМНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА**  
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: **«Індивідуальний житловий будинок у с. Рясне-Руське Львівської ОТГ з дослідженням роботи буронабивних залізобетонних мікропаль на дію горизонтального навантаження»**

Студент

\_\_\_\_\_

(підпис)

Козак В.О.

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

\_\_\_\_\_

(підпис)

к.т.н., доц. Гнатюк О.Т.

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

Консультанти:

\_\_\_\_\_

(підпис)

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_

(підпис)

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_

(підпис)

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_

(підпис)

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_

(підпис)

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_

(підпис)

\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

Дубляни – 2022



Реферат .....	3
Вступ.....	4
<b>1. Архітектурно-будівельний розділ .....</b>	<b>5</b>
1.1. Планувальне вирішення.....	5
1.2. Генеральний план .....	5
1.3. Благоустрій і озеленення .....	6
1.4. Об'ємно планувальне рішення.....	7
1.5. Конструктивні рішення.....	7
1.6. Оздоблення будівлі.....	9
1.7. Вертикальне планування.....	9
1.8. Теплотенічний розрахунок зовнішньої стіни .....	9
1.9. Конструкції підлог будинку .....	12
<b>2. Розрахунково-конструктивний розділ.....</b>	<b>14</b>
2.1. Розрахунок залізобетонного сходового маршу.....	14
2.2. Розрахунок перерізу крокв .....	29
2.3. Розрахунок фундаменту.....	32
<b>3. Технологічно-організаційний розділ .....</b>	<b>39</b>
3.1. Технологія влаштування покрівлі з металочерепиці.. ..	39
3.2. Вимоги до якості і приймання робіт .....	43
3.3. Підбір крану для подачі крокв .....	44
3.4. Техніка безпеки при влаштуванні даху.....	46
3.5. Підрахунок об'ємів робіт .....	49
3.6. Калькуляція трудових робіт і заробітної плати.....	51
<b>4. Економіка будівництва .....</b>	<b>58</b>
<b>5. Охорона праці .....</b>	<b>64</b>
5.1. Аналіз шкідливих та небезпечних факторів .....	64
5.2. Техніка безпеки .....	65
5.3. Пожежна безпека .....	69
<b>6. Науковий розділ.....</b>	<b>73</b>
Загальні висновки.....	77
Бібліографічний список .....	78

## Реферат

Тема дипломної роботи: “Індивідуальний житловий будинок у с. Рясне-Руське Львівської ОТГ з дослідженням буронабивних залізобетонних мікропаль на дію горизонтального навантаження”. Запроектовано трьохповерховий житловий будинок (включаючи цокольний і мансардний поверхи), стіни - цегляні, перекриття - монолітні залізобетонні, фундаменти - стрічкові залізобетонні .

В дипломному проекті розроблено 6 розділів:

- Архітектурно-будівельний розділ;
- Розрахунково-конструктивний розділ;
- Технологічно-організаційний розділ;
- Економічний розділ;
- Охорона праці;
- Науковий розділ.

Дипломна робота – 79 сторінок текстової частини, рисунки, 13 таблиць, 7 аркушів графічної частини формату А1, бібліографічних джерел.

Козак В. О. - Дипломна робота. –Львівський національний університет природокористування, кафедра будівельних конструкцій, 2022р.

Розроблено дипломний проект зі всіма необхідними кресленнями, поясненнями, розрахунками та висновками.

## ВСТУП

Будівництво - це одна з найбільш важливих і складних галузей народного господарства, де тісно зв'язані всі складові інвестиційного процесу - фінансування і проектування виробництва, матеріальне забезпечення.

Головне місце в розвитку будівництва, особливо останнім часом, приділяється технічному процесу. У цій галузі виробництва постійно йде процес розвитку. Це багатобічний процес постійного вдосконалення методів роботи, технології й організації виробництва на підставі досягнень науки, техніки й передового досвіду.

Нові будівельні технології з'явилися на Україні порівняно недавно. У радянські часи будівельникам для їх оновлення не було стимулу. В кінці минулого десятиліття застосування новинок обмежувалося високою ціною використаних матеріалів. Але зараз вони широко застосовуються, тому що поліпшують якість, зменшують час на будівництво й опоряджувальні роботи.

Будь-яке будівництво починається із проекту, планування забудови, комунікацій навколишніх територій. Сучасні проекти складаються за допомогою комп'ютера, із установленим на ньому пакета програмного забезпечення, що дозволяє прорахувати геологічні можливості використання того або іншого типу фундаменту, зробити прив'язку на місцевості майбутнього будинку, розрахувати весь проект від інженерних комунікацій до найменшого приміщення, і в результаті бачимо, будинок в обсязі з будь-якої сторони, його місце в контексті всього району. Це значно спрощує процес проектування, та дає змогу зменшити терміни проектних робіт.

## **1.АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ**

### **1.1. Планувальне вирішення**

В адміністративному відношенні ділянка будівництва знаходиться у с. Рясне-Руське Львівської ОТГ. Будівля орієнтована головним фасадом на південь.

Підхід та під'їзд до головного фасаду здійснюється із існуючої вулиці Козацької.

Місце будівництва належить до другого кліматичного району. Рельєф території спокійний.

### **1.2. Генеральний план**

Проектна будівля знаходиться в приміській зоні. Під забудову відведена ділянка площею 0.087 га. В зв'язку з обмеженими розмірами ділянки та незначною кількістю мешканців будинку передбачається використання існуючих майданчиків сміттєзбірників на відстані до 100 м.

Рельєф майданчика рівний із абсолютними відмітками від 256,25 м до 256.45 м, ускладнений виїмками котлованів глибиною до 1.55м та насипами ґрунтів вийнятих при земляних роботах, висотою до 1.2м. За умовну відмітку +0,000 м прийнятий рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 256,65 м.

Будинок знаходиться в існуючій 1-2 поверховій забудові, ділянка обмежена з боків сусідніми ділянками, з інших вулицею.

Проектна будівля знаходиться на відстані 7м від міської вулиці. Будівля має нормальні підходи і під'їзди, рекреаційну зону у вигляді зелених паркових насаджень.

Благоустроєм території передбачено ділянки з висадженням хвойних і листяних порід дерев, чагарників і газонів шляхом засівання багаторічних трав.

До виконання робіт по благоустрою на території прокладаються зовнішні інженерні мережі.

В цілях збереження оточуючого середовища, проектом передбачена рекультивація рослинного шару землі.

Генеральним планом передбачається влаштування в'їзду у внутрішній двір з західної сторони. Ширина воріт для в'їзду прийнята 4 м.

Територія ділянки, вільна від забудови, благоустроюється влаштуванням газонів та озеленення.

Роботою передбачено максимальне збереження існуючого рельєфу. Запроектована відмостка для відводу атмосферних вод, з поверхні двору передбачено відвід води у лотки проїжджої частини вулиці із наступним випуском через водоприймальні колектори в дощову каналізацію.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники по генплану

№ п/п	Назва	Одиниці виміру	Кількість
1	Площа ділянки в межах відводу	га	0,087
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	109,5
3	Площа проїздів і тротуарів з твердим покриттям	м <sup>2</sup>	134
4	Площа використання території	м <sup>2</sup>	276
5	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	594

### 1.3. Благоустрій і озеленення

Для забезпечення відпочинку, захисту від інсоляції і сильних вітрів на території передбачено ряд заходів.

Господарський двір має покриття з бруківки, яке відділене від головної площі зеленими насадженнями. Крім цього передбачено альтанку. Вертикальне планування і покриття доріг забезпечують швидкий стік поверхневих вод.

Вільні від забудови і дорожніх покриттів ділянки території озеленені за допомогою звичайних газонів, посадки декоративних дерев, кущів.

Також насаджені поодинокі швидкоростучі породи: клен декоративний, плакучі верби тощо. Влаштування озеленення виконується з використанням рослинного ґрунту, який знаходиться на відведеній ділянці, так і з використанням привозного рослинного ґрунту.

#### **1.4. Об'ємно-планувальне рішення**

Степінь будівлі по довговічності і вогнестійкості - II.

Проектована будівля з розмірами в осях 12200 мм × 10950 мм - це житловий будинок сімейного типу, трьохповерховий (включаючи цокольний і мансардний поверхи). У цокольному поверсі розташовані: технічне приміщення, що має вхід з північної сторони будинку через парадні двері, поряд з технічним приміщенням розміщений хол, сходи в якому ведуть на другий поверх. Також на першому поверсі розміщена одна кімната відпочинку, гараж для одного легкового автомобіля, що має вхід з середини будинку, санвузол, душова, паливна та погреб на відмітці -0,900 м. На другому поверсі розміщено кабінет, вітальню, кухню, їдальню і санвузол. Вхід з надвору на другий поверх відбувається через тамбур, хол і сходову клітку. На третьому поверсі розміщено 3 спальні, ванна, санвузол і хол. Одна зі спалень має вихід на терасу. Дах дерев'яний, вкритий металочерепицею.

Архітектура вирішена в сучасному стилі з врахуванням елементів раціональної архітектури м. Львів.

Низ фундаменту запроектовано на абсолютних відмітках 255.10 м та 254.50 м, верхня відмітка 256.50 м.

#### **1.5. Конструктивні рішення**

Будинок з цегляними поздовжніми та поперечними несучими стінами. Перекриття над цокольним і другим поверхом монолітне залізобетонне. Проектна жорсткість в горизонтальному напрямку забезпечується роботою



перекриття, як незмінних дисків, в вертикальній площині поперечними діафрагмами - цегляними стінами.

Фундаменти - стрічкові. Подушка - монолітна залізобетонна, товщиною 300 мм, на неї встановлений один ряд збірних залізобетонних блоків, висотою 600 мм, і над ними влаштований монолітний залізобетонний пояс, висотою 200 мм. Подушку влаштовують на піщану підготовку товщиною 100 мм, що обумовлено інженерно-геологічними характеристиками ділянки. Основою під фундаменти прийнято ґрунт з наступними характеристиками:

$$\gamma = 18,2 \text{кН/м}^3, C = 23 \text{МПа}, E = 12,4 \text{МПа}.$$

Суглинок - від напівтвердого до тугопластичного, легкий, пилюватий, з прошарками та лінзами пластичного супіску, з плямами озалізнення, жовто-сірий, жовто-коричневий.

- питоме зчеплення  $C_{\text{п}} = C_{\text{п}} = 23,0 \text{кПа}$ ;
- кут внутрішнього тертя  $\varphi_{\text{п}} = \varphi_{\text{п}} = 21,0^\circ$ ;
- модуль деформації  $E_{\text{п}} = E_{\text{п}} = 11,0 \text{МПа}$ ;
- розрахунковий опір ґрунту (попередній)  $R_0 = 200 \text{кПа}$ ;
- питома вага ґрунту  $\gamma_{\text{п}} = \gamma_{\text{п}} = 19,5 \text{кН/м}^3$ .

Гідроізоляція - горизонтальна по верху поверхні ростверку із цементно-піщаного розчину складу 1:2 на відм. - 0.050 м із двох шарів руберойду на бітумній мастиці.

Стіни. Зовнішні стіни - із керамічної цегли по ДСТУ Б.В.2.7-6-97 марки М100 на розчині М75, товщиною 380 мм, утеплені жорсткими мінераловатними плитами товщиною 100 мм .

Внутрішні стіни - із керамічної цегли по ДСТУ Б.В.2.7-6-97 марки М100 на розчині М75, товщиною 380 мм.

Перегородки - із керамічної цегли по ДСТУ Б.В.2.7-6-97 марки М100 на розчині М75, товщиною 120 мм.

Перемички над прорізами в стінах і перегородках - залізобетонні монолітні.

Сходові клітки запроектовано збірні залізобетонні.

Дах - шатровий по дерев'яних кроквах, вкритий металочерепицею. В якості утеплювача покрівлі - мінераловатні плити Superrock товщиною 150 мм.

Покриття – металочерепиця "Ranilla" товщиною 0,5 мм.

Віконні блоки - ПВХ з склопакетом.

Дверні блоки (внутрішні) - дерев'яні. Дверні блоки (вхідні) - у відповідності з технічними умовами ТУ.У 13815583 003-98.

### **1.6. Оздоблення будівлі**

Оздоблення фасадів виконуються фасадним тиньком з пофарбуванням. Цоколь оздоблюється природним каменем з подальшим його лакуванням.

Внутрішнє опорядження основних приміщень передбачено покращеною штукатуркою з пофарбуванням водоемульсійною фарбою. В санвузлах та робочій зоні кухонь обличкування керамічною плиткою на висоту мінімально на 1,8 м.

### **1.7. Вертикальне планування**

Вертикальне планування ділянки вирішується методом проектних горизонталей із врахуванням природних умов та умов організації відводу поверхневих вод, розміщення транспортних шляхів, інженерних комунікацій, під'їздів і пішохідних доріжок.

До початку будівництва рослинний шар товщиною 30 см зрізати, а після закінчення будівництва - використовувати його для підсипки газонів, стік атмосферних вод із території здійснюється, в основному, по покритті пішохідних доріжок за межі ділянки із наступним викидом в існуючі колектори.

### **1.8. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни будинку**

Товщину зовнішньої несучої стіни приймаємо рівною 380 мм, товщини інших шарів огорожувальних конструкції приймаємо самостійно.

При проектуванні конструкцій, що обгороджують, необхідно, щоб їхній опір теплопередачі було не менш величини, обумовленої по санітарно-гігієнічних вимогах:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}}, \quad (1.1)$$

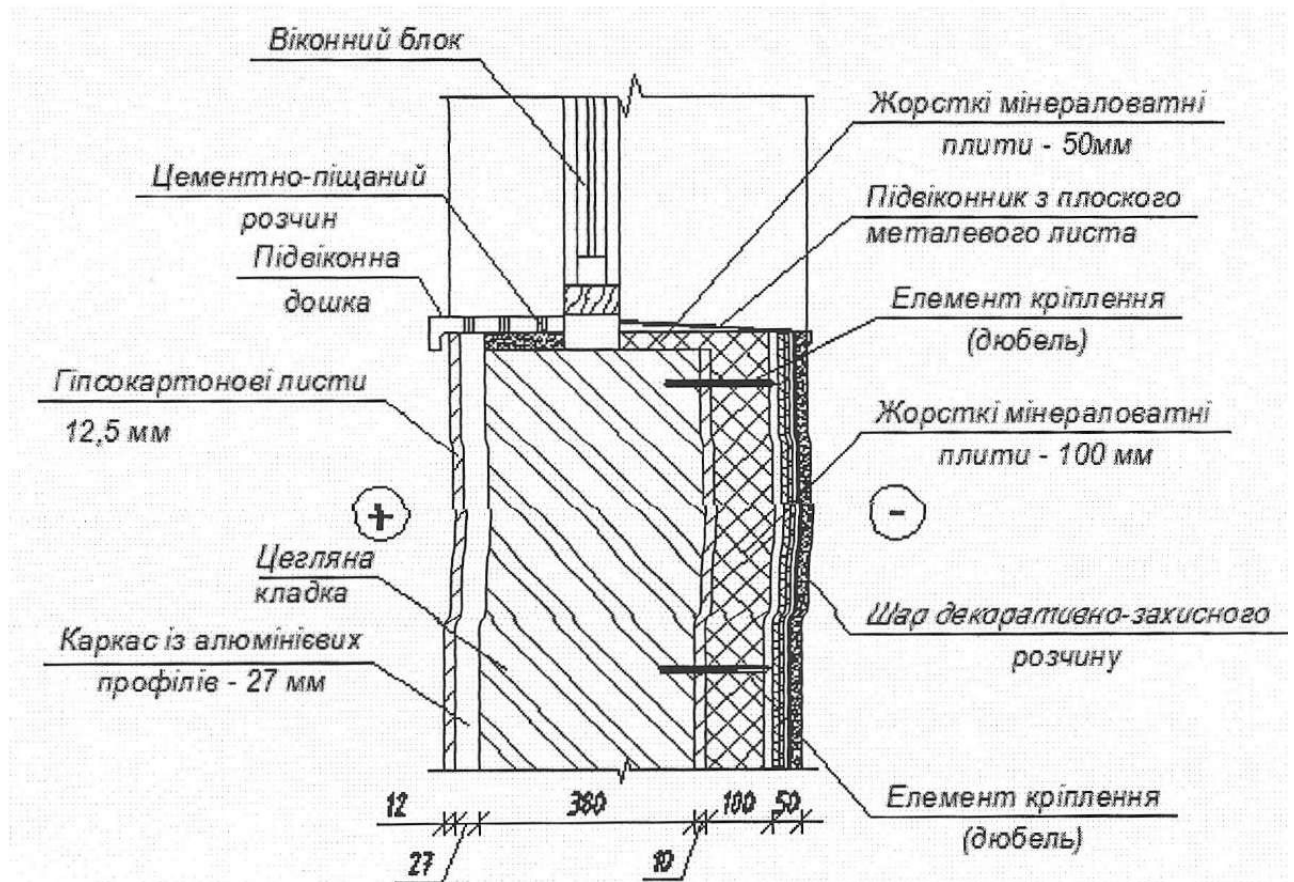


Рис 1.1. Конструкція зовнішньої стіни будинку

Де  $R_{\Sigma \text{пр}}$  - приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції,  $\text{m}^2 \cdot \text{C} / \text{Вт}$ ;

$R_{q \text{ min}}$  - мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції,  $\text{m}^2 \cdot \text{C} / \text{Вт}$ ;

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} \quad (1.2)$$

де  $\alpha_{\text{в}}$  - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огороження,  $\text{Вт} / \text{m}^2 \cdot \text{C}$ ;

$R_i$  - термічний опір конструкції, що обгороджує,  $\text{m}^2 \cdot \text{C} / \text{Вт}$ ;

$\alpha_3$  - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огородження, Вт/м<sup>2</sup>°C.

Термічний опір однорідного огородження визначається як сума термічних опорів окремих шарів по формулі:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i},$$

де  $\delta_i$  - товщина кожного шару, м;

$\lambda_i$  - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шаруючи, Вт/м- C.

Теплова інерція, ступінь масивності огородження обчислюється по формулі:

$$D = \sum_{i=1}^n R_i \cdot S_i \quad (1.4)$$

де  $R_i$  - термічний опір кожного шару, м °C/Вт;

$S_i$  - розрахунковий коефіцієнт теплосвоєння матеріалу кожного шару, м<sup>2</sup>°C/Вт;

n - число шарів.

Розрахунок зовнішньої стіни

$\alpha_B=8,7$  Вт/м<sup>2</sup>°C;  $\alpha_3=23$  Вт/м<sup>2</sup>°C; n=1;  $\Delta t_3=6$ °C.

Таблиця 1.2.

Підбір матеріалів конструкції зовнішньої стіни

Матеріал	$\delta$ , м	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$\lambda$ ,Вт/м·°C	s,Вт/м <sup>2</sup> ·°C
Гіпсокартоновий лист	0,0125	1600	0,15	9,79
Цегла керамічна пустотна на цементно-піщаному розчині	0,38	1800	0,81	10,12
Жорсткі мінераловатні плити	0,10	220	0,045	0,48
Декоративно - захисний розчин	0,05	1600	0,74	8,62

Визначаємо приведенний опір теплопередачі зовнішньої стіни

$$R_i = \frac{0,0125}{0,15} + \frac{0,38}{0,91} + \frac{0,1}{0,045} + \frac{0,05}{0,74} = 2,791 \text{ м}^2\text{°С/Вт}$$

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{8,7} + 2,791 + \frac{1}{23} = 2,95 \text{ м}^2\text{°С/Вт}$$

Необхідний опір теплопередачі для зовнішніх стін будівель розміщених у II-ій температурній зоні згідно ДБН В.2.6-31:2006 [ ]:

$$R_{q,\min} = 2,5 \text{ Вт/м}^2\text{°С}$$

$R_{\Sigma} = 2,95 \text{ м}^2\text{°С/Вт} > R_{q,\min} = 2,5 \text{ м}^2\text{°С/Вт}$ , отже, конструкція стіни задовольняє вимоги по тепловтратах.

