

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

72.012:658.2:637.1

ПОГОДЖЕНО
Декан факультету (Директор ННІ)
конструювання та дизайну
(назва факультету (ННІ))

(підпис) Ружи́ло З.В.
(ПІБ)

“ ____ ” листопада 2024 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри будівництва
(назва кафедри)

(підпис) Яковенко І.А.
(ПІБ)

“ ____ ” листопада 2024 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Проектування цеху з переробки молочної продукції у Сумській області

Спеціальність _____ 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Освітня програма
освітньо-наукової програми 192 – будівництво та цивільна інженерія
(назва)

Орієнтація освітньої програми
_____ освітньо-професійна програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

К.Т.Н., доцент
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Бакулін Євгеній Анатолійович
(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., ст. викладач
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Усенко Микола Володимирович
(ПІБ)

Виконав

(підпис)

Махов Юрій Анатолійович
(ПІБ студента)

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) _____ конструювання та дизайну _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

**Завідувач кафедри будівництва
кандидат технічних наук, професор
_____ Яковенко І.А.**

“ _____ ” _____ 2024 року

З А В Д А Н Н Я

**ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТУ**

_____ Махову Юрію Анатолійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність _____ 192 – будівництво та цивільна інженерія _____
(код і назва)

Освітня програма
освітньо-наукова програма 192 – будівництво та цивільна інженерія _____
(назва)

Орієнтація освітньої програми
_____ освітньо-професійна програма _____
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи _____

Проектування цеху з переробки молочної продукції у Сумській області
затверджена наказом ректора НУБіП України від “24” грудня 2022 р. №255 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____ 14 листопада 2024 року _____
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

Запроектована будівля цеху з переробки молочної продукції. Розроблені та законструйовані плита покриття, балка покриття, фундамент. Проаналізовані та детально розглянуті конструкції крокв'яних залізобетонних балок покриття та основні принципи їхнього розрахунку. Представлений алгоритм визначення механічних характеристик напружено-деформованого стану перерізу. Побудований алгоритм та графіки визначення прогинів

залізобетонних балок при короткочасній та тривалій дії навантаження. Запропонована узагальнена методика визначення кривизни зігнутої осі балок.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину цеху з переробки молочної продукції (розробити головний та бокові фасади, плани, поперечний та поздовжній розрізи, навести специфікацію приміщень із відповідними архітектурними вузлами).

2. Виконати розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій (плити покриття, балки покриття, фундаментів).

3. Розробити технологічну карту на монтаж стінових панелей. Навести параметри та засоби щодо організації будгенплану, технології виконання робіт щодо умови забезпечення будівництва; тривалості будівництва, складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт, комплектів будівельних машин та механізмів, проектування будівельного генерального плану.

4. Розробити алгоритм визначення механічних характеристик напружено-деформованого стану перерізу. Розробити алгоритм та графіки визначення прогинів залізобетонних балок при короткочасній та тривалій дії навантаження. Розробити методику визначення кривизни зігнутої осі балок.

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, поздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій: плити покриття, балки покриття, фундаменту

3. Технологічна карта, буд генплан та календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання “ _____ ” лютого 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

кандидат технічних наук, старший викладач,

ст. викладач кафедри будівництва НУБіП України _____ /М.В. Усенко/

Завдання прийняв до виконання

студент 6 курсу БЦ

денної форми навчання _____

/Ю.А. Махов/

ЗМІСТ

Стор.

ВСТУП.....	
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	
1.1. Принципи застосування та проектування залізобетонних крокв'яних балок покриттів будівель	
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	
2.1. Фізична сутність повзучості бетону та її кількісна оцінка.....	
2.2. Визначення прогинів балок при короткочасній та тривалій дії навантаження.....	
2.3. Визначення кривизни зігнутої осі балок.....	
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	
3 Архітектурно-будівельний розділ.....	
3.1 Розробка варіантів ескізних проектів об'ємно-планувальних та конструктивних рішень.....	
3.2 Генеральний план.....	
3.3 Об'ємно-планувальне рішення.....	
3.4 Конструктивне рішення.....	
3.4.1 Основні елементи будівлі.....	
3.4.2 Теплотехнічні розрахунки.....	
3.4.3 Засоби захисту дерев'яних конструкцій.....	
3.5 Інженерне та санітарно технічне забезпечення	
4 КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	
4.1 Розрахунок клеєфанерної панелі покриття	
4.2 Розрахунок клеєфанерної балки коробчатого перерізу	
4.3 Розрахунок фундаменту.....	
5 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА.....	
5.1 Умови здійснення будівництва.....	
5.2 Обґрунтування тривалості будівництва.....	
5.3 Визначення складу та об'ємів БМР.....	

5.4 Побудова календарного плану будівництва.....	
5.5 Комплектація бригад.....	
5.6 Корегування календарного плану.....	
5.7 Вибір методів і описання виконання робіт.....	
5.8 Технологічна карта на монтаж стінових панелей.....	
5.9 Розрахунок ТЕП.....	
5.10 Будгенплан.....	
5.10.1 Розрахунок складських приміщень.....	
5.10.2 Розрахунок тимчасових будівель.....	
5.10.3 Розрахунок потреби в воді.....	
5.10.4 Розрахунок освітлення.....	
5.10.5 Заходи по охороні праці та пожежній безпеці.....	
5.10.6 Заходи по збереженню матеріалів та виробів.....	
5.10.7 Розрахунок ТЕП.....	
6 ОХОРОНА ПРАЦІ.....	
6.1 Виробнича санітарія.....	
6.2 Боротьба з виробничими шкідливостями	
6.3 Техніка безпеки.....	
6.3.1 Загальні положення по охороні праці і	
техніки безпеки на основних будівельних роботах.....	
6.4 Пожежна безпека.....	
6.5 Експлуатація електричних установок.....	
6.6 Збереження отрутних, легкозаймистих, вибухонебезпечних речовин і пиловидних матеріалів.....	
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	

ВСТУП

Однією із основних задач, які стоять перед економікою нашої країни, являється розвиток сільськогосподарського виробництва з ціллю задоволення зростаючих потреб населення в харчовій продукції. В сфері капітального будівництва в якості основної задачі визначається підвищення ефективності капітальних вкладень, прискорене введення в дію та засвоєння нових виробничих потужностей за рахунок покращення планування, проектування та організації будівельного виробництва.

Розвиток фермерського господарства в нашій країні призначений задовольнити потреби населення в продуктах харчування. Але недостатня увага питанню зберігання та переробки сільськогосподарської продукції. Система зберігання та переробки сільськогосподарської продукції, яка склалася в теперішній час, не можуть ефективно виконувати свої функції в зв'язку зі значною віддаленістю підприємств зберігання від місць виробництва. Для усунення протиріч представляється доцільним проектування та будівництво виробництв по переробці сільськогосподарської продукції в безпосередній близькості від місць виробництва. В виду значної економії на операціях перевезення продукції, що в зв'язку із склавшоюся на Україні кризою на топливні ресурси, а також скорочення до мінімуму ланцюжка “виробник – споживач”, за рахунок виключення з неї заготівельних, посередницьких та ін. операцій, представляється значне зниження вартості кінцевої продукції.

Крім того на подібних підприємствах мається можливість сезонної організації виробництва, що в світлі вступу нашої країни в ринкові відносини, дозволяє більш гнучко організувати виробництво, а також в деякій мірі вирішувати питання зайнятості людських ресурсів.

Таким чином представляється доцільним проектування та будівництво невеликих підприємств по переробці сільськогосподарської продукції, як в найбільшій мірі відповідаючим економічним відношенням на Україні, які складаються в останній час.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Принципи застосування та проєктування залізобетонних крокв'яних балок покриттів будівель

Залізобетонні крокв'яні балки покриттів являють собою горизонтальні несучі елементи поперечних рам каркасів, які сприймають навантаження від плит покриття технологічного обладнання та підвісних кранів і передають його на опори (колони, стіни і таке ін.).

У сучасному будівництві одноповерхових виробничих будівель крокв'яні балки застосовують як збірні елементи покриттів з кроком колон 6, 12 м і прольотами 6, 9, 12, 18 м, а в окремих випадках кроком 6 м і прольотом 24 м. Залежно від профілю покрівлі балки покриттів поділяються на двосхилі, односхилі, з паралельними поясами (рис. 1.1) і можуть мати поперечні перерізи у формі прямокутника, тавра або двотавра [5].

Двосхилі крокв'яні балки виготовляють із постійним схилом верхнього пояса $z = 1:12$ (рис. 1.1, а, б, д) або з перемінним (рис. 1.1, в, г).

Двосхилі крокв'яні балки через їх економічність найбільш поширені. Їх виготовляють як суцільними (рис. 1.1, а), так і решітчастими (рис. 1.1, б).

Решітчасті балки застосовують у рамах із прольотами 12 і 18 м у випадках необхідності розташування комунікацій на рівні покриттів (пневмопроводи, трубопроводи і т.ін.).

Крокв'яні балки з паралельними поясами (рис. 1.1, е) при застосуванні в будівництві поступаються місцем перед двосхилими, оскільки приводять до перевитрат бетону (найбільша висота перерізу потрібна тільки в середині прольоту). Крім того, двосхила балка зручніша при виготовленні покрівель за ознакою відведення дощових вод із покриття. Щоб зменшити відмічений недолік балок із паралельними поясами, виготовляють балки з ламаним нижнім поясом (рис. 1.1, д).

Кроков'яні балки з ламаним і криволінійним верхнім поясом (рис. 1.1, в, г) економічніші від інших за витратами матеріалів, оскільки за обрисом наближаються до контура згинальних моментів, але широкого застосування в будівництві не знайшли внаслідок складної технології їх виготовлення.

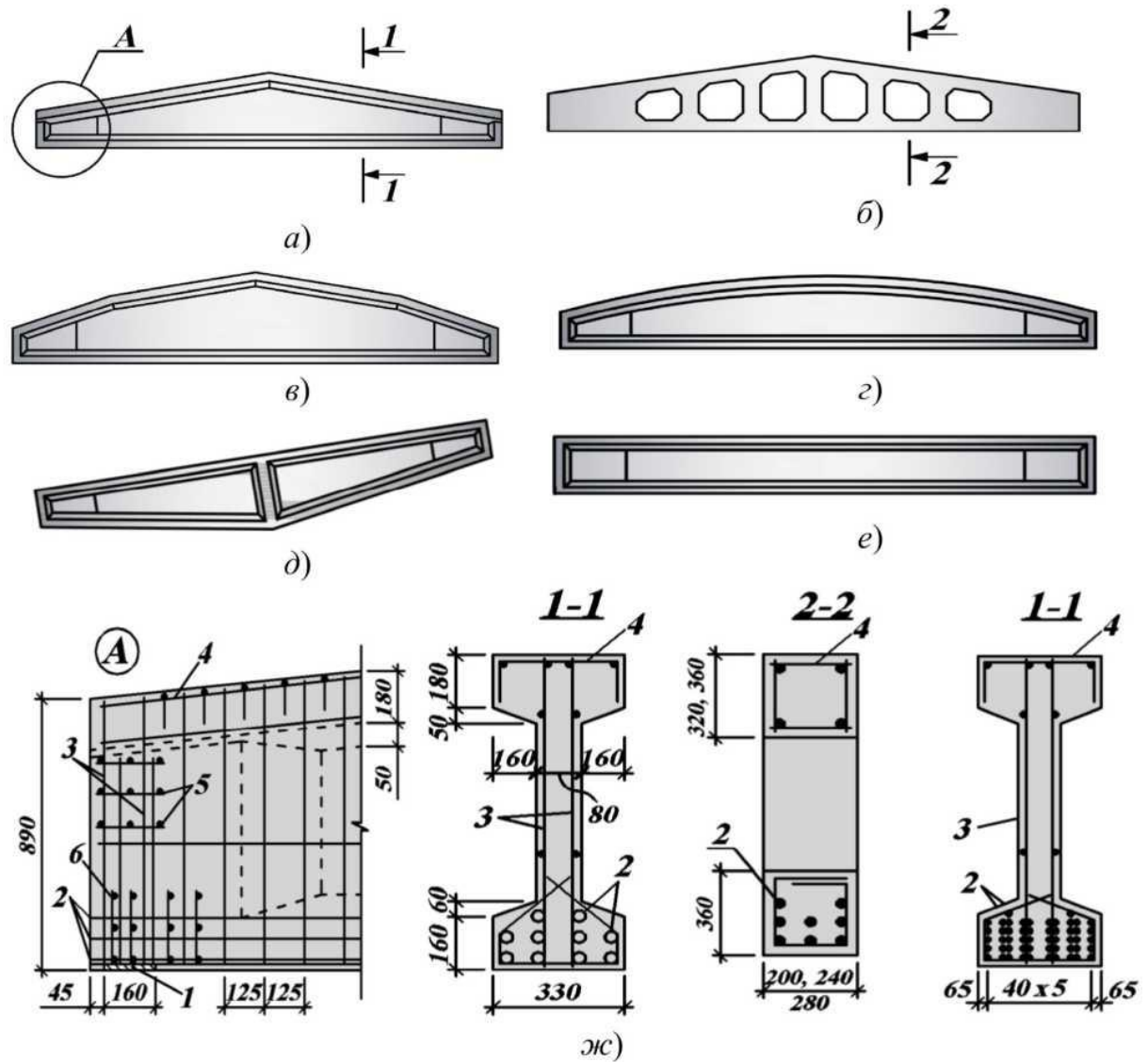


Рис. 1.1. Конструкції крокв'яних залізобетонних балок [5]:

а, б – двосхилі суцільна і решітчаста з постійним схилом верхніх поясів; в, г – двосхилі з ламаним і криволінійним верхніми поясами;

д – односхила; е-з – паралельними поясами; ж – армування балок;

1 – опорна металева закладна деталь;

2 – попередньо напружена арматура;

3 – поперечна арматура;

4 – зварні каркаси

Крокв'яні балки для перекриття прольотів 6 і 9 м виготовляють із тавровим поперечним перерізом, а для перекриття прольотів 12 і 18 м – двотавровими. Висота перерізів береться в межах $\left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}\right)$ прольоту. На опорі висота балки складає 790, 890 мм. Ширина верхнього пояса для забезпечення умов опирання плит покриття береться $\left(\frac{1}{50} \dots \frac{1}{60}\right)$ прольоту – 200...400 мм.

Ширина нижнього пояса звичайно складає 250...300 мм і визначається вимогами розташування тут розтягнутої арматури, міцністю бетону на дію зусиль обтиснення попередньо напруженою арматурою, умовами опирання на колони.

Товщина стіни посередині балки коливається у межах 60...80 мм і приймається відповідно до умов технології виготовлення балки і розташування в ній поперечної арматури. Товщина стінки балки біля опор визначається умовами її міцності на дію головних напружень стиску в смузі між похилими тріщинами.

Виготовляють балки із звичайного важкого бетону класу С20/25...С40/50 [9], та із бетону класу С20/25...С32/40 на пористих заповнювачах.

Армування балок (рис. 1.1, ж) прольотами 12, 18 м здійснюють попередньо напруженою стержньовою арматурою класу А600С, А800С, А1000, високоміцним дротом класу Вр1200 діаметром 5 мм або канатами класу К-7 [8]. Натягування арматури здійснюють на упори. Стінки балки армують зварними каркасами, в яких поперечні робочі стержні із арматури класу А500С, а поздовжні монтажні із арматури класу А240С або дроту Вр-І.

Поперечну стержньову арматуру класу А500С розраховують на дію поперечної сили V . У верхньому поясі розташовують зварні каркаси із поздовжніх стержнів класу А500С і поперечних – із дроту класу Вр-І [8].

Нижній пояс армується хомутами із арматури класу А240С або Вр-І.

Опорні частини балок, із метою запобігання утворенню поздовжніх тріщин [16] під час їх обтиснення попередньо напруженою поздовжньою арматурою, армують додатково поперечними сітками і вертикальними стержнями, привареними до закладних опорних металевих деталей (рис. 1.1, ж, позиція 1). Поперечні сітки також поліпшують анкерування напруженої арматури у приопорній ділянці.

У окремих випадках верхній пояс балок також армують попередньо напруженою арматурою. Це головним чином виконують тоді, коли в ньому можуть появиться тріщини від зусиль розтягу, які виникають у момент передачі на балку зусилля обтиснення попередньо напруженою арматурою в нижньому поясі.

У верхньому поясі балок передбачено установлення закладних деталей для закріплення плит покриття [5].

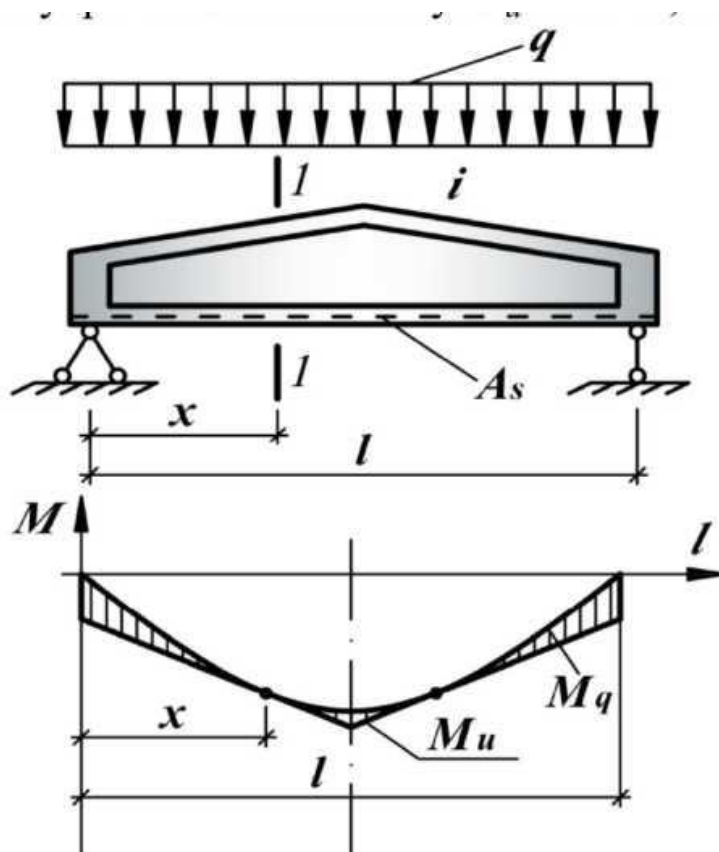


Рис. 1.2. Схема до статичного розрахунку балок покриттів [5]:

M_q – епюра згинальних моментів від навантаження q ;

M_u – епюра внутрішніх згинальних моментів балки

Статичний розрахунок крокв'яних балок покриттів виконується як звичайних однопролітних балок, шарнірно опертих із двох кінців [5].

