**Міністерство освіти і науки України**
**Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя**

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету )
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

**Магістра**
(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект офісної будівлі в Харкові з дослідженням роботи склопластикової арматури

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

| | | |
|---|---|---|
| Студент | | Крушельницький Д.А. |
| | (підпис) | (прізвище та ініціали) |
| Керівник | | Баран Д.Я. |
| | (підпис) | (прізвище та ініціали) |
| Нормоконтроль | | Данильченко С.М. |
| | (підпис) | (прізвище та ініціали) |
| Завідувач кафедри | | Ясній В.П. |
| | (підпис) | (прізвище та ініціали) |
| Рецензент | | |
| | (підпис) | (прізвище та ініціали) |

Тернопіль
2021

Міністерство освіти і науки України
**Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя**

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20___ р.

# З А В Д А Н Н Я
## НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Крушельницькому Дмитру Андрійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект офісної будівлі в Харкові з дослідженням роботи склопластикової арматури

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «*24*» *вересня* 2021 року № *4/7-792*

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
6-8 листів формату А1

6. Консультанти розділів роботи

| Розділ | Прізвище, ініціали та посада консультанта | Підпис, дата | |
|---|---|---|---|
| | | завдання видав | завдання прийняв |
| Охорона праці | Каспрук В.Б. доцент | | |
| Безпека в надзвичайних ситуаціях | Стручок В.С. ст. викладач | | |
| Нормоконтроль | Данильченко С.М. ст. викладач | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

7. Дата видачі завдання _____

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

| № з/п | Назва етапів роботи | Термін виконання етапів роботи | Примітка |
|---|---|---|---|
| 1. | Архітектурний розділ | | |
| 2. | Розрахунково-конструктивний розділ | | |
| 3. | Науково-дослідна частина | | |
| 4. | Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях | | |
| 5. | Графічне оформлення креслень | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

Студент _____ Крушельницький Д.А.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Баран Д.Я.
(підпис) (прізвище та ініціали)

**ЗМІСТ**

ВСТУП ..... 6

РОЗДІЛ 1. Архітектурно- будівельний ..... 9

1.1 Коротка характеристика об'єкта будівництва ..... 9

1. 2 Об'ємно-планувальні рішення ..... 10

1.3 Основні рішення генерального плану ..... 10

1.4 Благоустрій території ..... 11

1.5 Інженерні мережі ..... 11

1.5.1. Каналізація ..... 12

1.5.4. Електропостачання ..... 14

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний ..... 15

2.1 Розрахунок суцільного покриття ..... 15

2.2 Розрахунок перерізу решетування ..... 17

2.3 Розрахунок решетування ..... 19

2.4 Розрахунок кроков ..... 20

2.4 Розрахунок кроквяної ноги ..... 21

2.5 Розрахунок ферми ..... 22

2.6 Розрахунок підкроквяної конструкції ..... 24

2.6 Розрахунок опорної рами ..... 25

2.7 Розрахунок конькового вузла ..... 28

РОЗДІЛ 3. Основи і фундаменти ..... 30

3.1 Коротка характеристика об'єкта будівництва ..... 30

3.2 Визначення глибини закладання фундаменту ..... 30

3.2.1 Збір навантажень на фундамент ..... 31

3.3 Визначення габаритів фундаментів ..... 33
3.4 Підбір класу бетону та арматури..... 33
3.5 Розрахунок осідання фундаменту в осях 1,4,5,9/А-Г ..... 34
3.6 Проектування фундаменту під колони в осях 2,3,6,7/А-Г ..... 35
3.7 Розрахунок осідання фундаменту в осях 2,3,6,7/А-Г ..... 37
3.8 Проектування пальового фундаменту в осях 1,4,5,9/А-Г ..... 38
3.8 Розрахунок осідання пальового фундаменту ..... 40
РОЗДІЛ 4. Науково-дослідний ..... 43
РОЗДІЛ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях..... 47
5.1 Охорона праці..... 47
5.1.1 Аналіз умов праці..... 47
5.1.2 Заходи охорони праці ..... 49
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях ..... 52
5.2.1 Законодавство України про цивільний захист..... 52
5.2.2 Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій(повені) ..... 52
ВИСНОВКИ..... 56
Список використаної літератури..... 57

# ВСТУП

Розроблений дипломний проект має на меті забезпечити комфортними умовами роботи адміністрацію невеликих поселень, що формально входять до межі м. Харків. Спочатку було поставлене завдання спроектувати невелику компактну будівлю під офісні приміщення, яка відповідатиме сучасним вимогам щодо екологічності, мікроклімату Тому було вирішено відмовитись від багатоповерхового офісного центру та спробувати обійтися малим обсягом будівництва, виходячи з чисельності населення.

**Актуальність теми.** У сучасних економічних умовах (приблизно починаючи з 2000 р.) йде тенденція до укрупнення офісних будівель, їх зрощування з торговими приміщеннями, появи потужних торгово-офісних і торгово-розважальних комплексів. Звичайно, щоб будівництво такої будівлі було економічно виправдане, необхідно розташовувати його в діловому центрі міста, з великою кількістю активного населення. На разі будинок немає таких умов, так як розташований в невеликій муніципальній ділянці на периферії Харкова.

**Мета роботи:** Розробка проекту офісної будівлі в Харкові з дослідженням роботи склопластикової арматури.

**Об'єктом дослідження** є поведінка бетонних конструкцій армованих склопластиковою арматурою при комплексній дії експлуатаційних навантажень.

**Предметом дослідження** є властивості склопластикової арматури в експлуатаційному режимі.

**Доцільність проведення досліджень** викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій в експлуатаційному режимі.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об’ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Харків.

2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.

3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.

4. Розробити скінченно-елементу модель ферми залізобетонної оболонки.

5. Визначити властивості склопластикової арматури та можливість взаємозаміни сталевої.

6. Провести економічні розрахунки, щодо ефективності застосування склопластикової арматури. За результатами проведених розрахунків розробити висновки щодо економічної ефективності подальшого використання склопластикової арматури.

7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час будівництва.

**Методи досліджень.** При вирішенні поставлених завдань застосовуються теоретичні методи досліджень, в тому числі аналіз, синтез та порівняння.

**Наукова новизна.** Систематизовано дані щодо властивостей склопластикової арматури.

**Практичні результати** роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцністних розрахунків та визначенні площі армування в бетонних конструкціях. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведені в роботі результати можуть використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

**Апробація результатів** магістерської роботи виконана роботи виконана на X Міжнародній науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 24-25 листопада 2021 року.).

**Публікація результатів магістерської роботи** здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

**Ключові слова:** бетон, армування, склопластикова арматура.

## РОЗДІЛ 1. Архітектурно- будівельний

### Коротка характеристика об'єкта будівництва

Ділянка, що відводиться під будівництво будівлі, розташована в місті Харків і вільна від забудови. Рельєф ділянки спокійний, абсолютні позначки в межах ділянки, що відводиться, змінюються в межах від 8,80 до 8,95.

Будівля двоповерхова, зі скатним дахом. Розмір у плані становить 50,4×15 м. Приміщення розроблені з урахуванням сучасних вимог, що відбилося у плануванні та габаритах приміщень. Конструктивна схема будівлі – монолітний залізобетонний каркас з несучими колонами по зовнішній та внутрішній сторонах будівлі та несучі внутрішні гіпсобетонні перегородки. Жорсткість забезпечується за рахунок замкнених монолітних стін сходових кліток та торцевих стін на бічних фасадах. Позначка верху коника +11.340 м. Облицювання фасаду – вітражі із трьох шарів тонованого скла. По стінах виконаний вентильований фасад із керамограніту з утеплювачем 100 мм базальтової вати.

Фундамент будівлі виконаний з монолітного залізобетону, в основі фундаменту цементно-піщана підготовка з гідроізоляційним килимом по ній. Навантаження несучих стін сприймають і передають на ґрунт фундаментні подушки.

Міжповерхові перекриття виконані залізобетонними монолітними товщиною 100 мм. У туалетах необхідно забезпечити гідроізоляцію перекриттів завдавши кілька шарів гідросклоізолу по мастиці.

Перегородки між приміщеннями виконуються із гіпсобетонних блоків (400х400х100; 400х400х120). На першому поверсі між коридором та торговими залами перегородка та двері виконані зі склопакетів. Склопакети також застосовані також для вітражів та вхідних дверей першого поверху.

Сходи із залізобетонних маршів, майданчики сходів із збірних залізобетонних плит заводського виготовлення, зовнішні сходи сталеві з обробкою кам'яними плитами.

Дах запроектований двосхилим. Як матеріал покрівлі використана м'яка черепиця. Дерев'яні крокви з прогонами розташовані так, щоб на горищі можна було пересуватися людям.

Будівля розташована в умовах близького сусідства з жвавими вулицями Київської та Миру, що вносить свої корективи у будгенплан та технологію зведення.

На прилеглій території запроектована автостоянка для працівників адміністрації, асфальтові доріжки по периметру будівлі та невелика зона відпочинку перед головним входом. Будівля обгороджена металевою кованою решіткою по всьому периметру.

**Об'ємно-планувальні рішення**

Приміщення будівлі можна поділити на робочі, обслуговуючі та допоміжні. До робочих відносяться офісні кабінети. До обслуговуючих відносяться приміщення вестибюлів, туалетів. До допоміжних відносяться технічні приміщення підвалу, тамбури, коридори, приміщення, призначені для розміщення інженерного обладнання, складські приміщення.

У підвалі розміщуються складські приміщення для зберігання товарів. Вхід у складські приміщення здійснюється із західного фасаду. Вхід у коридор можливий з основних сходів, а також з вуличних бічних сходів. Висота стелі у підвалі прийнята 2,0 м.

На першому поверсі розташований центральний вхід. Через увесь будинок по поздовжній осі проходить центральний коридор. Коридор з'єднує між собою чотири офісні зали, хол, туалет, фойє, головні сходи та запасний вихід. Висота стелі на першому поверсі становить 3 м.

На другому поверсі розташовані офісні приміщення. Також як і на першому поверсі, центральний коридор з'єднує між собою приймальні та кабінети. До послуг гостей великий конференц-зал та туалет.

Третій поверх є напівгорищне приміщення.

**Основні рішення генерального плану**

Проектом передбачається організувати головний вхід до офісу з боку вул. Виборзький. Із західного боку будівлі передбачається запасний вихід. Таксація дерев не виконувалася через відсутність зелених насаджень. Для прибирання сміття замовник укладає договір із ЖЕУ на вивіз сміття із додаткового сміттєзбірного контейнера, розташованого на контейнерному майданчику відведеної території.

Основні показники:

площа території – 4260 м$^2$

площа забудови – 809м$^2$

площа автошляхів та тротуарів – 2030 м$^2$

площа використаної території – 870м2

площа озеленення – 1350 м$^2$

коефіцієнт забудови – 0,19

коефіцієнт використання території – 0,99

коефіцієнт озеленення – 0,32

Площі: Території 4260 м$^2$

**Благоустрій території**

Проектом передбачається майданчик з покриттям із тротуарної плитки (бруківка). План організації рельєфу ділянки виконано з урахуванням природного рельєфу, відведення поверхневих вод та допустимих ухилів для руху транспорту та пішоходів. Територія упорядкована. Наразі вирішено питання скидання стічних вод у каналізацію. Освітлення, існує зовнішнє освітлення.

**Інженерні мережі**

Майданчик будівництва адміністративно-офісного комплексу розташований у кварталі існуючої забудови, що має інженерні мережі та споруди, тому водопостачання здійснюється від водопровідної мережі міста. У будівлі запроектовано систему холодного господарсько-питного водопроводу для забезпечення господарсько-питних потреб.

Водопровід будівлі складається з наступних основних елементів: введення водомірного вузла, розподільної магістралі, стояків та підводок до приладів, водозабірної та регулюючої арматури, протипожежної системи.

Введення, у свою чергу, складається з наступних елементів:

- підземного трубопроводу до водомірного вузла;

- водомірного вузла з підключенням введення підземного водопроводу, розташованого в цокольному поверсі будівлі з розміщенням у ньому засувки, що відключає;

Внутрішні мережі холодного водопроводу прийняті із сталевих оцинкованих труб (ГОСТ 3262). Запірна арматура встановлюється на підставі стояків на відгалуженнях.

**5.1. Каналізація**

У будівлі запроектовано господарсько-побутову каналізацію, яка служить для відведення господарсько-фекальних вод.

Трубопроводи внутрішньої та дворової каналізації проектуються самопливними.

Внутрішні мережі каналізації прийняті з чавунних труб d=50 та d=100 мм.

Схема внутрішньої каналізації включає:

- відвідні труби, що сполучають санітарні прилади зі стояками;

- стояки, що проходять через усі поверхи будинку;

- випуски, якими стічні води від стояків надходять трубою, що відводить, в мережу міської каналізації.

Для стоку дощових вод передбачені ринви з оцинкованого заліза по кутах будівлі. Навколо будівлі на вимощенні передбачений водовідвідний жолоб, яким вода стікає в підземний канал, що виводиться на проїзну частину до каналізаційного люка.

**1.5.2 Опалення**

Опалення, як і гаряче водопостачання централізоване. Теплопостачання будівлі здійснюється від зовнішніх теплових мереж із параметрами теплоносія: Тпр = 95 С, Тзв = 70 С.