### 1.9. Конструкції підлог будинку

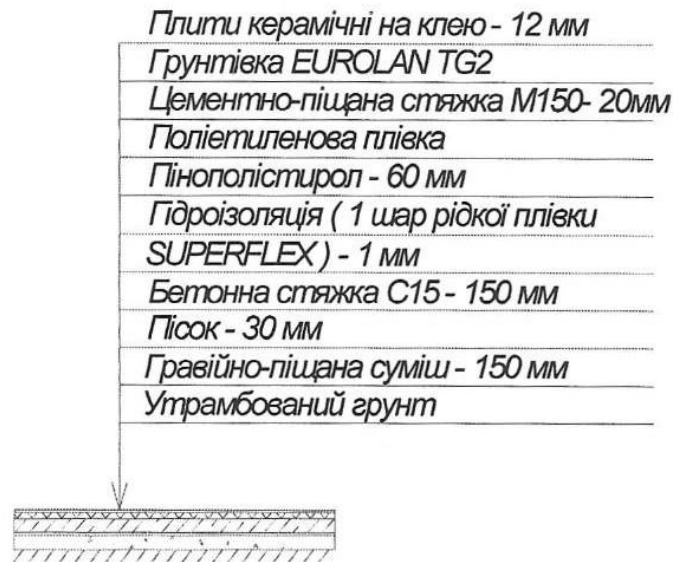


Рис. 1.2 Конструкція підлог цокольного поверху.

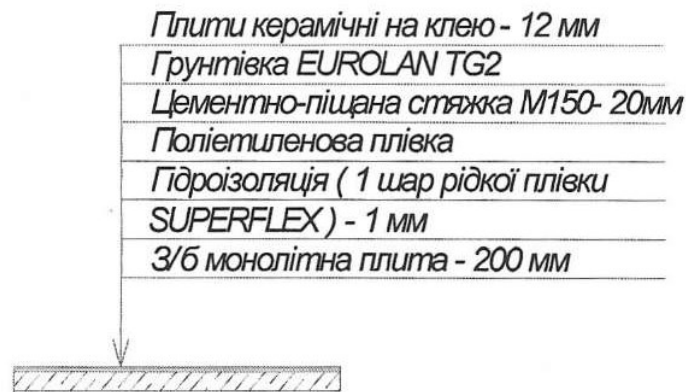


Рис. 1.3 Конструкція підлог санвузлів другого і мансардного поверхів.

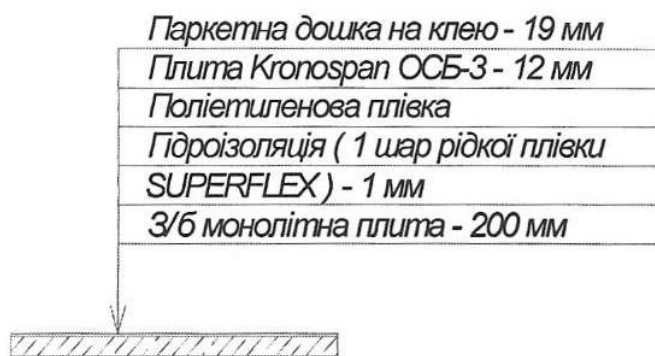


Рис. 1.4 Конструкція підлог кімнат другого і мансардного поверхів.

## 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1. Розрахунок збірного залізобетонного сходового маршу ЛМ 30.12

Розрахунок сходового маршу ЛМ 30-11 серія 1.151-1 для висоти поверху 3,0 м, шириною 120 см ребристої конструкції.

#### 2.1.1. Вихідні дані

Бетон класу В25, розрахунковий опір стисканню  $f_{cd}=13,05$  МПа,  $\varphi_{b1}=0,6$ ,  $\varphi_{b2}=0,8$ , розрахунковий опір розтягування  $f_{ctd}=1,05$  МПа, початковий модуль пружності  $E_{cd}=27000$  МПа, модуль пружності  $E_s=210000$  МПа, поздовжня робоча арматура попередньо напружена класу А400С, діаметр 12 мм, розрахунковий опір розтягування  $f_{yd}=365$  МПа.

#### Розрахункова схема і розрахунковий проліт

Сходовий марш спирається вільно на консольні виступи лобових ребер сходових площадок, - отже в статичному відношенні розглядається як консольна однопролітна балка, вільно лежача на шарнірних опорах.

Розрахунковий проліт балки рівний віддалі між центрами опорних площадок (рис.2.1).

Довжина горизонтальної проекції маршу:

$$\underline{L}_{TM} = 9 \cdot 300 + 2 \cdot 220 = 3140 \text{ мм.}$$

Довжина горизонтальної проекції площадок спирання:

$$a = 70 \text{ мм,}$$

Горизонтальна проекція розрахункового проліту:

$$L = L_{TM} - 2 \cdot 0,5 \cdot a = 3140 - 2 \cdot 0,5 \cdot 70 = 3070 \text{ мм} = 3,070 \text{ м}$$

Кут нахилу маршу до горизонталі при висоті сходинок 150 мм і ширині 300 мм:

$$tg \alpha = \frac{150}{300} = 0,5,$$

$$\alpha = 26^\circ 36',$$

$$\sin \alpha = 0,447,$$

$$\cos \alpha = 0,8957.$$

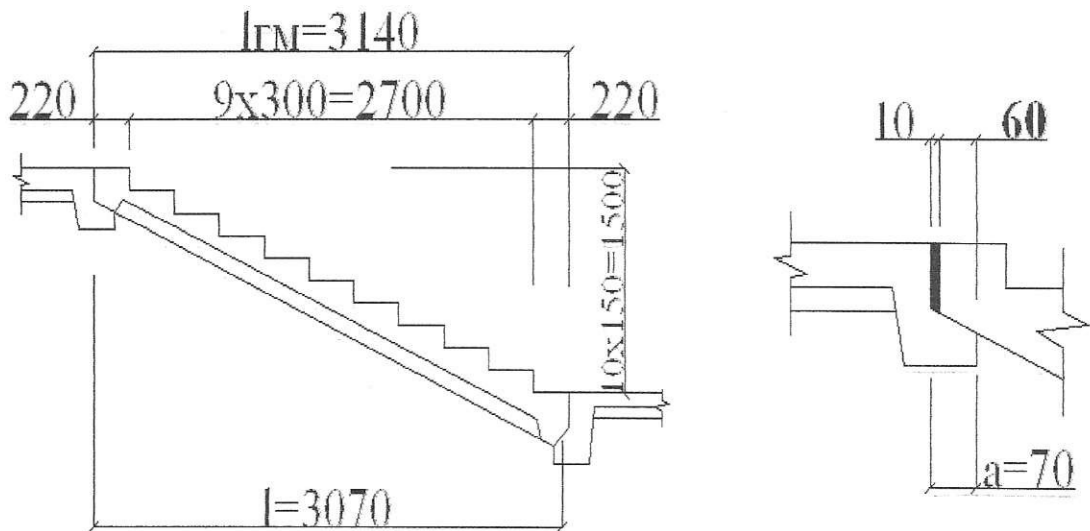


Рис. 2.1 Геометрична схема сходового маршу.

Розрахунковий проліт по осі маршу:

$$\ell_M = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{3070}{0,8944} = 3427 \text{ мм} = 3,43 \text{ м}$$

довжина маршу по осі:

$$\begin{aligned} \ell'_M &= \frac{L_{TM}}{\cos \alpha} + 119 \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{3140}{0,8957} + 119 \cdot 0,5 = 3427 + 59,5 = \\ &= 3486,5 \text{ мм} = 3,43 \text{ м} \end{aligned}$$

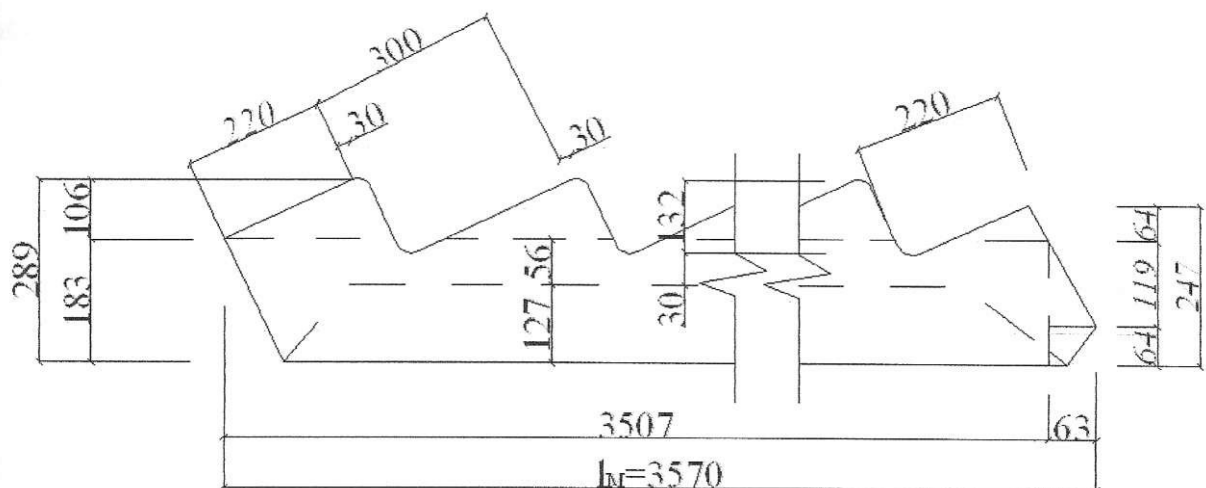


Рис. 2.2 Розрахункова схема сходового маршу.



Враховуючи, що кут нахилу маршу  $\alpha = 26^{\circ}34'$  менше  $30^{\circ}$ , впливом осьових сил нехтуємо, внутрішні зусилля визначаємо по горизонтальній проекції маршу з розрахунковим прольотом  $l = 3,07$  м (рис.2.3).

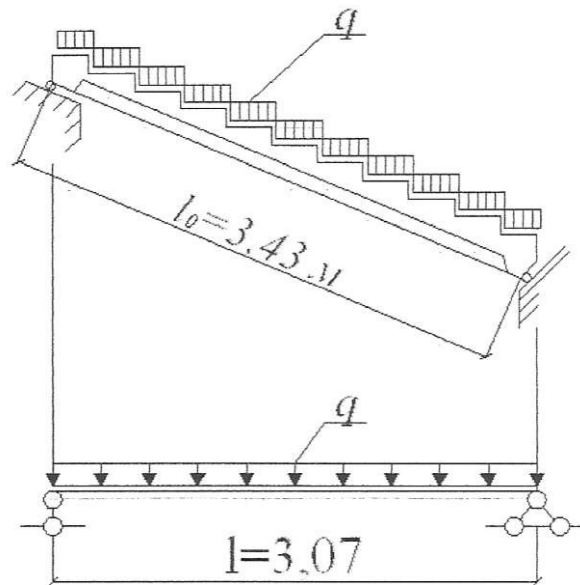


Рис. 2.3. Розрахункове навантаження на сходовий марш.

### Визначення навантажень

Навантаження на марш складається з постійного навантаження від власної маси маршу з огороженням і з діючого на марш нормативного, рівномірно розподіленого, короткотривалого навантаження  $3,0$  кН/м<sup>2</sup>. Обчислення навантаження на 1 м довжини горизонтальної проекції маршу виконуємо в табл. 2.1.

Статичний розрахунок (визначення внутрішніх зусиль) (рис. 2.4) -

Максимальний згинальний момент в середині прольоту:

$$M = \frac{g \cdot \ell^2}{9} = \frac{9,2 \cdot 3,07^2}{9} = 10,9 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1090 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Максимальна поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{g \cdot \ell}{2} = \frac{9,2 \cdot 3,07}{2} = 16,03 \text{ кН}$$

Табл.2.1 Навантаження на 1 м горизонтальної проекції маршу, кН/м

Назва і підрахунок	Характеристичне	Коефіцієнт надійності	Розрахункове
1	2	3	4
<b>а) постійне навантаження</b>			
- від власної маси маршу, об'єм 0,68 м <sup>3</sup> $\frac{0,68 \cdot 2500 \cdot 0,01}{3,14}$	5,41	1,1	5,25
- від огороження з поруччям (50 кг) $\frac{50 \cdot 0,01}{3,14}$	0,16	1,05	0,17
<b>Разом постійне</b>	$g^n = 5,569$		$g = 6,177$
<b>б) тимчасове навантаження</b>			
- короткотривале при ширині маршу 1,05 м $1,2 \cdot 3,0$	$v^n = 3,6$	1,2	$v = 4,32$
<b>в) повне навантаження <math>q = g + v</math></b>	$q^n = 9,17$		$q = 10,44$

### Розміри поперечного перерізу

Поперечний переріз маршу ребристої конструкції, який складається з поздовжніх ребер і монолітного з'єднання з ними плитою, приводимо до таврового з трапецевидним ребром і полицею в стиснутій зоні шириною рівною ширині маршу (рис. 2.5).

$$B'_f = 1200 \text{ мм} = 120 \text{ см і товщиною полиці } b'_f = 30 \text{ мм} = 3 \text{ см.}$$

Рекомендована висота поперечного перерізу:

$$h = (7 \div 9) \sqrt[3]{M(\text{кН} \cdot \text{м})} = (7 \div 9) \sqrt[3]{9,63} = (15 \div 19) \text{ см,}$$

приймаємо висоту рівну розміру ребра типового маршу:

$$h = 157 \text{ мм} = 15,7 \text{ см}$$

Ширина ребра:

$$\text{внизу } b_n = 2 \cdot 100 = 200 \text{ мм} = 20 \text{ см.}$$

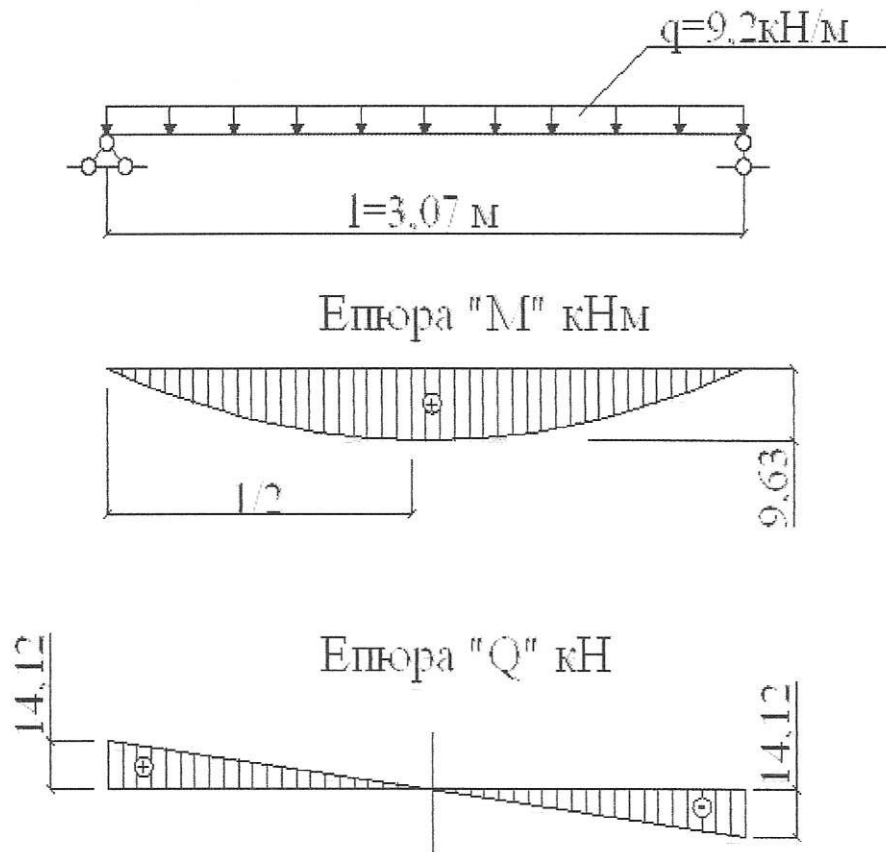


Рис. 2.4. Епюри внутрішніх зусиль в перерізах сходового маршу.

на рівні низу полиці  $b_b = 2 \cdot 120 = 240 \text{ мм} = 24 \text{ см}$

на рівні середини висоти перерізу (без врахування полиці)

$$b = \frac{200 + 240}{2} = 220 \text{ мм} = 22 \text{ см}$$

при відношенні  $\frac{h'_f}{h} = \frac{30}{157} = 0,191 \geq 0,1$

вводимо в розрахунок ширину стиснутої полиці у відповідності з нормативними вимогами рівною ширині маршу;

$$b'_f = 120 \text{ см} \leq \frac{\ell_0}{3} + b_b = \frac{343}{3} + 24 = 138 \text{ см}$$

Задаємося діаметром стержнів поздовжньої робочої арматури  $d = 12 \text{ мм}$  і приймаємо товщину захисного шару бетону до низу арматури  $c = 20 \text{ мм}$ . Відстань від центру ваги перерізу робочої арматури до розтягнутої грані бетону:

$$a = c + \frac{d}{2} = 20 + \frac{52}{2} = 26 \text{ мм} = 2,6 \text{ см.}$$

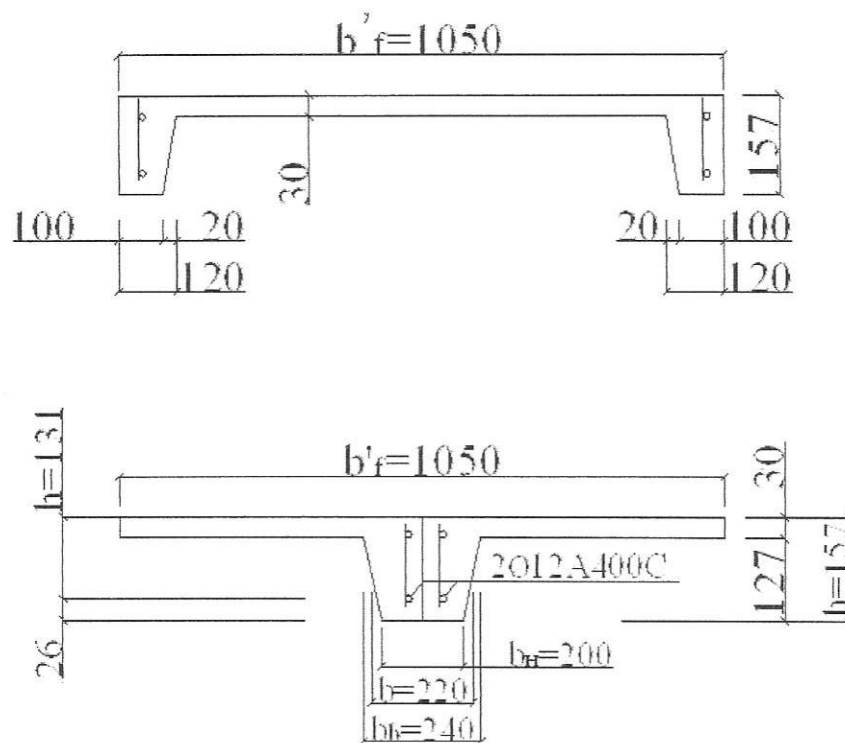


Рис. 2.5 Поперечний переріз ребер сходового маршу.