Їх розрахунковий проліт береться рівним відстані між лініями дії опорних реакцій. Навантаження на балки з плит через ребра передається у вигляді зосереджених зусиль. Якщо кількість таких зусиль більше п'яти, то навантаження з плит на балку приводять до еквівалентного рівномірно розподіленого. Крім того, на балку також діє рівномірно розподілене навантаження від маси балки.

Оскільки у двосхилих крокв'яних балках висота поперечного перерізу змінна, – збільшується від опори до середини прольоту, – то в розрахунках міцності таких балок зі схилом 1:12 небезпечним буде переріз не посередині балки, а на деякій відстані x від опори (рис. 1.2).

Це пояснюється тим, що швидкість зростання внутрішнього моменту M_u менша, ніж швидкість зростання згинального моменту M_g .

Щоб знайти цю відстань, необхідно в основу покласти ту обставину, що переріз, який розглядається, буде забезпечувати міцність балки при розташуванні в ньому максимальної за площею кількості арматури A_{sx} . А це означає, що за функціональною залежністю $A_s(x) = f(x)$ шукану відстань x можна визначити із умови [5]:

$$\frac{dA_s(x)}{dx} = 0. \quad (1.1)$$

Для прикладу розглянемо двосхилу крокв'яну балку з такими параметрами: схил $i = \frac{1}{12}$, висота балки на опорі $h_{sup} = \frac{l}{24}$, на балку діє рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q . Для такої балки на основі залежності (1.1) матимемо:

$$A_s(x) = \frac{M_q(x)}{f_{yd} \cdot \zeta d(x)}, \quad (1.2)$$

де $M_q(x)$, $d(x)$ – відповідно функції зміни згинального моменту та робочої висоти балки залежно від відстані x (рис. 1.2).

Функція зміни згинального моменту залежно від x при дії на балку рівномірно розподіленого навантаження q :

$$M_q(x) = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2}, \quad (1.3)$$

а функціональна залежність робочої висоти балки d від x :

$$d(x) = \alpha \cdot h(x) = \alpha \cdot (h_{\text{sup}} + i \cdot x) = \frac{\alpha \cdot (1 + 2x)}{24}, \quad (1.4)$$

де α – деякий коефіцієнт співвідношення $\frac{d(x)}{h(x)}$.

Підставивши вирази (1.3) і (1.4) у формулу (1.2) будемо мати:

$$A_s(x) = \frac{12 \cdot q \cdot x \cdot (l - x)}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot \alpha (l + 2x)}. \quad (1.5)$$

Після диференціювання залежності (1.5) відповідно до рівняння (1.1) отримується наступне рівняння:

$$\frac{dA_s(x)}{dx} = 2x^2 + 2xl - l^2 = 0, \quad (1.6)$$

рішення якого показує, що для розглянутого типу балок найбільш небезпечний переріз знаходиться на відстані $x = 0,37l$ від опори.

Якщо конструкцією будівлі передбачено світлові ліхтарі, то розрахунковим у балці може виявитись переріз під ліхтарним стояком.

Визначення площі перерізу поздовжньої і поперечної арматури, розрахунок тріщиностійкості і прогинів крокв'яних балок одноповерхових виробничих будівель виконується як для балкового елемента з відповідним профілем перерізу при згині [5].

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

У бетоні та у залізобетоні в процесі експлуатації відбуваються зміни міцнісних і деформаційних характеристик, які називають тривалими процесами. Такі зміни можуть бути наслідком тривалих фізико-хімічних процесів, які відбуваються в бетоні в природньому стані та під дією різноманітних впливів (постійних і змінних навантажень, вимушених деформацій, температурних та вологісних впливів тощо) [2, 4, 12 та ін.].

До тривалих процесів в бетоні і залізобетоні, в основному, відносять:

- усадку бетону і залізобетону;
- повзучість бетону і залізобетону;
- релаксацію напружень в бетоні і арматурі;
- зміну міцності та модуля деформацій бетону під дією постійних і змінних навантажень;
- набухання бетону.

Тривалі процеси в багатьох випадках суттєво впливають на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій. В одних випадках такий вплив може бути позитивним, в інших – негативним.

Негативний вплив тривалих процесів проявляється у збільшенні прогинів конструкцій, втратах попереднього напружування, зменшенні тріщностійкості, збільшенні ширини розкриття тріщин тощо. Такі впливи можуть призвести до зменшення довговічності залізобетонних конструкцій та погіршенню експлуатаційних якостей. Виходячи з цього на стадії проектування конструкцій проявлення тривалих процесів повинно перевірятися розрахунками.

Практика проектування і експлуатації залізобетонних конструкцій засвідчує, що найбільш впливовим на зміни напружено-деформованого стану згинальних елементів має повзучість бетону, а тому цьому питанню надана увага в цих рекомендаціях.

Далі у кваліфікаційній роботі магістра розглянута фізична сутність повзучості бетону, загальна методика визначення прогинів балок за пружної їхньої роботи, а також методики визначення прогинів балок відповідно до європейських стандартів та національних норм проектування залізобетонних конструкцій [7, 9].

2.1. Фізична сутність повзучості бетону та її кількісна оцінка

Бетон – штучний будівельний матеріал, утворений внаслідок твердіння раціонально підібраної суміші в'язучого, води, заповнювачів та можливих домішок. Фізико-механічні характеристики бетону визначаються його структурою, основною складовою якої є цементний камінь [4].

Процес утворення структури цементного каменю відбувається в такій послідовності: цемент + вода → реакції гідратації → розчин → перенасичений розчин (колоїд) → драглеподібна маса (гель) → кристали → кристалічний зросток +гель → цементний камінь.

Після утворення суміші цементу з водою починають відбуватися реакції гідратації внаслідок чого утворюється перенасичений розчин, в якому починають виникати кристали. Кристали починають між собою зрощуватися, утворюючи кристалічний зросток. Але водночас не відбувається повна гідратація частинок цементу, цей процес тривалий, а тому цементний камінь уявляє собою мікробетон, наповнювачем в якому є не гідратовані повністю зерна цементу. Таким чином, в мікроструктурі цементного каменю присутні дві складові – кристалічний зросток та гель. Кристалічний зросток надає цементному каменю міцності і пружності, а гель – пластичності. З цих причин цементний камінь є пружно-пластичним матеріалом. З часом об'єм кристалічного зростку збільшується, чим пояснюється збільшення міцності і пружності бетону в часі [4].

Для економії в'язучого в цементну суміш додають дрібний (пісок) та крупний (щебінь) наповнювачі, але наявність певного об'єму цементного каменю також надають бетону пружно-пластичних властивостей.

Наявність в структурі бетону гелю, який надає йому пластичних властивостей, призводить до того, що при тривалій дії навантаження деформації бетону продовжують збільшуватися в часі. Властивість бетону, яка характеризується зростанням деформацій при дії тривало прикладеного навантаження, називається повзучістю бетону. В цілому повзучість бетону наслідком як реологічних (в'язкість, гелева структурна складова) характеристик цементного каменю, так і капілярних явищ, що відбуваються в бетоні під час твердіння.

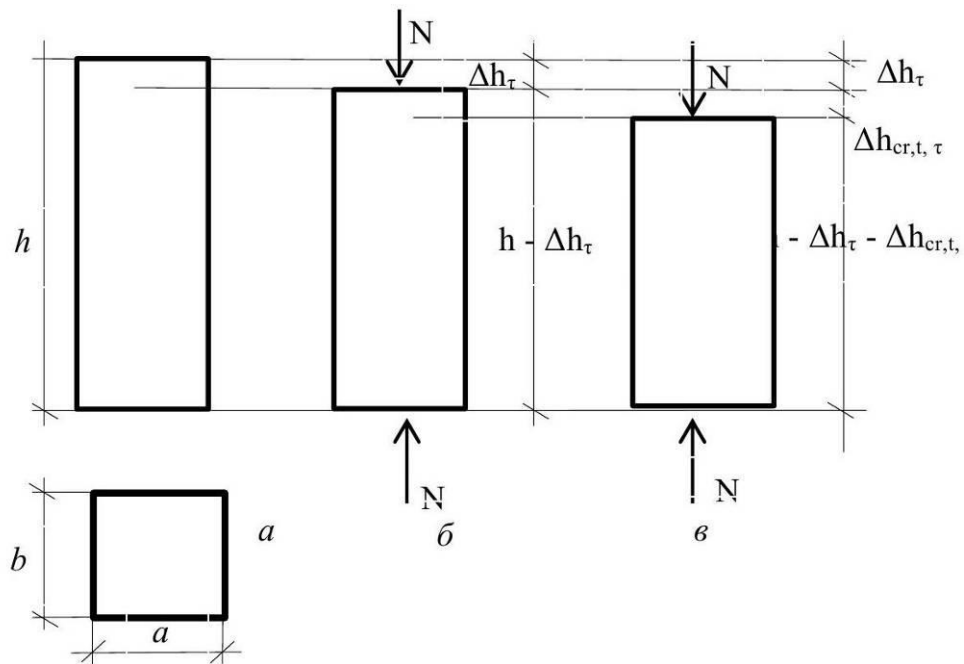


Рис. 2.1. Схема деформування бетонної призми під тривалою дією навантаження [4]

На рис. 2.1, *a* наведена бетонна призма з розмірами поперечного перерізу $a \times b$ і висотою h , яка в час τ (τ – вік бетону) навантажена постійною зовнішньою силою N_τ (напруження в бетоні складають $\sigma_\tau = \frac{N_\tau}{a \times b}$).

Під час короткочасного навантаження силою N_τ виникають початкові переважно пружні деформації (укорочення) призми величиною Δh_τ (рис. 2.1, б). При тривалій дії поздовжнього навантаження довжина призми h_τ не зберігається, а внаслідок повзучості бетону укорочення призми продовжується і до фіксованого часу t воно може досягти значення $\Delta h_{cr,\tau,t}$ (рис. 2.1, в).

Початкові деформації $\varepsilon_0 = \varepsilon_{c,\tau}$, які виникають під час навантаження, та деформації повзучості $\varepsilon_{cr,\tau,t}$, прийнято представляти у вигляді відносних величин, тобто:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c,\tau} = \frac{\Delta h_\tau}{h}; \quad \varepsilon_{cr,\tau,t} = \frac{\Delta h_{cr,\tau,t}}{h}. \quad (2.1)$$

Кількісно повзучість бетону оцінюють характеристикою повзучості (φ , та мірою повзучості C_t , які визначаються за формулами:

$$\varphi_{t,\tau} = \frac{\varepsilon_{cr,\tau,t}}{\varepsilon_{c,\tau}}; \quad C_{t,\tau} = \frac{\sigma_{cr,\tau,t}}{\sigma_\tau} \quad (2.2)$$

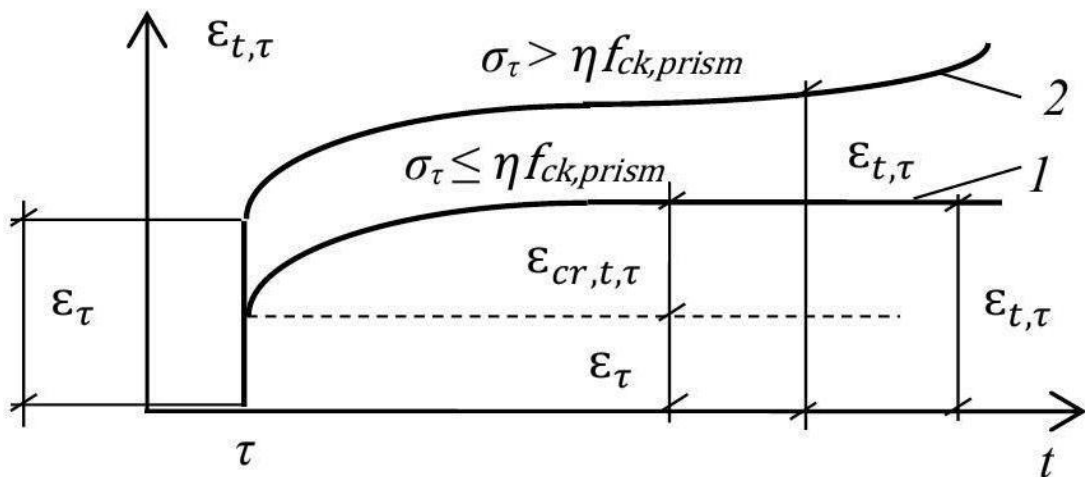


Рис. 2.2. Зміна деформацій повзучості бетону в часі [4]:

1 – лінійна повзучість; 2 – нелінійна повзучість

Залежно від величини навантаження деформації повзучості бетону можуть збільшуватися менш або більш інтенсивно, а тому розрізняють лінійну і нелінійну повзучість.

За лінійної повзучості деформації збільшуються пропорційно тривалому напруженню, а за нелінійної повзучості зв'язок між деформаціями повзучості і напруженнями має нелінійний характер (рис. 2.2).

Вважається, що при напруженнях $\sigma_{\tau} \leq \eta \cdot f_{ck,prism}$ відбувається лінійна повзучість, а при $\sigma_{\tau} > \eta \cdot f_{ck,prism}$ – нелінійна повзучість ($f_{ck,prism}$ – характеристичне значення призмової міцності бетону). В експериментальних дослідженнях спостерігалось, що значення коефіцієнта η знаходяться в межах $\eta = (0,3 \dots 0,6)$. В більшості випадків в розрахунках приймають $\eta = 0,5$, тобто лінійна повзучість вважається при $\sigma_{\tau} = 0,5 f_{ck,prism}$.

Деформації лінійної повзучості з часом затухають, досягаючи граничного значення. Затухаючий характер лінійної повзучості пояснюється затуханням повзучості в самому в'язучому матеріалі, який складається з гольової структурної складової та кристалічного зростку внаслідок: збільшення в часі в'язкості гольової структурної складової і зменшення відносного об'єму цієї складової, випаровуванням води з бетону; перерозподілом в часі напружень з гольової складової на кристалічний зросток; перерозподілом в часі напружень з в'язучого матеріалу на заповнювачі.

При нелінійній повзучості крім суттєвих пластичних деформацій можуть виникати мікротріщини, розвиток яких призводить до руйнування бетону без зміни зовнішнього навантаження [4].

На величину деформацій повзучості бетону впливає багато факторів, серед яких як основні можна виділити розміри конструкцій, вміст цементного каменю, водоцементне відношення, вологість середовища, рухомість суміші, вік бетону в момент навантаження, величина тривалого навантаження. В зв'язку з цим визначити теоретично формулами граничні значення деформацій повзучості практично не можливо.

На практиці в розрахунках граничне нормоване значення характеристики повзучості бетону φ^N визначають за формулою, яка базується на результатах численних експериментальних досліджень і має вигляд [12]

$$\varphi^N = E_c \cdot C^N \quad (2.3)$$

де E_c – початковий модуль пружності бетону;

C^N – граничне значення міри повзучості бетону.

Граничні значення міри повзучості бетону C^N , що наведені в табл. 2.1, визначені як середні статистичні результати досліджень, виконаних в прийнятих за середні умовах: розмір поперечного перерізу зразків 10×10 см; відносна вологість середовища 70%; вік бетону в час навантаження $\tau = 28$ діб.

Граничні значення характеристики повзучості бетону φ_∞ , які використовуються в розрахунках з урахуванням реальних умов експлуатації, знаходяться за формулою:

$$\varphi_\infty = \varphi^N \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \xi_3, \quad (2.4)$$

де ξ_i – коефіцієнти, які враховують відхилення реальних умов експлуатації конструкцій від середніх, в яких виконувалися експериментальні дослідження (табл. 2.2).

Таблиця 2.1

Граничні значення міри повзучості для базових умов

Рухомість бетонної суміші		Значення $C^N \times 10^6$, МПа ⁻¹ , для важкого бетону класів				
Осадка конуса, см	Жорсткість, с	C16/20	C25/30	C32/40	C40/50	C50/60
-	80 - 60	-	-	48	40	38
-	35 - 30	-	64	51	43	39
1 - 2	15 - 10	102	74	59	50	-
5 - 6	-	115	84	67	-	-
9 - 10	-	122	89	71	-	-

Таблиця 2.2

Значення коефіцієнтів ξ_i

Значення коефіцієнтів ξ_i залежно від					
віку бетону в момент навантаження		модуль відкритої поверхні елемента		відносна вологість середовища	
τ , діб	ξ_1	M_0 , м ⁻¹	ξ_2	W , %	ξ_3
28 і <	1,00	0	0,51	40 і <	1,27
45	0,87	5	0,65	50	1,13
60	0,80	10	0,76	60	1,00
90	0,70	20	0,93	70	0,87
180	0,60	40	1,11	80	0,73
360	0,54	60	1,23	90	0,60
720 і >	0,50	80 і >	1,30	100	0,47

У табл. 2.2 модуль відкритої поверхні елемента визначається як відношення $M_0 = \frac{F}{V}$, де F – площа поверхні елемента, відкритої для випаровування води, м², V – об’єм елемента, м³. Для стержньових елементів $M_0 = \frac{P}{A}$, де P – периметр поперечного перерізу, м, A – площа поперечного перерізу елемента, м².

У правилах проектування залізобетонних конструкцій [35] у розрахунках рекомендується використовувати граничний коефіцієнт повзучості бетону і приймати його значення відповідно до табл. 2.3.