Мережі теплопостачання запроектовані із сталевих труб за ГОСТ 10704-76, мережі гарячого водопостачання із сталевих водо-газопровідних оцинкованих труб за ГОСТ 3262-75. Гаряче водопостачання, централізоване із циркуляцією на введенні. Введення гарячого та циркуляційного прокладаються разом із трубами опалення в каналі тепломережі. Антикорозійний захист трубопроводів прийнятий чотирма шарами органосилікатної фарби типу ОС -51-03 з затверджувачем природного сушіння. Запроектовано два самостійні стояки системи опалення. Кожен стояк системи опалення прийнято двотрубним з попутним рухом теплоносія. Ізоляція трубопроводу системи опалення складається з виробів мінеральної вати s = 30 мм з подальшим покриттям руберойду та склотканини. Ухил трубопроводів прийнятий і = 0,003.

На підводках до нагрівальних приладів встановлені крани подвійного регулювання, повітровидалення із системи опалення здійснюється через повітровипускні крани конвекторів, встановлених у верхніх пробках нагрівального приладу. Неізольовані місця трубопроводів та нагрівальних установок забарвлюються масляною фарбою (на місці або в заводських умовах) за 2 рази. Прокладки між секціями конвекторів виконуються з пароніту завтовшки 2 мм за ГОСТ 48175-93.

### 1.5.3 Вентиляція

У будівлі запроектована канальна система природної вентиляції, її перевага полягає у простоті облаштування, економічній експлуатації та безшумності. Вона здійснюється природним шляхом по цегляних каналах у внутрішніх та зовнішніх стінах будівлі.

Повітрообмін розрахований обсягом 50 м3/ч на 1 м$^2$ площі.

### 5.4. Електропостачання

Енергопостачання виконується від міської підстанції із запиткою по дві секції двома кабелями – основний та запасний марки ААБ 2Л-1000, перетином 3х50х1х25. Електрощитова розташована у підвальному поверсі. Напруга низькочастотної мережі 380/220 Ст.

Кабелі залягають у землі залізобетонної траншеї на глибині 0,7 метра від рівня (планувальної позначки) поверхні землі даної місцевості. При перетині між собою, іншими комунікаційними магістралями та вуличними проїздами кабелі прокладаються в азбестоцементних трубах діаметром 100 мм.

Табл. 1.1 Вихідні дані для проектування

| **ПОКАЗНИК** | **ЗНАЧЕННЯ** |
|---|---|
| Район будівництва | Харків |
| Сніговий район | III, So=1,8 кПа=180 кгс/м$^2$ |
| Тип будівлі | Залізобетонна з неповним каркасом, із зовнішніми несучими стінами та внутрішніми колонами |
| Крок поперечних рам | 7,2 м |
| Проліт конструкцій покриття | 15 м |
| Тип горища | неопалюваний |
| Тип покрівлі | М'яка черепиця |
| Висота поверху | 3м |

## РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

### Розрахунок суцільного покриття

Приймаємо обшивку із дощок 32×150 мм із деревини 2 сорти. Розрахунковий опір стиску, зминання та вигину згідно табл.3. норм Rзг=130 кгс/см$^2$, модуль пружності Е=105 кгс/см$^2$.

Попередня схема обшивки:

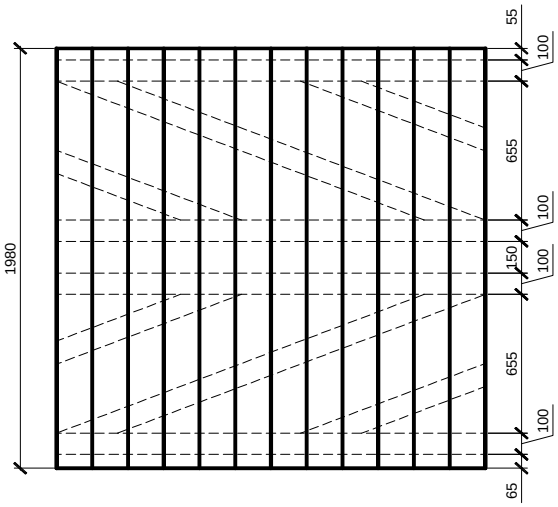



Рис.2.1 Схема обшивки

Розглядаємо як розрахункову смугу шириною 3,6 м.

Табл. 2.2 Збір навантажень

| **Вид навантаження** | **qn, кгс/м** | **γn** | **qp, кгс/м** |
|---|---|---|---|
| **Постійна** | | | |
| М'яка черепиця:<br>12 кг/м2×1,8 м | 21,60 | 1,3 | 28,08 |
| Поперечні та діагональні ребра:<br>(4·1,8+4·1,67)·0,05·0,100·700/2 | 18,45 | 1,1 | 20,30 |
| Власна вага настилу:<br>0,032 · 1,8 · 700 | 40,32 | 1,1 | 44,35 |
| РАЗОМ: | 80,37 | | 92,73 |
| **Тимчасова** | | | |
| Снігова:<br>180 · 1,8 · 0,921 | 208,88 | 1,429 | 298,40 |
| РАЗОМ: | 289,25 | | 391,13 |

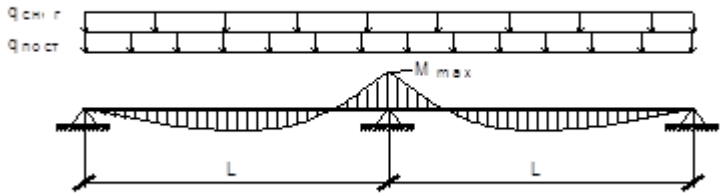



Рис.2.2 Поєднання навантажень №1

Розрахунок на поєднання навантажень №1:

Розрахункове навантаження дорівнює сумі постійного та тимчасового навантажень: $q = q_{сніг} + q_{пост} = 391{,}13 \text{ кгс/м};$

У перерахунку на одну дошку шириною 150 мм:

$$q = \frac{391{,}13 \text{ кгс/м}}{1{,}8 \text{ м}} \cdot 0{,}15 \text{ м} = 32{,}59 \text{ кгс/м};$$

Максимальний згинальний момент у балці знаходиться над опорою:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{32{,}59 \text{ кгс/м} \cdot 0{,}855^2 \text{ м}^2}{8} = 2{,}98 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

Момент опору перерізу: $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \text{ см} \cdot 2{,}7^2 \text{ см}^2}{6} = 18{,}22 \text{ см}^3;$

Нормальна напруга в перерізі:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{2{,}98 \cdot 100 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{10 \text{ см}^3} = 29{,}8 \text{ кгс/см}^2 < R_и = 130 \text{ кгс/см}^2;$$

Розрахунок на поєднання навантажень №2:

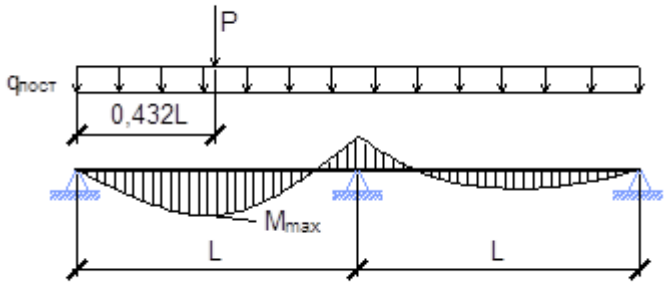



Рис.2.3 Поєднання навантажень №2

Розрахункове навантаження дорівнює постійному: $q = q_{пост} = 92,73 кгс/м;$

У перерахунку на одну дошку шириною 150 мм: $q = \frac{92,73\ кгс/м}{1,8\ м} \cdot 0,15\ м = 7,73\ кгс/м;$

Також прикладається монтажне навантаження від людини з інструментом:

P = 100 кг · 1,2 = 120 кг.

$$M_{max} = 0,07qL^2 + 0,207P\,L = 0,07 \cdot 7,73 \cdot 0,855^2 + 0,207 \cdot 120 \cdot 0,855 = 21,63\ кгс \cdot м;$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{21,63 \cdot 100\ кгс \cdot см}{18,22\ см^3} = 118,72\ кгс/см^2 < R_и = 130\ кгс/см^2;$$

Перевіримо жорсткість дошки для першого поєднання навантажень:

Нормативне навантаження у перерахунку на одну дошку шириною 150 мм: $q = \frac{289,25\ кгс/м}{1,8\ м} \cdot 0,15\ м = 24,10\ кгс/м;$

Момент інерції однієї дошки: $J = \frac{bh^3}{12} = \frac{15\ см \cdot 2,7^3\ см^3}{12} = 24,60\ см^4;$

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384}\frac{q^н \cdot l_р^3}{EJ} = \frac{5}{384}\frac{24,10 \cdot 0,01\ кгс/см \cdot 85,5^3\ см^4}{10^5 \cdot кгс/см^2 \cdot 24,60\ см^4} = \frac{1}{1254} < \frac{1}{150};$$

Прогин дошки не перевищує допустимого. Розрахунок виконано правильно.

**Розрахунок перерізу решетування**

При кроці поперечних рам 1,8 м застосовуємо однопрогонові прогони довжиною 1,8 м з кроком 1м. Розрахунок ведемо також на 2 поєднання навантажень:

- постійне та снігове (міцність та прогин);
- постійне та монтажне (міцність);

Таб. 2.2 Збір навантажень на 1 м прогону:

| **Вид навантаження** | **qn, кгс/м** | **γn** | **qp, кгс/м** |
|---|---|---|---|
| **Постійна** | | | |
| М'яка черепиця:<br>12 кг/м2×1 м | 12 | 1,3 | 15,6 |
| Поперечні та діагональні ребра:<br>(2·1,8+1,68)·0,05·0,100·700/1,8 | 10,27 | 1,1 | 11,30 |
| Власна вага настилу:<br>0,032 · 1 · 700 | 22,4 | 1,1 | 24,64 |
| Власна вага прогону:<br>0,080 · 0,080 · 700 | 15,75 | 1,1 | 17,32 |
| РАЗОМ: | 60,42 | | 68,86 |
| **Тимчасова** | | | |
| Снігова:<br>180 · 1 · 0,921 | 116,07 | 1,429 | 165,78 |
| РАЗОМ: | 176,49 | | 234,64 |

Розрахунок на поєднання навантажень №1:

Максимальний згинальний момент виникає в середині прольоту прогону

і дорівнює: $$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{234,64 \cdot 1,8^2}{8} = 95,03 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

Максимальна поперечна сила виникає у опори і дорівнює:

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{234,64 \cdot 1,8}{2} = 211,18 \text{ кгс};$$

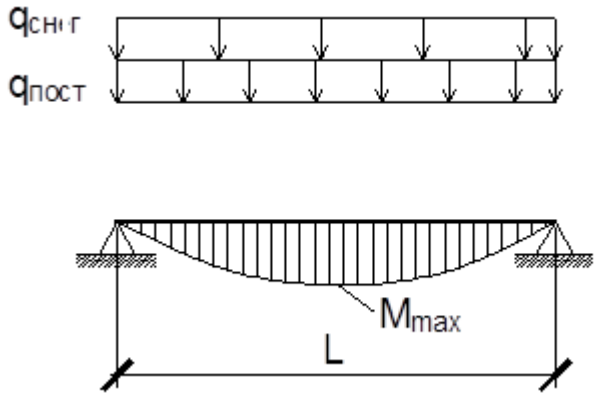



Рис.2.4 Схема дії навантаження

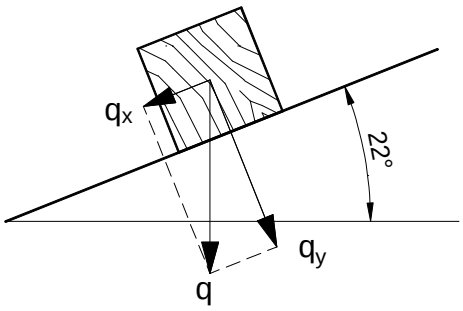
Необхідний момент опору перерізу з умови міцності за нормальною напругою:

$$W_{необ} = \frac{M_{max}}{R_{зг}} = \frac{95,03 \cdot 100 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{140 \text{ кг} / \text{см}^2} = 68 \text{ см}^3;$$ Нехай ширина перерізу b = 10. Тоді висота буде не менше: $h_{необ} = \sqrt{\frac{6W_{необ}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 68}{10}} = 6,44 \text{ см};$

Приймаємо висоту перерізу h = 8 см.