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 157 - 26 = 131 \text{ мм} = 13,1 \text{ см}$$

### Підбір поздовжньої робочої арматури з розрахунку міцності перерізів

#### нормальних до осі маршу

Граничне значення величини відносно висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{s,cu}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,604$$

де характеристика стиснутої зони бетону:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,7456,$$

$\alpha = 0,85$  для важкого бетону.

$$f_{cd} = 13,05 \text{ МПа для бетону В25,}$$

$$f_{cd} = f_{cd} \cdot \gamma_{b2} = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа} = 1,305 \text{ кН/см}^2,$$

$\sigma_{sR}$ - напруження в арматурі, для арматури зі сталі класу А400С в ненапружених елементах рівне  $\sigma_{sR} = f_{yd} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ ,

$$\sigma_{sR} = 365 \text{ МПа},$$

$\sigma_{sc,u}$ - граничне напруження в арматурі стиснутої зони, для елементів з важкого бетону при  $\gamma_{b2} < 1,0$  рівне - 500 МПа,

Граничне значення коефіцієнту:

$$\alpha_R = \zeta_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \zeta_R) = 0,607 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,604) = 0,422.$$

Момент, який сприймає переріз при  $x=h'$

$$M_u = f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 1,305 \cdot 120 \cdot 3 \cdot (13,1 - 0,5 \cdot 3) = \\ = 5449 \text{ кН} \cdot \text{см} > M = 780 \text{ кН} \cdot \text{см}, \quad \text{отже нейтральна вісь}$$

проходить в полиці і переріз розраховується, як прямокутний шириною  $b'_f = 120 \text{ см}$ .

Розрахунковий коефіцієнт:

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{1090}{1,305 \cdot 120 \cdot 13,1^2} = 0,041 < \alpha_R = 0,423$$

Відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041} = 0,042 < \xi_R = 0,607$$

Необхідна площа поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури з класу А400С:

$$A_s^{\text{потр}} = \xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,042 \cdot 120 \cdot 13,1 \cdot 1,305 / 36,5 = 2,36 \text{ см}^2,$$

$$\text{для А400С } f_{yd} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$$

В кожному ребрі маршу встановлюється по одному плоскому каркасу з робочим стержнем 2Ø14 А400С за ДСТУ 3760-98,

$$A^{\text{пр}} = 3,08 \text{ см}^2 \geq A_s^{\text{потр}} = 2,36 \text{ см}^2$$

Висота стиснутої зони бетону при прийнятій арматурі при умові, що  $A'_s = 0$  (тобто стиснута арматура відсутня)

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b'_f} = \frac{36,5 \cdot 2,26}{1,305 \cdot 105} = 0,512 \text{ см} \leq h'_f = 3 \text{ см},$$

тобто границя стиснутої зони проходить в полиці, як і передбачалося.

$$\mu = \frac{A_s^{\text{нр}}}{b_f' \cdot h_0} \cdot 100 = \frac{2,26}{105 \cdot 13,1} \cdot 100 = 2,17$$

$$\mu_{\text{max}} = \xi_R \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot 100 = 0,607 \cdot \frac{1,305}{36,5} \cdot 100 = 2,17$$

перевірка умови

$$\mu_{\text{min}} = 0,05 \leq \mu = 0,144 \leq \mu_{\text{max}} = 2,17$$

### Розрахунок міцності по навкісних перерізах на дію поперечної сили

Розрахункова поперечна сила на опорі при  $\gamma_f > 1,0$ ,  $Q = 16,03$  кН.

#### Перевірка необхідності розрахунку поперечної арматури

Мінімальне поперечне зусилля, яке сприймається бетон по навкісному перерізу:

$$Q_{ul} = \varphi_{b3} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n), \text{ де для важкого бетону } \varphi_{b3} = 0,6, \text{ де}$$

$\varphi_n = 0$  - коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил, при їх відсутності рівний нулю;

$\varphi_n = 0$  - коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полицок в таврових і двотаврових перерізах, а для прямокутних перерізів рівний нулю;

для бетону C20/25  $f_{ctd} = f_{ctd} \cdot \gamma_{b2} = 1,3 \cdot 0,9 = 1,17$  МПа = 117 кН/см<sup>2</sup>, отже

$Q_{ul} = \varphi_{b3} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,117 \cdot 22 \cdot 13,1 = 17,01$  кН  $> Q = 16,03$  кН і розрахунок поперечної арматури не потрібний.

При висоті поперечного перерізу  $h = 157$  мм  $> 150$  мм в поздовжніх ребрах конструктивно встановлюємо поперечні стержні. При діаметрі поздовжніх робочих стержнів 12 мм, виходячи з умов технології контактного зварювання приймаємо діаметр поперечних стержнів  $\varnothing 6$  A240C  $A_{sw1} = 0,126$  см<sup>2</sup> з кроком на опорі:

$$S_{w1} = 75 \text{ мм} = 7,5 \text{ см} \leq h/2 = 157/2 = 78,5 \text{ мм} < 150 \text{ мм}$$

При кількості стержнів в нормальному перерізі  $n = 2$ , площа поперечного

перерізу стержнів  $A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 2 \cdot 0,126 = 0,252 \text{ см}^2$ .

### Розрахунок міцності по навісній смузі між тріщинами

Розрахунок виконується з умови:

$$Q_{u2} = 0,3 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 0,87 \cdot 1,056 \cdot 1,305 \cdot 22 \cdot 13,1 = 87,07 \text{ кН} >$$

$$> Q = 16,03 \text{ кН},$$

отже міцність в навісній смузі між тріщинами забезпечена, де:

- відношення модулів пружності арматури і бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cd}} = \frac{210000}{27000} = 6,29 -$$

коефіцієнт поперечного армування:

$$\mu = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{0,566}{22 \cdot 7,5} = 0,0034 -$$

коефіцієнт, який враховує вплив поперечної арматури на міцність елемента:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,0034 = 1,13 < 1,3,$$

- коефіцієнт, який враховує зниження міцності бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 13,05 = 0,87,$$

$\beta = 0,01$  - для важкого бетону,

$$f_{cd} = 13,05 \text{ МПа/}$$

### Визначення кроку поперечних стержнів в середній частині прольоту і довжини при опорній ділянці

Максимально допустимий крок поперечних стержнів за формулою:

$$S_{\max} = \frac{0,75 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_w) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2}{Q},$$

де  $\varphi_n = 0$ ,

$\varphi_{b2} = 2,0$  (для важкого бетону),

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{(31 - 22) \cdot 3}{22 \cdot 13,1} = 0,07 \leq 0,5, \quad \text{таким чином}$$

$$S_{\max} = \frac{0,75 \cdot 0,75 \cdot (1 + 0,07) \cdot 0,0945 \cdot 22 \cdot 13,1^2}{14,12} = 44,2 \text{ см},$$

отже приймаємо крок поперечних стержнів в середній частині прольоту:

$$S_2 = 2 \cdot S_1 = 2 \cdot 75 = 150 \text{ см} = 15 \text{ см} < S_{\text{max}} = 44,2 \text{ см.}$$

$$x = \frac{\ell_0}{4} = \frac{3430}{4} = 858 \text{ мм, приймаємо}$$

$$l_1 = 12 \cdot 75 + 60 = 960 \text{ мм,}$$

$$l_2 = 10 \cdot 75 + 40 = 790 \text{ мм,}$$

$$\text{в середній частині прольоту } l_3 = 12 \cdot S_2 = 12 \cdot 150 = 1800 \text{ мм.}$$

Поздовжні робочі стержні і поперечні стержні об'єднуються в плоскі зварні каркаси; діаметри монтажних стержнів приймаємо  $d_w = 8\text{ØA240C}$ . Враховуючи, що довжина запуску робочих стержнів за грані опорних консольних випусків менше  $10d = 10 \cdot 12 = 120$  мм, передбачаємо анкерування робочих стержнів при допомозі відгинів, приварених гаків і стержнів, які запускаємо в поперечні ребра (рис.2.6).

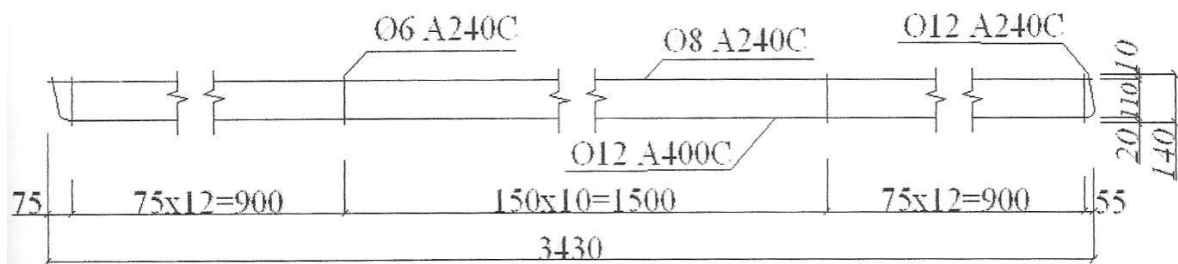


Рис. 2.6 Армування поперечних ребер.

### Розрахунок (армування) сходинок маршу

Сходинок зв'язані монолітно з плитою і ребрами маршу. При розрахунку частковим защемленням в ребрах маршу нехтуємо, сходинок розраховуємо, як вільно лежачі балки (рис.2.7).

За розрахунковий проліт приймаємо віддаль між осями ребер на рівні низу полиці  $l = b - 2 \cdot 0,5 \cdot b_b = 1050 - 2 \cdot 0,5 \cdot 120 = 930 \text{ мм} = 0,93 \text{ м.}$

Розрахункове навантаження на 1 м довжини сходинок шириною 300 мм = 0,3 м.

$$q_1 = \frac{0,3}{0,8944} (0,03 + 0,5 \cdot 0,132) \cdot 2500 \cdot 0,01 \cdot 1,1 + 0,3 \cdot 3,0 \cdot 1,2 =$$

$$= 1,885 \text{ кН/м, а}$$



перпендикулярне до осі маршу:

$$q_x = q_1 \cdot \cos \alpha = 1,9 \cdot 0,8944 = 1,75 \text{ кН/м.}$$



Рис. 2.7 Розрахункова схема сходинок маршу.

Згинальний момент від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q_x \cdot l^2}{9} = 0,24 \text{ кН} \cdot \text{м} = 24 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Висота трикутного перерізу перпендикулярна до осі маршу:  $h = 30 + 132 + 9 = 171 \text{ мм} = 17,1 \text{ см}$  (рис. 2.8).

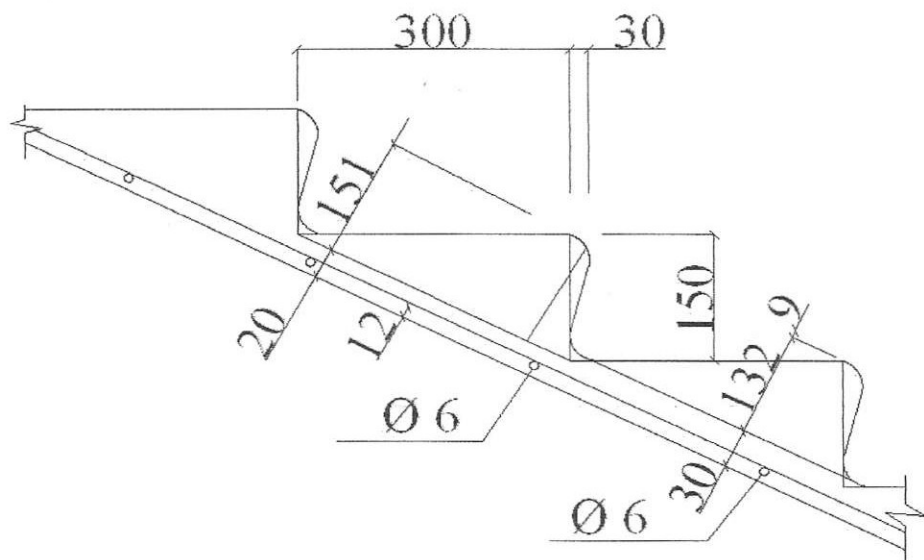


Рис. 2.8 Поперечний переріз сходинок маршу.

При діаметрі стержнів арматури  $d = 6$  мм і товщині захисного шару бетону  $c = 10$  мм, віддаль від центру ваги площі перерізу арматури до розтягнутої грані бетону

$$a = c + \frac{d}{2} = 10 + \frac{6}{2} = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см},$$

$$\text{а робоча висота перерізу } h_0 = h - a = 171 - 12 = 159 \text{ мм} = 15,9 \text{ см}.$$

Ширина трикутного перерізу на рівні краю стиснутого волокна  $b_c = 0$ , на рівні центру ваги розтягнутої арматури:

$$b_t = \frac{300}{\cos \alpha} + \frac{9}{\cos^2 \alpha} = \frac{300}{0,8944} + \frac{9}{0,8944^2} = 346,7 \text{ мм} \approx 35 \text{ см}$$

$$n = \frac{b_c}{b_t} = \frac{0}{35} = 0$$

$$\xi_R = 0,447$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,015} = 0,026 < \xi_R = 0,480$$

Необхідна площа поперечного перерізу арматури для одної сходинки:

$$A_{s1} = \xi \cdot b_t \cdot h_0 \cdot \varphi / f_{yd} = 0,0026 \cdot 35 \cdot 15,9 \cdot 1,305 / 36,5 = 0,041 \text{ см}^2 \leq$$

$$\leq \mu_{\min} \cdot 0,5 \cdot b_t \cdot h_0 = 0,0005 \cdot 0,5 \cdot 35 \cdot 15,9 = 0,139 \text{ см}^2$$

і на 1 метр довжини маршу:

$$A_s^{\text{потр}} = \frac{A_{s1}}{b_t} = \frac{0,139}{0,35} = 0,397 \text{ см}^2$$

Приймаємо зварну сітку С  $\frac{\emptyset 6 A 240 C \times 200}{\emptyset 6 A 240 C \times 200} \cdot 1190 \cdot 3470 \cdot \frac{20}{20}$  (рис. 2.8)

$$A_s^{\text{пр}} = 0,63 \text{ см}^2 \geq A_s^{\text{потр}} = 0,397 \text{ см}^2$$

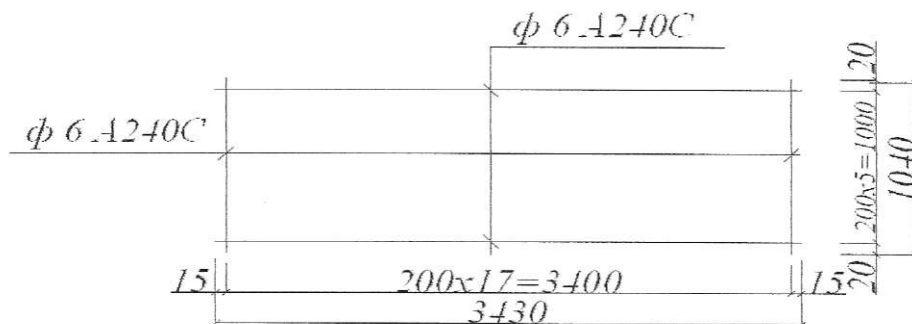


Рис. 2.8 Армуння плити сходового маршу.

### Розрахунок маршу на монтажні зусилля

Для піднімання, монтування і складування в марші запроєктовані отвори  $\varnothing 30$  мм. Якщо приймати варіант монтажних петель, то їх розташовуємо на місцях отворів і тоді розрахунок ведемо за даліше приведеною схемою (рис.2.10).

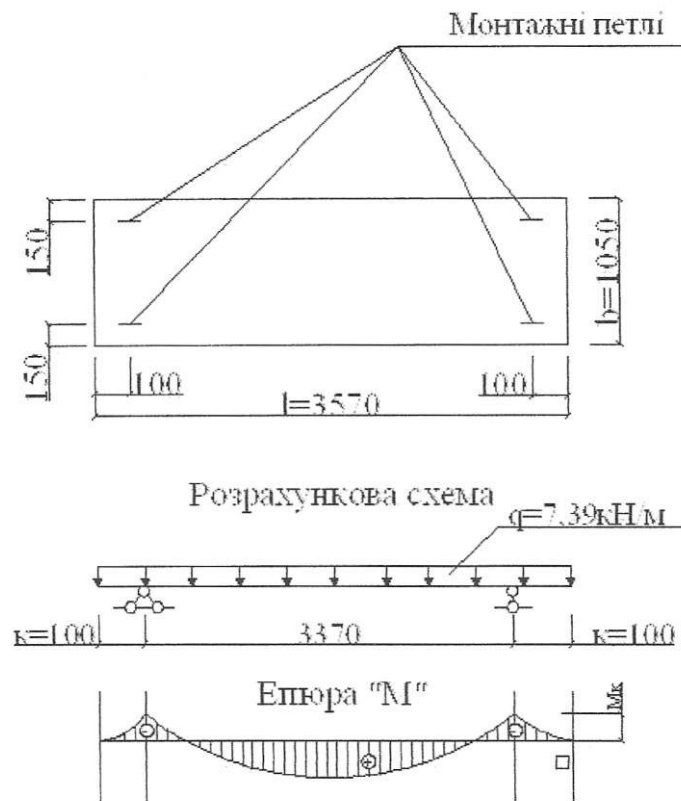


Рис. 2.10. Розрахункова схема сходового маршу на транспортні зусилля.

### Перевірка міцності

Маса маршу  $G = 1500$  кг = 15кН (1кН = 100 кг)

Навантаження від власної ваги маршу з врахуванням коефіцієнту динамічності  $\gamma_g = 1,6$  і коефіцієнту надійності щодо навантаження  $\gamma_f = 1,1$ .

$$g_n = G / l \cdot b = 15 / 3,57 \cdot 1,05 = 4 \text{ кН/м}^2$$

$$q = g_n \cdot b \cdot \gamma_g \cdot \gamma_f = 4 \cdot 1,2 \cdot 1,6 \cdot 1,1 = 8,57 \text{ кН/м}^2$$

Згинальний момент консолі

$$M_K = \frac{q \cdot \ell_K^2}{2} = \frac{7,39 \cdot 0,1^2}{2} = 0,043 \text{ кН} \cdot \text{м} = 4,3 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$b_{\text{сер}} = \frac{b_{\text{в}} + b_{\text{н}}}{2} = \frac{240 + 200}{2} = 220 \text{ мм} = 22 \text{ см}$$

Площа поперечного перерізу арматури:

$$2\text{Ø}8 \text{ A240C } A_{s1} = 1,01 \text{ см}^2, f_{yd} = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$$

$$2\text{Ø}6 \text{ A240C } A_{s2} = 0,57 \text{ см}^2, f_{yd} = 375 \text{ МПа} = 37,5 \text{ кН/см}^2$$

$$\text{Віддаль } a = c + d/2 = 10 + 8/2 = 14 \text{ мм} = 1,4 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 157 - 14 = 143 \text{ мм} = 14,3 \text{ см.}$$

Висота стиснутої зони:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b_{\text{сер}}} = \frac{21,8 \cdot 1,01 + 21,8 \cdot 0,57}{1,305 \cdot 22} = 1,38 \text{ см}$$

Визначаємо, який граничний момент може сприйняти наявна арматура:

$$M_u = f_{yd} \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = (f_{yd} \cdot A_{s1} + f_{yd} \cdot A_{s2}) \cdot (h_0 - 0,5x) =$$

$$= (22,5 \cdot 1,01 + 37,5 \cdot 0,42) \cdot (14,3 - 0,5 \cdot 1,38) = 523,71 \text{ кН} \cdot \text{см} > M_k = 4,3 \text{ кН} \cdot \text{см,}$$

отже міцність забезпечена (рис. 2.11).