Таблиця 2.3

Граничні коефіцієнти повзучості бетону

Вологість навколишн. середовищ, %	Граничний коефіцієнт повзучості ϕ_k при класі бетону на стиск				
	C16/20	C25/30	C32/40	C40/50	C50/60
Вище 75	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1
40 - 75	3,0	2,5	2,0	1,7	1,5
Нижче 40	4,2	3,4	3,0	2,5	2,0

2.2. Визначення прогинів балок при короткочасній та тривалій дії навантаження

При короткочасній дії навантаження вважається, що жорсткість залізобетонних балок не змінюється, а прогини збільшуються пропорційно величині навантаження. В цьому випадку для визначення прогину балки можна використати розрахункові формули будівельної механіки як для пружних систем, а саме

$$f_m = \int_0^l \left(\frac{M_x M_{Ek}}{E_{ck} I_{red}} \right) dx = \int_0^l M_x \left(\frac{1}{r} \right) dx, \quad (2.5)$$

де M_x – згинальний момент у перерізі x від одиничної сили, прикладеної в цьому перерізі в напрямку переміщення, що відшукується;

M_{Ek} – згинальний момент в перерізі x від дії характеристичного значення відповідного зовнішнього навантаження;

E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності бетону;

I_{red} – приведений момент інерції поперечного перерізу;

$\left(\frac{1}{r} \right)_x$ – кривизна осі балки у перерізі, визначена при навантаженні, за якого обчислює прогин;

l – розрахунковий проліт балки;

r – радіус вигнутої осі балки.

Для статично визначених елементів постійного перерізу, до яких в більшості відносяться балки (рис. 2.3), прогин можна визначати за формулою:

$$f = \frac{1}{r} \cdot k_m \cdot l^2 = \chi \cdot k_m \cdot l^2, \quad (2.6)$$

де k_m – коефіцієнт, що враховує розрахункову схему балки;

$\chi = \frac{1}{r}$ – кривизна осі балки.

При тривалій дії навантажень внаслідок повзучості бетону стиснутої зони нейтральна лінія переміщується в бік розтягнутої зони бетону, напруження в стиснутому бетоні зменшуються, а напруження в арматурі збільшуються, при цьому збільшуються прогини елементів.

Повзучість бетону стиснутої зони оказує подвійний вплив: вона спричиняє збільшення прогинів в часі та перерозподіл напружень між арматурою і бетоном (рис. 2.3).

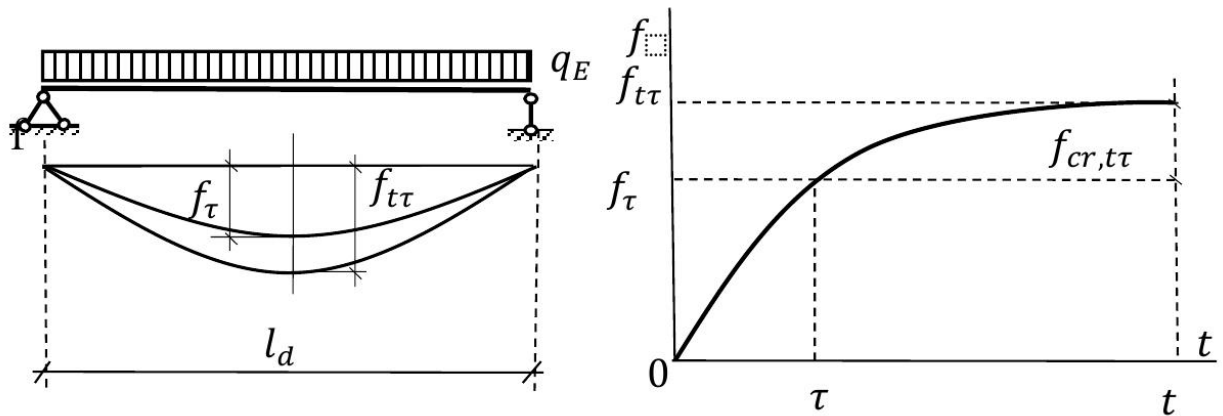


Рис. 2.3. Зміна прогинів балки при тривалій дії навантаження [4]:

f_i – прогин балки при короткочасному прикладанні навантаження;

$f_{i\tau}$ – прогин балки при тривалій дії навантаження;

$f_{cr,t,\tau}$ – збільшення прогину внаслідок повзучості бетону;

τ – вік бетону в момент навантаження;

t – тривалість навантаження.

З урахуванням тривалої дії навантаження повний прогин залізобетонних елементів визначається за формулою [12]:

$$f_i = f_1 - f_2 + f_3, \quad (2.7)$$

де f_1 – прогин від короткочасної дії всього навантаження;

f_2 – початковий прогин від постійних і змінних тривалих навантажень при їх короткочасній дії;

f_3 – прогин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

Вплив повзучості бетону на величину повного прогину можна врахувати шляхом множення прогину від відповідного короткочасного навантаження на коефіцієнт повзучості.

В формулу (2.6) входить кривизна осі балки, яка залежить від напружено-деформованого стану її поперечного перерізу. У зв'язку з цим необ-

хідно визначати деформації бетону і арматури при різних значеннях навантажень, а також напруження в арматурі та висоту стиснутої зони бетону.

Формулу (2.6) можна записати у вигляді

$$f = k_m l^2 (\chi_1 - \chi_2 + \chi_3), \quad (2.8)$$

де χ_1 – кривизна осі балки при короткочасній дії повного навантаження;

χ_2 – початкова кривизна осі від постійних і змінних тривалих навантажень при їх короткочасній дії;

χ_3 – кривизна осі від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

2.3. Визначення кривизни зігнутої осі балок

У процесі експлуатації залежно від величини навантаження, геометричних характеристик поперечного перерізу та механічних характеристик матеріалів балки можуть працювати без тріщин в розтягнутій зоні бетону або з тріщинами [12].

У зв'язку з цим до утворення тріщин балка чинить більш жорсткий опір згину, а з виникненням тріщин розтягнута зона бетону вилучається з роботи і її жорсткість зменшується .

Відповідно до ДБН В.2.6-98:2009 [7] граничне зусилля, яке сприймає залізобетонний елемент у разі утворення нормальних тріщин визначають із розрахунку цього елемента як суцільного тіла з урахуванням пружних деформацій у арматурі та непружних деформацій у розтягнутому і стиснутому бетоні при досягненні деформацій розтягу граничних значень, рівних

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{2f_{ctm}}{E_{ck}}, \quad (2.9)$$

де ε_{ctu} – значення відносних граничних деформацій розтягу бетону;

f_{ctm} – середнє значення мцності бетону на осьовий розтяг;

E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності бетону.

При визначенні напружень та деформацій в поперечному перерізі балок використовується деформаційна методика, в якій залежність напружень σ_c від деформацій при стиску ε_c і розтягу приймається у вигляді [7]:

$$\sigma_c = f_{ck} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.10)$$

де f_{ck} – характеристичне значення мцності бетону на стиск;

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}};$$

ε_{c1} – деформації при максимальних напруженнях (для граничних станів другої групи $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c1,ck}$); a_k – коефіцієнти полінома, значення яких для граничних станів другої групи наведені в таблиці Д.4 додатків [4].

Кривизна зігнутої осі балок залежить від значення деформації крайньої стиснутої фібри бетону ε_c та деформації розтягнутої арматури ε_s (рис. 2.4, а) і обчислюється за формулою [2]:

$$\chi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}, \quad (2.11)$$

де d – робоча висота перерізу (рис. 2.4).

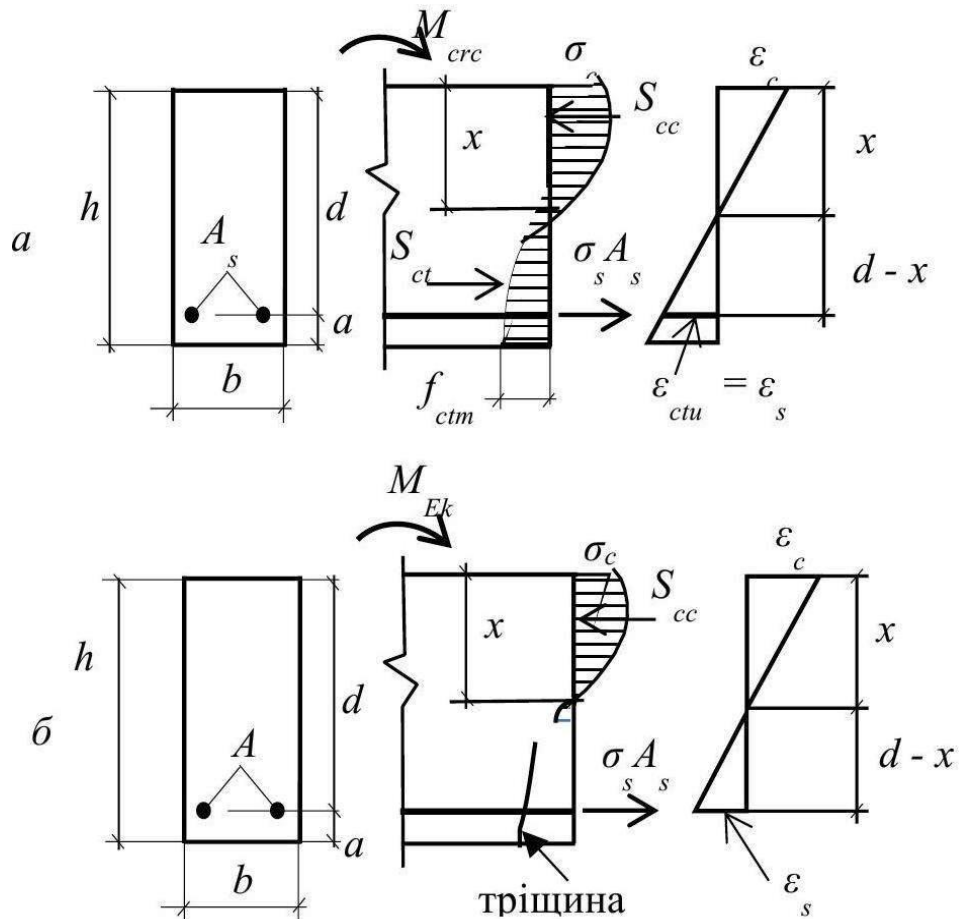


Рис. 2.4. Напружено-деформований стан поперечного перерізу балки до утворення (а) та після утворення нормальних тріщин (б)

При визначенні кривизни осі балок розглядається перша стадія роботи залізобетонних елементів, тобто робота елементів без тріщин.

У граничному стані деформації в розтягнутому бетоні на рівні арматури досягають граничних значень ϵ_{ctu} (рис. 2.4, а).

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів, можна знайти деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\epsilon_{c(1)}$, приймаючи в першому наближенні значення $x = z_{(1)}$.

$$\epsilon_{c(1)} = \frac{\epsilon_{ctu}}{d - z_{(1)}} \cdot z_{(1)}. \quad (2.12)$$

Деформації в розтягнутій арматурі внаслідок її сумісної роботи з бетоном приймаються рівними $\epsilon_s = \epsilon_{ctu}$.

Задача знаходження деформації крайньої стиснутої фібри бетону ε_c перед утворенням тріщин вирішується методом наближення значення $x = z_{(n)}$ до виконання умови рівності проєкцій повздовжніх зусиль в стиснутій і розтягнутій зонах поперечного перерізу:

$$S_{cc} = S_{ct} + S_s, \quad (2.13)$$

де S_{cc} – внутрішнє зусилля в бетоні стиснутої зони;

S_{ct} – те саме, в бетоні розтягнутої зони;

S_s – зусилля в розтягнутій арматурі.

Для визначення зусиль у бетоні стиснутої і розтягнутої зон використаємо деформаційну модель, в якій діаграма деформування бетону в обох зонах описується залежністю у вигляді поліному п'ятої степені (2.10).

Відповідно до напружено-деформованого стану перерізу за рис. 2.4, *a* внутрішні зусилля, приймаючи в першому наближенні ($n = 1$) $x = z_{(1)}$, можна визначити за формулами, наведеними у [4]:

$$S_{cc} = b \cdot \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon = w_c \cdot f_{ck} \cdot b \cdot z_{(1)}; \quad (2.14)$$

$$S_{ct} = b \cdot \int_0^{\varepsilon_{ct}} \sigma_{ct} d\varepsilon_{ct} = w_t \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot (h - z_{(1)}); \quad (2.15)$$

$$S_s = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s = \varepsilon_{ctu} \cdot E_s \cdot A_s, \quad (2.14)$$

де w_c і w_t – відповідно коефіцієнти повноти епюри напружень в бетоні стиснутої та розтягнутої зони перерізу.

Значення коефіцієнтів w_c і w_t визначаються за таблицею Д.3 [4] додатків залежно від значення $\eta = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1,ck}}$ для стиснутої зони бетону та $\eta = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1,ck}} = 1,0$

для розтягнутої зони бетону.

У першому наближенні можна прийняти $z_{(1)} = 0,5h$ і, користуючись формулами (2.14) ... (2.16), окремо знайти зусилля лівої і правої частини

рівняння (2.12). Достовірність виконання умови (2.12) можна оцінити за виразом:

$$\Delta S = \frac{S_{cc}}{S_{ct} + S_s} = (0,95 \dots 1,05), \quad (2.17)$$

Тобто, допускається похибка у розрахунках до 5% (можливо встановити і меншу похибку, наприклад 2 чи 3%). Якщо наведена умова не виконується, то необхідно виконати другий крок наближення, прийнявши значення $z_{(2)} = z_{(1)}(1 \pm 0,02)$. Розрахунки повторюються до досягнення виконання умови (2.12), за якої остаточно приймаються значення $z_{(n)}$ і $\varepsilon_{c(n)}$ (n – останній крок наближення).

Приймаючи $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(n)}$, за формулою (2.10) визначається кривизна осі балки перед утворенням тріщин. Також можливо обчислити згинальний момент, який може сприйняти балка перед утворенням тріщин за формулою [2]:

$$M_{crc} = \beta_c f_{ck} b z_{(n)}^2 + \beta_t f_{ctm} b (h - z_{(n)}) + \varepsilon_{ctt} E_s (d - z_{(n)}), \quad (2.18)$$

де β_c – коефіцієнт, який приймається за таблицею Д.3 додатків [4]

– при значенні $\eta = \frac{\varepsilon_{c(n)}}{\varepsilon_{c1}}$; β_t – коефіцієнт, який приймається за таблицею Д.3 при $\eta = 1,0$.

Якщо на балку діє згинальний момент від зовнішнього характеристичного навантаження $M_{Ek} \leq M_{crc}$, то в ній **тріщини не виникають**, в протилежному випадку, тобто при $M_{Ek} > M_{crc}$ в нормальному перерізі балки **виникають тріщини**.

Після утворення тріщин жорсткість балки зменшується і постає необхідність визначення кривизни її осі за дії згинального моменту від характеристичного значення зовнішнього навантаження M_{Ek} . Тобто за цієї задачі відоме зовнішнє навантаження, але невідомі при цьому навантаженні значення деформацій в крайній стиснутій фібрі бетону ε_c , поздовжньої розтягнутої арматури ε_s та висоти стиснутої зони бетону x . Напружено-деформований

стан поперечного перерізу в перерізі з тріщиною представлений на рис. 2.4, б.

Оскільки рівнянь рівноваги внутрішніх і зовнішніх зусиль два, а невідомих три, то задачу можна вирішити *методом послідовних наближень*.

Для цього розраховується таблиця, в якій висвітлюється значення всіх характеристик напружено-деформованого стану перерізу залежно від рівня деформацій крайньої стиснутої фібри бетону, тобто від відношення $\frac{\varepsilon_{c(n)}}{\varepsilon_{c1,ck}}$, де $\varepsilon_{c1,ck}$ – відносні деформації стиску бетону при максимальних напруженнях.

Таблиця механічних характеристик напружено-деформованого стану перерізу залежно від відношення $\frac{\varepsilon_{c(n)}}{\varepsilon_{c1,ck}}$, будується в такій послідовності [4]:

- 1 – у першій строчці таблиці приймається значення $\varepsilon_c = 0,1\varepsilon_{c1,ck}$,
- 2 – у першому наближенні приймається $z_{(1)} = 0,5d$;
- 3 – за гіпотезою плоских перерізів визначаються деформації розтягнутої арматури

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \times \frac{d - z_{(1)}}{z_{(1)}}; \quad (2.19)$$

- 4 – визначаються внутрішні поздовжні зусилля в бетоні S_c і арматурі S_s за формулами:

$$S_c = b \cdot \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon = w_c \cdot f_{ck} \cdot b \cdot z_{(1)}; \quad S_s = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s; \quad (2.20)$$

- 5 – перевіряється достовірність першого наближення значення $z_{(1)}$ виконанням умови:

$$\frac{S_c}{S_s} = (1,05 \dots 0,95). \quad (2.21)$$

Якщо умова (2.20) виконується, то можна обмежитися першим наближенням і за визначеними ε_c і ε_s за формулою (2.11) визначити кривизну осі балки з тріщинами в розтягнутій зоні.

У протилежному випадку необхідно уточнити в другому наближенні значення $z_{(n)}$ і розрахунки повторювати до задоволення умови (2.21). Після кінцевого уточнення значення $z_{(n)}$ за відповідними деформаціями бетону ε_c і арматури ε_s визначається кривизна осі балки за формулою (2.11) та відповідний згинальний момент внутрішніх сил M_{Sk} за формулою

$$M_{Sk} = \beta_k f_{ck} b z_{(n)}^2 + \varepsilon_s E_s A_s (d - z_{(n)}). \quad (2.22)$$

У подальшому в таблиці в другій строчці приймається $\varepsilon_c = 0,2\varepsilon_{c1,ck}$ і всі розрахунки повторюються як в першій строчці. Для отримання масиву даних на всьому діапазоні навантаження балки розрахунки виконуються в кількості до 14 строчок, тобто до $\varepsilon_c = 1,4\varepsilon_{c1,ck}$.