**Розрахунок решетування**

Решетування розраховуємо як елемент, схильний до косого вигину:




Момент опору перерізу:

$$W_x = \frac{hb^2}{6} = \frac{10 \text{ см} \cdot 8^2 \text{ см}^2}{6} = 107 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{8 \text{ см} \cdot 10^2 \text{ см}^2}{6} = 133 \text{ см}^3;$$

Складові згинального моменту по основних осях:

$$M_x = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{q \cdot \sin\alpha \cdot l^2}{8} = \frac{234,64 \text{ кгс} / \text{м} \cdot 0,375 \cdot 1,8^2 \text{ м}^2}{8} = 35,64 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$M_y = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{q \cdot \cos\alpha \cdot l^2}{8} = \frac{234,64 \text{ кгс} / \text{м} \cdot 0,921 \cdot 1,8^2 \text{ м}^2}{8} = 87,52 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

Нормальна напруга в перерізі:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{35,64 \cdot 100 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{107 \text{ см}^3} + \frac{87,52 \cdot 100 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{133 \text{ см}^3} =$$

$$= 99,11 \text{ кгс} / \text{см}^2 < R_u = 140 \text{ кгс} / \text{см}^2;$$

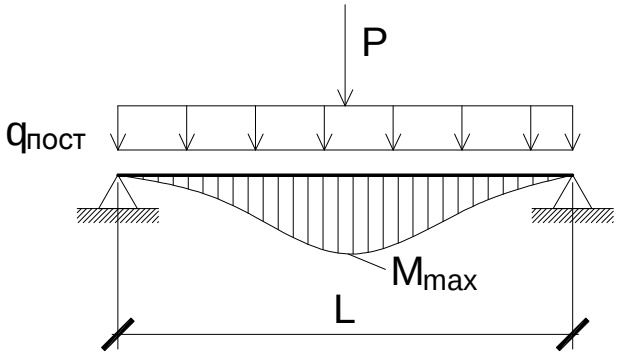
Міцність на сколювання:

$$\tau = \frac{1,5Q_{max}}{F} = \frac{1,5 \cdot 211,18}{10 \cdot 8} = 3,96 \text{ кгс} / \text{см}^2 < R_{ск90} = 8 \text{ кгс} / \text{см}^2;$$

Розрахунок прогону на жорсткість: $J_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \text{ см} \cdot 8^3 \text{ см}^3}{12} = 427 \text{ см}^4;$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q^н \cdot \cos\alpha \cdot l_p^3}{EJ_y} = \frac{5}{384} \frac{176,49 \cdot 0,01 \text{ кгс} / \text{см} \cdot 0,921 \cdot 180^3 \text{ см}^4}{10^5 \cdot \text{кгс} / \text{см}^2 \cdot 427 \text{ см}^4} = \frac{1}{346} < \frac{1}{200};$$

Прогин прогону вбирається у допустимого. Розрахунок виконано правильно.




Розрахунок на поєднання навантажень №2:

$$q = q_{пост} = 68,86 \text{ кгс} / \text{м}^2;$$

$$P = 100 \text{ кг} \cdot 1,2 = 120 \text{ кгс};$$

Максимальний згинальний момент виникає в середині прольоту прогону і дорівнює:

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{68,86 \cdot 1,8^2}{8} + \frac{120 \cdot 1,8}{4} = 81,88 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

Максимальна поперечна сила виникає у опори і дорівнює:

$$Q = \frac{ql}{2} + \frac{P}{2} = \frac{68,86 \cdot 1,8}{2} + \frac{120}{2} = 121,97 \text{ кгс};$$

Отримані силові фактори менші за фактори при завантаженні №1. Розрахунок не потрібний.

Остаточно приймаємо переріз прогону 100×80 мм. Прогін виконується з хвойної деревини (ялини) 2 сорт.

**Розрахунок кроков**

Конструктивне рішення кроквяної конструкції приймаємо наступним: по внутрішніх стінах йдуть лежні, на які упираються два підкоси, що служать для зменшення прольоту кроквяних ніг. Підкоси врізані в кроквяні ноги під прямим кутом, щоб уникнути вигину. Вище місця врізання підкосів встановлена затяжка для погашення розпору від крокв на зовнішню стіну.

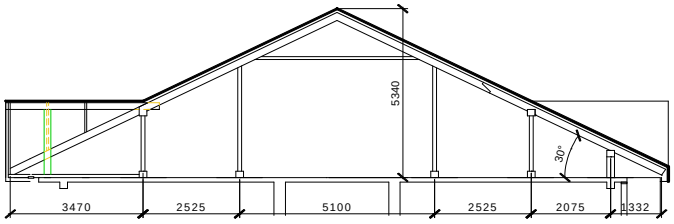



Рис.2.5 Кроквяна система

Кроквяні ноги ставимо на монолітне перекриття. Крок кроков 1,8м.

Таб. 2.3 Збирання навантажень на 1 п.м. кроков

| **Вид навантаження** | **qn, кгс/м** | **γn** | **qp, кгс/м** |
|---|---|---|---|
| **Постійне** | | | |
| М'яка черепиця:12 кг/м2·1,8 | 21,60 | 1,3 | 28,08 |
| Поперечні та діагональні ребра: 4·(2·1,8+1·1,68)·0,05·0,100·70 | 73,92 | 1,1 | 81,31 |
| Власна вага настилу:0,032 · 1,8 · 70 | 40,32 | 1,1 | 44,35 |
| Власна вага прогону:0,120 · 0,140 · 1,8 ·700 | 21,17 | 1,1 | 23,28 |
| РАЗОМ: | 157,01 | | 177,02 |
| **Тимчасове** | | | |
| Снігове: 180 · 1,8 · 0,921 · 0,7 | 208,88 | 1,429 | 298,40 |
| РАЗОМ: | 365,89 | | 475,42 |

**Розрахунок кроквяної ноги**

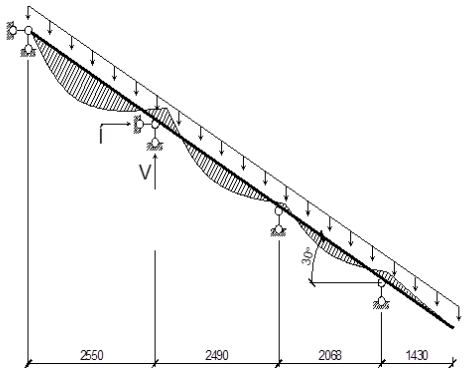



Рис.2.6 Схема прикладання навантаження на кроквяну ногу

Кроквяну ногу розглядаємо як нерозрізну балку на чотирьох опорах з консоллю. Небезпечним перетином є переріз на нижній опорі. Згинальний момент у цьому перерізі: $M = \frac{ql^2}{2} = \frac{475,42 \cdot 1,430^2}{2} = 486 \text{ кгс} \cdot \text{м};$

Приймаємо переріз кроквяної ноги із бруса 10×20 см (із запасом міцності) з урахуванням врубки на опорі 3 см:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot (20-3)^2}{6} = 482 \text{см}^3;$$

Врахуємо силу Z, що діє вздовж кроквяної ноги і є проекцією сили V:

$$Z = V \cdot \sin 30° = q \cdot \left(1,430 + \frac{2,068}{2}\right) \cdot \sin 30° = 586 \text{кг};$$

Міцність за нормальними напругами:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{Z}{F} = \frac{486 \cdot 100 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{483 \text{ см}^3} + \frac{586}{10 \cdot 17} = 104 \text{ кгс/см}^2 < R_u = 130 \text{ кгс/см}^2;$$

Момент інерції перерізу: $J_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \text{ см} \cdot 17^3 \text{ см}^3}{12} = 4094 \text{ см}^4;$

Перевірка жорсткості похилої кроквяної ноги:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q^н \cdot \cos\alpha \cdot l^3}{EJ_y} = \frac{5}{384} \frac{365{,}89 \cdot 0{,}01 \text{ кгс/см} \cdot 0{,}866 \cdot 255^3 \text{ см}^4}{10^5 \cdot \text{кгс/см}^2 \cdot 4094 \text{ см}^4} = \frac{1}{598} < \frac{1}{200};$$

**Розрахунок ферми**

Трикутна безрешітчаста ферма сконструйована з двох похилих дощатих елементів з консолями та затяжки. Ферму розглядаємо як найпростішу стрижневу систему, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням.

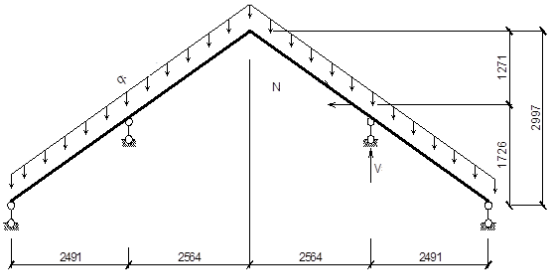



Рис.2.7 Схема прикладання навантаження на ферму

Стискальне зусилля у верхньому поясі ферми:

$$N = \frac{N_0}{2} = \frac{q^p l}{4 \cdot \sin\alpha} = \frac{475{,}42 \text{ кгс/м} \cdot 2{,}564 \text{м}}{4 \cdot 0{,}5} = 610 \text{ кгс};$$

Момент у прольоті: $M = \frac{475{,}42 \cdot 2{,}564^2}{8} = 427 \text{ кгс} \cdot \text{м};$

Перетин ферми приймаємо таким же, як переріз кроквяної ноги. Напруга у фермі:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{Z}{F} = \frac{427 \cdot 100 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{483 \text{ см}^3} + \frac{586}{10 \cdot 17} = 91 \text{ кгс/см}^2 < R_u = 130 \text{ кгс/см}^2;$$

Стійкість плоскої форми деформування:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot R_c \cdot A} + \left(\frac{M}{\varphi_M \cdot R_и \cdot W}\right)^n = \frac{610\,кгс}{0,274 \cdot 130кгс/см^2 \cdot 20см \cdot 10см} +$$

$$+\left(\frac{427 \cdot 100\ кгс{\cdot}см}{9,3 \cdot 130кгс/см^2 \cdot 483\ см^3}\right)^2 = 0,09 \le 1$$

Де: n = 2, елемент без закріплення розтягнутої кромки із площини деформування; $\lambda = \frac{l_đ}{i} = \frac{5,128ì}{0,049} = 104,65$ - Гнучкість;

$i = 0,29 \cdot h = 0,29 \cdot 0,17м = 0,049м$; - Радіус інерції;

$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{104,65^2} = 0,274$ -Коефіцієнт поздовжнього вигину;

$$\varphi_м = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k = 140 \cdot \frac{(0,10м)^2}{1м \cdot 0,200м} \cdot 1,13 = 9,3;$$

де : Lp = 1 м - розрахункова довжина, що дорівнює відстані між брусками обрешітки.

Зусилля у затяжці визначаємо за формулою:

$H = N\cos\alpha = 610$ кгс·0,866 = 529 кгс;

Крім того, на затяжку передається горизонтальна складова зусилля, що розтягує, в консолі.

Повне зусилля в опорному перерізі консолі:

$N_p = Z + qc\sin\alpha = 586$ кгс $+ 475,42$ кгс / м·1,340м·0,5 = 904,53 кгс;

Горизонтальна складова цього зусилля:

$N_p \cos\alpha = 904,53$ кгс·0,866 = 783,32 кгс;

Повне зусилля, що розтягує затягування:

$H_п = 529$ кгс + 783,32 кгс =1312,32 кгс;

Затяжку приймаємо з двох дощок перетином 5×15 см, що з'єднується з верхнім болтом поясом (d = 16 мм) і чотирма цвяхами 8×300 мм, що працюють як двозрізні нагелі.

Несуча здатність болта: $T_б = 2\sqrt{k_\alpha}T_c = 2\sqrt{0,95}\cdot 511кгс = 996$ кгс;

де: k - коефіцієнт, що визначається за табл. 19 [5];

Тс - несуча здатність нагеля однією зріз (додаток VI. І.М. Гринь «Проектування і розрахунок дерев'яних конструкцій»).

Визначаємо розрахункову здатність на зріз одного нагеля:

$$T^c = 50cd = 50 \cdot 10 \cdot 0{,}8 = 400 \text{ кгс};\ T^a = 80ad = 80 \cdot 5 \cdot 0{,}8 = 320 \text{ кгс};$$

$$T^и = (250d^2 + a^2) = (250 \cdot 0{,}8^2 + 5^2) = 185 \text{ кгс} < 400d^2 = 400 \cdot 0{,}8^2 = 256 \text{ кгс}$$

За несучу здатність приймаємо Tmin: $T_{min} = T^{зг} = 185$ кгс;

Повна розрахункова здатність з'єднання:0,9 (Тб + 4 Тгв) = 0,9 (996 кгс + 4 · 185 кгс) = 1562,4> 1312,32 кгс,де: 0,9 - коефіцієнт, що враховує зниження несучої здатності з'єднання, виконаного на нагелях різних видів.

Розрахункова площа нетто затяжки:$F_{нт}$= 5см·(15см-1,6см-2·0,8см) = 59 см$^2$

Напруга розтягування: $$\sigma = \frac{1312{,}32 \text{ кгс}}{59 \text{см}^2} = 22{,}24 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \le R_p = 70 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

**Розрахунок підкроквяної конструкції**

Прогони укладені на опорні консольні рами. Повна довжина вильоту консолі рами а1 = 205 см.

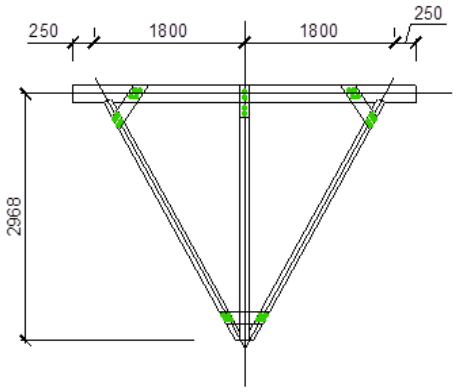



Рис.2.8 Схема визначення довжини вильоту консолі рами

Тиск від кроквяних ніг на прогін з урахуванням власної ваги підкроквяної конструкції (приймаючи його орієнтовно рівним 2,5% навантаження):

P = 1,025 [V + q (з + l2)] = 1,025 [1202 кгс + 426 кгс / м (2,564 м +1,340 м)] = 3373 кгс. Зі схеми (див. нижче) бачимо, що прогін зазнає лише навантаження на зминання, яке не потребує перевірки. Приймаємо без розрахунку прогін перетином 100х180.