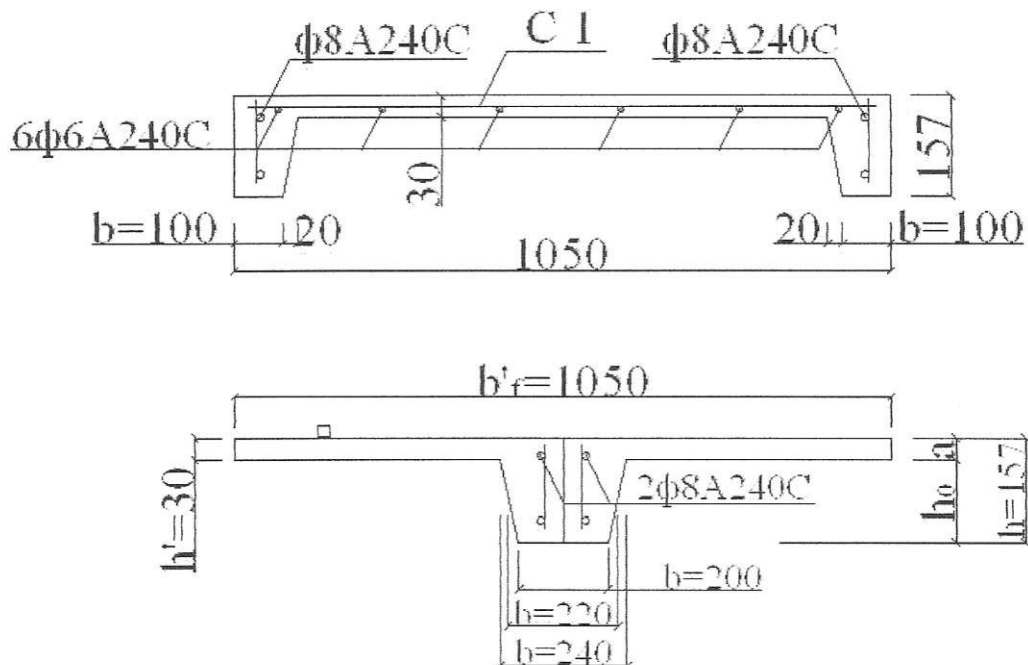


Рис. 2.11 Розрахунковий переріз сходового маршу.

### Розрахунок монтажних петель

Вага маршу з врахуванням коефіцієнтів  $\gamma_g = 1,4$ ;  $\gamma_f = 1,1$

$$G_{\text{маршу}} = g_n \cdot l \cdot b \cdot \gamma_g \cdot \gamma_f = 4 \cdot 3,49 \cdot 1,2 \cdot 1,4 \cdot 1,1 = 86,18 \text{ кН}$$

$$\text{(або } G_M = G \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f = 17 \cdot 1,4 \cdot 1,1 = 26,18 \text{ кН).}$$

Площа поперечного перерізу петлі з врахуванням можливого перехилу на дві петлі з сталі А240С  $f_{yd} = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$

$$A_s^{\text{потр}} = \frac{G_M}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{23,1}{2 \cdot 21,8} = 0,582 \text{ см}^2$$

Приймаємо петлю  $\text{Ø}10\text{A}240\text{C}$

$$A_s^{\text{пр}} = 0,785 \text{ см}^2 > A_s^{\text{потр}} = 0,582 \text{ см}^2$$

## 2.2. Розрахунок перерізу крокв

Проведемо розрахунок кроквяної ноги.

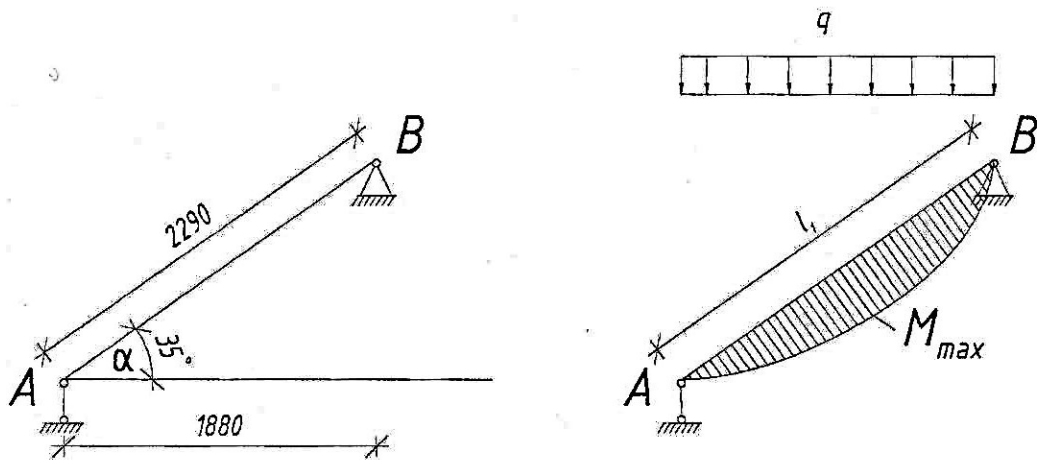


Рис. 2.1 Розрахункова схема кроквяної ноги.

Табл. 2.2 Збір навантаження від покрівлі для перерізу 2-2

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Постійне			
1	2	3	4
Металочерепиця	0,05	1,1	0,055
Обрешітка (дошки 25×100 мм, крок 350 мм)	0,05	1,1	0,055
Контррейка ( брусок 50×50 мм)	0,013	1,1	0,014
Гідроізоляція (1 шар гідроізоляційної плівки $\rho=96$ г/м )	0,002	1,05	0,0021
Утеплювач (мінеральна вата, товщина 150 мм, $\rho=220$ кг/м <sup>3</sup> )	0,33	1,1	0,363
Власна вага їм крокви (брус 80×150 мм)	0,06	1,1	0,066

1	2	3	4
Гіпсокартон (товщина 15 мм, $\rho=1200 \text{ кг/м}^3$ )	0,18	1,1	0,198
Всього	0,685		0,7531
Тимчасове			
Снігове навантаження	0,481		1,12
Всього	1,166		1,8731

Граничне розрахункове значення снігового навантаження :

$$S_m = \gamma_{fn} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1310 \cdot 0,75 = 1,12 \text{ кН/м}^2$$

Де  $\gamma_{fn} = 1,14$  — коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно п.8.11.ДБН В. 1.2.2 -2006[ ],  $S_0=1310 \text{ Па}$  - характеристичне значення снігового навантаження для м.Львів:

$$C = \mu \cdot C_b \cdot C_{alt} = 0,75 \cdot 1 \cdot 1 = 0,75,$$

де  $\mu = 0,75$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за дод. Ж ДБН В.1.2.2 -2006;

$C_b=1$  - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається згідно п.8.9.ДБН В.1.2.2 -2006;

$C_{alt}=1$  - коефіцієнт географічної висоти згідно п.8.10.ДБН В.1.2.2-2006( $C_{alt}=1$  при  $H < 0,5 \text{ км}$ );

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_n = \gamma_{fn} \cdot S_0 \cdot C = 0,49 \cdot 1310 \cdot 0,75 = 0,48 \text{ кН/м}^2,$$

де  $\gamma_{fn}=0,49$  - коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначається згідно п.8.12. ДБН В. 1.2.2 -2006; Б

$S_0 = 1310 \text{ Па}$  - характеристичне значення снігового навантаження для м.Львів;

$$C = \mu \cdot C_b \cdot C_{alt} = 0,75 \cdot 1 \cdot 1 = 0,75$$

Кроквяну ногу розглядаємо як балку на двох опорах. Небезпечним перерізом крокв'яної ноги є переріз в середині прольоту АВ. Приймаємо крок крокв 0,7 м. Наперед задаємося перерізом крокви 8×15 см.

Згинальний момент в цьому перерізі визначається за формулою:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot \ell_1^2 \cdot 0,7}{8} = \frac{1,8731 \cdot 2,292 \cdot 0,7}{8} = 85,9 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Момент опору перерізу:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{8 \cdot 15^2}{6} = 300 \text{ см}^2$$

Міцність перерізу перевіряємо за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{85,9}{300} = 0,29 \text{ кН/см}^2 = 2,9 \text{ МПа} \leq R_{\text{и}} = 13 \text{ МПа}$$

де  $R_{\text{и}} = 13 \text{ МПа}$  - розрахунковий опір згину сосни 2-ого сорту вологістю  $W=12\%$ .

Знаходимо момент інерції перерізу:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{8 \cdot 15^3}{12} = 2250 \text{ см}^4$$

Перевірка жорсткості крокв'яної ноги:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell_1^4}{E \cdot I \cdot \cos \alpha} = \frac{5 \cdot 1,166 \cdot 229^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 2250 \cdot 0,819} = 0,21 \text{ см} <$$

$$< \frac{\ell_1}{200} = 1,145 \text{ см, де}$$

$E=10^4 \text{ МПа}$  - модуль пружності сосни.



## 2.3 Розрахунок фундаменту.

### 2.3.1 Інженерно-геологічні умови будівництва.

В геоморфологічному відношенні досліджувана ділянка відноситься до Львівського Плато. Поверхня ділянки проектованого будівництва рівна, з незначним перепадом висот.

В геологічній будові ділянки беруть участь сучасні та верхньочетвертинні еолово-делювіальні відклади представлені суглинками тугопластичними, з тонкими прошарками пластичного супіску та напівтвердого суглинку, які перекриті з поверхні ґрунтово-рослинним шаром, потужність якого складає до 0,6 м.

Ґрунтові води під час буріння свердловин до глибини 4,0 м не зустрінуті. При інтенсивних атмосферних опадах можливе утворення тимчасового горизонту ґрунтових вод на глибині 2,5÷3,0 м в прошарках супісків.

Ґрунти:

1) Ґрунтово-рослинний шар.

Суглинисті ґрунти рихлі, переміщені, з вмістом рослинних та органічних решток, з корінням рослин, темно-сірі.

- питома вага ґрунту  $\gamma_n = \gamma_{II} = 17,0 \text{ кН/м}^3$ .

2) Суглинок від напівтвердого до тугопластичного, легкий, пилуватий, з прошарками та лінзами пластичного супіску, з плямами озалізнення, жовто-сірий, жовто-коричневий.

- питома зчеплення  $c_n = c_{II} = 23,0 \text{ кПа}$ ;

- кут внутрішнього тертя  $\varphi_n = \varphi_{II} = 21,0^\circ$ ;

- модуль деформації  $E_n = E_{II} = 11,0 \text{ МПа}$ ;

- розрахунковий опір ґрунту (попередній)  $R_0 = 200 \text{ кПа}$ ;

- питома вага ґрунту  $\gamma_n = \gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3$ .

Висновок: природною основою для всього фундаменту проектованого будівництва служить ґрунт №2. Нормативна глибина промерзання ґрунтів складає 80 см.

### 2.3.2 Визначення навантажень на 1 м.п. фундаменту.

Розрахунку підлягають фундаменти під зовнішню (вісь 4-4) та внутрішню (вісь 3-3) несучі стіни.

**Табл.2.3 Збір навантаження на 1 м.п. фундаменту внутрішньої стіни (вісь 3-3)**

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Від покриття	$1,016 \cdot 4,4 = 4,47$		$1,6971 \cdot 4,4 = 7,47$
Від горіщного перекриття	$1,44 \cdot 3,27 = 4,71$		$1,724 \cdot 3,27 = 5,64$
Від перекриття над другим поверхом	$6,74 \cdot 4,4 = 29,66$		$7,73 \cdot 4,4 = 34,01$
Від перекриття над першим поверхом	$6,74 \cdot 4,4 = 29,66$		$7,73 \cdot 4,4 = 34,01$
Цегляна внутрішня стіна $t=0,38\text{м}, h=11,4\text{м}, \rho=1800\text{кг/м}^3$	$0,38 \cdot 1,0 \cdot 11,4 \cdot 18 = 77,98$	1,1	85,78
Власна вага фундаменту $t=0,4\text{м}, h=1,2\text{м}, \rho=2200\text{кг/м}^3$	$0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 22 = 10,56$	1,1	11,62
Разом	157,04		178,53

**Табл. 2.4 Збір навантаження на 1 м.п. фундаменту зовнішньої стіни (вісь 4-4)**

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4

1	2	3	4
Від покриття	$1,0164 \cdot 2,2 = 2,24$		$1,6971 \cdot 2,2 = 3,74$
Від орищного перекриття	$1,44 \cdot 1,64 = 2,36$		$1,724 \cdot 1,64 = 2,82$
Від перекриття над другим поверхом	$6,74 \cdot 2,2 = 14,83$		$7,73 \cdot 2,2 = 17$
Від перекриття над першим поверхом	$6,74 \cdot 2,2 = 14,83$		$7,73 \cdot 2,2 = 17$
Цегляна внутрішня стіна $l=0,38\text{м}, l_i=8,3\text{м} \rho=1800\text{кг/м}^3$	$0,38 \cdot 1,0 \cdot 8,3 \cdot 18 = 56,77$	ід	62,45
Власна вага фундаменту $l=0,4\text{м}, h=1,2\text{м} \rho=2200\text{кг/м}^3$	$0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 22 = 10,56$	ід	11,62
Разом	101,59		114,63

### 2.3.3 Визначення ширини підшви фундаментів:

#### а) внутрішня стіна (вісь 3-3)

Попередньо площу підшви фундаменту визначимо за формулою:

$$A = \frac{\Sigma F_{v,n}^{3-3}}{R_0 - \gamma \cdot \beta \cdot d},$$

де  $\Sigma F_{v,n}^{3-3}$  - сумарне вертикальне нормативне (експлуатаційне) навантаження в даному перерізі;

$R_0$  - розрахунковий опір ґрунту під подушкою фундаменту:  $R_0 = 200$  кПа;

$\gamma$  - питома вага залізобетону:  $\gamma = 25$  кН/м<sup>3</sup>;

$\beta = 0,8$  - коефіцієнт;

$d$  - глибина закладання фундаменту.  $d = 0,95$  м.

$$A = \frac{\Sigma F_{v,n}^{3-3}}{R_0 - \gamma \cdot \beta \cdot d} = \frac{157,04}{200 - 25 \cdot 0,8 \cdot 0,95} = 0,87\text{м}^3,$$

Для осі 3-3 приймаємо ширину подошви фундаменту  $B=1\text{м}$ , тоді  $A=1\cdot 1=1\text{м}^2$ .

Перевірку правильності підібраних розмірів фундаменту проведемо за формулою:

$$p = \frac{\Sigma F_{v,n} + G_{f,n} + G_{gr,n}}{A} \leq R ,$$

де  $G_{f,n}$ - вага фундаменту;

$G_{gr,n}$ - вага ґрунту над фундаментом;

$R$ - розрахунковий опір ґрунту основи.

$$G_{f,n}=(0,3\cdot 1+0,4\cdot 0,9)\cdot 1\cdot 25=16,5 \text{ кН}$$

$$G_{gr,n}=(0,53\cdot 0,3\cdot 2)\cdot 1\cdot 17=5,4 \text{ кН.}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}),$$

де  $k = 1,1$  – оскільки міцнісні характеристики ґрунту визначені за таблицями

$\gamma_{c1}=1,1$  ;  $\gamma_{c2}=1,1$  згідно ДБН В.2.1-10-2009 - коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи і умов роботи споруди у відповідності з основою;

$\gamma_{II}$ ,  $\gamma'_{II}$ - усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, залягаючих нижче і відповідно вище, подошви фундаменту.

$$\gamma_{II}=19,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II}=(19,5\cdot 0,05+17\cdot 0,48)/(0,05+0,48)=17,24 \text{кН/м}^3;$$

$k_2= 1,1$ - коефіцієнт, що залежить від розміру подошви фундаменту ( $b<10$ );

$M_{\gamma}=0,56$  ;  $M_q=3,24$  ;  $M_c=8,84$  згідно ДБН В.2.1-10-2009;

$c_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту;

$$c_{II}=12 \text{ кПа (згідно ДБН В.2.1-10-2009);}$$

$d_1$  = розрахункове значення глибини закладання фундаменту;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{gr}}{\gamma_{II}} = 0,53 + 0,42 \cdot \frac{16}{19,5} = 0,87 \text{ м, де}$$

$h_8$ - товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту, м,  $h_s=0,53$  м;

$h_{cf}$  - товщина конструкцій підлоги підвалу,  $h_{cf}=0,42$  м;

$\gamma_{gr}$  - розрахункове значення питомої ваги конструкцій підлоги підвалу,

$$\gamma_{gr} = 16 \text{кН/м}^3;$$

$d_b=0$  м - глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу);

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,1}{1,1} \cdot (0,56 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 19,5 + 3,24 \cdot 0,87 \cdot 17,24 + (3,24 - 1) \cdot 0 \cdot 17,24 + 8,84 \cdot 12) = 183,36 \text{кН/м}^2,$$

$$p = \frac{157,04 + 16,5 + 5,4}{1} = 178,94 \text{кН/м}^2 \leq 183,36 \text{кН/м}^2$$

Розходження між  $p$  і  $R$  повинна складати тах 5%.

Перевірка розбіжності:

$$(R - p)/R \cdot 100\% = (183,36 - 178,94)/183,36 \cdot 100\% = 0,033 \cdot 100\% = 3,3\% < 5\%.$$

Отже, приймаємо остаточну ширину подушки  $B=1$  м.

#### **б) зовнішня стіна (вісь 4-4)**

Попередньо площу підшви фундаменту визначимо за формулою:

Попередньо площу підшви фундаменту визначимо за формулою:

$$A = \frac{\Sigma F_{v,n}^{4-4}}{R_0 - \gamma \cdot \beta \cdot d},$$

де  $\Sigma F_{v,n}^{4-4}$  - сумарне вертикальне нормативне(експлуатаційне) навантаження в даному перерізі.

$$A = \frac{\Sigma F_{v,n}^{4-4}}{R_0 - \gamma \cdot \beta \cdot d} = \frac{101,59}{200 - 25 \cdot 0,8 \cdot 0,95} = 0,56 \text{м}^2,$$

Для осі 4-4 приймаємо ширину підшви фундаменту  $B=0,6$ м, тоді  $A=0,6 \cdot 1=1 \text{м}^2$ .