За отриманими в кожній строчці значеннями будується графік залежності кривизни χ від згинального моменту M_{Sk} (рис. 2.5), на якому знаходиться кривизна χ_k , яка відповідає згинальному моменту від зовнішнього характеристичного навантаження.

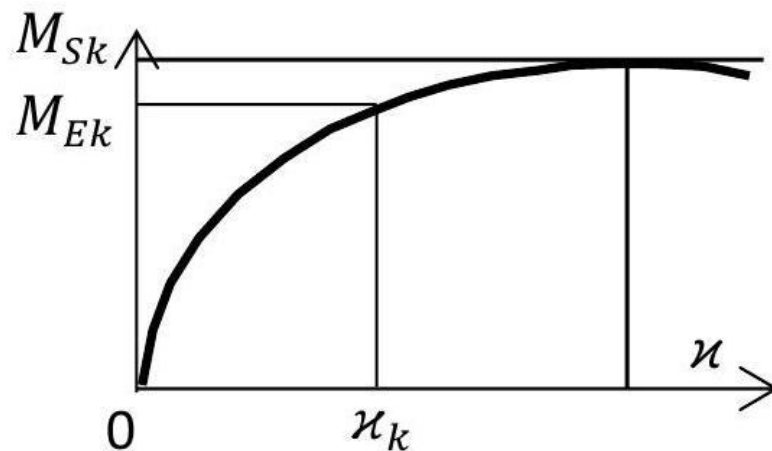


Рис. 2.5. Графік залежності χ від M_{Sk} .

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У процесі виконання кваліфікаційної роботи магістра розглядалася однопверхова промислова будівля цеху з переробки молочної продукції у Сумській області.

Автором було зосереджено увагу на основних принципах проектування одноповерхових виробничих будівель із наявністю крокв'яних двоскатних балок покриття та методиці визначення їхніх прогинів із урахуванням повзучості залізобетону.

Найбільш вагомі результати можна представити у вигляді наступних висновків та отриманих рекомендацій:

1. Детально розглянуто конструкції крокв'яних залізобетонних балок покриття: двосхилі суцільні і решітчасті з постійним схилом верхніх поясів; двосхилі з ламаним і криволінійним верхніми поясами.

2. Побудовано розрахункову схему до статичного розрахунку залізобетонних двосхилих балок покриття. Встановлено, що у двосхилих крокв'яних балках висота поперечного перерізу змінна, – збільшується від опори до середини прольоту, – то в розрахунках міцності таких балок зі схилом 1:12 небезпечним буде переріз не посередині балки, а на деякій відстані x від опори.

3. Встановлено, що тривалі процеси у бетоні та залізобетоні відбуваються внаслідок наступних чинників: усадка бетону і залізобетону; повзучість бетону і залізобетону; релаксація напружень в бетоні і арматурі; зміна міцності та модуля деформацій бетону під дією постійних і змінних навантажень; набухання бетону.

4. Під час виявлення фізичної сутності повзучості бетону, встановлено, що процес утворення структури цементного каменю відбувається в такій послідовності: цемент + вода → реакції гідратації → розчин → перенасиче-

ний розчин (колоїд) → драглеподібна маса (гель) → кристали → кристалічний зросток +гель → цементний камінь.

5. Представлена схема деформування бетонної призми під тривалою дією навантаження. Побудований графік зміни деформацій повзучості бетону в часі, який показує лінійну та нелінійну повзучість.

6. Побудований алгоритм визначення прогинів залізобетонних балок при короткочасній та тривалій дії навантаження, який базується на зміні прогинів балки при тривалій дії навантаження.

7. Запропонована узагальнена методика визначення кривизни зігнутої осі балок, що базується на алгоритмах визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу балки до утворення та після утворення нормальних тріщин проф. Бабича Є.М. Представлений алгоритм визначення механічних характеристик напружено-деформованого стану перерізу залежно від відношення $\frac{\varepsilon_{c(n)}}{\varepsilon_{c1,ck}}$.

8. Побудований графік залежності кривизни χ від згинального моменту M_{sk} , на якому знаходиться кривизна χ_k , яка відповідає згинальному моменту від зовнішнього характеристичного навантаження.

3 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Розробка варіантів ескізних проектів

об'ємно-планувальних та конструктивних рішень

Типова розробка покладена в основу даного дипломного проекту.

Будівля – прямокутна в плані з розмірами 66х33 метри в крайніх вісях.

Типова розробка розрахована на випуск широкого асортименту молока продукції (від пастеризованого молока до морозива).

Планувальне вирішення будівлі досить складне, так як різні технологічні процеси виробництва зведені під одне покриття. Будівля з повним залізобетонним каркасом при кроці колон 6 метрів та прольотами 6 і 12 метрів.

Конструкції типового рішення:

- фундаменти під колони – монолітні залізобетонні;
- фундаменти під торцеві та поздовжні стіни – стрічкові монолітні товщиною 500 мм;
- стіни – з керамічної цегли та панельні;
- каркас – збірний залізобетонний із колон та балок покриття;
- покриття – плити ребристі залізобетонні;
- покрівля – рулонна плоска з чотирьох шарів руберойду.

Конструкції проектного варіанту:

- фундаменти під колони – монолітні залізобетонні;
- фундаменти під стіни – фундаментні балки;
- стіни – з трьохшарових стінових панелей;
- фундаменти під внутрішні стіни – стрічкові монолітні;
- каркас – із збірних залізобетонних колон та балок покриття;
- покриття – із збірних залізобетонних плит покриття підвищеної заводської готовності;
- покрівля – рулонна плоска з трьох шарів руберойду.

В планувальному вирішенні від типового проекту залишені тільки дві

лінії – лінія по випуску масла та лінія по випуску сиру та творогу.

Таким чином на підприємстві можливий випуск продукції, що має властивість довгочасного зберігання на складських площах виробництва.

Зміни об'ємно-планувального рішення дають можливість покращити енергозберігаючі якості будівлі, так як не потрібно влаштування світло аераційних ліхтарів, використання стінових панелей з високоефективним утеплювачем та використанням вікон з потрійним застлінням.

3.2 Генеральний план

Генеральний план розроблений в відповідності з функціонально-технологічною схемою виробництва, розміщенням будівель та споруд по виробничим зв'язкам, раціональними транспортами та інженерними комунікаціями.

Проектом передбачено:

- потокова система виробництва
- максимально-раціональне блокування виробничих та підсобних приміщень
- забезпечення під'їзду до всіх пунктів, що вимагають виконання вантажно-розвантажувальних операцій на автотранспорті
- раціональне використання території.

В основу рішення генерального плану прийнято дотримання вимог ДБН Б.2.2–12:2019 «Планування та забудова територій», а також санітарних та протипожежних норм.

Генеральний план забудови представляє собою план ділянки, на якому показано розташування проєктованих, зберігаючих та реконструйованих будівель. Генплан розробляється з детальним зображенням всіх будівель, проїздів, доріжок, озеленення та благоустрою з урахуванням функціонального або технологічного зв'язку проєктуємої будівлі з іншими будівлями чи спорудами, їх орієнтацією за сторонами світу.

Вертикальне планування ділянки вирішено в відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішена способом проектних горизонталей.

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод.

Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розсередоточений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району.

Розрахункова зимова температура -24°C . Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2 м.

Планування зелених насаджень пов'язане з розміщенням інженерних комунікацій і є складовою частиною об'ємно планувального рішення забудови ділянки.

Для озеленення прийнято стандартний посадковий матеріал у відповідності з асортиментом місцевих плодорозсадників.

По контуру ділянки, вповдовж огорожі висаджені фруктові та вічнозелені дерева. Будівля обсаджена кущами рядової посадки.

Також передбачено улаштування трав'яних газонів парникового типу з посівом трьох видів трав: спориш – 60%, лисохвіст кущовий – 30% та конюшина біла – 10%.

3.3 Об'ємно-планувальне рішення

Проектуєма будівля цеху по переробці молока продукції буде розміщений в промисловому районі міста Глухів.

Рельєф місцевості спокійний. Основою фундаментів служать непросадкові супісі.

Коротка характеристика об'єкту.

Цех призначений для виробництва та нетривалого зберігання, фасування та відправки в торгівельну мережу масла, сиру та тварогу.

Виробництво продукції здійснюється на двох механізованих лініях устаткованих технологічним обладнанням.

Потужність цеху складає 3 тони масла та 1.5 тон сиру за зміну.

Будівля цеху без завантажувально-розвантажувальної рампи має розміри в плані 66x36 м та висоту до низу несучих конструкцій покриття 7.8 м.

Проектуєма будівля повно каркасна, з залізобетонними колонами та клеєфанерними балками та плитами покриття.

Зовнішня огорожа з тришарових стінових панелей.

При розробці плану проекту враховані технологічні вимоги виробництва, враховані необхідні розміри проїздів та проходів в цехах для безпечної організації виробництва.

Основну площу будівлі займають приміщення, пов'язані з технологічним процесом. Так як лінії технологічно незалежні одна від другої тому вони знаходяться в різних відділеннях цеху.

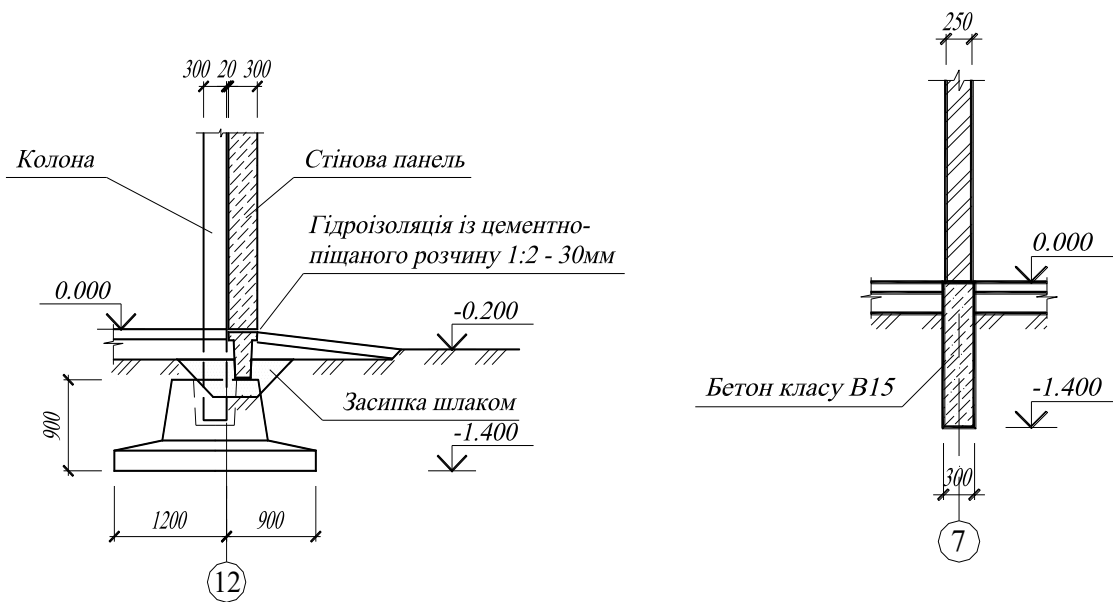
На даному об'єкті передбачені також різноманітні комори та лабораторії. Для тимчасового зберігання доставленої сировини передбачені сировинні площі.

3.4 Конструктивне рішення

Будівля цеху по переробці молока продукції відноситься до споруд з повним несучим каркасом, з само несучими огорожуючими стіновими конструкціями, стійково-балочної схеми поперечника.

3.4.1 Основні елементи будівлі

Фундаменти. Основою для фундаментів служать непросадкова супісь. Грунтові води знаходяться на глибині 14 м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові води являються Під цегляні ділянки стін та внутрішні стіни передбачені стрічкові монолітні фундаменти із бетону класу В15.

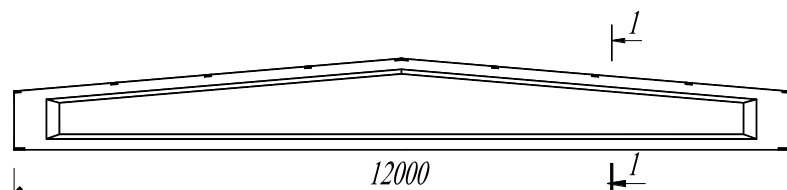


Стіни. Зовнішні стіни в будівлі запроектовані із тришарових стінових панелей товщиною 300 мм. Панелі кріпляться за допомогою зварювання закладних деталей до колон.

Ділянки цегляних стін виконуються з глиняної звичайної цегли марки 75 на розчині марки 25 товщиною 380 мм.

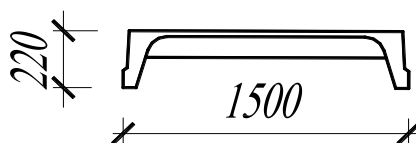
Для підвищення теплозахисних характеристик цегляних ділянок кладка

стіни виконана колодязною з заповненням теплоізоляційними матеріалами прошарків (див теплотехнічний розрахунок). Перегородки запроектовані із звичайної глиняної цегли марки 75 на цементно-піщаному розчині марки 25.



Балка покриття

Каркас. Будівля запроектована в конструкціях в'язевого каркасу з сіткою колон 6x12 м. Просторова жорсткість та стійкість каркасу будівлі забезпечена за рахунок жорсткої заробки колон в стакани фундаментів та установки металевих хрестових в'язів. Колони прийняті залізобетонні перерізом 300x300 мм по серії 1.823.1.



Прита покриття

Для покриття будівлі використовуються збірні залізобетонні плити покриття підвищеної заводської готовності.

Гідроізоляція передбачена горизонтальна по верхньому обрізу фундаментних балок із цементно-піщаного розчину складу 1:2.

Дах. Для покрівлі в будівлі прийнята рулонна покрівля з трьох шарів руберойду на бітумній мастиці з бронюванням шаром гравію. В якості пароізоляції передбачається використання одного шару поліетиленової плівки.

Утеплювач прийнятий згідно теплотехнічного розрахунку.

Пароізоляція, утеплювач та перший шар руберойду влаштовується при виготовленні плит покриття в заводських умовах.

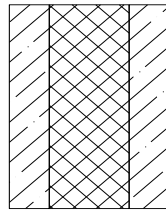
Підлога, передбачена в даній будівлі, представлена на листах графічної частини з приведенням експлікації підлог.

Віконне та дверне заповнення приведені на листах графічної частини. Для підвищення теплозахисних характеристик будівлі віконне застосування прийняте тришаровим.

Оздоблення. Внутрішня поверхня стін оштукатурена простою штукатуркою з подальшим вапняним пробілюванням та масляним пофарбуванням окремих ділянок стін. Зовні поверхня стін пофарбована полімерно-цементною фарбою.

3.4.2 Теплотехнічні розрахунки

Вихідні дані:



1 2 3

1. Залізобетон $\delta_1 = 50$ мм $\gamma_1 = 2500$ кг/м³ $\lambda_1 = 2.04$ Вт/м*⁰С
2. Утеплювач $\delta_2 = 200$ мм $\lambda_2 = ?$ $\gamma_2 = ?$
3. Залізобетон $\delta_3 = 50$ мм $\gamma_3 = 2500$ кг/м³ $\lambda_3 = 2.04$ Вт/м*⁰С

Район будівництва – місто Глухів (перша зона кліматичного районування та друга зона вологості – “нормальна”).

Нормативний опір теплопередачі:

- для панельних стін $R_{TR}^0 = 2.2$ м²*⁰С/Вт,
- для покриття $R_{TR}^0 = 2.7$ м²*⁰С/Вт,
- для віконного заповнення $R_{TR}^0 = 0.5$ м²*⁰С/Вт,

Температура внутрішнього повітря – 16⁰С.

Вологість внутрішнього повітря – 65%.

Вологовий режим приміщень – вологий.

Умови експлуатації конструкцій – Б.

Панельні стіни

Для забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій повинна виконуватися умова $R_0 \geq R_0^{TP}$.

Для тришарової стінової конструкції маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H};$$

Для стінової огорожі $\alpha_B = 8.7$, $\alpha_H = 23$ Вт/м²*°С.

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{0.2}{\lambda_2} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{1}{23} \geq R_0^{TP} = 2.2.$$

Звідки визначається λ_2 (коефіцієнт теплопровідності утеплювача стінової панелі).

$$\lambda_2 \leq 0.100 \text{ Вт/м*}^\circ\text{С}.$$

В якості утеплювача прийняті плити мінераловатні напівжорсткі

$$\gamma = 300 \text{ кг/м}^3, \lambda = 0.09 \text{ Вт/м*}^\circ\text{С}$$

Перевірка опору теплопередачі огорожі:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{0.2}{0.09} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{1}{23} = 2.21$$

Отже $R_0 = 2.21 > R_0^{TP} = 2.2$. Теплозахисні якості стінової панелі забезпечені.

Віконне заповнення

1,3,5.- Скло віконне $\delta = 3$ мм $\gamma = 2500$ кг/м³ $\lambda = 0.76$ Вт/м*°С

2,4. – Повітряний прошарок $R_B = 0.14$ м²*°С/Вт

Для забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій повинна виконуватися умова $R_0 \geq R_0^{TP}$.

Для віконного заповнення маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + R_B + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_B + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_H};$$

Для віконного заповнення $\alpha_B = 8.7$, $\alpha_H = 23$ Вт/м²*°С.

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.003}{0.76} + 0.17 + \frac{0.003}{0.76} + 0.17 + \frac{0.003}{0.76} + \frac{1}{23} = 0.51.$$

Отже $R_0 = 0.51 > R_0^{TP} = 0.5$. Тришарове застосування задовольняє вимогам по опору теплопередачі.

Покриття

1. 3 шари руберойду $\delta_1 = 12$ мм $\gamma_1 = 600$ кг/м³ $\lambda_1 = 0.17$ Вт/м*°С

2. Фанера ФСФ $\delta_2 = 8$ мм $\gamma_2 = 600$ кг/м³ $\lambda_2 = 0.18$ Вт/м*°С

Повітряний прошарок (не враховується)

3. Утеплювач $\delta_3 = 80$ мм $\lambda_3 = ?$ $\gamma_3 = ?$

Пароізоляція – поліетиленова плівка (не враховується)

4. Фанера ФСФ $\delta_4 = 8$ мм $\gamma_4 = 600$ кг/м³ $\lambda_4 = 0.18$ Вт/м*°С

Для забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій повинна виконуватися умова $R_0 \geq R_0^{TP}$.