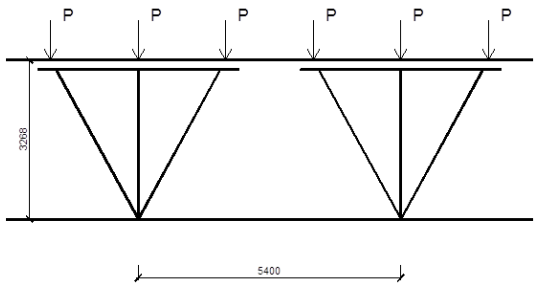



Рис.2.9 Розрахункова схема підкроквяних конструкцій

Отвори для болтів просвердлені заздалегідь лише у прогоні.

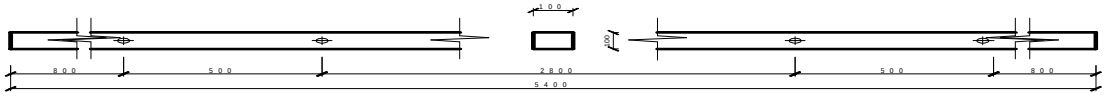



Рис. 2.20 Зображення прогону (вид зверху).

У підбалці рами отвори свердлять через прогін лише після остаточного складання, вивіряння та скріплення прогону з підбалкою монтажними цвяхами.

**Розрахунок опорної рами**

Опорна рама складається з підбалки, стійки та двох підкосів, скріплених в один монтажний елемент накладками на цвяхах.

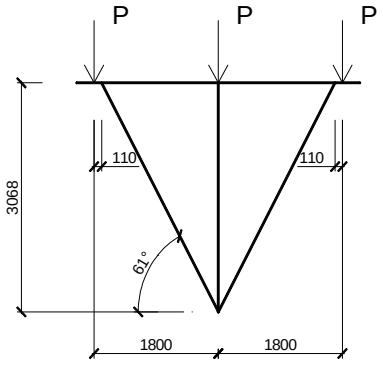



Рис2. 21 Розрахункова схема рами

Підбалка спирається на підкоси та стійку, тому в розрахунковому відношенні її можна розглядати як двопрогонову балку з консолями. Згинальний момент у точці 3 перетину осей підбалки та підкосу становить:

$Mc = P \cdot 0{,}110 = 3373 \cdot 0{,}110 = 371$ кгс · м.

Опорний тиск у точці С дорівнює:

$$C = P + \frac{M_c}{a_2} = 3373 \text{ кгс} + \frac{371 \text{ кгс·м}}{1{,}800\text{-}0{,}110 \text{ м}} = 3593 \text{ кгс};$$

Тангенс кута нахилу осі підкосу до горизонту:

$$tg\beta = \frac{3068}{1800 - 110} = 1{,}815;$$

Цьому відповідають: β = 61,14 °; cos β = 0,483; sin β = 0,876.

Стисне зусилля в підкосі: $N = \frac{C}{\sin\beta} = \frac{3593 \text{ кгс}}{0{,}876} = 4102 \text{ кгс};$

Вільна довжина підкосу: $l_0 = \frac{3068}{0{,}876} = 3502 \text{ мм};$

Переріз підкосу приймаємо 10×15 см.

Тоді:

$$\lambda = \frac{l_0}{0{,}29h} = \frac{350{,}2 \text{ см}}{0{,}29 \cdot 15 \text{см}} = 80;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{80^2} = 0{,}469;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{4102 \text{ кгс}}{0{,}469 \cdot 10 \text{см} \cdot 15 \text{см}} = 58{,}3 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \le R_c = 150 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2};$$

Глибину врубки підкосу в підбалку приймаємо рівною: hвр = 3 см.

Напруга зминання у врубці:

$$\sigma_{см} = \frac{N\cos\beta}{bh_{вр}} = \frac{4102 \text{ кгс} \cdot 0{,}483}{10 \text{см} \cdot 5 \text{см}} = 39{,}6 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \le R_{см\beta} = 40{,}7 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

де: $R_{зм\beta} = \frac{R_{зм}}{1 + \left(\frac{R_{зм}}{R_{зм90}} - 1\right)\sin^3\beta} = \frac{150 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}}{1 + \left(\frac{150 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}}{30 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}} - 1\right) 0{,}876^3} = 40{,}7 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$

Розрахунковий опір зім'яттю у врубці під кутом β до напрямку волокон.

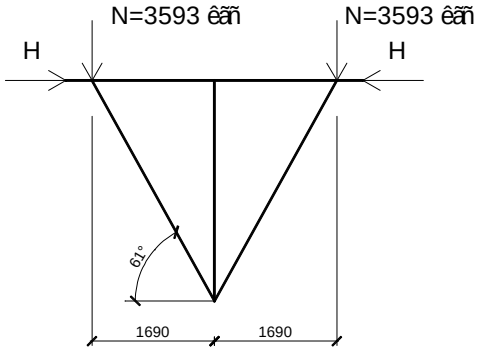
Підбалку приймаємо із бруса перетином 10×22 см.

Площа та момент опору ослабленого врубкою перерізу підбалки рівні:

F = (h-hвр) b = (22см-5см) · 10см = 170см2

$$W = \frac{b(h - h_{вр})^2}{6} = \frac{10см(22см - 5см)^2}{6} = 482\,см^3;$$

Підбійка в розрахунковому перерізі працює на спільну дію розтягування та вигину.




2.22 Схема прикладання наватажень

Зусилля розтягування у підбалці:

$$H = \frac{C}{tg\beta} = \frac{3593\ кгс}{1{,}815} = 1980\ кгс;$$

Це зусилля щодо осі ослабленого перерізу прикладено з ексцентриситетом:

$$e = \frac{h - h_{вр}}{2} + \frac{h_{вр}}{2} = \frac{h}{2} = \frac{20\,см}{2} = 10\,см;$$

Зворотний згинальний момент від ексцентричного докладання розтягуючої сили в підбалці:

Мн = Не = 1980 кгс · 10 см = 19800 кгс · див.

Розрахунковий згинальний момент:

М = Мс - Мн = 371 · 100 кгс · см - 19800 кгс · см = 17300 кгс · см.

Напруга розтягнуто-згинального елемента:

$$\sigma = \frac{H}{F} + \frac{M}{W}\cdot\frac{R_р}{R_и} = \frac{1980\ кгс}{170\,см^2} + \frac{17300\ кгс\cdot см}{482\,см^3}\cdot\frac{70\frac{кгс}{см^2}}{150\frac{кгс}{см^2}} = 28{,}4\frac{кгс}{см^2} \le R_р = 70\frac{кгс}{см^2};$$

Перетин стійки приймаємо 10х15 см.

Стійка працює на стиск:

$$\lambda = \frac{l_0}{0,29h} = \frac{306,8\text{ см}}{0,29\cdot 15\text{см}} = 71;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{71^2} = 0,595;$$

$$\sigma = \frac{C}{\varphi \cdot F} = \frac{3593\text{ кгс}}{0,595\cdot 10\text{см}\cdot 15\text{см}} = 40,3\frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \le R_c = 130\frac{\text{кгс}}{\text{см}^2};$$

**Розрахунок конькового вузла**

Дерев'яні елементи з'єднують за допомогою дерев'яних накладок на металевих болтах згідно з прийнятою кількістю елементів, прийнятих у нагельному з'єднанні та напрямку зусиль.Задаємось діаметром болта d = 2,0 см (Болт М20).Знаходимо геометричні розміри накладки:

Товщина накладок приймається не менше половини товщини елементів, що згуртовуються. Тоді товщина однієї накладки:

$H_{накл}$ = ½ · b = ½ · 10,0 см = 5 см.

Загальна товщина в місці сполучення: 2анакл+b=2·5+10 = 20 см. (=10d=10·2=20 см)

Відстань між осями циліндричних нагелів вздовж волокон деревини S1, поперек волокон S2 та від кромки елемента S3 буде визначатися як:

S1□ 7d = 7·2 = 14 см, S2□ 3,5d = 3,5·2 = 7 см, S3□ 3d = 3·2 = 6 см

Визначаємо зусилля, що припадає на кожну низку болтів. Зусилля N1 і N2 знаходимо, складаючи рівняння моментів щодо опор:

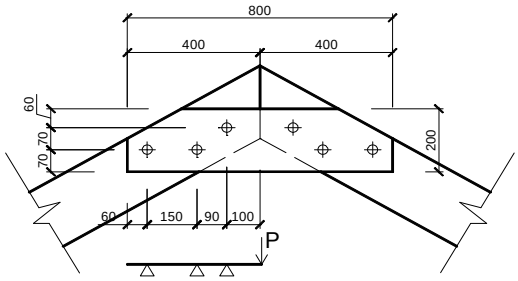



Рис. 2.23 Розрахункова схема конькового вузла.

Поперечна сила у конику:

$$P = q^p l = 475,42\text{ кгс / м}\cdot 2,55\text{м} = 1212\text{ кгс};$$

система рівнянь, що описує рівновагу простої балки:

$$N_1 + N_2 + N_3 - P = 0$$
$$P \cdot 34 - N_2 \cdot 15 - N_3 \cdot 24 = 0$$
$$P \cdot 19 + N_1 \cdot 15 - N_3 \cdot 9 = 0$$

Тут: $N_1, N_2, N_3$ - сила відповідно в першому, другому та третьому болтах, починаючи зліва. P – поперечна сила у конику.

Вирішуючи систему рівнянь, отримуємо:

$N_1 = -505$ кгс, $N_2 = 0, N_3 = 1717$ кгс;

У нагельному з'єднанні відбувається зминання деревини гнізда в крайніх елементах (Тазм), середніх елементах (Тсзм) і вигин нагеля (Тзг).

a = 5 см. - Товщина крайнього елемента (накладки).

c = 10 см. - Товщина середнього елемента (кроквяна нога).

d= 2 см – діаметр болта.

Визначаємо розрахункову здатність на зріз одного нагеля:

$T^c = 50cd = 50 \cdot 10 \cdot 2 = 1000$ кгс; $T^a = 80ad = 80 \cdot 5 \cdot 2 = 800$ кгс;

$T^и = (180d^2 + 2a^2) = (180 \cdot 2^2 + 2 \cdot 5^2) = 770$ кгс $< 250d^2 = 250 \cdot 2^2 = 1000$ кгс;

За несучу здатність приймаємо Tmin: $T_{min} = T^и = 770$ кгс;

Розрахунок необхідної кількості болтів:

У ряді, де діє сила N1: $$n_1 \geq \frac{N_1}{T_{min} \cdot n_ш} = \frac{505 \text{ кгс}}{770 \text{ кгс} \cdot 3} = 0{,}22 \Rightarrow n_1 = 1$$

У ряді, де діє сила N3: $$n_3 \geq \frac{N_3}{T_{min} \cdot n_ш} = \frac{1717 \text{ кгс}}{770 \text{ кгс} \cdot 3} = 0{,}74 \Rightarrow n_3 = 1$$

$n_ш$ =3 - число розрахункових швів одного нагеля (біля болта 3 зрізу).

## РОЗДІЛ 3. Основи і фундаменти

### Коротка характеристика об'єкта будівництва

Об'єкт будівництва: Офісний будинок;

Район будівництва: м. Харків;

Поверховість: 2 поверхи;

Матеріал зовнішніх стін: монолітний залізобетон;

Табл.3.1 Дані інженерно-геологічних досліджень

| № | Найменування ґрунту | Природна вологість | Вологість на межі плинності | Вологість на межі розкочування | Цільність ґрунту | Цільність частинок ґрунту | Кут внутрішнього тертя | Зчеплення | Коефіцієнт фільтрації | Коефіцієнт внутрішнього |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | W | W1 | Wp | ρ, кН/м3 | ρS,кН/м3 | φII, град | зII, кПа | $k_0$, см/с | $m_0$, кПа-1 |
| 1 | Насипний ґрунт, потужність 1,60м | 0,28 | 0,36 | 0,22 | 16,2 | 26,6 | 45 | 5 | 5,2□10-7 | 4□10-5 |
| 2 | Пісок великий, потужність 1,4м | 0,08 | - | - | 19,2 | 26,6 | 40 | - | 4,0□10-2 | 5□10-5 |
| 3 | Супесь пилувата, коричнево-сірі, потужність 4,8м | 0,23 | 0,25 | 0,18 | 18,2 | 26,5 | 21 | 4 | 2,1□10-5 | 18□10-5 |
| 4 | Суглинок пилуватий, стрічковий сірий, потужність 5,4м | 0,456 | 0,50 | 0,35 | 17,5 | 26,6 | 6 | 4 | 1,0□10-7 | 59□10-5 |

### Визначення глибини закладання фундаменту

Нормативна глибина промерзання ґрунту основи $d_{fn} = d_o\sqrt{M_t}$;

Де $d_o = 0,30$ м - величина, що приймається для пісків гравілистих, великих та середньої крупності;

$M_t = 7,8 + 7,8 + 3,9 + 0,3 + 5 = 24,8$ - безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму у цьому районі.