Перевірку правильності підібраних розмірів фундаменту проведемо за формулою:

$$p = \frac{\Sigma F_{v,n} + G_{f,n} + G_{gr,n}}{A} \leq R,$$

де  $G_{f,n}$ - вага фундаменту;

$G_{gr,n}$ - вага ґрунту над фундаментом;

$R$ - розрахунковий опір ґрунту основи.

$$G_{f,n} = (0,3 \cdot 0,6 + 0,4 \cdot 0,9) \cdot 1 \cdot 25 = 13,5 \text{ кН}$$

$$G_{gr,n} = (0,53 \cdot 0,1 \cdot 2) \cdot 1 \cdot 17 = 1,8 \text{ кН.}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}),$$

де  $k = 1,1$  - оскільки міцнісні характеристики ґрунту визначені за таблицями

$\gamma_{c1} = 1,1$  ;  $\gamma_{c2} = 1,1$  згідно ДБН В.2.1-10-2009 - коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи і умов роботи споруди у відповідності з основою;

$\gamma_{II}$ ,  $\gamma'_{II}$  - усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, залягаючих нижче і відповідно вище, підшви фундаменту.

$$\gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = (19,5 \cdot 0,05 + 17 \cdot 0,48) / (0,05 + 0,48) = 17,24 \text{ кН/м}^3;$$

$k_z = 1,1$  - коефіцієнт, що залежить від розміру підшви фундаменту ( $b < 10$ );

$M_{\gamma} = 0,56$  ;  $M_q = 3,24$  ;  $M_c = 8,84$  згідно ДБН В.2.1-10-2009;

$c_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту;

$$c_{II} = 12 \text{ кПа (згідно ДБН В.2.1-10-2009);}$$

$d_1$  = розрахункове значення глибини закладання фундаменту;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{gr}}{\gamma_{II}} = 0,53 + 0,42 \cdot \frac{16}{19,5} = 0,87 \text{ м, де}$$

$h_s$  - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту, м,  $h_s = 0,53$  м;

$h_{cf}$  - товщина конструкцій підлоги підвалу,  $h_{cf} = 0,42$  м;

$\gamma_{gr}$  - розрахункове значення питомої ваги конструкцій підлоги підвалу,

$$\gamma_{gr} = 16 \text{ кН/м}^3;$$

$d_b = 0$  м - глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу);

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,1}{1,1} \cdot (0,56 \cdot 1,1 \cdot 0,6 \cdot 19,5 + 3,24 \cdot 0,87 \cdot 17,24 +$$

$$+(3,24 - 1) \cdot 0 \cdot 17,24 + 8,84 \cdot 12) = 178,56 \text{кН/м}^2,$$
$$p = \frac{101,59 + 13,5 + 1,8}{0,6} = 177,43 \text{кН/м}^2 < 177,56 \text{кН/м}^2$$

Розходження між  $R$  повинна складати max 5%.

Перевірка розбіжності:

$$(R - p)/R \cdot 100\% = (177,56 - 177,43)/177,56 \cdot 100\% = 0,007 \cdot 100\% = 0,7\% < 5\%.$$

Отже, приймаємо остаточну ширину подушки  $B=0,6$  м.

### 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

#### 3.1. Технологія влаштування покрівлі з металочерепиці

Листи металочерепиці поставляються на будівельні об'єкти з заводу, як правило, за попередньо заявленим розмірами, які встановлюються в результаті ретельних обмірів схилів даху.

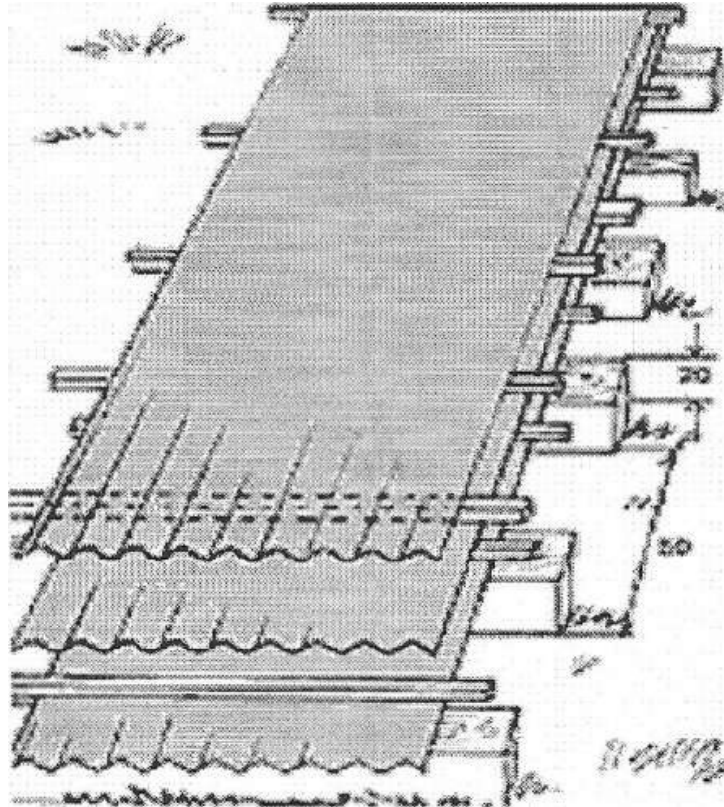


Рис.3.1 Зберігання металочерепиці.

При обмірах ската враховується неодмінна умова - листи металочерепиці укладають на риштування так, щоб край її виступав назовні не більше ніж на 40 мм. Перевищення цього розміру (40 мм) не допускається через можливу деформації листа під сніговим навантаженням. При влаштуванні крокв і риштування не повинно бути перекосів, скати повинні мати всі розміри відповідно до проекту.

Знаючи стандартну корисну ширину листів металочерепиці, можна підрахувати необхідну їх кількість. При довжині скатів більше 6,5 м листи рекомендується розбивати на два шматки з нахлестом не менше 200 мм. Зберігати листи металочерепиці, що надійшли із заводу на будівельний



майданчик, потрібно в такий спосіб: привезені листи металочерепиці в заводській упаковці повинні бути укладені на рівному місці на бруси товщиною до 20 см з кроком до 0,5 м (рис 3.1). Висота стопки аркушів - не більше 1 м.

Перед початком влаштування покрівлі з металочерепиці зробити контрольний обмір скатів з встановленням площинності та їх перпендикулярності по відношенню до ліній конька і карнизів. Цей процес є контрольним тому, що він буде забезпечувати (визначати) якість укладання металочерепиці. Решетування під листи металочерепиці виконується з антисептованих дощок перерізом  $25 \times 100$  мм з відстанню по осях від крайньої обрешітки - 300 мм, наступні відстані між осями - 350 мм.

Вихідна на карниз дошка повинна бути на 10-15 мм товща від інших. Обрешітку слід укладати зверху через контр-рейку товщиною 50 мм по вільно покладеному на крокви гідропароізоляційного матеріалу з метою забезпечення вентиляції під покрівельними листами (між гідроізоляційним матеріалом і металочерепицею) і запобігання утворенню конденсату з нижньої сторони покрівельного листа.

Матеріал гідропароізоляції повинен вбирати вологу з боку теплоізоляції або мати можливість пропускати через себе пару в область підпокрівельного простору. Для хорошої вентиляції підпокрівельного простору створюються зазори так чином, щоб струмінь холодного повітря безперешкодно міг пройти від карниза під коник даху. Вентиляційні отвори влаштовуються в найвищому місці покрівлі.

Плівка встановлюється горизонтально безпосередньо на крокви або іншу несучу конструкцію даху. Мінімальний зазор під плівкою повинен складати 50 мм.

При влаштуванні обрешітки під листами металочерепиці в сирих приміщеннях залишають зазор (мінімум 50 мм) між верхньою поверхнею гідроізоляції та нижньої металочерепиці. Така конструкція вимагає підняти

обрешітку на 50 мм. Для цього при установці гідропароізоляції на крокви набивають дошки перетином 25×100 мм.

Для запобігання просочування вологи на обрешітку під коньок слід прибити смугу гідроізоляційного матеріалу

Дошки на торцевих ділянках і дошки ребристою обшивки, що виходять на карнизи, повинні бути вище решетування на висоту профільного аркуша. Карнизна планка повинна бути закріплена до укладання листів металочерепиці оцинкованими цвяхами через 300 мм. Щоб конькова планка була добре закріплена, під неї по обидві сторони прибивають по дві додаткові дошки.

Монтаж листів металочерепиці починається з торцевих ділянок на двосхилому даху. Закріплення місць нахлест гвинтами.

Капілярна канавка кожного листа повинна бути накрита наступним листом. Закріплення листів над капілярними канавками в місцях нахлестів. Монтаж покрівельних листів можна починати як з лівого, так і з правого торця. Коли монтаж починають з лівого краю, то наступний лист встановлюють під останню хвилю попереднього листа. Край листа встановлюють по карнизу і кріпиться з виступом від карниза на 40 мм.

Кріплення листів металочерепиці починати з закріплення трьох-чотирьох аркушів самонарізними гвинтами на коньку, вирівняти їх строго по карнизу, потім кріпити остаточно по всій довжині. Для цього встановити перший лист і прикріпити його одним самонарізним гвинтом біля конька. Потім укласти другий аркуш так, щоб нижні краї становили рівну лінію. Скріпити нахлест одним самонарізним гвинтом по верху хвилі під першою поперечною складкою.

Якщо виявиться, що листи не стикуються, слід спочатку підняти лист від іншого, потім, злегка нахиляючи аркуш і рухаючись знизу нагору, укласти складку за складкою й скріплювати самонарізаючі гвинтом по верху хвилі під кожною поперечною складкою.

Профільні листи кріпити самонарізуючими гвинтами із забарвленою восьмигранною головкою з шайбою ущільнювача, які угвинчують в прогин хвилі профілю під поперечною хвилею перпендикулярно до листів. Використовуються, як правило, гвинти розміром 4,5 x25 (35) мм. На кожен квадратний метр профілю встановлюють 7 самонарізних гвинтів, враховуючи, що по краю лист кріпиться тільки в кожній другій хвилі. У місцях поздовжніх нахлестів листи металочерепиці рекомендується скріплювати між собою за допомогою самонарізних гвинтів розміром 4,5 x19 мм з кроком через одну хвилю. У місцях поперечних нахлестів лист металочерепиці по довжині рекомендується забезпечити "перехлест" аркушів не менше 200 мм.

У місцях єндів повинен встановлюватися гладкий лист шириною 1250мм посуцільній обрешітці. Гладкий лист кріпити до суцільної обрешітки оцинкованими цвяхами.

Після укладання листів металочерепиці рекомендується встановити зверху декоративну планку. Планку встановлювати строго по шнуру, крок гвинтів 200÷300 мм.

Торцеву планку кріплять до дерев'яної основи самонарізними гвинтами, ця планка покриває торець поверх хвилі профілю. Планку встановлювати строго по шнуру, крок гвинтів 200÷300 мм.

Коньок даху повинен закриватися коньковими елементами після установки всіх рядових листів металочерепиці та закріплення ущільнювальної прокладки. Конькові елементи повинні закріплюватися самонарізуючими гвинтами на кожній другій профільній хвилі. Між коньком і листами металочерепиці рекомендується встановлювати спеціальну профільну прокладку ущільнювача. Конькову планку встановлювати строго по шнуру, крок гвинтів 200÷300 мм. Профільна ущільнювальна прокладка кріпиться до решетування тонкими оцинкованими цвяхами.

Скочування снігу над входом в будівлю явище небезпечне, тому на відстані близько 350 мм від карниза під другим поперечним малюнком слід закріпити спеціальний снігозатримувальний пристрій. Кріплення слід

здійснити крізь лист до решетування великим самонарізним гвинтом або болтом.

Обрізка листів металочерепиці проводиться ножівкою по металу, ножицями або ручною електропилою з твердосплавними зубами. Всі місця зрізу, сколів і пошкоджень захисного шару повинні бути пофарбовані для запобігання листа металочерепиці від кромочної корозії. Для безпечної експлуатації даху необхідно встановити:

- сходи для підйому на дах;
- перехідні містки повинні бути закріплені на даху, якщо ухил складає більше, ніж 1:8.

Кріплення під місток фіксуються шурупами через листи метало черепиці до додаткової підстави. Відстань між кріпленнями -1000 мм.

Сходи на даху кріпляться шурупами крізь лист до решетування. У місцях примикання аркушів металочерепиці до вертикальних поверхонь (стіни, труби і т. п.) рекомендується встановлювати планки стиків.

### **3.2. Вимоги до якості і приймання робіт**

1. У процесі підготовки та виконання покрівельних робіт перевіряють:
  - якість листів металочерепиці (відсутність подряпин, деформацій, вигинів, надламів, розміри по довжині);
  - якість виконання обрешітки (переріз дошок обрешітки, відстань між ними і відповідність проектному рішенню);
  - наявність гідроізоляційного матеріалу;
  - наявність торцевих, конькових, карнизних планок;
  - готовність всіх конструктивних елементів для виконання покрівельних робіт;
  - правильність виконання всіх примикань до виступаючих конструкцій;
  - правильність виконання вентиляційного каналу;
  - правильність виконання конька, єндови, карнизів;

- правильність установки і закріплення сходів, перехідних містків, сходів на даху, правильність влаштування системи водовідведення.
- 2. Приймання робіт повинна супроводжуватися ретельним оглядом зовнішніх поверхонь покрівлі, особливо в єндовах, на карнизних ділянках, у місцях пристрою конька, всієї водовідвідної системи.
- 3. Виконана покрівля з металочерепиці повинна відповідати таким вимогам: всі листи металочерепиці, у тому числі конькові елементи повинні бути щільно прикріплені до решетування, без перекосів, з дотриманням нахлестів. На поверхні листів металочерепиці не повинно бути пошкоджень, зламів, вм'ятин, подряпин.
- 4. Виявлені при огляді готової покрівлі виробничі дефекти повинні бути виправлені до здачі будинку в експлуатацію.
- 5. Приймання готової покрівлі повинна бути оформлена актом з оцінкою якості робіт.
- 6. Приймання виконаних робіт підлягає огляду актами прихованих робіт, у тому числі виконаної пароізоляції, теплоізоляції, гідроізоляційного шару (якщо ці елементи конструкції є) пристрій антен, розтяжок, стояків, мансардних вікон.

### 3.3. Підбір крану для подачі крокв.

Визначаємо необхідні параметри монтажного крану - вантажопідйомність, виліт стріли та висоту підйому гака.

Для автомобільного крану розрахунок необхідних параметрів ведеться по формулах:

- 1) вантажопідйомність крану  $P=P_B+g$ ;
- 2) висота головки стріли  $H_{стр}^{потр} = h + h_3 + h_e + h_c + h_{п}$ ;
- 3) мінімальний виліт стріли

$$l_{стр}^{потр} = \frac{(c + d + e) \cdot (H_{стр}^{потр} - h_{ш})}{h_{п} + h_c};$$

- 4) мінімальна довжина стріли

$$L_{\text{стр}}^{\text{потр}} = \sqrt{(\ell_{\text{стр}}^{\text{потр}})^2 + (H_{\text{стр}}^{\text{потр}} - h_{\text{ш}})^2},$$

де  $h_{\text{ш}}$  - висота поліспасти або мінімальна відстань від крюка до головки стріли, м;

$c$  - мінімальна відстань від конструкції стріли до елемента, який монтується або між конструкцією стріли і раніше змонтованими конструкціями будинку,  $c=0,5$  м;

$d$  - величина частини конструкції яка виступає від центру стропування в сторону стріли крана, м;

$e$  - половина товщини конструкції стріли на рівні імовірних торкань з конструкціями які піднімаються або раніше змонтованими конструкціями, м,  $e=0,1$  м;

$h_{\text{ш}}$ - висота шарніра п'яти стріли над рівнем стоянки крана,  $h_{\text{ш}}=1,5$ м.

$h$  - товщина елемента,що монтується, м;

$h_3$  - перевищення нижнього торця елемента який монтується над рівнем опори, необхідне по умові монтажу для того щоб завести конструкцію до місця встановлення або перенесення через раніше змонтовані конструкції, м,  $h_3=0,5$  м;

$h_e$  - висота, на яку відбувається монтаж, м;

$h_c$  - висота стропування в робочому положенні від верху елемента який монтується до крюка крана, м;

$P_e$ - вага елемента що монтується з оснасткою, т;

$g$  - маса вантажопідйомного пристосування, т.

При бетонуванні фундаменту кран рухається повздовж ряду колон:

1. Вантажопідйомність крана  $P = 0,1 + 0,05 = 0,15$ т,  
При цьому висота підйому гака складає  $15 - 2,2 = 12,8$ м.
2. Висота головки стріли  $H_{\text{стр}}^{\text{потр}} = 0,15 + 0,5 + 11,65 + 0,5 + 2,2 = 15$ м;
3. Мінімальний виліт стріли

$$\ell_{\text{стр}}^{\text{потр}} = \frac{(0,5 + 0,45 + 0,1) \cdot (15 - 1,5)}{0,5 + 2,2} = 5,25\text{м};$$

#### 4. Мінімальна довжина стріли

$$L_{\text{стр}}^{\text{потр}} = \sqrt{5,25^2 + (15 - 1,5)^2} = 14,5\text{м};$$

Вибираємо кран КС-45729-А (рис. 3.2), дана вантажопідйомність виконується при будь-якому вильоті стріли.

Технічні характеристики крана КС-45729-А (рис. 3.3):

максимальна вантажопідйомність - 16,2т;

максимальна висота підйому - 20,4м,

максимальний виліт стріли - 18,0м,

мінімальний виліт стріли - 3,0м,

висота підйому при максимальному вильоті 10,0м

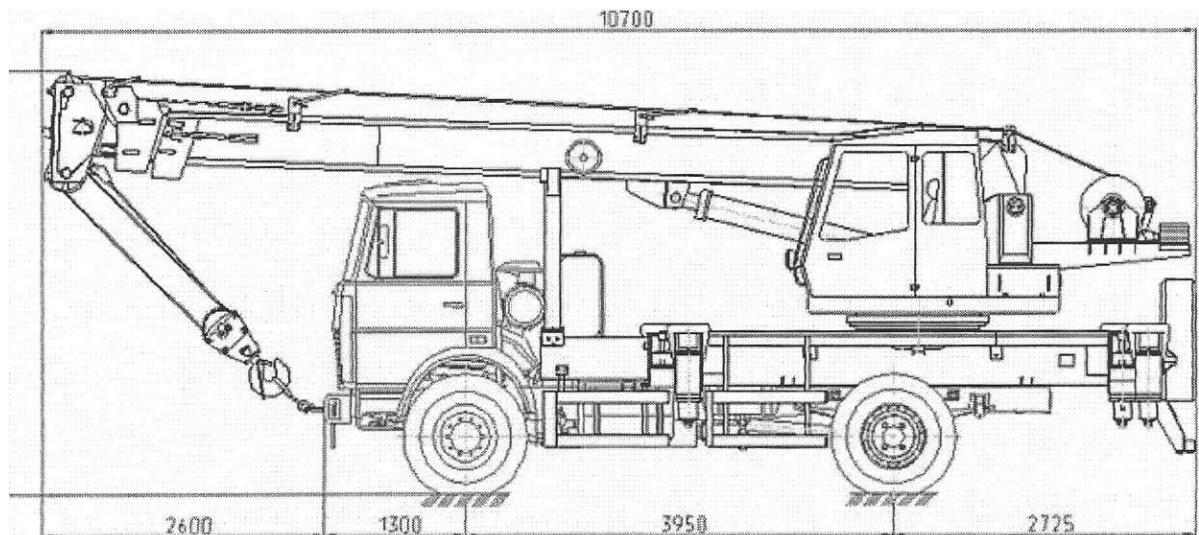


Рис. 3.2 Кран КС-45729-А.

### 3.4. Техніка безпеки при влаштуванні даху

1. Всі покрівельні роботи слід виконувати відповідно до вимог затвердженого проекту виконання робіт, з яким робітник повинен бути ознайомлений, проект виробництва робіт повинен знаходитися на будівельному майданчику.

2. Забороняється проводити покрівельні роботи під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15м/с і більше.