Для чотиришарової конструкції маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_H};$$

Для покриття $\alpha_B = 8.7$, $\alpha_H = 23$ Вт/м²*°С.

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.012}{0.17} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{0.08}{\lambda_3} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{1}{23} \geq R_0^{TP} = 2.7.$$

Звідки визначається λ_3 (коефіцієнт теплопровідності утеплювача панелі покриття).

$$\lambda_{23} \leq 0.093 \text{ Вт/м*}^\circ\text{С}$$

Прийняті плити мінераловатні підвищеної жорсткості

$$\gamma = 100 \text{ кг/м}^3, \lambda = 0.076 \text{ Вт/м*}^\circ\text{С}$$

Перевірка опору теплопередачі панелі покриття:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.012}{0.17} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{0.08}{0.076} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{1}{23} = 2.84$$

Отже $R_0 = 2.84 > R_0^{TP} = 2.7$.

Теплозахисні якості панелі покриття забезпечені.

3.4.3 Засоби захисту дерев'яних конструкцій

Захист від горіння. Так як в даному проекті застосовані клеєні конструкції, тому в якості захистних складів використовуються склади, що можуть спучуватися та антипірени.

Найменування	Нормативний документ	Склад	Вміст %	Примітка
ВПД	ГОСТ 25130-82	Меламиномочевиноформальдегід-на смола ММФ-50	31.9	Витрати 0.7 кг/м ² Колір-сірий або білий
		5% водяний розчин натрієвої солі карбоксилцелюлози	15.9	
		Мелем	18.4	
		Дициандіміамід	6.3	
		Амос марки А	27.5	
		Розчинник – вода		
ББ-11	ГОСТ 23787.6-79	Бура технічна	10	Витрати 50 кг/м ³ Не фарбує
		Кислота борна	10	
		Розчинник – вода		

Перший вид – покриття, другий вид – глибоке пропитування під тиском.

Захист від біошкідників. Для захисту деревини від біошкідників та гриба конструкції повинні бути пропитані розчином ББ-32, що складається з бури технічної (12%) та кислоти борної (8%) на основі води.

Даний вид пропитки прийнятий тому, що цей розчин безпечний для людей та не заважає процесу склеювання деревини.

Захист від вологи. Для захисту балок покриття від капілярної вологи проектом передбачено влаштування гідроізоляційних прокладок із одного шару руберойду під опорними частинами.

3.5 Інженерне та санітарно технічне забезпечення

Джерелом водозабезпечення молокопереробного цеху служить існуюча система міста. Зовнішня водопровідна система запроектована із поліетиленових напірних труб \varnothing 110 мм по ГОСТу 18599-83* які закладаються на глибину 1.8 м від поверхні землі.

Забезпечення гарячою водою проводиться шляхом нагріву холодної води в підігрівальних системах цеху.

Система каналізації прийнята самостійна з керамічних труб \varnothing 150 мм по ГОСТ 286-82 в каналізаційну систему міста.

4 КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1 Розрахунок клеєфанерної панелі покриття

Вихідні дані. Розміри панелі в плані 1.5×6 м; обшивка з водостійкої фанери марки ФСФ сорту В/ВВ; ребра із соснових дощок другого сорту. Клей марки ФРФ-50. Утеплювач – мінераловатні плити товщиною 80 мм на синтетичному в'язучому з $\gamma = 1 \text{ кН/м}^3$. Пароізоляція з поліетиленової плівки товщиною 0.2 мм. Покрівля з руберойду в 3 шари.

Компоновка робочого перерізу панелі. Ширина панелі $b_{\text{п}} = 1480 \text{ мм}$, довжина панелі $l_{\text{п}} = 5980 \text{ мм}$. Товщина фанери прийнята 8 мм. Для дощатого каркасу прийняті чорнові заготовки січенням 50×175 мм, які після сушки до вологості 12% та чотирьохстороннього фрезерування на склейку ідуть січенням 42 х 167 мм. Розрахунковий проліт панелі $l_{\text{р}} = 0.99 \times 5980 = 5920 \text{ мм}$. Висота панелі прийнята 167+8+8 = 183 мм, що складає $183/5920 = 1/32$ прольоту (рекомендовано 1/30 – 1/35). Каркас панелі складається з 4 поздовжніх ребер. Крок ребер прийнятий із розрахунку верхньої фанерної обшивки на місцевий згин поперек волокон від зосередженої сили $P = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ кН}$ як балки заробленої по кінцях шириною 1000 мм.

Відстань між ребрами в вісях $c = (1480 - 2 \times 42) / 3 = 465 \text{ мм}$. Згинальний момент в обшивці $M = P \cdot c / 8 = 1.2 \cdot 465 / 8 = 69.9 \text{ кН} \cdot \text{мм}$. Момент опору обшивки шириною 1000 мм:

$$W = b \cdot \delta_{\text{ф}}^2 / 6 = 1000 \cdot 8^2 / 6 = 10670 \text{ мм}^3.$$

Напруження від згину зосередженої сили:

$$\sigma = M / W = 69900 / 10670 = 6.6 \text{ МПа} < 6.50 \cdot 1.2 = 7.8 \text{ МПа}$$

де 1.2 – коефіцієнт умов роботи для монтажного навантаження.

Для придання каркасу жорсткості поздовжні ребра стикуються на клею з поперечними ребрами, розташованими то торцях і по середині панелі. Поздовжні кромки панелей стикуються з допомогою спеціально влаштованого шпунта із трапецевидних брусків, приклеєних до поздовжніх ребер.

Таблиця 4.1 – Навантаження на панель покриття

Вид навантаження	Нормат. навант. q^H кН/м ²	Коеф. перев. n	Розрах. навант. q кН/м ²
3 шари руберойду	0.12	1.3	0.148
Фанера марки ФСФ 2*0.008*7	0.112	1.1	0.123
Каркас із соснової деревини: поздовжні ребра з урахуванням брусків поздовжніх стиків 5*0.167*0.042*5/1.48	0.118	1.1	0.13
поперечні ребра 3*0.092*0.042*5/5.98	0.010	1.1	0.011
Утеплювач – мінераловатні плити 0.08*0.423*1/0.465	0.073	1.1	0.087
Пароізоляція	0.02	1.1	0.022
Постійна	0.453		0.521
Тимчасова (снігова)	0.7	1.6	1.12
Повна	1.153		1.641

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження в відповідності до ДБН В.1.2-2:2006. «Навантаження і впливи. Норми проектування» для співвідношення нормативного навантаження покриття до ваги снігового покриву $0.453/0.7 = 0.647 < 0.8$ прийнятий 1.6. Повне навантаження на 1 м панелі: нормативне $q_n = 1.153 \cdot 1.5 = 1.73$ кН/м; розрахункове $q = 1.641 \cdot 1.5 = 2.46$ кН/м².

Розрахункові характеристики матеріалів. Для фанери марки ФСФ сорту В/ВВ семислойної товщиною 8 мм за ДБН В.2.6-161:2017 «Конструкції будівель і споруд. Дерев'яні конструкції» маємо: розрахунковий опір розтягненню $R_{ф.р} = 14$ МПа; розрахунковий опір сжиманню $R_{ф.с} = 12$ МПа; розрахунковий опір сколу $R_{ф.ск} = 0.8$ МПа; модуль упругості $E_{ф} = 9000$ МПа; розрахунковий опір прогину $R_{фп90} = 6.5$ Мпа. Для деревини за ДБН В.2.6-161:2017 маємо модуль упругості $E_d = 10000$ МПа.

Геометричні характеристики січення панелі. Приведена розрахункова ширина фанерних обшивок згідно ДБН В.2.6-161:2017

$$b_{пр} = 0.9 \cdot 1.48 = 1.332 \text{ м}$$

Геометричні характеристики поперечного січення клефанерної панелі приведена до фанерної обшивки. Приведений момент інерції поперечного перерізу панелі:

$$I_{np} = I_{\phi} + I_{д} \frac{E_{д}}{E_{\phi}} = \frac{1.332 * (0.183^3 - 0.167^3)}{12} + 4 * \frac{0.042 * 0.167^3 * 10000}{12 * 9000} =$$

$$= 2.28 * 10^{-4} \text{ м}^4$$

Приведений момент опору поперечного перерізу панелі:

$$W_{np} = \frac{2.28 * 10^{-4} * 2}{0.183} = 0.25 * 10^{-4} \text{ м}^3$$

Перевірка панелі на міцність. Максимальний згибний момент посередині прольоту:

$$M_{max} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{2.46 * 5.92^2}{8} = 10.78 \text{ кНм}$$

Напруження в розтягненій обшивці:

$$\sigma_p = \frac{M_{max}}{W_{np}} = \frac{10.78 * 10^{-3}}{0.25 * 10^{-2}} = 4.3 \text{ МПа} < 0.6 * 14 = 8.5 \text{ МПа}$$

де 0.6 – коефіцієнт який враховує зниження розрахункового опору фанери в розтягнутих стиках.

Розрахунок на стійкість стисненої обшивки проводиться за формулою:

$$\frac{M_{max}}{W_{np} * \varphi_{\phi}} \leq R_{\phi.c}$$

При відстані між поздовжніми ребрами $c_1 = 0.424$ м та товщині фанери $\delta_{\phi} = 0.008$ м:

$$\frac{c_1}{\delta_{\phi}} = \frac{0.424}{0.008} = 53 > 50, \text{ тоді } \varphi_{\phi} = \frac{1250}{(c_1 / \delta_{\phi})^2} = \frac{1250}{53^2} = 0.445$$

Напруження в стисненій обшивці:

$$\sigma_c = \frac{10.78 * 10^{-3}}{0.25 * 10^{-2} * 0.445} = 9.69 \text{ МПа} \approx 9.7 \text{ МПа}$$

Розрахунок на сколення по клеєвому шару фанерної обшивки (в межах ширини поздовжніх ребер) проводиться за формулою:

$$\frac{Q * S_{np}}{I_{np} * b_p} \leq R_{ф.ск}$$

Поперечна сила дорівнює опорній реакції панелі:

$$Q = \frac{q * l_p}{2} = \frac{2.46 * 5.92}{2} = 7.28 \text{кН}$$

Приведений статичний момент верхньої фанерної обшивки відносно нейтральної вісі:

класного

$$b_p = 4 * 0.042 = 0.168 \text{м}$$

Дотичні напруження будуть:

$$\tau = \frac{7.28 * 0.093 * 10^{-3} * 10^{-2}}{2.28 * 10^{-4} * 0.168} = 0.23 \text{МПа} < 0.8 \text{МПа}$$

Перевірка панелі на прогин. Відносний прогин панелі:

$$\frac{f}{l_p} = \frac{5}{384} * \frac{q_n * l_p^3}{E_{ф} * I_{np} * 0.7} = \frac{5 * 2.15 * 5.92^3 * 10^{-3}}{384 * 9000 * 2.28 * 10^{-4} * 0.7} = \frac{1}{254} < \frac{1}{250}$$

де 1/250 – граничний прогин в панелях покриття згідно ДБН В.2.6-161:2017.

4.2 Розрахунок класфанерної балки коробчатого перерізу

Вихідні дані. Прогін балки 12 м; крок балок 6 м, обшивка з водостійкої фанери марки ФСФ сорту В/ВВ; ребра із соснових дощок другого сорту. Клей марки ФР-12.

Вибір конструкцій і компоновка покриття. Товщина фанери прийнята 10 мм. Два пояси балки прийняті однакового січення із 4 вертикальних шарів дощок. Середні шари виконуються із чорнових заготовок січенням 175 x 40 мм, які після сушки до вологості 12% та фрезування їх розміри будуть 160 x 33 мм. Крайні шари, що примикають до фанерних стінок, із тих же дощок з поздовжнім їх розпилем на дві вузькі дошки, розміри яких після фрезування повинні бути 77 x 33 мм. Між останніми мається горизонтальний зазор 6 мм.

Для забезпечення жорсткості фанерних стінок із їх площини між стінками поставлені ребра жорсткості січенням 100 x 132 мм.

Відстань між вісями ребер визначається розмірами фанерного листа, рівного 1525 x 1525 мм. Після обрізки кромки його розміри прийнятий 1480 x 1480 мм. При такій відстані між вісями ребер жорсткості (a_0) отримується рівним довжині фанерного листа, зменшеного на довжину з'єднання "на вус", яке дорівнює десятикратній товщині фанери $10 \cdot \delta_f = 10 \cdot 10 = 100$ мм; тоді $a_0 = 1480 - 100 = 1380$ мм. Перші панелі від опори мають меншу довжину (a'_0).

Геометричні розміри балки. Розрахунковий проліт балки 11.7 м, повна довжина балки з урахуванням опорного майданчика довжиною 200 мм буде:

$$L = 11.7 + \frac{0.2}{2} * 2 = 11.9 \text{ м.}$$

Навантаження на балку.

Вид навантаження	Нормат. навант. q^H кН/м ²	Коеф. перев. n	Розрах. навант. q кН/м ²
3 шари руберойду	0.12	1.3	0.148
Фанера марки ФСФ 2*0.008*7	0.112	1.1	0.123
Каркас із соснової деревини:			
поздовжні ребра з урахуванням брусків			
поздовжніх стиків			
5*0.167*0.042*5/1.48	0.118	1.1	0.13
поперечні ребра			
3*0.092*0.042*5/5.98	0.010	1.1	0.011
Утеплювач – мінераловатні плити			
0.08*0.423*1/0.465	0.073	1.1	0.087
Пароізоляція	0.02	1.1	0.022
Власна вага балки	0.05	1.1	0.06
Постійна	0.50		0.57
Тимчасова (снігова)	0.7	1.6	1.12
Повна	1.20		1.69

Висота балки по середині прольоту приймаємо за умови її достатньої жорсткості (в межах 1/8 – 1/12 L). Висота балки на опорі прийнята 900 мм, а

по середині прольоту 1480 мм. Ухил верхнього поясу балки складає:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{1.48 - 0.9}{11.9} * 2 = 0.0975 \quad (\approx 1 : 10)$$

Власна вага клеєфанерної балки:

$$g_{\text{св}}^{\text{н}} = \frac{g_{\text{н}} + p_{\text{н}}}{\frac{k_{\text{св}} * 1}{3.5 * 11.7} - 1} = \frac{0.45 + 0.7}{\frac{1000}{3.5 * 11.7} - 1} = 0.05 \text{кН} / \text{м}^2$$

де $k_{\text{св}} = 3.5$ – коефіцієнт власної ваги.

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження в відповідності до ДБН В.1.2-2:2006. для співвідношення нормативного навантаження покриття до ваги снігового покриву $0.5/0.7 = 0.71 < 0.8$ прийнятий 1.6.

Повне навантаження на 1 м балки: нормативне $q_{\text{н}} = 1.2 * 6 = 7.2$ кН/м; розрахункове $q = 1.69 * 6 = 10.14$ кН/м².

Статичний розрахунок балки. Опорні реакції балки:

$$A = \frac{q * l}{2} = \frac{10.14 * 11.7}{2} = 59.3 \text{кН}.$$

Максимальний момент згину:

$$M_{\text{max}} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{10.14 * 11.7^2}{8} = 173.5 \text{кНм}$$

Відстань від опори до перерізу, де нормальні напруження мають найбільше значення:

$$x_p = \frac{h_0^I}{\operatorname{tg}\alpha} * \left(\sqrt{1 + \frac{l * \operatorname{tg}\alpha}{h_0^I}} - 1 \right) = \frac{0.75}{0.0975} * \left(\sqrt{1 + \frac{11.7 * 0.0975}{0.75}} - 1 \right) = 4.52 \text{м}$$

Висота балки в опорному перерізі повна $h_0 = 0.90 + 0.0975 * 0.1 = 0.91$ м, а висота між центрами поясів $h_0^I = 0.91 - 0.16 = 0.75$ м.

Момент згину в розрахунковому січенні на відстані від лівої опори $x_p = 4.52$ м:

$$M_p = \frac{q * x_p}{2} * (l - x_p) = \frac{10.14 * 4.52}{2} * (11.7 - 4.52) = 164.54 \text{кНм}$$

Відстань від вісі лівого опорного ребра до вісі першого проміжного ребра жорсткості:

$$a_0^I = \frac{11.7}{2} - 4 * 0.138 = 0.33\text{м.}$$

Відстань від лівої опори до середини першої панелі:

$$x_1 = 0.1 + \frac{0.33 - 0.1 - 0.5 * 0.1}{2} = 0.19\text{м.}$$

Відстань від опори до середини другої панелі:

$$x_2 = 0.33 + \frac{1.38}{2} = 1.02\text{м.}$$

Моменти згину:

по середині першої панелі при $x_1 = 0.19$ м

$$M_1 = \frac{10.14 * 0.19}{2} * (11.7 - 0.19) = 11.09\text{кНм.}$$

по середині другої панелі при $x_2 = 1.02$ м

$$M_2 = \frac{10.14 * 1.02}{2} * (11.7 - 1.02) = 55.23\text{кНм.}$$

Перевірка прийнятого січення балки. Висота січення балки на відстані $x = 4.52$ м від опори:

$$h_x = 0.91 + 4.52 * 0.0975 = 1.351\text{м.}$$

Висота січення між вісями поясів:

$$h_x^I = 1.351 - 0.16 = 1.191\text{м.}$$

Приведений до деревини поясів момент інерції поперечного січення балки при $x = 4.52$ м:

$$\begin{aligned} I_{пр.д} &= I_d + I_\phi \frac{E_\phi}{E_d} = \\ &= \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + \frac{4 * 0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{1.191^2}{4} \right] * \\ &* 2 + \frac{2 * 0.033 * 1.351^3}{12} * \frac{9000}{10000} = 184 * 10^{-4} \text{м}^4 \end{aligned}$$

Середнє нормальне напруження в нижньому розтягнутому поясі:

$$\sigma = \frac{M_x * h_x^I}{I_{пр.д} * 2} = \frac{164.54 * 1.191 * 10^{-3}}{184.5 * 10^{-4} * 2} = 5.31 \text{ МПа} < 9 \text{ МПа}.$$

Дотичні напруження в стінках балки по нейтральній вісі перевіряється в перерізі на опорі, де поперечна сила має найбільше значення.