$d_{fn} = 0,30\sqrt{24,8} = 1,50$ м;

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту df, м визначається за формулою: $d_f = k_h d_{fn}; k_h = 0,7$ - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, що приймається: для зовнішніх фундаментів опалювальних споруд $d_f = 0,7 \cdot 1,50 = 1,05$м;

Призначаємо глибину закладення фундаменту

$h = d_f + 0,5 = 1,05 + 0,5 \approx 1,6$м;

**Збір навантажень на фундамент**

Табл. 3.2 Збирання навантажень на 1 кв.м. покриття

| | Найменування | рН, кгс/м2 | k | рр, кгс/м2 |
|---|---|---|---|---|
| | Тимчасове навантаження:<br>Снігове навантаження | <br>126 | | <br>180 |
| I | Постійне навантаження:<br>- М'яка черепиця Shinglas<br>- ОСП-листи12мм<br>- Суцільний дощатий підлога<br>- Прогони (брус 50×100)<br>- Ферми (крок 1,8 м) | 107,932415 | 1,31<br>,21,<br>21,2<br>1,2 | 139,538,451<br>8 |
| | | 68,9 | | 83,9 |
| | РАЗОМ:<br>Для розрахунку: | 194,9<br>195 | | 263,9<br>264 |

Табл. 3.3 Збирання навантажень на 1 кв.м. перекриття

| | Найменування | рН, кгс/м2 | k | рр, кгс/м2 |
|---|---|---|---|---|
| | Тимчасове навантаження:<br>Корисне | <br>200 | <br>1,2 | <br>240 |
| I | Постійне навантаження:<br>- Лінолеум 5мм<br>- Самовирівнююча підлога 10 мм<br>- Цементно-піщана стяжка 20 мм<br>- Монолітне з/б перекриття 200 мм.<br>- Підвісна стеля | <br>4<br>1,5<br>36<br>500<br>20 | <br>1,3<br>1,3<br>1,3<br>1,11<br>,2 | <br>5,2<br>1,9<br>46,8<br>550<br>24 |
| | | 561,5 | | 627,9 |
| | РАЗОМ:<br>Для розрахунку: | 761,5<br>762 | | 867,9<br>870 |

Збирання навантажень на 1 п.м. фундаменту по осі 1:

Ширина умовної лінії: 3,6м.

- Навантаження від покриття: $N_1^н = 195 \cdot 3,6 = 702$ кгс;

$N_1^р = 264 \cdot 3,6 = 950$ кгс;

- Навантаження від стіни:

$N_1^н = 2400 \cdot 0,4 \cdot 9 = 8640$ кгс / м; $N_1^р = N_1^н \cdot 1,1 = 8640 \cdot 1,1 = 9504$ кгс / м;

- Навантаження від 2-х перекриттів:

$N_2^н = 762 \cdot 3,6 \cdot 2 = 5488$ кгс / м; $N_2^р = 870 \cdot 3,6 \cdot 2 = 6264$ кгс / м;

- Навантаження від стрічкового фундаменту:

Приймаємо попередньо фундамент 2-ступінчастий шириною 1500:

$N_3^н = (1,5 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,3) \cdot 2400 / 1,5 = 1152$ кгс / м;

$N_3^р = N_1^н \cdot 1,1 = 1152 \cdot 1,1 = 1267$ кгс / м;

- Навантаження від ґрунту на обрізах фундаменту:

$N_4^н = 0,6 \cdot 1,6 \cdot 1920 \cdot 1 = 2650$ кгс / м; $N_4^р = N_1^н \cdot 1,1 = 2650 \cdot 1,1 = 2915$ кгс / м;

Усього на 1 п.м. основи:

$\Sigma^н = 702 + 8640 + 5488 + 1152 + 2650 = 18,63$ тс / м;

$\Sigma^р = 950 + 9504 + 6264 + 1267 + 2915 = 20,90$ тс / м;

Збір навантажень на стовпчасті фундаменти під колони в осях Б/В:

Вантажна площа 7,2 3 = 21,6 кв.м.

-Навантаження від покриття: $N_1^н = 195 \cdot 21,6 = 4212$ кгс;

$N_1^р = 264 \cdot 21,6 = 5702$ кгс;

-Навантаження від колони:

$N_1^н = 0,4 \cdot 1 \cdot 8,7 \cdot 2400 = 8352$ кгс; $N_1^р = N_1^н \cdot 1,1 = 8352 \cdot 1,1 = 9187$ кгс;

- Навантаження від 2-х перекриттів:

$N_3^н = 762 \cdot 21,6 \cdot 2 = 32918$ кгс; $N_3^р = 870 \cdot 21,6 \cdot 2 = 37584$ кгс;

- Навантаження від ґрунту на обрізах фундаменту:

$N_4^н = 0,6 \cdot 1,15 \cdot 1920 \cdot 1 = 1325$ кгс / м; $N_4^р = N_1^н \cdot 1,1 = 1325 \cdot 1,1 = 1457$ кгс / м;

- Навантаження від фундаменту:

Приймаємо попередньо стовпчастий 3-ступінчастий фундамент:

$$N_4^н = (1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,3) \cdot 2400 = 3629 \text{ кгс};$$

$$N_4^р = N_1^н \cdot 1,1 = 3629 \cdot 1,1 = 3992 \text{ кгс};$$

Усього на 1 кв.м. основи:

$$\Sigma^н = \frac{4212 + 8352 + 32918 + 1325 + 3629}{1,8 \cdot 1,8} = 15,57 \text{ тс} / \text{м}^2;$$

$$\Sigma^н = \frac{5702 + 9187 + 37584 + 1457 + 3992}{1,8 \cdot 1,8} = 17,88 \text{ тс} / \text{м}^2;$$

**Визначення габаритів фундаментів**

Визначимо несучу здатність ґрунту на підставі будівлі.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}\left[M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}\right];$$

k=1,1 – характеристики міцності ґрунту;

$$\varphi_{II} = 40^0 \Rightarrow M_g = 2,46;$$

$$M_q = 10,85;$$

$$M_c = 11,73;$$

$$C_{II} = 3 \text{ кПа} = 0,3 \text{ тс} / \text{м}^2;$$

$$\gamma_{II} = 1,92 \text{ т} / \text{м}^3;$$

$$\gamma_I = \gamma_{II} \times \gamma_{упл} = 1,92 \cdot 0,95 = 1,82 \text{ т} / \text{м}^3;$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1}\left[2,46 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,82 + 10,85 \cdot 2,6 \cdot 1,82 + (10,85 - 1) \cdot 2 \cdot 1,82 + 11,73 \cdot 0,3\right] =$$

$$= 149 \text{ тс} / \text{м}^2;$$

Для стрічкового фундаменту під стіни в осях 1/А-Г, 4/А-Г, 5/А-Г, 8/А-Г:

Середній тиск під підошвою фундаменту:

$$P_{ср} = \frac{N^н}{1 \times b} = \frac{18,63}{1 \times 1,5} = 12,42 \text{ тс} / \text{м}^2 < R = 149 \text{ тс} / \text{м}^2;$$

Т.к. є значне недонапруження, то розрахунок фундаменту продавлювання не ведемо. Підберемо клас бетону фундаменту та арматуру.

**Підбір класу бетону та арматури.**

а) Розрахунок за межею першого ступеня:

Довжина консолі 30 див = 0,3м.

Розрахунковий тиск під підошвою фундаменту:

$$P_{ср}^{p} = \frac{N^{p}}{1 \times b} = \frac{20,90}{1 \times 1,5} = 13,93 тс / м^2 < R = 149 тс / м^2;$$

Розрахунковий момент на ширину підошви:

$$M = \frac{P_p \times b \times C^2}{2} = \frac{13,93 \times 1 \times 0,3^2}{2} = 0,87 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$R_S = 3750 кгс / см^2$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

$$A_S^{тр} = \frac{M}{0,9 \times R_S \times h_0} = \frac{0,87 \times 10^5}{0,9 \times 3750 \times 25} = 1,03 см^2;$$

б) розрахунок за межею підколонника:

$$M = \frac{P_p \times b \times C^2}{2} = \frac{13,93 \times 1 \times 0,6^2}{2} = 3,47 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$R_S = 3750 кгс / см^2 - A_S^{тр} = \frac{M}{0,9 \times R_S \times h_0} = \frac{3,47 \times 10^5}{0,9 \times 3750 \times 55} = 1,87 см^2;$$

Приймаємо:

$4 \varnothing 10 A - III$

$A_S = 4 \times 0,79 = 3,14 см^2 > 1,87 \text{ см}^2 = A_S^{тр};$

Фундаментну плиту армуємо сіткою з 10 А-III з осередком 200 × 200 мм.

**Розрахунок осідання фундаменту в осях 1,4,5,9/А-Г**

Розрахунок ведемо методом пошарового підсумовування, природні напруження на рівні підошви фундаменту становлять

$$\sigma_{zp} = N_{гр}^{н} \cdot 1,6 = 2,650 тс \cdot 1,6 = 4,24 \frac{тс}{м^2} = 42,40 кПа;$$

Додаткові напруження від навантаження на рівні підошви фундаменту становлять P0 = 139 - 42,40 = 96,60 кПа;

| Найменування шару ґрунту | Відносна. глибина, м | Абсолют. Глибина, м | Коефіцієнт зміни напруги по глибині | Доповнить. Тиск, кПа | Тиск від ваги ґрунту, кПа | 0,2*Zg | Модуль деформації, кПа | Осаду шару, мм |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пісок великий | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 96,600 | 42,400 | 8,480 | 40000 | 0,39 |
| | 0,267 | 0,200 | 0,973 | 94,024 | 46,294 | 9,259 | | 0,38 |
| | 0,533 | 0,400 | 0,928 | 89,645 | 50,188 | 10,038 | | 0,36 |
| | 0,800 | 0,600 | 0,800 | 77,280 | 54,082 | 10,816 | | 0,31 |
| | 1,067 | 0,800 | 0,716 | 69,166 | 57,976 | 11,595 | | 0,28 |
| | 1,333 | 1,000 | 0,568 | 54,901 | 61,870 | 12,374 | | 0,22 |
| | 1,600 | 1,200 | 0,449 | 43,373 | 65,764 | 13,153 | | 0,17 |
| | 1,867 | 1,400 | 0,388 | 37,449 | 69,658 | 13,932 | | 0,15 |
| | 2,133 | 1,600 | 0,312 | 30,107 | 73,552 | 14,710 | | 0,12 |
| | 2,400 | 1,800 | 0,257 | 24,826 | 77,446 | 15,489 | | 0,10 |
| | 2,667 | 2,000 | 0,219 | 21,155 | 81,340 | 16,268 | | 0,08 |
| Супісок пилуватий | 2,933 | 2,200 | 0,186 | 17,935 | 85,234 | 17,047 | 13000 | 0,22 |
| | 3,200 | 2,400 | 0,160 | 15,456 | 89,128 | 17,826 | | 0,19 |
| | 3,467 | 2,600 | 0,135 | 13,073 | 93,022 | 18,604 | | 0,16 |
| | 3,733 | 2,800 | 0,12 | 11,656 | 96,916 | 19,383 | | 0,14 |
| | 4,000 | 3,000 | 0,108 | 10,433 | 100,810 | 20,162 | | 0,13 |
| | 4,267 | 3,200 | 0,091 | 8,758 | 104,704 | 20,941 | | 0,11 |
| | 4,533 | 3,400 | 0,084 | 8,082 | 108,598 | 21,720 | | 0,10 |
| | 5,867 | 4,400 | 0,048 | 4,637 | 112,492 | 22,498 | | 0,06 |
| | 7,200 | 5,400 | 0,036 | 3,478 | 116,386 | 23,277 | | 0,04 |
| | 8,533 | 6,400 | 0,024 | 2,286 | 120,280 | 24,056 | | 0,03 |
| | 9,867 | 7,400 | 0,016 | 1,546 | 124,174 | 24,835 | | 0,02 |
| | 11,200 | 8,400 | 0,015 | 1,449 | 128,068 | 25,614 | | 0,02 |
| | 12,533 | 9,400 | 0,013 | 1,256 | 131,962 | 26,392 | | 0,02 |
| | | | | | | | Сума: | 3,61 |

**Проектування фундаменту під колони в осях 2,3,6,7/А-Г**

Необхідну площу підошви фундаменту визначають за умови:

$$A_{ф}^{потр} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{ср} \cdot H} = \frac{50,45\,тс}{149\,тс/м^2 - 1,92\,т/м^3 \cdot 1,66м} = 0,35м^2;$$

Де $N = 15,57 \cdot 1,8 \cdot 1,8 = 50,45$ тс - Сила, що діє на одну колону.

$\gamma_{ср} = 1,92\ т/м^3$ - усереднена об'ємна вага ґрунту та матеріалу підошви фундаменту;

Н – глибина закладення фундаменту попередньо рівна 1,6м.

1,8×1,8 – попередні розміри фундаменту.