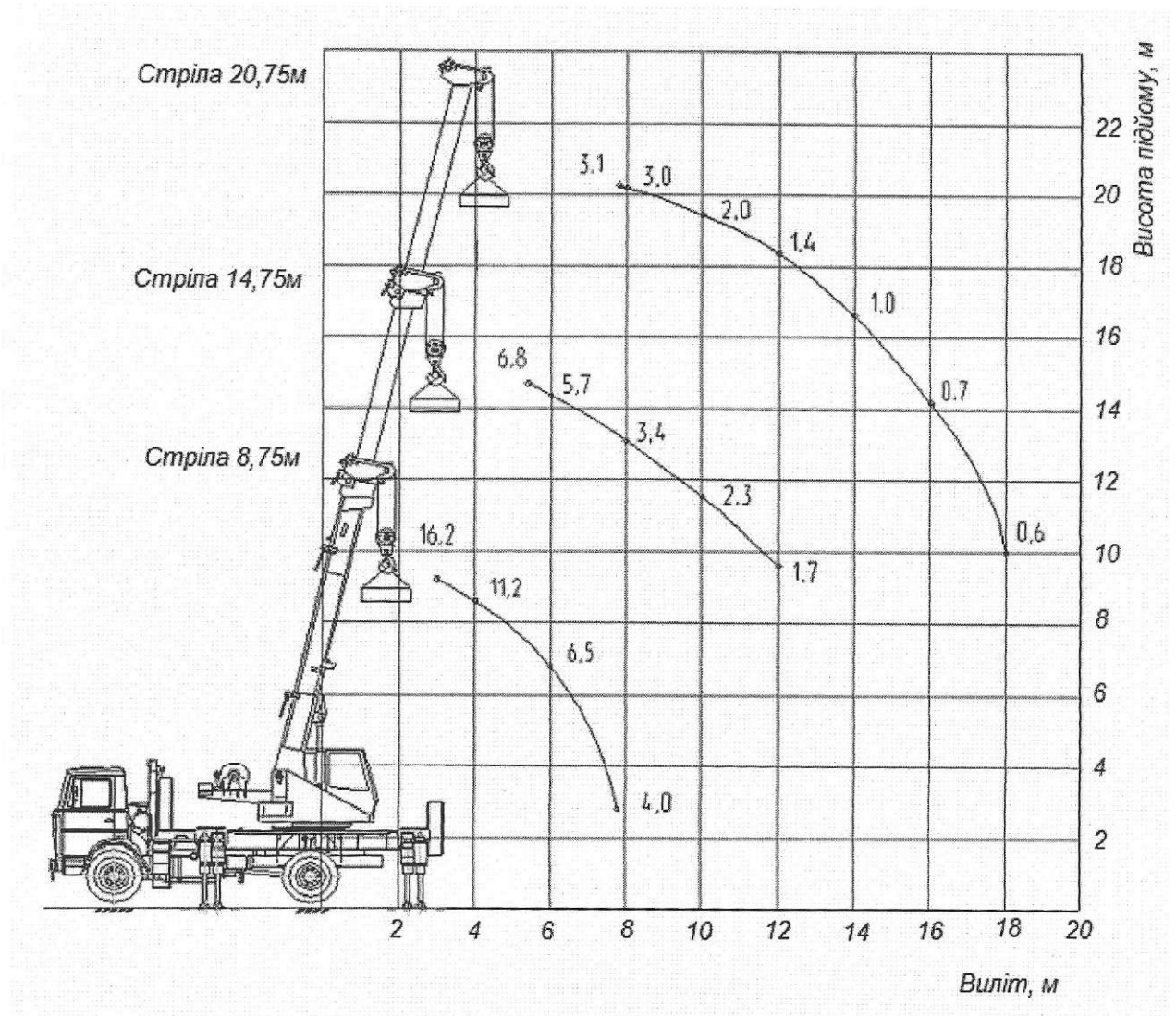


Рис 3.3. Висотні характеристики крана КС-45729-А

3. При виконанні робіт на вологих покрівлях, а також при роботі на даху з ухилом більше  $20^{\circ}$  незалежно від ухилу покрівельник повинен користуватися:

- Запобіжними поясами і страхувальними канатами товщиною не менше 15 мм; місця закріплення карабіна повинні бути вказані майстром чи виконробом; канати для закріплення поясів не повинні тертися на гострих гранях будівельних конструкцій, а в таких місцях слід укласти запобіжні підкладки;

- Нековзаючим взуттям (повстяної, валяного).



4. Допуск робітників на даху здійснюється тільки після перевірки справності несучої основи.
5. У зв'язку з можливим падінням з даху інструменту, матеріалів необхідно влаштовувати уздовж зовнішніх стін будинків огорожу зони відповідно до діючих норм [15].
6. Щодня після закінчення роботи дах слід очищати від залишків матеріалу та сміття, завантажуючи їх в контейнери або бачки, і опускати їх на землю за допомогою крана або лебідок. Скидати сміття з даху не допускається.
7. Пускач або рубильник для включення електромеханізмів повинен знаходитися в ящику, замикається на замок. При догляді з робочого місця все електромеханізми і електроінструмент повинні знеструмлюватися.
8. При роботі на схилах із значним ухилом (більше 20°) при відсутності огорожувальних парапетів або ґрат, необхідно користуватися запобіжними поясами, прив'язуючи їх до стійкої конструкції будівлі. При роботі на обвісах покрівлі прив'язування необхідно незалежно від величини ухилу даху.
9. Елементи і деталі покрівель з металочерепиці подавати на робочі місця в заготовленому вигляді.
10. Під час перерв у роботі інструмент і матеріали повинні бути закріплені на даху або прибрані. Усі працюючі на об'єкті повинні бути забезпечені захисними касками.
11. Під час виконанні робіт, на які видається наряд-допуск, покрівельник повинен пройти поточний інструктаж, який реєструється в наряді-допуску.
12. Після кожного виду інструктажу покрівельник повинен пройти перевірку знань, засвоєних ним при інструктажі, яку здійснює особа, яка проводила інструктаж.
13. Покрівельник, не засвоїв інструктаж або показав при перевірці знань з безпеки праці незадовільні знання, до самостійної роботи не допускається, він зобов'язаний знову пройти інструктаж і перевірку знань.

14. На дахах з ухилом від  $15^\circ$  до  $30^\circ$  обладнаних парапетами або огорожами, дозволяється працювати без прив'язування. При роботі на обвісах покрівлі слід застосовувати переносне запобіжне огородження.

### 3.5. Підрахунок об'ємів робіт

Підрахунок об'ємів робіт проводимо у табл. 3.1.

Табл. 3.1

Підрахунок об'ємів робіт.

Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Підрахунок
1	2	3	4
Розробка і переміщення ґрунту бульдозерами	100м <sup>3</sup>	0,623	$1,65 \times 10,95 \times 1 + 1,05 \times 10,95 \times 3 \times 0,6 + 1,05 \times 12,2 \times 2 \times 0,6 = 62,3 \text{ м}^3$
Улаштування піщаної основи під фундаменти	100м <sup>2</sup>	0,482	$0,1 \times 0,95 \times 1 + 10,95 \times 3 \times 0,6 + 12,2 \times 2 \times 0,6 = 48,2 \text{ м}^2$
Влаштування фундаментних подушок	м <sup>3</sup>	14,46	$0,3 \times 48,2 = 14,46 \text{ м}^3$
Вкладання фундаментних блоків, масою до 8т	шт	41	41
Встановлення опалубки для монолітного поясу	м <sup>2</sup>	27,28	$2 \times 0,2 \times (10,95 \times 4 + 12,2 \times 2) = 13,64 \text{ м}^2$
Влаштування монолітного поясу	м <sup>3</sup>	5,46	$0,2 \times 0,4 \times (10,95 \times 4 + 12,2 \times 2) = 5,46 \text{ м}^3$

1	2	3	4
Зворотня засипка траншеї	100м <sup>3</sup>	0,249	$V = V_{\text{к}} \times 40\% = 62,3 \times 0,4 = 24,9$ 2м <sup>3</sup>
Влаштування горизонтальної гідроізоляції	100м <sup>2</sup>	0,273	$0,4 \times (10,95 \times 4 + 12,2 \times 2) =$ $= 27,3 \text{ м}^2$
Цегляна кладка стін цокольного поверху	м <sup>3</sup>	68,2	$2,8 \times 0,4 \times (10,95 \times 4 +$ $+ 12,2 \times 2) - 2,5 \times 2,1 \times 0,4 -$ $1,8 \times 1,5 \times 0,4 \times 3 -$ $- 1,5 \times 0,9 \times 3 \times 0,4 -$ $- 0,9 \times 2,1 \times 0,4 = 68,2 \text{ м}^2$
Цегляні перегородки цокольного поверху	м <sup>3</sup>	34	Сума довжин перегородок (м): $3,95 + 4 + 4,2 = 12,15$ $S = 12,15 \times 2,8 = 34 \text{ м}^2$
Встановлення опалубки монолітної з/б плити	м <sup>2</sup>	95,6	95,6 м <sup>2</sup>
Цегляна кладка стін другого поверху	м <sup>3</sup>	76,3	$3,1 \times 0,4 \times (10,95 \times 4 +$ $+ 12,2 \times 2) - 1,8 \times 1,5 \times 0,4 \times 6 -$ $- 1,5 \times 0,9 \times 2 \times 0,4 - 0,9 \times$ $\times 2,1 \times 0,4 \times 3 = 76,3 \text{ м}^2$
Цегляні перегородки другого поверху	м <sup>3</sup>	21,55	Сума довжин перегородок (м): $3,95 + 3 = 6,95$ $S = 6,95 \times 3,1 = 21,55 \text{ м}^2$
Цегляна кладка стін мансардного поверху	м <sup>3</sup>	54,6	$2,3 \times 0,4 \times (10,95 \times 4 +$ $+ 12,2 \times 2) - 1,8 \times 1,5 \times 0,4 \times 3 -$ $- 1,5 \times 0,9 \times 1 \times 0,4 -$ $- 1,4 \times 2,1 \times 0,4 \times 3 = 54,6 \text{ м}^2$

1	2	3	4
Цегляні перегородки мансардного поверху	м <sup>3</sup>	19,95	Сума довжин перегородок (м): $2,65+4=6,65$ $S=6,65\times 3=19,95\text{м}^2$
Монтаж мауерлатів	м <sup>3</sup>	1,09	1,09(сума із специфікації даху)
Монтаж крокв	м <sup>3</sup>	2,63	2,63 (сума із специфікації даху)
Монтаж металочерепиці	м <sup>2</sup>	159	159(сума із специфікації даху)

### 3.6. Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

Підрахунок трудовитрат і заробітної плати проводимо у таблиці 3.2

Табл.3.2

## Підрахунок трудовитрат і заробітної плати.

Шифр норм	Найменування робіт	Од. виміру	Норма часу		Об'єм робіт	Трудо-місткість		Розцінка	Заробітна плата, крб	Склад ланки
			Люд. година	Маш. година		Люд. година	Маш. година			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
E2-1-22	Розробка і переміщення ґрунту бульдозерами	100м <sup>3</sup>	-	1,1	0,623	-	0,69	100	62,3	Машиніст 5р.- 1
E19-36	Улаштування піщаної основи під фундаменти	100м <sup>2</sup>	10,5	-	0,482	5,06	-	735	354,27	Бетонщик 3р.-1
E4-1-47	Приготування бетонної суміші	м <sup>3</sup>	0,08	-	14,46	1,16	-	6,3	91,1	Бетонщик 3р.-1
E4-1-49	Улаштування фундаментних подушок	м <sup>3</sup>	0,26	-	14,46	3,76	-	18,6	268,96	Бетонщик 4р.-1 2р.-1
E4-1-1	Вкладання фундаментних блоків, масою до 8т	шт.	0,63	0,21	41	25,83	8,61	44,7 22,3	1832,7 914,3	Монтажник 5р. -1 Маш. крана 6р.-1
E4-1-34	Встановлення опалубки для монолітного з/б поясу	м <sup>2</sup>	0,4	-	27,28	10,91	-	28,6	780,21	Тесляр 4р.-1, 2р.-1
E4-1-44	Встановлення арматурних каркасів	100кг	0,36	-	3,6	1,3	-	23,8	85,68	Арматурник 3р.-1 2р.-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
E4-1-49	Влаштування монолітного з/б поясу	м <sup>3</sup>	0,26	-	5,46	1,42	-	18,6	101,56	Бетонщик 4р.-1 2р.-1
E4-1-34	Розбирання опалубки для монолітного поясу	м <sup>2</sup>	0,1	-	27,28	2,73	-	6,7	182,78	Тесля 3р,-1 2р.-1
E2-1-34	Зворотня засипка траншей	100м <sup>3</sup>	-	0,77	0,249	-	0,19	70,1	17,45	Машиніст 5р.-1
E3-2	Влаштування горизонтальної гідроізоляції	100м <sup>2</sup>	8,3	-	0,273	2,27	-	581	158,61	Муляр 3р,- 1
E3-3	Цегляна кладка стін цокольного поверху	м <sup>3</sup>	3,2	-	68,2	218,24	-	224	15276	Муляр 3р,- 1 4р,- 1
E4-1-6	Встановлення перемичок	шт	1	0,2	14	14	2,8	74,8 21,2	1047,2 296,8	Монтажник 4р. -1 Маш. крана бр. - 1
E3-12	Цегляна кладка перегородок цокольного поверху	м <sup>2</sup>	0,51	-	34	17,34	-	36,5	1241	Муляр 2р.-1, 4р.-1
E4-1-34	Встановлення опалубки монолітної з/б плити	м <sup>2</sup>	0,22	-	95,6	21,03	-	15,7	1500,9	Тесляр 4р,-1, 2р.- 1
E4-1-44	Встановлення арматурних каркасів	100кг	0,36	-	14,3	5,16	-	23,8	340,34	Арматурник 3р- 1, 2р.-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
E4-1-49	Влаштування монолітної з/б плити	м <sup>3</sup>	0,26	-	15,3	3,98	-	18,6	284,6	Бетонщик 4р.-1, 2р.-1
E4-1-34	Розбирання опалубки для монолітної з/б плити	м <sup>2</sup>	0,09	-	95,6	8,6	-	6	573,6	Тесляр 3р.-1, 2р.-1
E4-1-10	Встановлення сходових маршів та сходових площадок	шт.	2,2	0,55	1	2,2	0,55	161 58,3	161 58,3	Монтажник 4р.-2, Маш. крана бр.-1
E3-3	Цегляна кладка стін другого поверху	м <sup>3</sup>	3,2	-	76,3	244,16	-	224	17091	Муляр 3р.-1, 4р.-1
E4-1-6	Встановлення перемичок	шт	1	0,2	17	17	3,4	74,8 21,2	1271,6 360,4	Монтажник 4р.-1 Маш. крана бр.-1
E3-12	Цегляна кладка перегородок другого поверху	м <sup>2</sup>	0,51	-	21,55	10,99	-	36,5	786,58	Муляр 2р.-1, 4р.-1
E3-12	Цегляна кладка перегородок цокольного поверху	м <sup>2</sup>	0,51	-	34	17,34	-	36,5	1241	Муляр 2р.-1 4р.-1
E4-1-34	Встановлення опалубки монолітної з/б плити	м <sup>2</sup>	0,22	-	95,6	21,03	-	15,7	1500,9	Тесляр 4р.-1, 2р.-1
E4-1-44	Встановлення арматурних каркасів	100кг	0,36	-	14,3	5,16	-	23,8	340,34	Арматурник 3р.-1, 2р.-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
E4-1-49	Влаштування монолітної з/б плити	м <sup>3</sup>	0,26	-	15,3	3,98	-	18,6	284,6	Бетонщик 4р.-1, 2р. -1
E4-1-34	Розбирання опалубки для монолітної з/б плити	м <sup>2</sup>	0,09	-	95,6	8,6	-	6	573,6	Тесляр 3р.- 1, 2р.- 1
E4-1-10	Встановлення сходових маршів та сходових площадок	шт.	2,2	0,55	1	2,2	0,55	161 58,3	161 58,3	Монтажник 4р. -2 Маш. крана бр.-1
E3-3	Цегляна кладка стін другого поверху	м <sup>3</sup>	3,2	-	76,3	244,16	-	224	17091	Муляр 3р- і 4р.-1
E4-1-6	Встановлення перемичок	шт.	1	0,2	17	17	3,4	74,8 21,2	1271,6 360,4	Монтажник 4р. -1 Маш. крана бр.-1
E3-12	Цегляна кладка перегородок другого поверху	м <sup>2</sup>	0,51	-	21,55	10,99	-	36,5	786,58	Муляр 2р.- 1, 4р.- 1
E4-1-34	Встановлення опалубки монолітної плити над другим поверхом	м <sup>2</sup>	0,22	-	95,6	21,03	-	15,7	1500,9	Тесля 4р.- 1 2р.- 1
E4-1-44	Встановлення арматурних каркасів	100 кг	0,36	-	14,3	5,16	-	23,8	340,34	Арматурщик 3р.- 1 2р.-2
E4-1-49	Влаштування монолітної плити над другим поверхом	м <sup>3</sup>	0,26	-	15,3	3,98	-	18,6	284,6	Бетонщик 4р. -1 2р.-1



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
E4-1-34	Розбирання опалубки для монолітної плити над другим поверхом	м <sup>2</sup>	0,09	-	95,6	8,6	-	6	573,6	Тесля 3р.- 1 2р.- 1
E4-1-10	Встановлення сходових маршів та сходових площадок	шт.	2,2	0,55	1	2,2	0,55	161 58,3	161 58,3	Монтажник 4р.-2 Маш. крана бр.-1
E3-3	Цегляна кладка стін мансардного поверху	м <sup>3</sup>	3,2	-	54,6	174,72	-	224	12230	Муляр 3р.-1, 4р.- 1
E4-1-6	Встановлення перемичок	шт.	1	0,2	9	9	1,8	74,8 21,2	673,2 193,8	Монтажник 4р.-1 Маш. крана бр.-1
E3-12	Цегляна кладка перегородок мансардного поверху	м <sup>2</sup>	0,51	-	19,95	10,17	-	36,5	728,18	Муляр 2р.-1, 4р.-1
E6-9	Монтаж мауерлатів і лежнів	м <sup>3</sup>	23,5	1,91	1,09	25,62	2,08			Тесляр 4р.-1,3р.-1 Машиніст 4р.-1
E6-9	Монтаж стояків	шт.	0,58	0,12	2	1,16	0,24			Тесля р 4р.-1 Машиніст 4р.-1
E6-9	Монтаж крокв	м <sup>3</sup>	28,84	1,3	2,63	75,85	3,42			Тесля р 4р.-1,3р.-1 Машиніст 4р.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Е6-9	Монтаж прогонів	100м	27,42	1,91	0,044	1,21	0,08			Тесляр 4р.-1 Машиніст 4р.-1
Е-7	Влаштування гідроізоляції	100м <sup>2</sup>	29,7	-	1,59	47,22	-			Покрівельник 4р.- 2
Е6-9	Монтаж обрешітки	100м <sup>2</sup>	30,95	0,9	1,59	49,21	1,43			Тесляр 4р.-1,3р.-1 Машиніст 4р.-1
Е-7	Влаштування покрівлі	100м <sup>2</sup>	44,68	1,45	1,59	71,04	2,31			Покрівельник 4р.-4
Е-7	Влаштування утеплювача	100м <sup>2</sup>	38,3	-	1,59	60,9	-			Покрівельник 4р.-2