Приведений до фанери статичний момент поперечного перерізу балки:

$$\begin{aligned} S_{пр.ф} &= S_{ф} + S_{д} * \frac{E_{д}}{E_{ф}} = \\ &= 2 * \frac{0.01 * 0.91^2}{8} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.75}{2} * \frac{10000}{9000} = \\ &= 1.07 * 10^{-2} \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Приведений до фанери момент інерції поперечного перерізу балки:

$$\begin{aligned} I_{пр.ф}^0 &= I_{ф} + I_{д} * \frac{E_{д}}{E_{ф}} = 2 * \frac{0.01 * 0.91^3}{12} + \\ &+ \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + \frac{4 * 0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.066) * \frac{0.75^2}{4} \right] * \\ &* 2 * \frac{10000}{9000} = 77.93 * 10^{-4} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Максимальні дотичні напруження по швах між фанерою та деревиною перевіряються в січенні на опорі.

Статичний момент поперечного перерізу поясу:

$$S_{п} = (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.75}{2} = 0.78 * 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Розрахункова ширина перерізу поясу:

$$b_p = n * h_n = 4 * 0.077 = 0.308 \text{ м};$$

$$\tau_{ск} = \frac{Q * S_{п}}{I_{пр.ф}^0 * b_p} = \frac{59.3 * 0.78 * 10^{-2} * 10^{-3}}{77.93 * 10^{-4} * 0.308} = 0.20 \text{ МПа} < 0.8 \text{ МПа}$$

Стійкість фанерної стінки балки перевіряється на дію дотичних та нормальних напружень по середині першої панелі при $x_1 = 0.19$ м. Висота перерізу балки $h_1 = 0.91 + 0.19 * 0.0975 = 0.93$ м. Висота перерізу між вісями поясів $h_1^I = 0.93 - 0.16 = 0.77$ м. Висота стінки між внутрішніми кромками поясів $h_{ст}^I$

$= 0.93 - 2 * 0.16 = 0.61$ м. Відношення $h_{ст}^1 / \delta_{\phi} = 0.61 / 0.01 = 61 > 50$ см, отже, згідно ДБН В.2.6-161:2017, перевірку стінки на стійкість потрібно вести за формулою:

$$\frac{\sigma_{ст}}{k_{\sigma} * \left(\frac{100 * \delta_{\phi}}{h_{ст}} \right)^2} + \frac{\tau_{ст}}{k_{\tau} * \left(\frac{100 * \delta_{\phi}}{h_p} \right)^2} \leq 1.$$

Приведений до фанери момент інерції січення балки по середині першої панелі:

$$I_{пр.ф}^1 = 2 * \frac{0.01 * 0.93^3}{12} + \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + 4 * \frac{0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.77^2}{2} \right] * 2 * \frac{10000}{9000} = 82.28 * 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Нормальні напруження в стінці на рівні внутрішньої кромки поясів:

$$\sigma_{ст}^1 = \frac{M_1 * h_{ст}^1}{I_{пр.ф}^1 * 2} = \frac{11.09 * 0.61 * 10^{-3}}{82.28 * 10^{-4} * 2} = 0.41 \text{ МПа}.$$

Приведений до фанери статичний момент поперечного січення на висоті внутрішньої кромки поясів:

$$S_{пр.ф}^1 = 2 * 0.01 * 0.16 * \frac{0.77}{2} + \left[(0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.77}{2} \right] * 2 * \frac{10000}{9000} = 1.01 * 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Поперечна сила по середині першої панелі при $x_1 = 0.19$ м:

$$Q_1 = 59.3 - 10.14 * 0.19 = 57.37 \text{ кН}.$$

Дотичні напруження в стінці на рівні кромки поясів:

$$\tau_{ст}^1 = \frac{57.37 * 1.01 * 10^{-2} * 10^{-3}}{2 * 0.01 * 82.28 * 10^{-4}} = 3.52 \text{ МПа}.$$

Розрахункова висота стінки при $a_0^1 < h_{ст}^1$;

$$h_p = a_0^1 = 0.33 \text{ м}.$$

Коефіцієнти $k_{и}$, $k_{т}$ прийняті по графікам 18 19 додат. 5 ДБН В.2.6-161:2017. Відношення:

$$\gamma = \frac{a_0^1}{h_{ст}^1} = \frac{0.33}{0.61} = 0.54,$$

тоді $k_{и} = 27$ МПа.

Відношення:

$$\gamma_1 = \frac{h_{ст}^1}{a_0^1} = \frac{0.61}{0.33} = 1.85 \text{ МПа},$$

тоді $k_{т} = 3$ МПа. Перевірка стійкості:

$$\frac{0.41}{27 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.61} \right)^2} + \frac{3.52}{3 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.33} \right)^2} = 0.19 < 1.$$

Так як в наступній панелі відстань між ребрами жорсткості більше ніж в опорній, потрібна перевірка фанерної стінки балки на стійкість із її площини в середині другої панелі при $x_2 = 1.02$ м. Висота перерізу балки $h_2 = 0.91 + 1.02 * 0.0975 = 1.01$ м. Висота перерізу між вісями поясів $h_2^1 = 1.01 - 0.16 = 0.85$ м. Висота стінки між внутрішніми кромками поясів $h_{ст}^2 = 0.85 - 0.16 = 0.69$ м.

Приведений до фанери момент інерції січення балки по середині першої панелі:

$$I_{пр.ф}^2 = 2 * \frac{0.01 * 1.01^3}{12} + \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + 4 * \frac{0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.85^2}{2} \right] * 2 * \frac{10000}{9000} = 100.97 * 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Нормальні напруження в стінці на рівні внутрішньої кромки поясів:

$$\sigma_{ст}^2 = \frac{M_2 * h_{ст}^2}{I_{пр.ф}^2 * 2} = \frac{55.23 * 0.69 * 10^{-3}}{100.97 * 10^{-4} * 2} = 1.89 \text{ МПа}.$$

Приведений до фанери статичний момент поперечного перерізу на висоті внутрішньої кромки поясів:

$$S_{\text{пр.ф}}^2 = 2 * 0.01 * 0.16 * \frac{0.85}{2} + \left[(0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.85}{2} \right] * \frac{10000}{9000} = 1.12 * 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Поперечна сила по середині першої панелі при $x_1 = 1.02$ м:

$$Q_2 = 59.3 - 10.14 * 1.02 = 48.96 \text{ кН.}$$

Дотичні напруження в стінці на рівні кромки поясів:

$$\tau_{\text{ст}}^2 = \frac{48.96 * 1.12 * 10^{-2} * 10^{-3}}{2 * 0.01 * 100.97 * 10^{-4}} = 2.72 \text{ МПа.}$$

Розрахункова висота стінки:

$$h_p = h_{\text{ст}}^2 = 0.69 \text{ м.}$$

Відношення:

$$\gamma = \frac{a_0^2}{h_{\text{ст}}^2} = \frac{1.38}{0.69} = 2,$$

тоді $k_{\text{и}} = 15$ МПа.

Відношення:

$$\gamma_1 = \frac{h_{\text{ст}}^2}{a_0^2} = \frac{0.69}{1.38} = 0.5 \text{ МПа,}$$

тоді $k_{\tau} = 2.45$ МПа. Перевірка стійкості:

$$\frac{1.89}{15 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.69} \right)^2} + \frac{2.72}{2.45 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.69} \right)^2} = 0.86 < 1.$$

Перевірка стінки на дію головних розтягуючих напружень проводиться по середині другої панелі за формулою:

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2} \right)^2 + \tau_{\text{ст}}^2} \leq R_{\text{ф.р}\alpha}.$$

Визначаємо кут:

$$\text{tg}2\alpha = \frac{2 * \tau_{\text{ст}}}{\sigma_{\text{ст}}} = \frac{2 * 2.72}{1.89} = 2.88; \quad \alpha = 55.5^\circ.$$

По графіку, приведеному у додат. 5 ДБН В.2.6-161:2017 визначаємо

$R_{ф.р\alpha} = 5$ МПа. Головні розтягуючі напруження:

$$\frac{1.89}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.89}{2}\right)^2 + 2.72^2} = 3.82 \text{ МПа} < 5 \text{ МПа.}$$

Прогин по середині прольоту балки з урахуванням змінності висоти січення, а також деформацій здвигу від поперечної сили:

$$f = \frac{f_0}{k} * \left[1 + c * \left(\frac{h}{l}\right)^2 \right].$$

де коефіцієнти k і c приймаються по табл. 3 додат. 4 ДБН В.2.6-161:2017.

Прогин балки постійного січення без врахування деформацій здвигу

$$f_0 = \frac{5 * q_n * l_p^4}{384 * E_d * I_{пр.д}}.$$

Момент інерції попереднього січення балки по середині прольоту, приведенний до деревини:

$$I_{пр.д} = \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + \frac{4 * 0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{(1.48 - 0.16)^2}{4} \right] * 2 + 2 * \frac{0.01 * 1.48^2}{12} * \frac{9000}{10000} = 229.7 * 10^{-4} \text{ м}^4.$$

$$f_0 = \frac{5 * 7.2 * 11.7 * 10^{-3}}{384 * 10^4 * 229.7 * 10^{-4}} = 0.0109 \text{ м.}$$

Коефіцієнти:

$$k = 0.4 + 0.6 * \frac{h_0}{h} = 0.4 + 0.6 * \frac{0.9}{1.48} = 0.765;$$

$$c = \left(45.3 - 6.9 * \frac{h_0}{h} \right) * \gamma = \left(45.3 - 6.9 * \frac{0.9}{1.48} \right) * 1.4 = 57.5,$$

де:

$$\gamma = \frac{F_n}{F_{ст}} = \frac{(0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * 2}{2 * 0.01 * 1.48} = 1.4.$$

Повний прогин балки:

$$f = \frac{0.0109}{0.765} * \left[1 + 57.5 * \left(\frac{1.48}{11.7} \right)^2 \right] = 0.0274 \text{ м.}$$

Відносний прогин балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{0.0274}{11.7} = \frac{1}{427} < \frac{1}{300},$$

де 1/300 – граничний прогин в балках згідно табл. 16 ДБН В.2.6-161:2017.

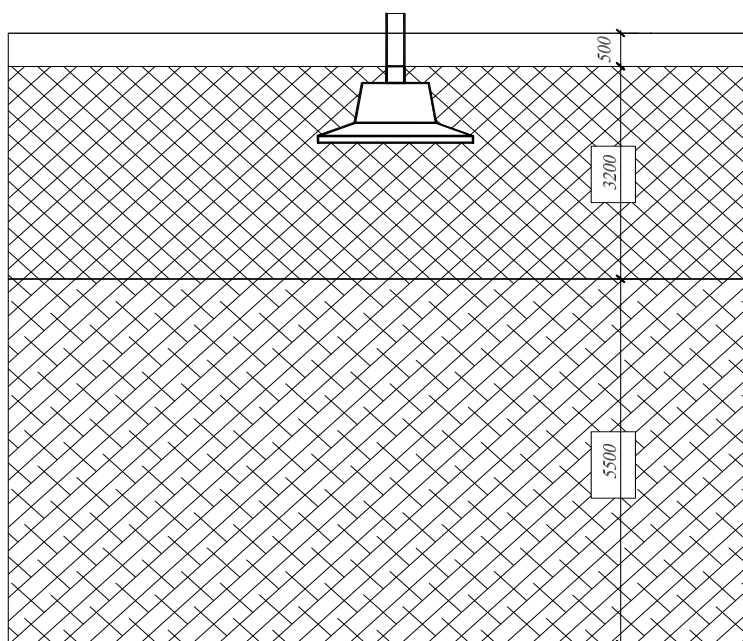
4.3 Розрахунок фундаменту

В даному проекті передбачені стовпоподібні монолітні залізобетонні фундаменти під колони.

Під ділянки цегляних стін – монолітні ланцюгові залізобетонні.

Глибина промерзання ґрунту – 1.2 м.

Інженерно-геологічний розріз.



1. Рослинний шар
2. Супісьть текуча, непросідаюча, високо пориста, піскова
3. Супісьть пластична, непросідаюча, низько пориста, піскова

Назва ґрунту	скв 1	скв 2	скв 3	ρ_s т/м ³	Щільн. част. т/м ³	Прир. волог W	На гр. текуч W _n	На гр. розк. W _p	Мод. деф. E, мПа	Удел. сцеп. с, кПа	Кут внут терт
Рослин шар	0.4	0.5	0.6	1.76							
Супісьть	3	3.2	2.9	1.79	2.66	0.28	0.28	0.21	5	7	14
Супісьть	6	5.5	6.2	1.95	2.66	0.23	0.23	0.20	6.5	9	11

1. Визначення попереднього опору ґрунту.

$$R_{пр} = (\gamma_{C1} * \gamma_{C2} / k) * (M_q * d_1 * \gamma_{11}' + (M_q - 1) * d_G * \gamma_{11}' + M_C * C_{II})$$

де $\gamma_{C1} = 1.25$, $\gamma_{C2} = 1$ – коефіцієнти умов роботи (табл. 3 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»);

$\varphi_{II}' = 14^{\circ}$ $\gamma_{II}' = 17.75 \text{ кН/м}^3$ – розрахункове значення питомої ваги ґрунту залягаючого вище подошви фундаменту;

$M_q = 2.17$ $M_C = 4.69$ $M_V = 0.29$ (табл. 4 ДБН В.2.1-10-2009) $C_{II} = 7 \text{ кПа}$

$d_G = 0$ (підвал відсутній);

$d_1 = 1.4 \text{ м}$ (глибина закладення фундаментів);

$k = 1.1$ (п. 2.41 СНиП 2.02.01-83);

$R_{пр} = (1.25 \cdot 1 / 1.1) \cdot (2.17 \cdot 1.4 \cdot 17.75 + 4.69 \cdot 7) = 96 \text{ кПа}$.

2. Розрахунок попередніх розмірів фундаменту в плані

$A_{пр} = F_V / (R_{пр} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q))$,

де $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ – питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах;

d_{ϕ} – висота фундаменту;

q – навантаження на підлогу;

F_V – навантаження на фундамент;

$A_{пр} = 379 / (96 - (20 \cdot 0.9 + 3)) = 5.05$.

3. Уточнений розрахунковий опір ґрунту основи:

$R_{ут} = R_{пр} + \gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2} / k \cdot M_q \cdot k_2 \cdot b_{пр} \cdot \gamma_{II} =$
 $= 96 + 1.25 \cdot 1 / 1.1 \cdot 1 \cdot 2.3 \cdot 1.79 \cdot 0.29 = 110$.

4. Уточнений розмір фундаменту в плані

$A_{ут} = F_V / (R_{ут} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q)) = 379 / (110 - (20 \cdot 0.9 + 3)) = 4.8 \text{ м}^2$
приймаємо $2.1 \times 2.1 \text{ м}$ $A = 4.41 \text{ м}^2$.

5. Визначення ваги фундаменту

$G = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma = 4.41 \cdot 0.9 \cdot 20 = 79.4 \text{ кН}$

Звідси уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$R_{ут} = 96 + 1.25 \cdot 1 / 1.1 \cdot 1 \cdot 17.9 \cdot 0.29 \cdot 2.1 = 108.4 \text{ кН}$

6. Середній тиск під подошвою фундаменту

$P = (F_V + G) / A + q = (379 + 79.4) / 4.41 + 3 = 107 \text{ кН/м}^2 <$

$< R = 108.4 + 1.25 / 1.1 \cdot 17.9 \cdot 0.28 \cdot 2.1 = 122.4 \text{ кН/м}^2$ – розрахунковий

опір ґрунту основи

7. Запас:

$$(R - P) / R * 100\% = (122.4 - 107) / 122.4 * 100 = 12\% .$$

8. Ексцентриситет:

$$e = \Sigma M / (F_v + G) = 4.4 / (379 + 79.4) = 0.01\text{м} = 1 \text{ см}$$

$$e = 1 \text{ см} < 210 / 30 = 7 \text{ см} \Rightarrow \text{фундамент центрально завантажений.}$$

9. Епюра додаткового тиску будувється за допомогою формули:

$$G_z = 2P/\pi * [\arctg(\eta/(\xi * \sqrt{1+\xi^2+\eta^2})) + (\xi * \eta * (1+\xi^2+2\eta^2))/((\xi^2+\eta^2) * (1+\xi^2) * \sqrt{1+\xi^2+\eta^2})]$$