Бачимо, що через високу несучу здатність ґрунту видно, що при заданій площі фундаменту спостерігається низька завантаженість ґрунту, приблизно

на половину від його потужності. Тоді основною умовою при виборі фундаменту є міцність бетону за дотичною напругою.

Реактивний тиск ґрунту під підошвою:

$$p'_{гр} = \frac{N}{a_ф \cdot b_ф} = \frac{50,45\ тс}{1,8м \cdot 1,8м} = 15,57\ тс/м^2 \le R_o = 149\ тс/м^2;$$

Визначаємо висоту та конфігурацію фундаменту, виходячи з трьох умов:

1. Умова міцності на продавлювання:

$$h'_ф = -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p'_{гр}}} =$$

$$= -\frac{0,4м + 0,4м}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{50,45\ тс}{0,9 \cdot 86,7\ т/м^2 + 15,57\ тс/м^2}} = 0,168м = 16,8см;$$

Тут $R_{bt} = 8,67\ кгс/см^2 = 86,7\ тс/м^2$ - розрахункова міцність на розтяг бетону фундаменту класу В10.

Враховуючи наявність бетонної підготовки під підошвою фундаменту, приймаємо повну висоту: $h'_ф = 16,8см + 10см \approx 30см;$

2. Умова конструктивної висоти:

$$h''_ф = 1,5h_к + 5см + 20см = 1,5 \cdot 40см + 5см + 20см = 85см;$$

3. Умова жорсткого защемлення колони у фундаменті:

$$h'''_ф = 24d_s + 25см = 30 \cdot 1,4см + 25см = 67см;$$

Приймаємо фундамент заввишки $h_ф = 90зм$, Триступінчастий (30см+30см+30см).

$h_o = 90см - 4см = 86см$.

Перевіримо, чи достатньо висота нижнього ступеня фундаменту. Оскільки його висота прийнята більше необхідної мінімальної висоти з умови продавлювання, то перевірку продавлювання не проводимо. Умова міцності на зріз за межами піраміди продавлювання за відсутності поперечної арматури:

а) Розрахунок за межею першого ступеня:

Довжина консолі 30 см = 0,3м.

Розрахунковий момент на ширину підошви:

$$M = \frac{P_p \times b \times C^2}{2} = \frac{15,57 \times 1,8 \times 0,3^2}{2} = 1,52 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$R_S = 3750 \text{кгс} / \text{см}^2$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

$$A_S^{тр} = \frac{M}{0,9 \times R_S \times h_0} = \frac{1,52 \times 10^5}{0,9 \times 3750 \times 25} = 1,80 \text{см}^2;$$

б) розрахунок за межею підколонника:

$$M = \frac{P_p \times b \times C^2}{2} = \frac{15,57 \times 1,8 \times 0,6^2}{2} = 6,09 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$R_S = 3750 \text{кгс} / \text{см}^2$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

$$A_S^{тр} = \frac{M}{0,9 \times R_S \times h_0} = \frac{6,09 \times 10^5}{0,9 \times 3750 \times 55} = 3,28 \text{см}^2;$$

Приймаємо арматурну сітку з 10 А-III з осередком 200 × 200 мм, $A_s = 3,9 \text{ см}^2$.

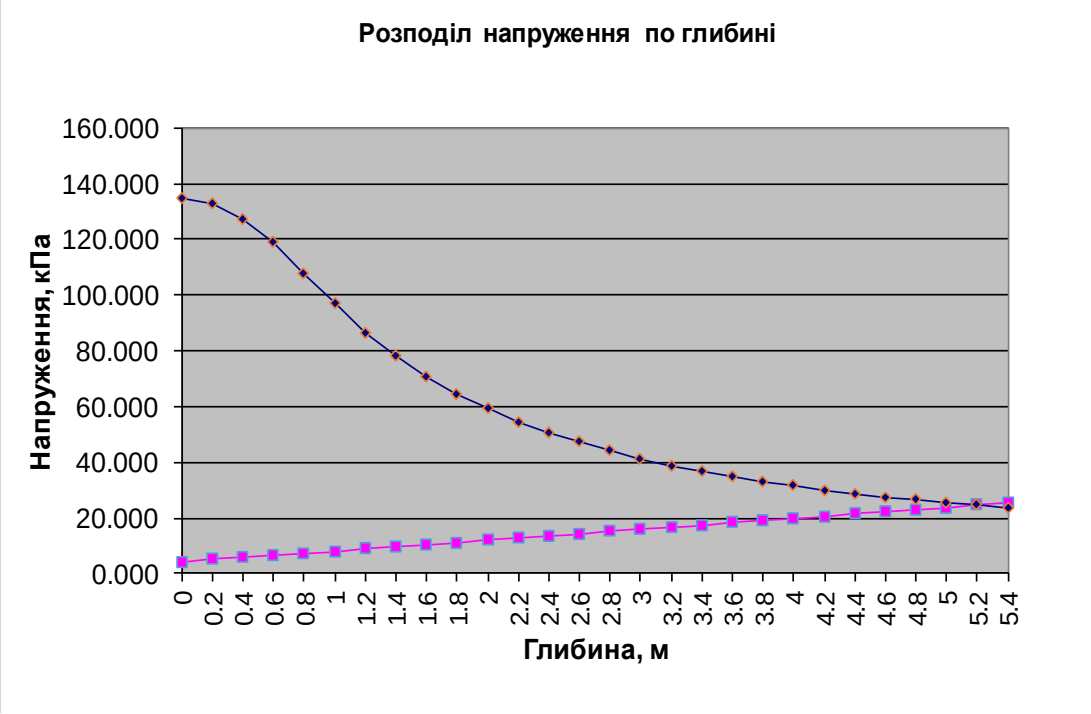
**Розрахунок осідання фундаменту в осях 2,3,6,7/А-Г**

Розрахунок ведемо шляхом пошарового підсумовування, природні напруження на рівні підошви фундаменту становлять: $\sigma_{zp} = N_{гр}^{н} \cdot 1,6 = 1,325 \cdot 1,6 = 21,2 \text{кПа};$

Додаткові напруження від навантаження на рівні підошви фундаменту становлять P0 = 156 - 21,2 = 134,8 кПа;

| Найменування шару ґрунту | Відносить. глибина, м | Абсолют. Глибина, м | Коефіцієнт зміни напруги по глибині | Доповнить. Тиск, кПа | Тиск від ваги ґрунту, кПа | 0,2*Zg | Модуль деформації, кПа | Осаду шару, мм |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пісок великий | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 134,800 | 21,200 | 4,240 | 40000 | 0,54 |
| | 0,267 | 0,200 | 0,985 | 132,733 | 25,094 | 5,019 | | 0,53 |
| | 0,533 | 0,400 | 0,945 | 127,386 | 28,988 | 5,798 | | 0,51 |
| | 0,800 | 0,600 | 0,881 | 118,759 | 32,882 | 6,576 | | 0,48 |
| | 1,067 | 0,800 | 0,797 | 107,436 | 36,776 | 7,355 | | 0,43 |
| Супісь пилувата | 1,333 | 1,000 | 0,717 | 96,697 | 40,670 | 8,134 | 13000 | 1,19 |
| | 1,600 | 1,200 | 0,642 | 86,542 | 44,564 | 8,913 | | 1,07 |
| | 1,867 | 1,400 | 0,581 | 78,274 | 48,458 | 9,692 | | 0,96 |
| | 2,133 | 1,600 | 0,526 | 70,860 | 52,352 | 10,470 | | 0,87 |
| | 2,400 | 1,800 | 0,477 | 64,300 | 56,246 | 11,249 | | 0,79 |
| | 2,667 | 2,000 | 0,439 | 59,177 | 60,140 | 12,028 | | 0,73 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 2,933 | 2,200 | 0,405 | 54,549 | 64,034 | 12,807 | | 0,67 |
| | 3,200 | 2,400 | 0,374 | 50,415 | 67,928 | 13,586 | | 0,62 |
| | 3,467 | 2,600 | 0,349 | 47,090 | 71,822 | 14,364 | | 0,58 |
| | 3,733 | 2,800 | 0,327 | 44,035 | 75,716 | 15,143 | | 0,54 |
| | 4,000 | 3,000 | 0,306 | 41,249 | 79,610 | 15,922 | | 0,51 |
| | 4,267 | 3,200 | 0,289 | 38,912 | 83,504 | 16,701 | | 0,48 |
| | 4,533 | 3,400 | 0,273 | 36,755 | 87,398 | 17,480 | | 0,45 |
| | 4,800 | 3,600 | 0,258 | 34,778 | 91,292 | 18,258 | | 0,43 |
| | 5,067 | 3,800 | 0,245 | 33,071 | 95,186 | 19,037 | | 0,41 |
| | 5,333 | 4,000 | 0,234 | 31,498 | 99,080 | 19,816 | | 0,39 |
| | 5,600 | 4,200 | 0,223 | 30,060 | 102,974 | 20,595 | | 0,37 |
| | 5,867 | 4,400 | 0,213 | 28,712 | 106,868 | 21,374 | | 0,35 |
| | 6,133 | 4,600 | 0,204 | 27,499 | 110,762 | 22,152 | | 0,34 |
| | 6,400 | 4,800 | 0,196 | 26,421 | 114,656 | 22,931 | | 0,33 |
| | 6,667 | 5,000 | 0,189 | 25,432 | 118,550 | 23,710 | | 0,31 |
| | 6,933 | 5,200 | 0,182 | 24,489 | 122,444 | 24,489 | | 0,30 |
| | 7,200 | 5,400 | 0,175 | 23,590 | 126,338 | 25,268 | | 0,29 |
| | | | | | | | Сума: | 15,46 |




## Проектування пальового фундаменту в осях 1,4,5,9/А-Г

Запроектуємо пальовий фундамент по осях 2,3,6,7/А-Г. Приймаємо палю С60.30-6 (серія 1.011.1-10). Несуча здатність палі будь-якого виду визначається за такою формулою:

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{cR} RA + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right);$$

Тут R=135 тс/м2 – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (для піщаних ґрунтів з $J_L = 0,5$);

$\gamma_c = 1$ - Коефіцієнт умов роботи;

A=0,09 – площа поперечного перерізу палі;

U=1,2м – периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 1$ - коефіцієнти роботи ґрунту під нижнім кінцем палі та з бічної поверхні.

$f_i, h_i$ - розрахунковий опір по бічній поверхні та товщина і-ого шару ґрунту.

$f_1 = 1,5 тс/м^2 \quad h_1 = 1м;$

$f_2 = 1,7 тс/м^2 \quad h_2 = 1,4м;$

$f_3 = 2,7 тс/м^2 \quad h_3 = 2м;$

$f_4 = 3,1 тс/м^2 \quad h_4 = 2м;$

$f_4 = 3,1 тс/м^2 \quad h_4 = 0,6м;$

$$F_d = 1 \cdot \left[1 \cdot 135 \text{ тс/м}^2 \cdot 0,09 \text{ м}^2 + 1,2\left(1,5 \cdot 1 + 1,7 \cdot 1,4 + 2,7 \cdot 2 + 3,1 \cdot 0,6\right)\right] = 32,65 \text{ тс};$$

Допустиме навантаження на палю: $F = \frac{F_d}{\gamma_g} = \frac{32,65 \text{ т}}{1,4} = 23,32 \text{ т};$

Визначаємо кількість паль на 1 пог.м ростверка: $n = \frac{N_{II}}{f} = \frac{20,90 \text{ т}}{23,32 \text{ т}} = 0,90 \approx 1;$

Згідно з вимогами, мінімальна відстань між палями має бути не меншою:

Smin=3d=3×0,3 м=0,9 м, максимальний крок паль Smax=6d=6×0,3 м=1,8 м. Приймаємо крок паль 1 м.

Висота ростверку 30 см. Поєднання палі з ростверком приймаємо шарнірним, глибина загортання палі в ростверк 0,1м. Ширина ростверку береться 0,9 м-коду.