1	E1-24-2	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2	1000м3	0,40548	<u>6 997,92</u> -	<u>6 997,92</u> 2 544,63	2 838	-	<u>2 838</u> 1 032	<u>-</u> 25,2195	<u>-</u> 10,23
2	E1-35-2	Улаштування насипів бульдозерами з переміщенням ґрунту до 20 м, група ґрунтів 2	1000м3	0,07441	<u>11 275,22</u> -	<u>11</u> <u>275,22</u> 3 817,16	839	-	<u>839</u> 284	<u>-</u> 32,0892	<u>-</u> 2,39
3	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,744	<u>2 436,37</u> 1 483,49	<u>952,88</u> 455,99	1 813	1 104	<u>709</u> 339	<u>18,3600</u> 5,1175	<u>13,66</u> 3,81
4	E1-30-1	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід	1000м2	1,8901	<u>214,77</u> -	<u>214,77</u> 78,10	406	-	<u>406</u> 148	<u>-</u> 0,7740	<u>-</u> 1,46
5	E1-12-8	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2	1000м3	1,8901	<u>16 534,71</u> 1 111,06	<u>15</u> <u>423,65</u> 5 464,83	31 252	2 100	<u>29 152</u> 10 329	<u>15,1000</u> 49,5431	<u>28,54</u> 93,64
6	E1-166-2	Засипка вручну траншей, пазах котлованів і ям, група ґрунтів 2	100м3	0,133	<u>11 708,91</u> 11 708,91	<u>-</u> -	1 557	1 557	<u>-</u> -	<u>165,2400</u> -	<u>21,98</u> -
7	PH1-6-1	Навантаження ґрунту вручну на автомобілі-самоскиди	100 м3	1,173	<u>13 509,29</u> 13 509,29	<u>-</u> -	15 846	15 846	<u>-</u> -	<u>183,6000</u> -	<u>215,36</u> -
8	C311-10	Перевезення ґрунту до 10 км	т	187,68	<u>68,45</u> -	<u>68,45</u> 16,24	12 847	-	<u>12 847</u> 3 048	<u>-</u> 0,1610	<u>-</u> 30,22
Разом прямих витрат по розділу: № 1							67 398	20 607	<u>46 791</u> 15 180		<u>279,54</u> 141,75
9	E7-1-15	Розділ № 2 Фундамент Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м	100шт	2,58	<u>79 185,25</u> 48 453,56	<u>22</u> <u>091,15</u> 11 229,90	204 298	125 010	<u>56 995</u> 28 973	<u>543,7500</u> 105,8823	<u>1 402,88</u> 273,18
10	E7-1-1	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 0,5 т	100шт	1,72	<u>21 025,22</u> 7 838,31	<u>13</u> <u>186,91</u> 6 824,39	36 163	13 482	<u>22 681</u> 11 738	<u>94,5400</u> 61,6842	<u>162,61</u> 106,10

11	ЕН8-3-2	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар	100м2 поверхні, що ізолюється	9,48	<u>11 986,09</u> 2 420,59	<u>-</u> -	113 628	22 947	<u>-</u> -	<u>28,1300</u> -	<u>266,67</u> -
Разом прямих витрат по розділу: № 2							354 089	161 439	<u>79 676</u> 40 711		<u>1 832,16</u> 379,28
Розділ № 3 Каркас, Перекриття, Стіни											
12	Е7-11-1	Укладання перемичок масою від 0,3 до 0,7 т при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	4,17	<u>23 159,61</u> 9 774,26	<u>13</u> <u>056,59</u> 7 091,89	96 576	40 759	<u>54 446</u> 29 573	<u>117,8900</u> 72,5867	<u>491,60</u> 302,69
13	Е7-3-4	Укладання плит перекриття площею до 5 м2 при найбільшій масі монтажних елементів до 5 т	100шт	2,7	<u>80 773,91</u> 19 090,19	<u>19</u> <u>503,47</u> 9 554,58	218 090	51 544	<u>52 659</u> 25 797	<u>221,8500</u> 91,3911	<u>599,00</u> 246,76
14	Е9-18-4	Монтаж блоків підкранових балок повної заводської готовності на відмітці до 25 м прогоном до 12 м, масою до 2 т	т	3,05	<u>5 441,99</u> 2 256,85	<u>2 940,25</u> 1 405,87	16 598	6 883	<u>8 968</u> 4 288	<u>25,9200</u> 12,9138	<u>79,06</u> 39,39
15	ЕН8-5-1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли (керамічної)(силікатної)(порожнистої) при висоті поверху до 4 м	м3 мурування	108,72	<u>2 706,16</u> 696,67	<u>104,87</u> 62,58	294 214	75 742	<u>11 401</u> 6 804	<u>8,2000</u> 0,6120	<u>891,50</u> 66,54
16	ЕН8-11-1	Армування мурування стін та інших конструкцій	т металевих виробів	3,67	<u>25 944,53</u> 5 483,97	<u>107,20</u> 63,97	95 216	20 126	<u>393</u> 235	<u>63,7300</u> 0,6256	<u>233,89</u> 2,30
17	ЕН8-6-1	Мурування перегородок армованих з цегли (керамічної)(силікатної)(порожнистої) товщиною в 1/4 цегли при висоті поверху до 4 м	100м2 перегородок [з відрахуванням прорізів]	0,571	<u>31 839,59</u> 17 258,59	<u>605,93</u> 361,58	18 180	9 855	<u>346</u> 206	<u>195,9200</u> 3,5360	<u>111,87</u> 2,02

18	ЕН6-19-1	Улаштування поясів в опалубці	100 м3 залізобетону в деле	0,4163	<u>576</u> 769,34 88 489,24	<u>21</u> <u>528,37</u> 10 588,36	240 109	36 838	<u>8 962</u> 4 408	<u>016,3000</u> 104,2680	<u>423,09</u> 43,41
Разом прямих витрат по розділу: № 3							978 983	241 747	<u>137 175</u> 71 311		<u>2 830,01</u> 703,11
19	ЕН10-20-3	Розділ № 4 Прорізи Заповнення віконних прорізів готовими блоками площею до 3 м2 з металопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	100м2	0,1784	<u>11 343,47</u> 10 657,17	<u>660,70</u> 522,04	2 024	1 901	<u>118</u> 93	<u>113,3500</u> 5,3966	<u>20,22</u> 0,96
20	С123-1	Блоки віконні	м2	17,84	1 844,22		32 901				
21	ЕН10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100м2	0,0836	<u>22 467,10</u> 12 161,07	<u>5 159,30</u> 2 717,70	1 878	1 017	<u>431</u> 227	<u>139,6700</u> 23,5338	<u>11,68</u> 1,97
22	С123-1	Блоки дверні дерев'яні	м2	8,36	4 904,22		40 999				
23	ЕН10-96-2	Установлення металевих дверних коробок із навішуванням дверних полотен	100м2	0,032	<u>24 077,69</u> 22 134,19	<u>958,25</u> 411,56	770	708	<u>31</u> 13	<u>235,4200</u> 3,5100	<u>7,53</u> 0,11
24	С123-1	Двері металеві	шт	1,0	7 964,22		7 964				
Разом прямих витрат по розділу: № 4							86 536	3 626	<u>580</u> 333		<u>39,43</u> 3,04
25	ЕН11-11-1	Розділ № 5 Підлоги Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100м2	1,92	<u>8 521,55</u> 4 545,00	<u>104,24</u> 97,05	16 361	8 726	<u>200</u> 186	<u>56,2500</u> 1,0323	<u>108,00</u> 1,98
26	ЕН11-17-4	Улаштування покриттів мозаїчних [террацо] товщиною 20 мм з малюнком	100м2	0,3225	<u>32 639,22</u> 22 986,78	<u>262,29</u> 244,20	10 526	7 413	<u>85</u> 79	<u>270,5600</u> 2,5974	<u>87,26</u> 0,84
27	ЕН11-39-3	Улаштування покриттів з лінолеуму ПВХ- TARKETТна клеї зі зварюванням полотнища у стиках	100м2	0,3225	<u>8 277,64</u> 6 170,70	<u>8,97</u> 8,35	2 670	1 990	<u>3</u> 3	<u>70,0500</u> 0,0888	<u>22,59</u> 0,03

28	ЕН11-36-3	Улаштування покриттів з паркету штучного без жилوک по готовій основі на мастиці клеючій каучукової, кількість планок на 1 м2 до 80 штук	100м2	1,42	<u>121</u> 454,82 9 307,54	<u>33,63</u> 31,31	172 466	13 217	<u>48</u> 44	<u>104,4500</u> 0,3330	<u>148,32</u> 0,47
Разом прямих витрат по розділу: № 5							202 023	31 346	<u>336</u> 312		<u>366,17</u> 3,32
29	ЕН15-36-2	Розділ № 6 Оздоблювальні роботи Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін вручну	100м2	4,6	<u>13 029,32</u> 9 793,96	<u>137,55</u> 120,87	59 935	45 052	<u>633</u> 556	<u>101,2400</u> 1,5228	<u>465,70</u> 7,00
30	ЕН15-179-3	Поліпшене фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м2	4,6	<u>7 250,75</u> 5 537,32	<u>2,24</u> 2,09	33 353	25 472	<u>10</u> 10	<u>64,3500</u> 0,0222	<u>296,01</u> 0,10
31	ЕН15-179-4	Поліпшене фарбування стель полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м2	2,5	<u>8 816,61</u> 6 957,14	<u>2,24</u> 2,09	22 042	17 393	<u>6</u> 5	<u>80,8500</u> 0,0222	<u>202,13</u> 0,06
32	ЕН15-172-3	Фарбування суриком сталевих балок, труб діаметром понад 50 мм тощо за два рази	100м2	3,2	<u>5 530,98</u> 5 210,33	<u>1,12</u> 1,04	17 699	16 673	<u>4</u> 3	<u>60,5500</u> 0,0111	<u>193,76</u> 0,04
Разом прямих витрат по розділу: № 6							133 029	104 590	<u>653</u> 574		<u>1 157,60</u> 7,20
33	Е7-47-6	Розділ № 7 Сходи Установлення маршів-площадок масою більше 1 т	100шт	0,2	<u>90 047,66</u> 49 176,24	<u>677,50</u> 20 964,11	18 010	9 835	<u>7 536</u> 4 193	<u>558,2500</u> 211,4387	<u>111,65</u> 42,29
34	С1418-8847	Сходові марші з чистою бетонною поверхнею під розрахункове навантаження 360 кгс/м2	м2	159,0	883,43		140 465				
Разом прямих витрат по розділу: № 7							158 475	9 835	<u>7 536</u> 4 193		<u>111,65</u> 42,29
35	ЕН10-16-1	Розділ № 8 Покрівля Виготовлення та установлення крокв	м3	8,0	<u>10 366,82</u> 2 633,77	<u>69,62</u> 29,90	82 935	21 070	<u>557</u> 239	<u>33,5000</u> 0,2550	<u>268,00</u> 2,04
36	Е12-12-1	Улаштування покрівель двосхилих із металочерепиці "Монтерей"	100м2	29,04	<u>14 676,87</u>	<u>352,35</u>	426 216	292 553	<u>10 232</u>	<u>124,6800</u>	<u>3 620,71</u>

37	C1-1	Металочерепиця	м2	3 020,0	10 074,14 230,00	153,67	694 600		4 463	1,4775	42,91
Разом прямих витрат по розділу: № 8							1 203 751	313 623	<u>10 789</u> 4 702		<u>3 888,71</u> 44,95
Разом прямих витрат по кошторису:							3 184 284	886 813	<u>283 536</u> 137 316		<u>10 505,27</u> 1 324,94
		Разом прями витрати			грн.		3 184 284				
		Разом прями витрати			в тому числі:		-				
		вартість матеріалів, виробів і конструкцій			грн.		2 013 935				
		всього заробітна плата			грн.			1 024 129			
		Загальновиробничі витрати			грн.		508 960				
		трудоємність в загальновиробничих витратах			люд-г						1 369,25
		заробітна плата в загальновиробничих витратах			грн.			193 576			
		ВСЬОГО по кошторису			грн.		3 693 244				
		Кошторисна трудоємність			люд-г						13 199
		Кошторисна заробітна плата			грн.			1 217 705			

Склав . \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ /

Перевірив . \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ /



## **5. ОХОРОНА ПРАЦІ**

### **5.1 Аналіз шкідливих та небезпечних факторів**

Небезпечні і шкідливі фактори - це виробничі фактори, вплив яких може призвести до погіршення здоров'я робітника чи травм.

При будівництві індивідуального житлового будинку можливий вплив ряду шкідливих та небезпечних факторів, таких як:

1) Підвищена запиленість і загазованість повітря робочої зони, причиною якого є робота машин та механізмів. Також причиною підвищеної запиленості є використання будівельних матеріалів, наприклад цементу, піску, сухих будівельних сумішей (гіпс, шпаклівка, клеї) та ін.. Допустима концентрація шкідливих речовин визначається відповідно до ГОСТ 12.1.005-88;

2) Підвищений рівень шуму на робочому місці. Виникає внаслідок роботи на будмайданчику машин (бульдозера при розробці ґрунту, крана при монтажі конструкцій даху, вантажних автомобілів, бетономішалки, бетононасоса, дрилів та ін.) Визначається відповідно до ГОСТ 12.1.003-83. Засоби та методи захисту від шуму визначені в ГОСТ 12.1.029-80;

3) Підвищений рівень вібрації. Джерелами вібрації також являються машини та електричні, механічні і пневматичні інструменти, які використовуються при будівництві даного об'єкту. Нормування вібрації проводять згідно з ГОСТ 12.1.012-90;

4) Недостатнє освітлення робочого місця. Згідно календарного плану, велика частина робіт проводиться у дві зміни, отже необхідно влаштувати прожекторне освітлення будмайданчика у вечірній час. Освітлення регламентується нормами ДБН В.2.5-28-2006;

5) Наявність небезпечних зон ураження електрострумом. Причиною є електрообладнання. Засоби захисту від статичної електрики наведені в ГОСТ 12.4.124-83.

6) Можливість виникнення пожежі. При будівництві об'єкту використовуються горючі речовини (деревина, пінопласти, лакофарбові

матеріали, будівельні мастики та ін.) Вимоги до пожежної безпеки нормуються ДБН В. 1.2-7-2008;

## **5.2. Техніка безпеки**

На об'єкті, що будується суворо дотримуватися правил охорони праці і техніки безпеки у відповідності з вимогами ДБН А.3.2-2-2009 “Промислова безпека в будівництві”, типовими положеннями про службу техніки безпеки в будівельно-монтажних організаціях і на підприємствах будівельної індустрії.

### **5.2.1. Техніка безпеки при монтажі дерев'яних конструкцій**

Відповідно до розділу 18 “Покрівельні роботи” п.18.1.1.ДБН А3.2-2:2009 “Промислова безпека в будівництві” під час виконання покрівельних робіт необхідно передбачати заходи щодо попередження впливу на працівників наступних небезпечних і шкідливих виробничих факторів, пов'язаних з характером роботи:

- розташування робочого місця поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- підвищена загазованість повітря робочої зони;
- підвищена чи знижена температура поверхонь устаткування, матеріалів і повітря робочої зони;
- гострі краї, шорсткість поверхонь устаткування, матеріалів;
- підвищена напруга в електричному ланцюзі, замикання якого може пройти через тіло людини.

Згідно п. 18.1.2 за наявності небезпечних і шкідливих виробничих факторів, зазначених у 18.1.1, безпека покрівельних робіт повинна бути забезпечена на основі виконання вимог цих норм, інших нормативних документів, вимог безпеки, наведених в організаційно-технологічній документації (ПОБ, ПВР та ін.), наведених рішень з безпеки праці:

- організація робочих місць на висоті, шляхи проходу працівників на робочі місця, особливі заходи безпеки при роботі на даху з ухилом;

- заходи безпеки при приготуванні і транспортуванні гарячих мастик і матеріалів;
- методи і засоби для піднімання на покрівлю матеріалів та інструмента, порядок їхнього складування, послідовність виконання робіт.

Згідно п. 18.2.4 крани малої вантажопідіймальності, що застосовуються для подавання матеріалів при улаштуванні покрівель, повинні встановлюватися й експлуатуватися відповідно до інструкції заводу-виготовлювача. Піднімання вантажу слід здійснювати в контейнері або тарі.

Згідно п.18.2.5 розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених ПВР, із застосуванням заходів проти їхнього падіння, у тому числі під впливом вітру. Запас матеріалу не повинен перевищувати змінної потреби. Під час перерв у роботі інструмент, технологічні пристосування, матеріали повинні бути закріплені або прибрані.

Згідно п.18.3.2 не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість у межах фронту робіт, грози і вітру зі швидкістю 15 м/с і більше.

Згідно п.18.3.3 елементи і деталі покрівель, у тому числі компенсатори у швах, захисні фартухи, ланки водозливних труб, ринв, зливи, звіси і т.п. слід подавати на робочі місця у заготовленому стані. Заготівля зазначених елементів і деталей безпосередньо на даху не допускається.

Згідно п.18.3.4 виконання покрівельних робіт з встановлення (підвішування) готових жолобів, лійок, а також ковпаків і парасоль для димових і вентиляційних труб, покриття парпетів, оброблених звисів слід здійснювати з застосуванням риштування.

### **5.2.2. Техніка безпеки й організація робочих місць при монтажі столярних виробів.**

Дерев'яні конструкції в проектне положення піднімають стропами, для чого їх прикріплюють до конструкцій, а потім підвішують до гака піднімального механізму.

Стропування елементів і конструкцій повинне проводитися по заздалегідь затверджених схемах з урахуванням міцності й стійкості конструкцій, що піднімаються. До місця установки їх треба подавати в положенні, близькому до проектного. Щоб уникнути розгойдування конструкцій при підйомі слід застосовувати відтяжки із канату або тонкого гнучкого троса, прикріплюючи їх тимчасово до кінців конструкцій. При прикріпленні троса до віконних або дверних блоків необхідно стежити за тим, щоб не порушити гідроізоляцію, прокладену по периметру блоку. Елементи й конструкції потрібно стропувати інвентарними стропами.

При підйомі або опусканні стояти під виробами або під стрілою крана категорично забороняється. Розстропування елементів і конструкцій до їхнього закріплення в проектному положенні не допускається. Від бруду конструкції очищають на землі до їхнього стропування й підйому.

У процесі монтажу потрібно забезпечити стійкість і незмінюваність елементів і конструкцій і своєчасне закріплення в проектному положенні.

Для установки й тимчасового закріплення елементів, розстропування їх після установки в проектне положення, монтажники повинні бути забезпечені колисками, риштуванням та ін.

Монтаж елементів і конструкцій та переміщення їх над перекриттями, під якими працюють робітники, допускається лише у виняткових випадках з дозволу головного інженера будівельно-монтажної організації.

Небезпечна для знаходження людей зона монтажних робіт у процесі переміщення або монтажу конструкцій, повинна бути позначена попереджувальними знаками й написами.

Підняті елементи і конструкції опускають на місце установки не вище 300 мм від проектного положення, після чого монтажники встановлюють їх на місце. Виконувати монтажні роботи у відкритих місцях на висоті при силі вітру більш 15 м/с, ожеледі, грозі або тумані не допускається. Входи в приміщення й проходи в нижніх поверхах будинків, над якими ведеться монтаж, повинні бути закриті від доступу людей.

Усі сигнали машиністові крана або мотористові лебідки, а також робітником на відтяжці повинні подаватися однією особою — бригадиром монтажної бригади, ланковим або такелажником-стропальником. Сигнал "Стоп" може подаватися будь-яким працівником, що помітили явну небезпеку.

### **5.2.3. Техніка безпеки при муруванні стін і перегородок.**

Дані роботи проводити в відповідності з вимогами ДСТУ "Несучі і огорожуючі конструкції".

Цегла необхідно подавати до робочого місця муляра пакетами на піддонах за допомогою підхватів з огороженням, які б виключали падіння окремих цеглин.

Підмостки повинні бути міцними і стійкими. Стійки трубчатих риштувань необхідно встановлювати на дощаті підкладки товщиною 50 мм., які заробляються в стіну по ходу мурування. Широтність та перемінність риштувань в плані забезпечувати встановленням діагональних зв'язків. Трубчаті риштування забезпечені громовідвідними і заземленими елементами.