де P – середній тиск під подошвою фундаменту,

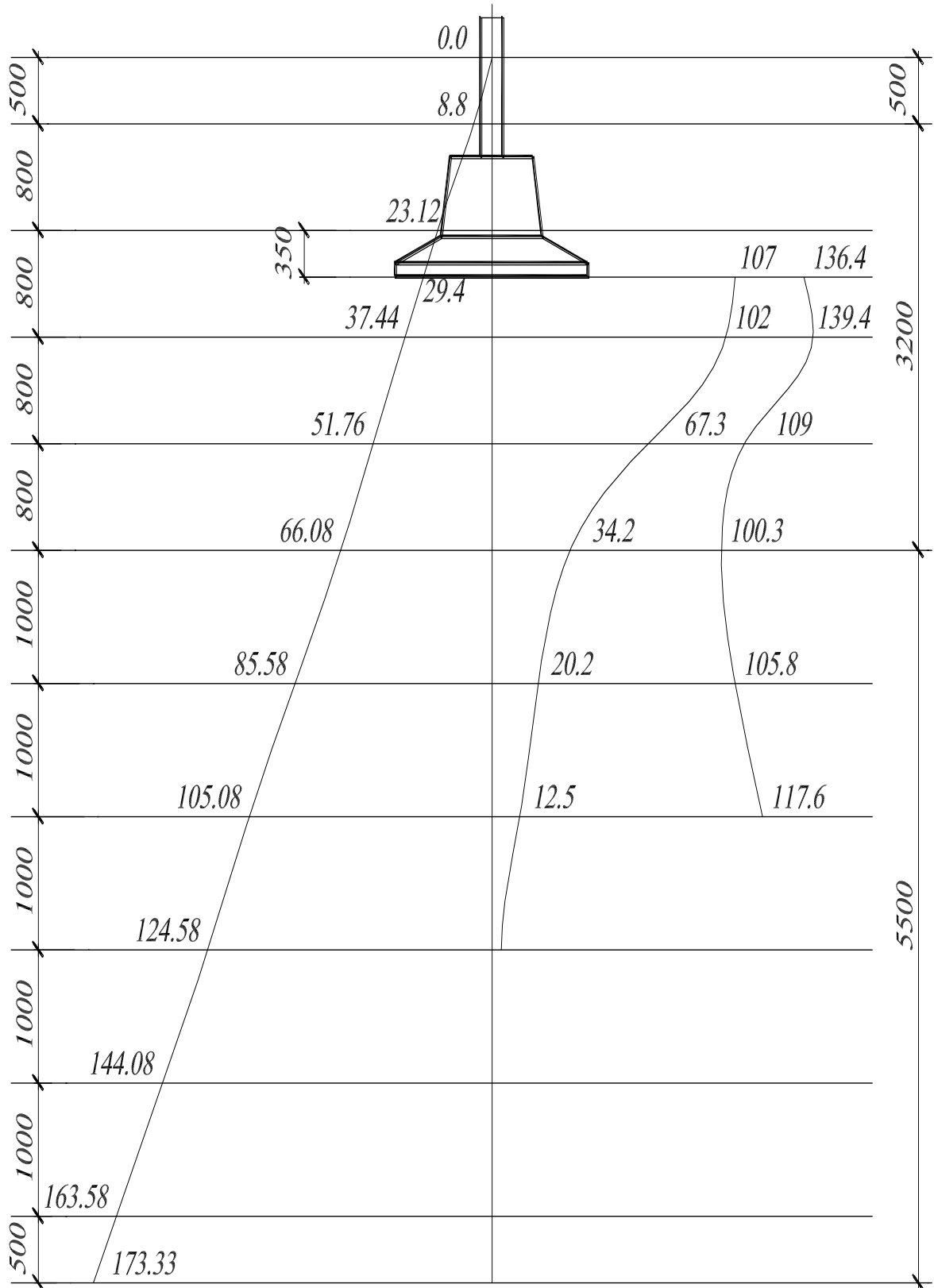
$$\eta = 1 / b = 2.1/2.1 = 1$$

$$\xi = z / b \quad z - \text{висота від подошви фундаменту до точки, в якій визна-}$$

чається напруження.

$$G_1 = 2 * 107 / 3.14 * [\arctg(1/((2 * 0.45 / 2.1) * \sqrt{1 + 0.43^2 + 1^2})) + (0.43 * 1 * (1 + 1^2 + 2 * 0.43^2))/((0.43^2 + 1^2) * (1 + 0.43^2) * \sqrt{1 + 0.43^2 + 1^2})] = 102 \text{ кН/м}^2$$

$$G_2 = 2 * 107 / 3.14 * [\arctg(1/((2 * 1.75 / 2.1) * \sqrt{1 + 1.2^2 + 1^2})) + (1.2 * 1 * (1 + 1^2 + 2 * 1.2^2))/((1.2^2 + 1^2) * (1 + 1.2^2) * \sqrt{1 + 1.2^2 + 1^2})] = 67.3 \text{ кН/м}^2 \text{ і т.д.}$$



Визначення осадки методом пошарового сумування.

Згідно епюри додатковий тиск під подошвою фундаменту складає 20% від природнього на глибині 3.5 м від подошви фундаменту. отже розрахункова глибина стискаємої товщі – 3.5 м.

Додатковий тиск на основу:

$$P_o = P_{cp} - G_{zqo} = 107 - 29.4 = 77.6,$$

$$Z = 0.2b = 0.2 * 2.1 = 0.42 \text{ м.}$$

Глибина від подошви і фундаменту	α_i	$\alpha_i * (P - \sigma_{p2})$	номер шару	$G_{zp,i} = 0,5 * (G_{zp,i} - G_{zp,i-1})$	E, кПа	$S_i = \frac{(0,8 * G_{zp,i} * 0,2)}{E}$ м
1	2	3	4	5	6	7
0,00	1,0000	77,60				
			1	76,59	5000	0,0051
0,42	0,974	75,58				
			2	71,04	5000	0,0048
0,84	0,857	66,50				
			3	60,41	5000	0,0041
1,26	0,700	54,32				
			4	48,69	5000	0,0033
1,68	0,555	43,07				
			5	38,57	5000	0,0026
2,10	0,439	34,07				
			6	30,61	6500	0,0016
2,52	0,350	27,16				
			7	24,52	6500	0,0013
2,94	0,282	21,88				
			8	19,90	6500	0,0010
3,36	0,231	17,93				
			9	16,37	6500	0,0008
3,78	0,191	14,82				
					$\Sigma =$	0,0246

Сумарна осадка $S = \Sigma S_i = 2.46$

$$S = 2.46 \text{ см} < 8 \text{ см}$$

Розрахунок армування фундаменту

Фундамент – центральньо завантажений. Сила, яка діє на фундамент – $N = 379$ кН. Фундамент монолітний залізобетонний із важкого бетону В 15 $R_b = 8.5$ МПа $R_{bt} = 1.2$ МПа $\gamma_{b2} = 0.9$.

Арматура класу АІ $R_s = 225$ МПа $E_s = 210000$ МПа.

Висота фундаменту із умов продавлювання під колоною

$$h_{\phi\min} = -(h_k + b_k)/4 + 1/2 * \sqrt{(N / (0.75 * R_p + P_{гр}))} = \\ = (0.3 + 0.3) / 4 + 1/2 * \sqrt{(3.79 / (0.75 * 1200 + 379 / 4.41))} = 0.42 \text{ м.}$$

$$H_{\phi\min} = 42 + 4 = 46 \text{ см.}$$

Висота фундаменту із умови заробки колони в залежності від розмірів перерізу:

$$H = 1.5h_k + 25 = 1.5 * 30 + 25 = 70 \text{ см.}$$

Із конструкторських міркувань:

$$H_{\phi} \geq h_{ст} + 20 = 30 * d + \delta = 30 * 1.2 + 5 = 41 \text{ см.}$$

Прийнята висота фундаменту $H_{\phi} = 900$ мм.

Підбір арматури:

$$M_1 = 0.125P (a - h_k)^2 b = 0.125 * 86 * (2.1 - 0.3)^2 * 2.1 = 73.14 \text{ кНм.}$$

$$M_2 = 0.125P (a - a_1)^2 b = 0.125 * 86 * (2.1 - 1.5)^2 * 2.1 = 8.1 \text{ кНм.}$$

$$A_{s1} = M_1 / (0.9h_o R_s) = 73.14 / (0.9 * 86 * 21000) = 4.49 \text{ см}^2 .$$

$$A_{s2} = M_2 / (0.9h_o R_s) = 8.1 / (0.9 * 86 * 21000) = 0.4 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо сітку 11 \varnothing 10 АІ з кроком 200 мм $A_s = 7.85$ см².

5 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА

Технологія та організація будівництва розроблена з урахуванням новітніх досягнень в будівельному виробництві й ґрунтується на принципах індустріалізації виробництва, вдосконалення методів та форм його організації.

Головним вважається наступне:

- підвищення збірності конструкцій та технологічного обладнання
- впровадження поточних методів у будівництві
- комплексна механізація та автоматизація будівельно-монтажних робіт
- упровадження рекомендацій по використанню закінчених наукових досліджень в області удосконалення організації будівництва та технології виробництва будівельно-монтажних робіт, а також виконання основних вимог за науковою організацією праці.

Розробку розділу технології та організації будівництва проведено по періодах та стадіях.

5.1 Умови здійснення будівництва

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста. Підвіз ґрунту на будмайданчик проводиться з відстані 15 км, піску – 30 км.

Відстань до найближчої залізничної станції 5 км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму – 10 км.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішена способом проектних горизонталей.

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод.

Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий по-

верхневий, розсередоточений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району.

Розрахункова зимова температура -24°C .

Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2м.

Забезпечення будівельними матеріалами та машинами здійснюється матеріально-технічною базою генерального підрядчика будівництва.

5.2 Обґрунтування тривалості будівництва

Нормативну тривалість будівництва визначено згідно ДБН-А43-5-96. Для підприємств по переробці сільськогосподарської продукції загальна нормативна тривалість будівництва складає 18 місяців. З них на монтаж устаткування відводиться до 40% часу. Таким чином нормативна тривалість будівництва даного об'єкту складає $18 \cdot (1 - 0.4) = 13$ місяців.

Розрахункову тривалість будівництва одержана при розробці календарного плану і складає 12 місяців. Розрахункова тривалість, менша за нормативну за рахунок раціональної організації, суміщення потоків та ін. заходів.

5.3 Визначення складу та об'ємів БМР

В якості нормативних джерел прийняті: збірники типових калькуляцій затрат труда, складені на основі ЄНіР. Об'єми робіт, винесені в "Відомість підрахунку об'ємів робіт", визначені на підставі технічних специфікацій на збірні конструктивні елементи приведені в архітектурно-будівельному розділі даного проекту, а також за технологічною картою на монтаж каркасу будівлі.

Таблиця 5.1 – Відомість затрат праці, машин і матеріалів на будівництво

15	8-13	Горизонтальна гідроізоляція	100 м ²	2.27	<u>19.7</u> 43.5	- -	дошки обріз гідр.матер. мастика	м ³ м ² т	<u>0.34</u> <u>112</u> <u>255</u> <u>0.24</u> <u>0.6</u>
		Разом			2185	29.04			
16	7-32	3. Каркас Установка колон	шт	54	<u>5.02</u> 412	<u>1.96</u> 101	констр збірн	шт	<u>1</u> <u>54</u> <u>0.067</u>
17	7-139	Влашт. балок покриття	шт	36	<u>9.95</u> 505.12	<u>2.49</u> 169	бетон М300 констр збірн	м ³ шт	<u>5.5</u> <u>1</u> <u>36</u> <u>0.007</u>
18	7-193	Влашт. плит покриття	шт	264	<u>4.83</u> 947	<u>3.61</u> 590	бетон М300 констр збірн розчин ц.п.	м ³ шт м ³	<u>5.5</u> <u>1</u> <u>264</u> <u>0.25</u> <u>49</u>
		Разом			1864.1	920			
19	7-247	4. Стіни Монтаж стінових панелей	шт	132	<u>6.6</u> 871	<u>2.66</u> 351	розчин ц.п. монтаж.вир. електроди	м ³ т т	<u>0.026</u> <u>3.4</u> <u>0.001</u> <u>0.013</u> <u>0.000</u> <u>0.004</u>
20	8-32	Кладка стін з облицюванням керамічною цеглою	м ³	15.67	<u>4.84</u> 76	<u>0.23</u> 3.6	розчин ц.п. цегла	м ³ тис шт	<u>3</u> <u>0.384</u> <u>6</u>
21	8-31	Стіни із керамічної цегли; проста кладка	м ³	240.1	<u>3.93</u> 944	<u>0.23</u> 55	розчин вап. цегла	м ³ тис шт	<u>0.23</u> <u>55.2</u> <u>0.384</u> <u>92.16</u>
22	8-189	Влашт. та розбірка лісів	100 м ²	18.27	<u>45.8</u> 837	- -	стальні дет. дерев.детал.	т м ³	<u>0.037</u> <u>0.7</u> <u>0.006</u> <u>0.1</u>
23	8-37	Стіни із цегли внутрішні	м ³	462.5	<u>3.9</u> 1804	<u>0.31</u> 19	щити наст. розчин ц.в. цегла	м ² м ³ тис шт	<u>1.2</u> <u>22</u> <u>0.23</u> <u>106</u> <u>0.384</u> <u>177.5</u>
24	7-127	Влашт. перемичок	шт	143	<u>0.13</u> 19	<u>0.08</u> 11.4	конст.збірн. розчин ц.п.	шт м ³	<u>1</u> <u>143</u> <u>0.003</u> <u>0.5</u>
25	8-5	Перегородки з цегли	м ³	39.5	<u>3.9</u> 154.5	<u>0.01</u> 32	розчин ц.п. розчин ц.п. цегла	м ³ м ³ тис шт	<u>0.23</u> <u>9.1</u> <u>0.384</u> <u>15.2</u>
		Разом			4705.5	596.4			
26	5-2	5. Покрівля Влашт. покрівлі з 3	100		<u>172</u>	<u>29</u>			<u>607</u>

		шарів руберойду	м ²	37.8	6536	1096.2	руберойд	м ²	2295
							рулон.матер	м ²	<u>111</u>
							утеплювач	м ³	4196
							розчин ц.п.	м ³	<u>12.1</u>
							бітум	т	457.4
							гравій	т	<u>1.58</u>
							асбест	т	60
							гас	т	<u>1.28</u>
							тальк	т	48.4
		Разом			6536	1096.2			0.03
									<u>1.14</u>
									0.15
									5.7
									<u>0.18</u>
									6.8
									<u>0.152</u>
									5.75
27	10-106	6. Прорізи Влашт. дверних блоків	м ²	116	<u>0.83</u> 97	<u>0.12</u> 14	дверні блок	м ²	<u>1</u> 116
							дошки 25-40	м ³	<u>0.07</u> 8.12
							толь	м ²	<u>0.65</u> 75.4
28	10-141	Конопатка дверних коробок паклею	м ²	23.22	<u>0.25</u> 6	-	пакля	кг	<u>1.79</u> 40.2
29	10-84	Влашт. віконних блоків	м ²	213	<u>1.37</u> 294	<u>0.14</u> 30	вікон блоки	м ²	<u>1</u> 213
							пакля	кг	<u>1.73</u> 369
30	15-707	Засклення віконних переплетів	100 м ²	2.15	<u>46.9</u> 100	<u>0.58</u> 1	скло віконне	м ²	<u>120</u> 215
31	10-144	Влашт. воріт	м ²	26.28	<u>2.56</u> 67	<u>0.19</u> 5	каркас воріт	т	<u>0.039</u> 1.1
							полотна гл.	м ²	<u>1</u> 28.28
							сталь полос	т	<u>0.002</u> 0.06
							сталь лист	т	<u>0.002</u> 0.04
		Разом			564	50			
32	11-2	7. Підлоги Уплотнення ґрунту щебнем	100 м ²	31.97	<u>7.19</u> 228.7	<u>0.39</u> 12.5	щебінь	м ³	<u>4.28</u> 130.5
33	11-11	Влашт. підстиляюч. шару із бетону	м ³	266.7	<u>2.9</u> 774	-	бетон	м ³	<u>1</u> 266.7
34	11-67	Влашт. бетонного по- криття	100 м ²	166.8	<u>10.15</u> 1670.7	<u>0.3</u> 52	бетон	м ³	<u>2.04</u> 335
35	11-132	Влашт. покриття із плиток	100 м ²	6.4	<u>93</u> 595.2	<u>2.9</u> 19	плитка	м ²	<u>101</u> 644
							розчин ц.п.	м ³	<u>0.21</u> 1.35
36	11-205	Влашт. підлоги із ли- ноліума	м ²	271.2	<u>1.4</u> 380	<u>0.68</u> 21.7	линоліум	м ²	<u>1</u> 271.2
							клей	кг	<u>0.21</u> 57

		Разом			3650	105.2			
37	15-509	8. Внутрішнє оздобл. Вапняне пофарбування	100 м ²	96.1	<u>5.06</u> 486	<u>0.03</u> 2.9	вапн негаш	кг	<u>21</u> 2020
							фарби сухі	кг	<u>0.3</u> 39
							шпатлівка	кг	<u>1.6</u> 184
38	15-502	Клеєве пофарбування	100 м ²	5.68	<u>12.7</u> 72	<u>0.03</u> 0.17	паста клеєв	кг	<u>28</u> 160
							шпатлівка	кг	<u>36.2</u> 206
							клей	кг	<u>1.2</u> 6.9
							фарби сухі	кг	<u>1.7</u> 9.7
39	8-194	Влашт. внутрішніх лісів	100 м ²	12.19	<u>73.8</u> 960	<u>0.27</u> 3	стал детал	т	<u>0.037</u> 0.45
							дерев детал	м ³	<u>0.006</u> 0.07
							щити наст.	м ²	<u>1.2</u> 14.7
40	15-256	Штукатурка внутріш поверхонь покращен	100 м ²	21.7	<u>74</u> 1606	<u>5.2</u> 112.9	розчин вап.	м ³	<u>1.52</u> 33
							розч ц.в.	м ³	<u>0.2</u> 4.4
41	15-86	Облицювання кера- мічною плиткою	100 м ²	6.37	<u>170</u> 1983	<u>122</u> 777	плитка	м ²	<u>100</u> 637
							розчин ц.п.	м ³	<u>1.5</u> 9.6
		Разом			4147	896			
42	15-275	9.Зовнішнє оздоблен. Суцільне вирівнюван поверхні стін	100 м ²	2.7	<u>37</u> 100	<u>0.39</u> 1			
43	15-534	Фарбування фасадів полімер. фарбами	100 м ²	14	<u>19.4</u> 272	<u>0.18</u> 3	фарб полім	кг	<u>30</u> 430
		Разом			372	4			
44	15-298	10. Різні роботи Покращена штукатур. по сітці	100 м ²	1.57	<u>115</u> 181	<u>2.26</u> 4			
45	1-1182	Уплотнення ґрунту під отмостку	100 м ²	1.3	<u>7.19</u> 9.4	<u>0.99</u> 1.3	щебінь	м ³	<u>4.2</u> 5.3
46	6-1	Влашт. бетонної підготовки	м ³	19.5	<u>2.9</u> 5.7	- -	бетон В15	м ³	<u>1.02</u> 20
47	27-109	Влашт. асфальтово-го покриття	100 м ²	1.3	<u>33.95</u> 43.2	<u>1.31</u> 1.8	асфальтоб.	т	<u>7.21</u> 9.4
							ґрунт.бітум.	т	<u>0.08</u> 0.09
		Разом			239.3	7.1			
48	УКН- 97	Отоплення та вентиляція	100 м ³	176.4	<u>8</u> 1411.2				
49	УКН- 97	Водопровід та ка- налізація	100 м ³	176.4	<u>8</u> 1411.2				
50	УКН- 97	Влаштування елек- трообладнання	100 м ³	176.4	<u>15</u> 2646				
51	УКН- 97	Слаботочні сіті	100 м ³	176.4	<u>1</u> 176.4				

52	УКН-97	Монтаж технологіч. обладнання	100 м ³	176.4	<u>15</u> 2646				
		Разом			8290.8				
		Разом з 1 по 10			34631	5373.9			
		Добавлено на дрібні та непередбач робіт	%	15	6712				
		Разом по об'єкту			55983	55601			

$$55983 : 8.2 = 6827 \text{ чол-дн.}$$

$$55601 : 8.2 = 6781 \text{ маш-дн.}$$

5.4 Побудова календарного плану будівництва

В основу розробки та побудови календарного плану прийняті такі дані:

- характеристика об'єкту будівництва та будмайданчика;
- методи виконання робіт, прийняті механізми та будівельні машини;
- відомість визначення об'ємів робіт, трудозатрати та машиноємності;
- визначення термінів виконання окремих робіт.