Вага ростверку на 1 п.м. фундаменту:Gp $= 2,4 \cdot 0,3 \cdot 0,9 = 0,648$ т;

Вага ґрунту на ростверці:Gгр= $1,92 \cdot 0,6 \cdot 0,9 = 1,037$ т;

Разом навантаження на одну палю:

$$N = 20,90\,т + 0,648\,т + 1,037\,т = 22,85\,т < F = 23,32\,т.$$

Визначення умовної ширини пальового фундаменту:

$$\varphi_{IIm\,t} = \frac{\sum \varphi_{IIi} h_i}{\sum h_i} = \frac{45 \cdot 0,4 + 40 \cdot 1,4 + 23 \cdot 2}{0,4 + 1,4 + 2} = 31,58$$

- Розрахункове значення кутів внутрішнього тертя для різних шарів ґрунтів.

$$\alpha = \frac{\varphi_{IIm\,t}}{4} = \frac{31,58}{4} = 7,90$$

- Кут розсіювання.

$$B_{усл} = 2tg\alpha \cdot \sum h_i = 2 \cdot 0,139 \cdot 6 = 1,665\,м;$$

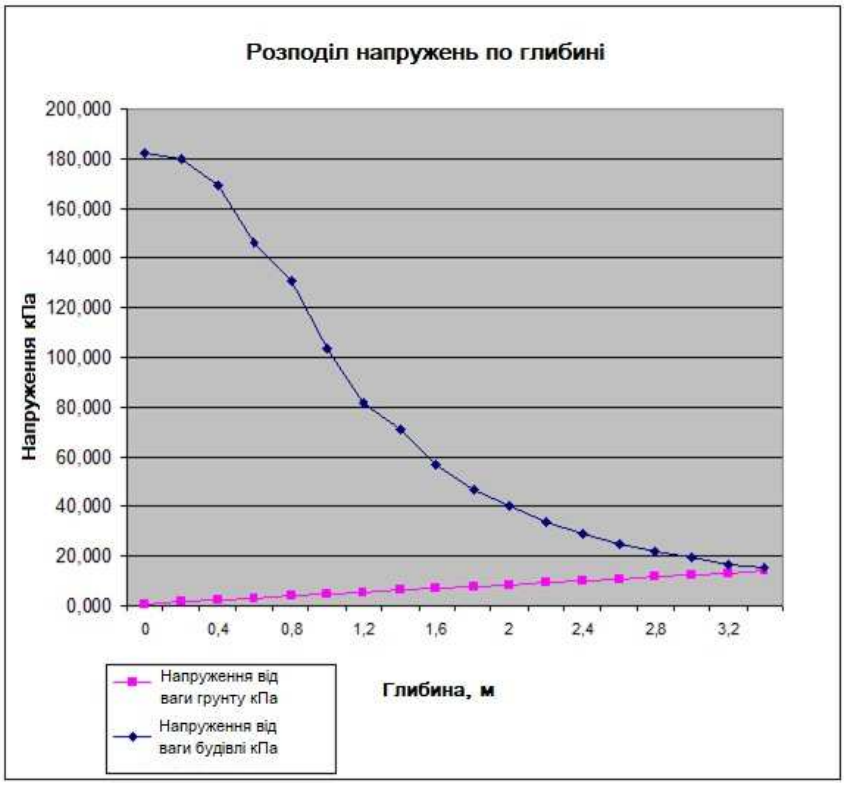
**Розрахунок осідання пальового фундаменту**

Розрахунок опади ведемо шляхом пошарового підсумовування. Природні напруження на рівні підошви фундаменту становлять: $\sigma_{zp} = (0,3м \cdot 0,6 \cdot 1м) \cdot 1,92\,тс/м = 0,384\ тс/кв.м. = 3,84\,кПа;$

Додаткові напруження від навантаження на рівні підошви фундаменту складають P0 = 186,3 -3,84 = 182,46 кПа;

| Найменування шару ґрунту | Відносить. глибина, м | Абсолют. Глибина, м | Коефіцієнт зміни напруги по глибині | Доповнить. Тиск, кПа | Тиск від ваги ґрунту, кПа | 0,2*Zg | Модуль деформації, кПа | Осаду шару, мм |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пісок великий | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 182,460 | 3,840 | 0,768 | 40000 | 0,73 |
| | 0,267 | 0,200 | 0,985 | 179,662 | 7,734 | 1,547 | | 0,72 |
| | 0,533 | 0,400 | 0,928 | 169,323 | 11,628 | 2,326 | | 0,68 |
| | 0,800 | 0,600 | 0,800 | 145,968 | 15,522 | 3,104 | | 0,58 |
| | 1,067 | 0,800 | 0,716 | 130,641 | 19,416 | 3,883 | | 0,52 |
| | 1,333 | 1,000 | 0,568 | 103,698 | 23,310 | 4,662 | | 0,41 |
| | 1,600 | 1,200 | 0,449 | 81,925 | 27,204 | 5,441 | | 0,33 |
| | 1,867 | 1,400 | 0,388 | 70,734 | 31,098 | 6,220 | | 0,28 |
| | 2,133 | 1,600 | 0,312 | 56,867 | 34,992 | 6,998 | | 0,23 |
| | 2,400 | 1,800 | 0,257 | 46,892 | 38,886 | 7,777 | | 0,19 |
| | 2,667 | 2,000 | 0,21 | 39,959 | 42,780 | 8,556 | | 0,16 |
| Супесь пилувата | 2,933 | 2,200 | 0,186 | 33,877 | 46,674 | 9,335 | 13000 | 0,42 |
| | 3,200 | 2,400 | 0,160 | 29,194 | 50,568 | 10,114 | | 0,36 |
| | 3,467 | 2,600 | 0,135 | 24,693 | 54,462 | 10,892 | | 0,30 |
| | 3,733 | 2,800 | 0,121 | 22,017 | 58,356 | 11,671 | | 0,27 |
| | 4,000 | 3,000 | 0,108 | 19,706 | 62,250 | 12,450 | | 0,24 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 4,267 | 3,200 | 0,091 | 16,543 | 66,144 | 13,229 | | 0,20 |
| | 4,533 | 3,400 | 0,084 | 15,266 | 70,038 | 14,008 | | 0,19 |
| | 4,800 | 3,600 | 0,077 | 14,049 | 73,932 | 14,786 | | 0,17 |
| | | | | | | | Сума: | 6,99 |




З У С И Л Л Я /НАПРУЖЕННЯ/ В ЕЛЕМЕНТАХ.

Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Порівняння варіантів робимо на 1 п.м. довжина фундаменту. Визначення вартості розглянтих варіантів проводимо у табличній формі за укрупненими показниками.

| Найменування робіт | Од. вим | Кількість | Вартість, тис. грн. | |
|---|---|---|---|---|
| | | | од. змін. | всього |
| 1 | 2 | 4 | 5 | 6 |
| Фундаменти на природній основі | | | | |
| Розробка ґрунту в котлованах (3,2×1) ×1,6=3,58 | $м^3$ | 5,12 | 2,3 | 11,78 |
| Фундаменти стрічкові | $м^3$ | 0,72 | 30,2 | 21,74 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ж/Б (В10) | | | | |
| Бетонна підготовка 1,5×1×0,1=0,15 | $м^3$ | 0,15 | 23,7 | 3,55 |
| Горизонтальна гідроізоляція гідроізолом у 2 шари | $100м^2$ | 0,09 | 269,0 | 24,21 |
| РАЗОМ: | | | | 61,28 |
| Палеві фундаменти | | | | |
| Розробка ґрунту в котлованах 0,9×1×0,6=0,54 | $м^3$ | 0,54 | 2,3 | 1,24 |
| Палі залізобетонні 0,3×0,3×6=0,54 | $м^3$ | 0,54 | 90,3 | 48,76 |
| Монолітний ростверк 0,9×0,3×1=0,27 | $м^3$ | 0,27 | 26 | 7,02 |
| Бетонна підготовка 0,1×0,9×1 | $м^3$ | 0,09 | 23,7 | 2,13 |
| Горизонтальна гідроізоляція гідроізолом у 2 шари | $100м^2$ | 0,09 | 269 | 24,21 |
| РАЗОМ: | | | | 83,36 |

**Висновок**: на підставі ТЕП приймаємо варіант фундаменту на природній основі

## РОЗДІЛ 4. Науково-дослідний

Одним із основних моментів при проектуванні залізобетонних конструкцій є правильний підбір арматури, її діаметра, марки, розрахунок необхідного анкерування, забезпечення захисного шару . Арматура сприймає на собі розтягуючі зусилля, не дає свіжому бетону розтріскатися, витріскатись втратити форму і виконує деякі інші корисні функції. З недоліків стальної арматури слід виділити її великий вагу та низьку корозійну стійкість. При тривалій експлуатації будівлі відбувається неминуче проникнення води у тріщини стін, фундаментів та корозія арматури, яка сильно знижує її міцність.

У своїй науково-дослідній роботі я вирішив проаналізувати, як можна уникнути цих недоліків або хоча б зменшити їх. Останні кілька років на ринку великих українських міст виник новий вид арматури – з полімерних композитних матеріалів, так звана склопластикова та базальтопластикова арматура. За інших рівних умов, її відрізняє мала маса (в 9 разів легша за сталі), що значно полегшує працю робітників на будівництві, і більш висока міцність на розрив - у 3 рази вища за звичайну арматуру. Таким чином, 8 діаметр склопластику замінює 10 діаметр сталі. Крім того, склопластик не іржавіє, його можна використовувати в агресивних середовищах. Розглянемо докладніше характеристики:

| **Характеристики** | **Металева арматура класу А-Ш (А400С) ДЕРЖСТАНДАРТ 5781-82** | **Неметалічна композитна арматура (АСП – склопластикова, АБП – базальтопластикова)** |
|---|---|---|
| Матеріал | Сталь 35ГС, 25Г2С та ін. | АСП - скляні волокна діаметром 13-16 мікрон пов'язані полімером; АБП - базальтові волокна діаметром 10-16 мікрон пов'язані полімером |
| Тимчасовий опір при розтягуванні, МПа | 360 | 1200-АСП1300-АБП |

| | | |
|---|---|---|
| Модуль пружності, МПа | 200000 | 55000-АСП71000-АБП |
| Відносне збільшення, % | 25 | 2,2-АСП та АБП |
| Характер поведінки під навантаженням (залежність "напруга-деформація") | Крива лінія з майданчиком плинності під навантаженням | Пряма лінія із пружнолінійною залежністю під навантаженням до руйнування |
| Коефіцієнт лінійного розширення х*10-5/°С | 13-15 | 9-12 |
| Щільність, т/м³ | 7 | 1,9-АСП та АБП |
| Корозійна стійкість до агресивних середовищ | Кородує із виділенням продуктів іржі | Нержавіючий матеріал першої групи хімічної стійкості, у тому числі до лужної середовища бетону |
| Теплопровідність | Теплопровідна | Нетеплопровідна |
| Електропровідність | Електропровідна | Неелектропровідна - діелектрик |
| Профілі, що випускаються | 6-80 | 3,5-12 у перспективі до 20 |
| Довжина | Стрижні довжиною 6-12 м | Будь-яка довжина на вимогу замовника |
| Екологічність | Екологічна | Є санітарно-епідеміологічний висновок, що не виділяє шкідливих та токсичних речовин |
| Довговічність | За будівельними нормами | Прогнозована довговічність не менше 80 років |
| Заміна арматури за фізико- | 6А-III8А-III12А-III14А-III16А-III | АСП-4, АБП-4АСП-6, АБП-6АСП-8, АБП-8АСП-10, АБП-10АСП-12, АБП-12 |

| | | |
|---|---|---|
| механічними властивостями | | |
| Параметри рівноміцного арматурного каркаса при навантаженні 25 т/м² | При використанні арматури 8А-Ш розмір комірки 14×14 см. Вес 5,5 кг/м² | При використанні арматури 8АСП розмір комірки 23х23 см. Вага 0,61 кг/м2. Зменшення ваги у 9 разів |
| Економіка | В даний час відмічено збільшення вартості металу за останні 6 місяців у середньому на 67% | Фінансова економія від заміни металевої арматури на рівноміцну композитну арматуру становить 10-30%. Динаміка зростання цін становить 2-4% на рік |
| Області застосування | За будівельними нормами | Застосування за рекомендаціями НДІЗП. Особливо ефективно для дорожнього будівництва для виробів, що працюють на пружній основі (основи та укоси доріг, асфальтобетонне покриття, підпірні стінки, плити тощо). Перспективно для створення сейсмостійких поясів будівель та споруд як існуючих, так і зведених. |

Проведемо невеликий кошторисний розрахунок для нашої будівлі.

| Стіна | Розміри, м | Об'єм, $м^3$ |
|---|---|---|
| Вісь 1 | 0,5×16,9×10 | 84,5 |
| Вісь 2 | 0,5×1,5×10 | 7,5 |
| Вісь 3 | 0,5×1,5×10 | 7,5 |
| Вісь 4 | 0,5×16,9×10 | 82,5 |
| Вісь 5 | 0,5×16,9×10 | 82,5 |
| Вісь 6 | 0,5×1,5×10 | 7,5 |
| Вісь 7 | 0,5×1,5×10 | 7,5 |
| Вісь 8 | 0,5×16,9×10 | 84,5 |
| Колоні (4 шт) | 0,4×0,4×10×4 | 6,4 |
| ВСЬОГО: | | 370,4 |

Виходячи із середнього показника армування конструкцій, спробуємо розрахувати економічний ефект від заміни арматури.

Середнє армування залізобетонних конструкцій 130 $кг/м^3$ бетону. Висловлюючи це у пог. 10 діаметра, одержуємо: 130/0,617 = 211 пог.м. При ціні 25 000 грн/т отримуємо 0,130 370,4 25000 = 1 203 800 грн. - вартість арматури в каркасі зведення. Припустимо, замість сталевої буде використано склопластикову арматуру АСП-8 вартістю 14,30 грн/ пог.м. тоді її вартість на будівлю:

211 370,4 14,30 = 1117608 грн.

ВИСНОВОК: При використанні склопластикової та базальтопластикової арматури економічний ефект незначний. Перевага такого армування досягається виключно за рахунок високої корозійної стійкості арматури та її малої ваги.

## РОЗДІЛ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

### .1 Охорона праці

### .1.1 Аналіз умов праці

Будівництво офісної будівлі включає в себе наступну сукупність робіт: земляні, вантажно-розвантажувальні, монтажні, оздоблювальні та спеціальні.

Вантажно-розвантажувальні роботи пов'язані з експлуатацією будівельних машин і механізмів. Аналіз виробничого травматизму в будівельних організаціях показує, що близько чверті нещасних випадків відбувається саме на роботах, пов'язаних з експлуатацією будівельних машин і механізмів.