При муруванні стін з внутрішніх підвостей по периметру будівлі обов'язкове встановлення зовнішніх захисних козирків - суцільного настилу шириною 1,5 м. Козирки розраховують на рівномірно розподілене снігове і зосереджене навантаження 160 кг, прикладене по середині прольоту. Над входами в сходові клітки необхідно встановлювати навіси розміром в плані 2х3 м.

Кожний ярус необхідно вкладувати так, щоб після влаштування настилу риштувань і плит міжповерхових перекриттів він був вище рівня робочого місця на 2-3 ряди.

Робочий настил риштувань неодмінно огорожують інвентарними решітчастими щитами, а підмостки — перилами висотою не менше 1 м., які складаються з поручнів, прольотної і бортової дошки висотою не менше 150 мм. зазор між стіною та робочим настилом риштувань необхідно регулярно очищати від сміття, а зимою також від снігу та посипати піском.

До початку мурування на наступному поверсі повинні бути встановлені сходові площадки та марші.

Всі отвори в стінах, розміщених на рівні настилу або не вище 0,6 м. від його поверхні, якщо вони ведуть з будівлі, або в сусідні приміщення, ліфтові шахти без настилу і т.д. необхідно закривати інвентарними огороженням.

### **5.3 Пожежна безпека**

Пожежна безпека на будівництві регламентується згідно ДБН В. 1.1-7-2002 “Пожежна безпека об'єктів будівництва”.

Згідно табл.4 і додатку Д ДБН В. 1.1-7-2002 “Пожежна безпека об'єктів будівництва” дачний будинок в кооперативі “Пролісок” відноситься до 2 ступеня вогнестійкості будинків.

Згідно ДБН В. 1.1.7-2002 “Пожежна безпека об'єктів будівництва” будівельні матеріали класифікують за такими показниками пожежної небезпеки:

Згідно п. 4.21 у будинках, крім будинків V ступеня вогнестійкості, дерев'яні елементи горищних покриттів (крокви, латні, повинні оброблятися засобами вогнезахисту, які забезпечують I групу вогнезахисної ефективності згідно з ГОСТ 16363.

Згідно розділу 5 “Забезпечення безпечної евакуації людей” при проектуванні будівель необхідно передбачити безпечну евакуацію людей на випадок виникнення пожежі. При виникненні пожежі люди повинні залишити

будівлю протягом мінімального часу, який визначається найкоротшою відстанню від місця їх знаходження до виходу назовні.

Протипожежне водопостачання для зовнішнього та внутрішнього пожежогасіння

Згідно п. 7.6. ДБН В. 1.1-7-2002 “Пожежна безпека об'єктів будівництва” населені пункти, підприємства, установи, організації, будинки повинні бути забезпечені протипожежним водопостачанням (протипожежними водопроводом, резервуарами, водоймами і т.ін.) для зовнішнього пожежогасіння. Його проектування та улаштування слід здійснювати відповідно до діючих вимог.

Згідно п. 7.7. ДБН В.1.1-7-2002 “Пожежна безпека об'єктів будівництва” Будинки різного призначення повинні забезпечуватися протипожежним водопостачанням для внутрішнього пожежогасіння. Його проектування та улаштування слід здійснювати відповідно до вимог нормативних документів.

Усі об'єкти (споруджувані будівлі, тимчасові споруди, підсобні приміщення, будівельний майданчик) забезпечені первинними засобами пожежогасіння засобами контролю і оперативного оповіщення в разі виникнення надзвичайної ситуації відповідно до пункту 7.5.14 ДБН А.3.2.2:2002 “Промислова безпека у будівництві”.

При розробці будгенплану території будівництва визначаються найнебезпечніші зони. У цих зонах влаштовуються пожежні щити, які повинні бути укомплектовані: два порошкових вогнегасника і один вуглекислотний ящик з піском, відром і лопатою.

Будівельна територія повинна бути постійно чистою. З місця проведення робіт необхідно збирати будівельні відходи, так як вони можуть горіти. Для спалювання будівельного сміття виділені спеціальні місця.

Передбачені проїзди пожежних машин до будь-якого місця виникнення пожежі.

Електрозварювальні та газополум'яні роботи, які є небезпечними з точки зору пожежної безпеки виконуються відповідно до вимог пункту 10 ДБН

А.3.2.2:2002 “Промислова безпека у будівництві” горючістю, займистістю, поширенням полум’я поверхнею, димоутворювальною здатністю та токсичністю продуктів горіння. Горючість будівельних матеріалів з віднесенням їх до відповідної групи визначають за результатами випробувань відповідно до ДСТУ Б В.2.7-19. будівельні конструкції класифікують за вогнестійкістю та здатністю поширювати вогонь.

Згідно п. 2.12 ДБН В.1.1.7-2002 до протипожежних перешкод відносять протипожежні стіни, перегородки та перекриття. Для заповнення прорізів у протипожежних перешкодах застосовуються протипожежні двері, ворота, вікна, люки. Протипожежні перешкоди мають бути незгоряючими і мати межу вогнестійкості не менше 2,5 годин. Протипожежні двері, вікна і ворота обладнують замками із застосуванням легкоплавких матеріалів і пристроями для самозакриття, і повинні мати межу вогнестійкості не менше 1,2 години.

Згідно п. 3.4 у будинках II, III ступенів вогнестійкості допускається виконувати зовнішню поверхню облицювання зовнішніх стін будинків з використанням матеріалів групи горючості Г1. У внутрішніх шарах системи зовнішнього облицювання стін будинків I, II, III ступенів вогнестійкості можуть використовуватися матеріали груп горючості Г3, Г4 в разі позитивного висновку центрального органу державного пожежного нагляду щодо можливості їх застосування.

Згідно п. 4.1 обмеження поширення пожежі в будинках досягається:

1. застосуванням конструктивних та об'ємно-планувальних рішень, спрямованих на створення перешкод поширенню небезпечних факторів пожежі приміщеннями, між приміщеннями, поверхами, протипожежними відсіками та секціями;
2. зменшенням пожежної небезпеки будівельних матеріалів і конструкцій, у тому числі оздоблень й облицювань, що застосовуються у приміщеннях і на шляхах евакуації;



3. зменшенням вибухопожежної та пожежної небезпеки технологічного процесу, використанням засобів, що перешкоджають розливанню та розтіканню горючих рідин під час пожежі;
4. застосуванням засобів пожежогасіння, в тому числі автоматичних установок пожежогасіння, а також інших інженерно-технічних рішень, спрямованих на обмеження поширення небезпечних факторів пожежі.

## **6. НАУКОВИЙ РОЗДІЛ “Дослідження роботи буронабивних залізобетонних мікропаль на дію горизонтального навантаження”**

Використання паливових фундаментів при реконструкції та на ділянках із щільною забудовою ускладнюється тим, що немає можливості використання великогабаритних машин і механізмів. Тому, особливо, у випадках складних інженерно-геологічних умов, достатньо ефективним може бути використання мікропаль, які виготовляються за допомогою малогабаритного обладнання, зокрема для фундаментів, що сприймають горизонтальні навантаження (підпірні стінки, шпунтові ряди, тощо).

На кафедрі будівельних конструкцій ЛНУП була розроблена і впроваджена у реальне будівництво нова ефективна конструкція буронабивних залізобетонних мікропаль із поширеною п'ятою та розроблено методику досліджень їх роботи при дії горизонтальних зсувних навантажень зі щебеневою підсипкою. Проведені експериментальні дослідження та показані результати натурних випробувань куців мікропаль з різними видами штучних підсипок різної висоти на дію горизонтальних навантажень та приведена залежність їх переміщень від дії зсувних зусиль. Проведені теоретичні розрахунки напружень і деформацій мікропаль у реальних ґрунтових умовах та проведені їх порівняння з даними, отриманими експериментальним шляхом.

Запропонована конструкція куців мікропаль є ефективною при використанні її, як підпірної стінки. Результати експериментальних досліджень вказують на те, що при влаштуванні підпірних стінок рекомендується влаштовувати штучну подушку з грубоуламкових матеріалів та рекомендується приймати мінімальну товщину шару підсипки у відповідності до конструктивних вимог та фактичної інженерно-геологічної ситуації ділянки будівництва.

Конструкція підпірної стінки з використанням залізобетонних мікропаль з поширеною п'ятою впроваджена у ПП БКФ «Основа» на об'єктах будівництва і реконструкції у м. Львові і Львівській області.

Для випробувань було виготовлено три куці палі довжиною 3,0 м: 2 буронабивні залізобетонні мікропалі діаметром 200 мм, об'єднані залізобетонним ростверком з розміром поперечного перерізу 500×300 мм, та 4 буронабивні залізобетонні мікропалі діаметром 175 мм об'єднані двома залізобетонними ростверками з розміром поперечного перерізу 500×350 мм. До випробування в зоні розташування ростверків було вибрано ґрунт на глибину 0,5 м та засипано щебенем (1 - 4-го класів міцності з крупністю зерен 5÷20 мм незалежно від групи гірських порід) згідно вимог ДСТУ Б В.2.7-71-98 [25]. У другому досліді засипка щебенем товщиною 0,5 м виконувалась по незлежаній ґрунтовій основі товщиною 0,5 м.

Випробування натурних дослідних зразків куців мікропалей проводилося з метою експериментальної перевірки їх несучої здатності на дію горизонтальної сили, визначення залежності горизонтального переміщення палей у ґрунтах зі штучною підсипкою різного типу, від навантажень.

Експериментальні (польові) випробування проводилися згідно з вимогами ДСТУ Б В. 2.1-1-95 [3] за схемою статичного горизонтального навантаження. За критерій несучої здатності було прийняте досягнення граничної величини зсуву палі, яке за вимогою [24] п.8.2.4 прийняте 40 мм. Результати випробувань заносились в журнал. Після підрахунку деформацій будувались графіки залежності деформації від навантаження, згідно з вимогами [4] (рис. 6.1). Згідно графіків несуча здатність куців палей для КМП-1 становила  $F_{e,1} = 160 \text{ кН}$ , для КМП-2 –  $F_{e,2} = 80 \text{ кН}$ , а для КМП-3 –  $F_{e,3} = 130 \text{ кН}$ . Допустиме навантаження на палю при коефіцієнті надійності  $\gamma_k = 1,2$  становитиме, відповідно  $N_{e,1} = 133,3 \text{ кН}$ ,  $N_{e,2} = 66,7 \text{ кН}$  та  $N_{e,3} = 108,3 \text{ кН}$  [5].

Розрахункову несучу здатність було визначено згідно чинних норм при одностадійному розрахунку палей (перша стадія) [5]. Розрахунки палей за деформаціями включають перевірку дотримання умов допустимості розрахункових значень горизонтального переміщення голови палі  $u_p$  й кута її повороту  $\psi_p$ . Так як і у випадку експериментальних досліджень несуча

здатність паль  $F_t$  відповідала граничному значенню поперечної сили  $H$ , при якій значення  $u_p$  не перевищувало значення  $u_{p,max} = 40 \text{ мм}$ . Допустиме навантаження на палю  $N_t$  визначалося при коефіцієнті  $\gamma_n = 1,4$  [5]. Результати експериментальних і теоретичних досліджень приведено у таблиці.

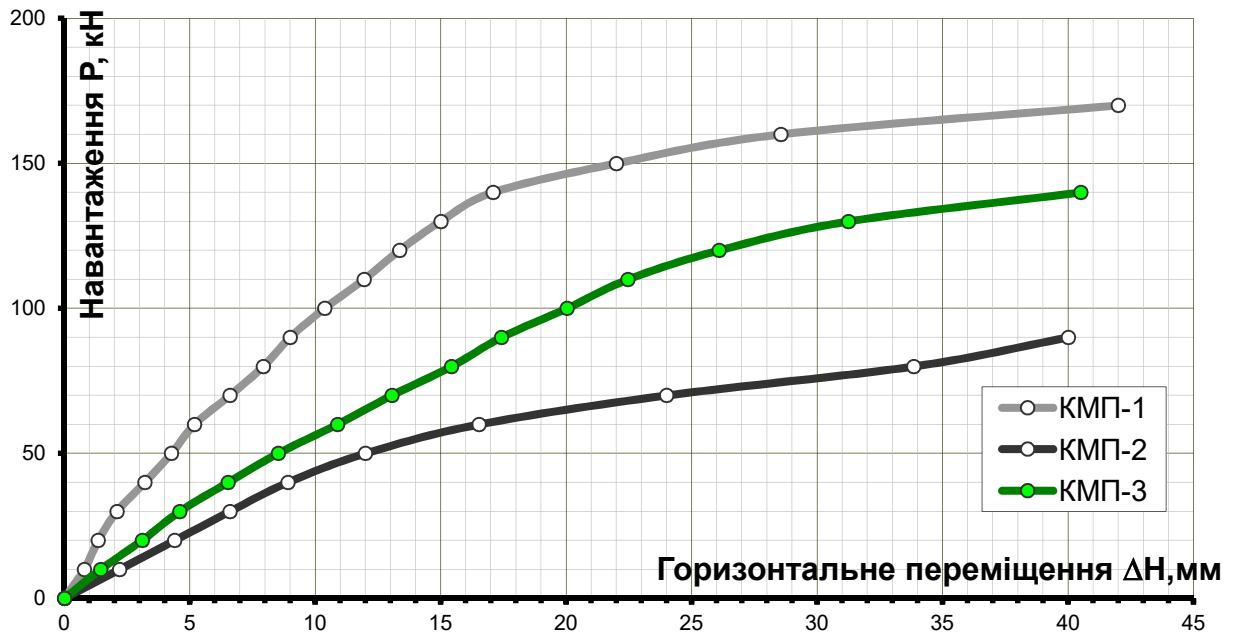


Рис. 6.1 Графік залежності деформації (горизонтального переміщення) від прикладеного навантаження  $\Delta H = f(P)$  для дослідних зразків КМП № 1, 2, 3

**Висновки.** Запропонована конструкція куців мікропаль є ефективною при використанні її, як підпірної стінки. В результаті порівняння встановлено, що у всіх дослідах теоретично визначені значення деформацій мають дещо нижчі значення від відповідних значень, отриманих експериментально (25÷33 % для  $F_e / F_t$  та 46÷55 %), для отримання більш близьких значень потрібно удосконалювати методику розрахунку.

Табл. 6.1

Несуча здатність куців мікропаль та допустиме навантаження на них для дослідів №1(КМП-1), №2 (КМП-2) та №3 (КМП-3).

№ дослідів	За експериментальними дослідженнями		За теоретичним розрахунком		Відношення	
	$F_e, кН$	$N_e, кН$	$F_t, кН$	$N_t, кН$	$F_e / F_t$	$N_e / N_t$
№1(КМП-1)	160	133,3	128	91,43	1,25	1,46
№2 (КМП-2)	80	66,7	61,5	43,93	1,3	1,52
№3 (КМП-3)	130	108,3	98	70,00	1,33	1,55
Показник №1/№3	1,23	1,23	1,31	1,31		
Показник №3/№2	1,63	1,63	1,59	1,59		

Несуча здатність куца мікропаль залежить від діаметра палі і зростає на 23 % при збільшенні його від 175 до 200 мм (31 % при теоретичному розрахунку). Руйнування суцільності ґрунтової основи під щелевеною подушкою на глибині від 0,5 до 1,0 м знижує несучу здатність куців мікропаль приблизно на 60 %.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дипломному проекті розроблено 6 розділів, а саме: архітектурно-будівельний, розрахунково-конструктивний, технологічно-організаційний, економічний, заходи з охорони праці та науковий розділ. Пояснювальна записка має 80 сторінок, у ній розроблено об'ємно-планувальне рішення будівлі, проведено розрахунки і за конструйовано збірний залізобетонний сходовий марш, елементи кроквяної системи даху та конструкцію фундаментів. Розроблено технологічну карту влаштування даху з металочерепиці, будгенплан, календарний план ведення будівництва, локальний кошторис, а також міроприємства з техніки безпеки та охорони навколишнього середовища. У науковому розділі проведені дослідження роботи буронабивних залізобетонних мікропаль на дію горизонтального навантаження. Графічна частина налічує 8 листів, у яких розроблено гелан, плани, фасади і розрізи будівлі, конструкції сходів, кроквяного даху та фундаментів, технологічну карту, календарний план проведення робіт, будгенплан на будівництво об'єкту, науковий розділ.

У цілому у проекті детально розроблено основні конструкції і технологічні міроприємства по будівництву двоповерхового житлового будинку з цокольним та мансардним поверхом. Розроблені у проекті рішення можна використати при проектуванні об'єктів такого типу, чи в реальному будівництві.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель.
2. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення
3. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування
4. ДБН В.2.1.-10-2009 Основи і фундаменти будівель і споруд.
5. ДБН В.1.1-12:2006 “Будівництво у сейсмічних районах України” — К.: Мінбуд України, 2006.— 84 с.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування
7. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
8. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві.
9. ДБН В.2.5 - 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди.
10. ДБН В.2.5 - 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди.
11. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.
12. ДСТУ Б В.2.1- 2-96 (ГОСТ 25100-95). Грунти. Класифікація.
13. ДСТУ Н Б В.1.1-27-2010 Будівельна кліматологія.
14. ДБН 360-92 “Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень”. - К. : Мінрегіонбуд України, - 26 с.
15. В.Н. Байков. Железобетонные конструкции. М.: Высшая школа, 1984 г.
16. А.Я. Барашиков. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование. К.: 1987 г.
17. Буга П.П. Гражданские, промышленные и сельскохозяйственные здания — М.: Высшая школа, 1983-320с.
18. Голубец М.А. Актуальные вопросы экологии.- К: Наукова думка, 1987
19. Голышев А.Б., Бачинский В.Я. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. К.: Будівельник, 1985 – 345с.
20. Геращенко В.Е. Безопасность труда на строительной площадке — К.: Будівельник, 1987, 256с.

21. Ю.Н. Коваленко, В.Н. Шевченко, И.Д. Михайленко Краткий справочник архитектора. – К. Будівельник, 1975р.
22. ДБН В.2.5-23:2010. Инженерне обладнання будинків і споруд. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення.
23. Металеві конструкції / За редакц. Ф.Є.Клименка: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. - 312с.: 320 іл.
24. Реконструкция зданий и сооружений. / Под ред. А.Л.Шагина. М.: Стройиздат, 1991.
25. ДБН В.1.1.7–2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва
26. ДБН В.2.6-31:2006 "Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель"
27. ДСТУ Б В.2.7-61-97 Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови.
28. А.Ф. Гоевой и С.А. Усич. Курсовое и дипломное проектирование. Промышленные и гражданские здания. Ленинград: 1987 г.
29. Гусин В.И., Орлов Г.Г. Охрана труда в сельском строительстве – М.: Агроиздат, 1987-108с.
30. Жуков А.А. Оптимизация технологии и организации строительства – К.: Будівельник, 1977 – 184с.
31. Злобін Ю.А. Основи екології. К: Видавництво "Лібра", ТОВ, 1998
32. Ильяшев А.С., Тимьянский Ю.С., Хромец Ю.Н. Пособие по проектированию промышленных зданий. М. : Высш. Школа, 1990 – 304с.
33. Бачинський Г.О. Основи соціоекології. Навчальний посібник – К. Вища школа, 1995.
34. Н.А. Смирнов и другие. Технология строительного производства. М.: 1976.
35. Справочник строителя. Инженерные решения по охране труда в строительстве. М.: Стройиздат, 1985 г.
36. И.А. Шерешевский. Конструкции промышленных зданий и сооружений. М., 1980 г.