Основними небезпечними і шкідливими виробничими факторами, що супроводжується експлуатація машин, є: дія механічної сили, можливість ураження електричним струмом, несприятливі фактори виробничого середовища (мікроклімат, шум, вібрація, запиленість, загазованість робочої зони, тепловий вплив), підвищені фізичні та нервово-психічні навантаження, невідповідність робочого місця вимогам ергономіки.

Дія механічних чинників проявляється в такій формі: наїзд на людей, перекидання машин, травмування працюючих рухомими механізмами, частинами і деталями, падіння з висоти, обвалення ґрунту.

Перекидання машин відбувається внаслідок збільшення маси вантажу, що піднімається до недоступного ваги, підйом примерзлий до землі конструкцій, значні динамічні навантаження при неправильній експлуатації, велика вітрове навантаження, наднормативний нахил місцевості, просадка ґрунту.

Робоча зона у вантажопідйомних пристроїв і транспортного устаткування є одночасної небезпечною зоною, так як виконувати роботу за допомогою цих машин можна, тільки перебуваючи всередині кордонів їх дії. Небезпеки для працюючих, пов'язані в основному з ненавмисним контактом з рухомими частинами обладнання і можливим ударом від падаючих предметів, при обриві вантажу, що піднімається і з падінням самого обладнання. Це

відноситься не тільки до стаціонарного і пересувного обладнання, а й до самохідного, в тому числі рухомого з великою швидкістю. При взаємодії до числа потенційних небезпек можна зарахувати наїзд і удар при зіткненні.

Можливість ураження електричним струмом обумовлена випадковим дотиком до струмоведучих частин і дотиком до металевих неструмоведучих частин, які можуть опинитися під напругою в результаті пошкодження ізоляції або з інших причин.

У деяких кранах і підйомниках, що працюють на будмайданчику, використовується електричний струм до 1000В, що небезпечно для людини. Можливість ураження електричним струмом виникає також при роботі будівельних машин у лінії електропередач (ЛЕП). Тому нормами встановлено граничні відстані між будівельною машиною (механізмом) і (ЛЕП). Наприклад: при напрузі до 20кВ відстань не повинна бути менше 2м.

Мікроклімат відкритої будмайданчика тісно пов'язаний з метеорологічними умовами. На робочих діють інтенсивне сонячне випромінювання, пориви вітру (при$V = 12 м/с$ - роботи на відкритому повітрі заборонені), перепад температур, вологість (оптимальна відносна вологість 40-60%).

Бульдозер, каток є джерелом підвищеної запиленості та загазованості в кабіні і зовні, підвищених рівнів шуму і вібрації.

Зони з рівнем звуку понад 85дБ повинні бути позначені знаками безпеки. Роботи в цих зонах без використання засобів захисту забороняється.

Робоча поза і стомлюваність є основними психофізичними аспектами процесу праці при експлуатації будівельних машин і механізмів.

Основними позами людини під час роботи на будівельному майданчику є пози «стоячи» і «сидячи», що слід враховувати, проектуючи робоче місце і робочу позу, що відповідає даному виду робіт.

Ознакою перевтоми є знижена працездатність спочатку робочого дня.

З аналізу випливає, що умови праці персоналу 3 і 4 класу, шкідливі і небезпечні.

### .1.2 Заходи охорони праці

Робочі місця на будмайданчику оснащені технічними засобами безпеки. Виконання вимог безпеки при експлуатації машин досягається за рахунок застосування пристроїв, які забезпечують безпеку машини в разі помилок машиніста або несподіваної появи небезпеки. У будівельних машинах використовуються прилади та пристрої безпеки: гальмівні, контрольно запобіжні, блокувальні, сигнальні та огороджувальні, аварійної зупинки.

Безпека будівельних машин залежить від правильності експлуатації гальм. Залежно від конструкції і форми контактуючих елементів використовуються гальма колодкові, стрічкові і дискові. У вантажопідіймальних кранах гальма передбачені в механізмах підйому вантажу, вильоту стріли, повороту і пересування крана.

Контрольно-запобіжні пристрої в будівельних машинах застосовуються різної конструкції: покажчики вітрового тиску, вильоту стріли, крену крана, наближення до повітряних лініях електропередач. Також влаштовуються протиугонні захвати, обмежувачі висоти підйому, вильоту, повороту і шляхи, вантажопідйомності і вантажного моменту, швидкості, буферні пристрої.

Сигнальні пристрої сповіщають робочих про виникнення небезпеки. Застосовують світлові, звукові і комбіновані пристрої оповіщення.

Огороджувальні пристрої попереджають потрапляння робітників у небезпечні зони. Залежно від призначення і конструкції будівельної машини небезпеку для робітників створюють відкриті частини машини, які вчиняють і обертальний або поступальний рух, відлітають при обробці частинки, можливість падіння з висоти, а так само випадкове руйнування. Огороджувальні пристрої: огороджувальні кожухи, щити, решітки, перила.

Блокуючі пристрої забезпечують вимикання машини або механізму в разі проникнення людини в небезпечну зону, відмови обладнання або вихід параметрів енергопостачання за допустимі межі.

Електрична ізоляція струмоведучих проводів забезпечує електробезпека (використання подвійної ізоляції). З метою електробезпеки використовуються: занулення, захисне заземлення, захисне відключення.

Неізольовані струмоведучі частини (проводу), закріплені на ізоляторах, розташовані на висоті 2.5м, де вони недоступні для випадкового дотику. Їх закривають кришками або кожухами.

Використовуються сітчасті і суцільні огорожі електроустановок і небезпечних зон.

Світильники загального освітлення напругою 127 і 220 В повинні встановлюватися на висоті не менше 2.5м від рівня землі, підлоги або настилу.

Мала напруга 12 і 42В передбачена для зменшення небезпеки ураження електричним струмом. При висоті менше 2.5м необхідно застосовувати світильники спеціальної конструкції і напругою 42В.

Блокувальні пристрої не допускають помилок персоналу при роботі на електроустановках пристрої, які допускають тільки певний порядок включення або відключення механізму.

Електричний поділ мереж здійснюється за допомогою спеціальних розділових трансформаторів (високий рівень ізоляції проводів).

Рівні звукового тиску на робочих місцях в нормованому частотному діапазоні не повинні перевищувати граничних значень. (Нормований діапазон частот розрізнення звуку від 16 до 20000Гц).

Заходи щодо захисту від шуму:

- зменшення шуму в джерелі виникнення;
- зниження шуму на шляхах його поширення;
- архітектурно-планувальні рішення;
- вдосконалення технічних процесів і машин.

Зменшення шуму в джерелі виникнення здійснюється на стадії проектування. У кожній машині (електродвигун, вібромайданчик) в результаті коливань, як всієї машини, так і складових її частин, виникають шуми механічного, аеродинамічного та електромагнітного походження.

При роботі різних механізмів зниження шуму на 5-10дБ здійснюється шляхом усунення зазорів в зубчастих передачах і з'єднаннях деталей з підшипниками.

Технологічні заходи по боротьбі з шумом: заміна машин, що використовують вібраційний метод ущільнення бетонної суміші, машинами із застосуванням безвібраціонної технології виготовлення залізобетонних виробів.

Ослаблення вібрації досягається застосуванням віброізоляції, віброгосящіх підстав, вібропоглащенія, динамічних гасителів вібрації.

У будівельних машинах робоче місце (РМ) обладнано в спеціальних кабінах. Для забезпечення безпеки кабіна має достатні захисні властивості від дії механічної сили, безпечний вихід і вхід, необхідну оглядова; розміри та обладнання РМ відповідають вимогам ергономіки.

Зручна поза в кабіні досягається регулюванням положення сидіння і простору для ніг.

Дані заходи дозволяють знизити ймовірність появи травматизму і профзахворювань працюючих.

## .2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

### Законодавство України про цивільний захист

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов’язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов’язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб’єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

## .2.2 Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій(повені)

Для об'єкта проектування характерними аваріями і надзвичайними випадками є:

Природного характеру:

- геологічні (землетруси, виверження вулканів, зсуви, селі, снігові лавини);

- метеорологічні (урагани, бурі, снігові бурі, смерчі);

- гідрологічні (повінь, затори, зажори, наганяння, цунамі);

- природні пожежі (лісові, торф'яні, степові);

- космічні (астероїди, планети, випромінювання).

Техногенного характеру:

- раптове обвалення будівель, споруд;

- обвалення крана.

Проектні рішення складаються відповідно до норм, в яких містяться вимоги до розміщення об'єктів, планування забудови території, проектування та будівництва будівель і споруд, мереж водо-, газо-, тепло-, електропостачання, потенційно небезпечних об'єктів.

На сучасному етапі основний напрямок боротьби з повінню - зменшення максимальної витрати води в річці шляхом перерозподілу стоку в часі. Це досягається посадкою лісозахисних смуг, оранкою землі поперек схилів, збереженням прибережних водоохоронних смуг деревної і чагарникової рослинності.

Все це в поєднанні з агролісомеліоративна заходами сприяє переведенню швидкоплинного поверхневого стоку в уповільнений підземний стік.

Але тільки одні такі заходи не допоможуть запобігти великі і видатні повені.

Певний ефект дає будівництво ставків та інших ємностей у балках, ярах для перехоплення талих і дощових вод. Для середніх і великих річок - це регулювання паводочного стоку за допомогою водосховищ.

Створення водосховищ спеціально для боротьби з повінню вкрай рідко, тому що не виправдовуються економічні витрати.

Як ефективний засіб захисту від повені розглядається будівництво дамб. Схема розташування дамб враховує особливості рельєфу і може бути: по-дільничної і суцільний.

Також керівним складом, комісією з НС, паводковими комісіями накопичено певний досвід щодо захисту населення під час повені:

1. У районах, на об'єктах економіки створені протипаводкові комісії;

2. Призначено відповідальні особи за організацію евакуації людей з місць можливого затоплення, визначені та обладнані місця тимчасового проживання евакуйованого населення;

3. Затверджено заходи щодо забезпечення безпечного пропуску льодоходу, паводкових вод:

- починаючи з березня, ведеться постійне спостереження за станом льодового покриття річок і підвищення рівня води;

- приведена в постійну готовність рятувальна станція на водах;

- для ліквідації крижаних заторів на річках створюються бригади підривників;

- розроблено заходи щодо організації харчування та медичного обслуговування населення, евакуйованого з місць затоплення;

Затверджено графік цілодобового чергування міської протипаводкового комісії.

Перераховані вище заходи щодо захисту від повені, в випадки виникнення його, знизять соціальний і матеріальний збиток.

Будівництво цеху поблизу річки обумовлює виконання всіх заходів щодо захисту від повеней.

Порядок дій при обваленні будинків і споруд.

Раптове обвалення будівлі призводить до виникнення пожежі, руйнування комунально-енергетичних мереж, утворення завалів, травмування та загибелі людей.

Почувши вибух або виявивши, що будівля втрачає свою стійкість, негайно покинути його.

Залишаючи приміщення, спускатися по сходах.

Не панікувати, не влаштовувати тисняву в дверях при евакуації. Зупиняти тих, хто збирається стрибати з балконів (поверхів вище першого) і через засклені вікна.

Якщо відсутня можливість покинути будівлю, зайняти безпечне місце: прорізи капітальних внутрішніх стін, кути, утворені капітальними

внутрішніми стінами, під балками каркасу (вони захищають від падаючих предметів і уламків). Відкрити двері з приміщення, щоб забезпечити вихід.

Не піддаватися паніці і зберігати спокій. Триматися подалі від вікон, електроприладів.

Якщо виникла пожежа, негайно спробувати загасити.

Телефон використовувати тільки для виклику представників правоохоронних органів, пожежної охорони, лікарів, рятувальників.

Не користуватися сірниками: існує небезпека вибуху внаслідок витоку газу.

Опинившись на вулиці, не стояти поблизу будівлі. Перейти на відкритий простір.

# ВИСНОВКИ

В результаті виконання кваліфікаційної роботи було вирішено такі завдання:

- запроектовано архітектурно-будівельну частину проекту двоповерхової адміністративно-офісної будівлі;

- зроблено вибір та розрахунок конструкції фундаменту будівлі;

- здійснено докладний розрахунок та підбір матеріалів монолітних міжповерхових перекриттів;

- виявлено основні переваги та недоліки при застосуванні склопластикової та сталевої арматури;

- визначено економічний ефект від застосування склопластикової арматури;

- розглянуто питання безпеки життєдіяльності та охорони навколишнього середовища під час будівництва двоповерхової адміністративно-офісної будівлі..

## Список використаної літератури


1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.
10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. Materials Science, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)

11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Ігнатьєва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнатьєва, Е.О. Текін // ΛΌГОΣ. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2

17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної

науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

22. Основания, фундаменты и подземные сооружения:. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.

24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.

25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.

26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.

27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.

28. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.

29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.

30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смородинова. – М. : 2003. – 355с.

31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.

32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с

33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.

34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.

35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.

36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.

37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.

38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.

39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.

40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.

41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик 0.8., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка грунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.

44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць:

механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.

45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.

47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.

48. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

49. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничний В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

50. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненних слоистими углепластиками. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

51. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.