Ліва частина графіка

Заповнення граф номенклатури робіт (гр. 2) та їх об'ємів (гр. 3 і 4) прийняті в такій послідовності, щоб їх розташування сприяло поточному методу виконання робіт та давало б конкретну організаційно-технологічну ув'язку, відповідаючи вимогам наукової організації праці та техніки безпеки.

Вся номенклатура робіт, направлена на зведення будівлі, поділена на 5 етапів:

- Підготовчий період будівництва, в який входять планування поверхні ґрунту, зрізка родючого шару та внутрішньо майданчикові роботи.

- Зведення підземної частини будівлі – це розробка ґрунту в котлованах, зворотна засипка ґрунту, установка фундаментних блоків, влаштування гідроізоляції по фундаментах.

- Зведення надземної частини будівлі – це цегляна кладка зовнішніх та внутрішніх стін і перегородок, розшивка швів цегляної кладки, влаштування

перемичок, збірних залізобетонних плит перекриття та покриття, влаштування покрівлі.

- Комплекс відділочних робіт – заповнення дверних та віконних прорізів, остеклення, штукатурні та малярні роботи, влаштування підлог.

- Санітарно-технічні роботи – виконання опалення, вентиляції, водопроводу, газозабезпечення, електрообладнання та інш. непередбачених робіт.

Для кожного етапу будівництва визначені ведучі роботи, які мають значні об'єми, виконання яких дозволяє отримати закінчену конструктивну частину будівлі та приступити до виконання послідуєчих робіт.

Основними ведучими роботами являються:

- влаштування фундаментів,
- зведення стін,
- монтаж плит перекриття та покриття,
- покрівельні роботи,
- відділочні роботи.

Послідовність інших робіт визначена по кожному етапу в чіткій ув'язці з ведучими роботами. Ряд робіт по забезпеченню безпечних умов праці робітників (влаштування пізнавальних знаків, трафаретів, прибирання сміття і т.інш.) включено до календарного плану під загальною назвою “Невраховані роботи”.

На основі вибору виробництва робіт та засобів механізації, а також з допомогою відповідних формул підраховується тривалість виконання окремих видів робіт.

5.5 Комплектація бригад

Чисельний та кваліфікаційний склад робочих-виконавців, а також робота їх по змінах та процесах в календарному плані будівництва прийнята на основі трьох основних даних:

- трудоемності;

	плит	м ³	8.48	1.95	1	1	8	Зр-4
14	Влашт. фундаментних балок	шт	34	45.6	5	1	8	монтажн 5р-2,4р-2,3р-2,машин 5р-1
15	Влашт. фундамент. під устаткування	м ³	85.76	28.6	3	1	8	бетонщик 4р-4
16	Горизонтальна гідроізоляція	100 м ²	2.27	5.3	1	1	8	Зр-4
17	Установка колон	шт	54	66.9	7	2	4	муляр 5р-2,4р-2, 3р-2,2р-2
18	Влашт. балок покриття	шт	36	61.6	7	2	4	монтаж 5р-1,4р-1, 3р-1,машин 5р-1
19	Влашт. плит покриття	шт	264	115.5	5	2	10	монтаж 5р-3,4р-3, 3р-3,машин 5р-1
20	Монтаж стінових панелей	шт	132	106.2	5	2	10	монтаж 5р-3,4р-3, 3р-3,машин 5р-1
21	Кладка стін з облицюванням лицьовою цеглою	м ³	15.67	9.3				
22	Стіни із керамічної цегли; проста кладка	м ³	240.1	115.2				
23	Влашт. та розбірка лісів	100 м ²	18.27	102.1				
24	Стіни із цегли внутрішні	м ³	462.5	220	23	2	10	муляр 5р-2,4р-2,3р-2,2р-3,маш 5р-1
25	Влашт. перемичок	шт	143	2.3				
26	Перегородки з цегли	м ³	39.5	18.9				
27	Влашт. покрівлі з 4 шарів руберойду	100 м ²	37.8	797	26	2	15	ізолюв. 4р-5,3р-5, 2р-4,машин 5р-1
28	Влашт. дверних блоків	м ²	116	11.8	3	1	4	тесля 4р-2
29	Конопатка дверних коробок паклею	м ²	23.22	2.8	1	1	1	3р-2
30	Влашт. віконних блоків	м ²	213	35.9	9	1	4	тесля 3р-1
31	Засклення віконних переплетів	100 м ²	2.15	12.2	3	1	4	тесля 4р-2
32	Влашт. воріт	м ²	26.28	8.2	4	1	4	3р-2
33	Ущільнення ґрунту щебнем	100 м ²	31.97	28	7	1	4	тесля 4р-2
34	Влашт. підстиляючого. шару із бетону	м ³	266.7	94.4	6	2	8	бетонщик 4р-2
35	Влашт. бетонного покриття	100 м ²	166.8	203.7	12	2	8	бетонщик 4р-4
36	Влашт. покриття із плиток	100 м ²	6.4	72.6	4	2	8	3р-4
37	Влашт. підлоги із ліноліума	м ²	271.2	46.6	10	1	4	плиточник 4р-4
38	Вапняне пофарбування	100 м ²	96.1	59.3	11	1	5	3р-4
39	Клеєве пофарбування	100 м ²	5.68	8.8	1	1	5	ізолюв. 4р-1
40	Влашт. внутрішніх лісів	100 м ²	12.19	109.8	5	2	10	3р-1,2р-2
41	Штукатурка внутрішніх поверхонь покращен	100 м ²	21.7	195.9	8	2	10	маляр 5р-1,4р-1, 3р-1,2р-2
								маляр 5р-1,4р-1, 3р-1,2р-2
								маляр 5р-2,4р-2, 3р-2,2р-4
								штукатур 5р-2,4р-2, 2,3р-4,2р-2

42	Облицювання керамічною плиткою	100 м ²	5.37	132.1	14	1	8	плиточник 4р-4 3р-4
43	Суцільне вирівнюван порх-ні стін	100 м ²	2.7	12.2	2	1	5	муляр 5р-1,4р-1 3р-1,2р-2
44	Фарбування фасадів полімер. фарбами	100 м ²	14	33.2	6	1	5	маляр 5р-1,4р-1, 3р-1,2р-2
45	Покращена штукатур. по сітці	100 м ²	1.57	22.1	4	1	5	штукатур 5р-1,4р-1, 3р-2,2р-1
46	Влаштування відмостки	100 м ²	9.35	65.3	12	1	5	бетонщик 4р-2 3р-3
47	Отоплення та вентиляція	чол.г 100м ²	8	172.1	42	1	4	сантехнік 5р-1 4р-2,3р-1
48	Водопровід та каналізація	-"-	8	172.1	42	1	4	сантехнік 5р-1 4р-2,3р-1
49	Електрообладнання	-"-	15	322.7	80	1	4	елктрик 5р-1 4р-2,3р-1
50	Слаботочні сіті	-"-	1	21.5	5	1	4	елктрик 5р-1 4р-2,3р-1

Права частина графіка

Побудова правої частини графіка ув'язано з лівою частиною з використанням усіх вимог поточно-сумісного методу, який забезпечує раціональне використання потрібних ресурсів. Послідовність та суміщення виконання окремих видів робіт виконана з таким розрахунком, щоб було досягнуто виконання умов технології, техніки безпеки і т.д., а також було скорочення термінів будівництва. Поряд з виконанням ведучих робіт має місце виконання робіт по влаштуванню введів та випусків підземних комунікацій.

Графік виконання робіт в вигляді ліній-векторів по термінах виконання прив'язаний до календаря за виключенням вихідних днів. Цифри над лінією показують число робочих в бригаді, склад якої установлений розрахунком.

5.6 Корегування календарного плану

Після складення календарного плану виробництва робіт на об'єкті перевіряється, наскільки цей план відповідає поставленим до нього вимогам.

Розроблений календарний план представляє собою відкерегований технічний документ по основним його параметрах.

В першу чергу виконується перевірка в відповідності з номенклатурою

та об'ємами робіт відносно відомості об'ємів робіт з врахуванням об'єднання основних, супутствующих та допоміжних робіт, а також виконання організаційно-технологічної послідовності. Після чого встановлено відповідність указаної в плані розрахункової тривалості будівництва нормативному строку згідно ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва».

$$T_{\text{сер}} = T_{\text{прийн}} / T_{\text{норм}} = 11.5 / 13 = 0.88 < 1.$$

Графіки дозволяють визначити необхідну кількість робітників в часі. Тому, враховуючи дуже важливе значення використання робочих бригад та рівномірне їх переміщення по окремих роботах, побудований графік переміщення робочих, в якому відсутні різкі перепади та піки, т.д.. різка кількість числа робочих. Графік зміни численності робочих оцінюється з допомогою коефіцієнта нерівномірності:

$$K_n = A_{\text{мах}} / A_{\text{сер}} = 34 / 19.43 = 1.75$$

$A_{\text{мах}}$ – максимальне число робочих;

$A_{\text{сер}}$ – середнє число робочих.

$$A_{\text{сер}} = T_{\text{пр}} / 1.1 * T_{\text{сер}} = 4937 / 254 = 19.43 \text{ чол.}$$

$T_{\text{пр}}$ – сумарне число чол.-дн. (трудоємність);

$T_{\text{сер}}$ – термін будівництва (дн).

Складені графіки потреби в робочих ресурсах по основних професіях та графіки зміни робочих в часі.

Потреби в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах, матеріалах та обладнанні складені на основі календарного плану будівництва, робочих креслень та прийнятих рішень по технологічному виконанню робіт.

Основні будівельні машини також планують із розрахунку середньодобової потреби в них. Дані по потребі об'єкту в основних машинах визначається по потрібній кількості машинозмін, прийнятій в календарному плані об'єкту. При складенні графіку потреби в основних будівельних машинах запроектоване найбільш повне їх використання та максимальне завантаження, виключаючи можливе виникнення невиробничих простоїв. Графіки тісно ув'язані з календарним планом виконання робіт.

5.7 Вибір методів і описання виконання робіт

В підготовчий період проводиться підготовка території будівництва. При цьому виконуються такі роботи:

- геодезична розбивка доріг,
- геодезична розбивка інженерних сіток,
- зведення тимчасових та постійних будівель і споруд, необхідних потреб будівництва.

Тривалість підготовчого періоду береться 25-30% від строку будівництва об'єкту. Основний період будівництва об'єднує всі види робіт по будівництву споруди, які групуються в такі технологічні стадії:

- будівництво підземної та надземної частин споруди;
- оздоблювальні роботи;
- монтаж обладнання.

В кожній стадії будівельні процеси групуються в спеціалізовані потоки, які виконують відповідні бригади з допустимим зближенням в часі.

Проектування потоку ведеться з урахуванням розбивки будівлі на окремі захватки з виділенням ведучих будівельних процесів робіт.

Земляні роботи. До початку основних земляних робіт на майданчику знімається родючий шар, який повинен бути виведений в відвал для подальшої рекультивації на полях.

Котловани під фундаменти окремо стоячі для колон риються екскаватором ЕО-4321 з збереженням требуємої величини відкосів для даного ґрунту. Глибина котлованів складає 1.45 м. Розробка котловану включає в себе наступні процеси:

- розробка ґрунту екскаватором з навантаженням його на автосамосвали,
- складування частини ґрунту для подальшого використання при зворотній засипці пазух котлованів після влаштування фундаментів та установки колон. Зворотнє засипання проводиться послідовно з пошаровим ущільненням ґрунту пневмотрамбовками.

Земляні роботи потрібно виконувати по затвердженому проекту виконання робіт. При наявності в районі земельних робіт підземних комунікацій, любі розкопки можуть вестись тільки в присутності представника організації експлуатуючої ці комунікації. Виїмки необхідно розробляти з відкосами передбаченими СНиП. Бровки виїмок повинні бути вільними від статичного та динамічного навантаження.

Двигаючись по відсипаному насипу, транспортні та землерийні машини не повинні наближатися до брівки ближче ніж на 0.5 м. При роботі в нічний час, робочі місця повинні бути освітленими, а землерийні, транспортні та землерийнотранспортні машини повинні мати індивідуальне освітлення.

При розробці ґрунту екскаваторами, робітникам забороняється знаходитися під ковшем чи стрілою та працювати з боку забою. Стороннім дозволяється знаходитися на відстані не менше 5 м від радіусу дії екскаватора.

При роботі бульдозера забороняється в цілях уникнення поломки повертати з заглибленим або завантаженим відвалом. Забороняється переміщення ґрунту бульдозером при підйомі більше 10^0 та під нахилом більше 30^0 , а також видвигати відвал за бровку виїмки.

Бетонні роботи. До початку укладки бетонної маси необхідно встановити опалубку. Конструкція опалубки повинна в процесі бетонування забезпечувати міцність, якість та незмінність бетонованої конструкції, а також її проектні розміри. Розміри та маса елементів опалубки повинні допускати їх ручне встановлення. Дерев'яну опалубку виготовляють із деревини вологістю не вище 25%. Після установки опалубки в ній розміщують арматурні каркаси, які повинні бути міцно всиновлені та захищені від переміщення внаслідок дії навантаження від вигруженої бетонної маси.

Бетонна суміш подається в опалубку із автобетонозмішувачів по похилим жолобах із сталевих листів. Ущільнення бетонної суміші проводиться з допомогою глибинних вібраторів. Орієнтовна тривалість вібрування для уникнення не ущільнених зон в бетонній суміші повинна складати 20-60 сек.

Після укладки в опалубку бетонної суміші повинні бути виконані ряд

заходів по нагляду за бетоном. Нагляд за бетоном повинен забезпечувати температурно-вологовий режим, виключаючий інтенсивне висихання бетону та пов'язані з цим температурно-усадкові деформації; вимоги, виключаючі механічне пошкодження свіже вкладеного бетону, порушення міцності та стійкості забетонованої конструкції.

Умови витримання та подальшої розпалубки визначають на основі вимог установлених діючими будівельними нормами та правилами. При літніх температурах зовнішнього повітря, характерних для більшості західних та північних регіонів країни, більш відкриті поверхні бетону захищають від прямої дії сонячного проміння та вітру рогожею, мокрими тирсою, полімерними плівками. Бетон на портландцементі поливають на протязі 7 діб, на глиноземному цементі – на протязі 3 діб та на інших цементах – на протязі 14 діб. При температурі повітря вище 15°C бетон перші три доби поливають з інтервалом в 3 години. В наступні дні полив можуть бути скорочений до 3 разів на добу. Для виключення механічних пошкоджень свіже укладеного бетону забороняється по ньому рух людей і т.п. дії до досягнення бетоном міцності не менше ніж 1.5 мПа.

При виробництві бетонних та залізобетонних робіт перевіряється якість опалубки, геодезичного забезпечення монтажу та експлуатації її відповідність проекту встановленої арматури, закладних деталей та їх розміщення у конструкції, а також якість бетонної суміші у місцях їх установаження в конструкції та в процесі витримки. Якість бетонної суміші визначається її рухомістю, тому даний показник перевіряють не рідше 2 x разів в зміну в місцях приготування та використання (укладання в конструкцію). Міцність укладеного бетону оцінюють по результатах іспитів контрольних зразків на стиск. Контрольні зразки у вигляді кубиків розмірами 20x20x20 см виробляють у місцях бетонування конструкції та зберігають (витримують) в умовах близьких до умов витримання конструкції. Бетон вважається витримавшим іспит якщо середня міцність контрольних зразків буде не нижчою 85% проектною міцності.

Після досягнення бетоном необхідної міцності проводиться розбирання опалубки, яка після подальшого очищення та можливого ремонту знову іде в виробництво.

Монтажні роботи. Монтаж колон та балок покриття детально описаний в розділі технології будівництва (див. далі по пояснювальній записці), а також на ці види робіт складена технологічна карта.

Монтаж плит покриття. До початку монтажу плит покриття повинні бути встановлені вся балки покриття. Поздовжньо розміщені плити покриття укладаються від одного карнизу до іншого. При цьому на першій плиті влаштовується огорожа, так як монтажники після установки першої плити знаходяться на покритті. В процесі укладання плити монтажниками за допомогою ломиків рихтується її положення, орієнтуючись на монтажні риски. Перша укладена плита закріплюється електрозварюванням в чотирьох точках, а всі наступні – в трьох доступних місцях. Шви між плитами заповнюються розчином марки не нижче 100.

Монтаж стінових панелей. Монтують панелі після укладки елементів покриття при проходженні крану навкруги будівлі. До початку монтажу повинні бути влаштовані фундаментні балки. Точність встановлення панелей перевіряють за допомогою рівня та відвісу, а потім остаточно закріплюються до колон за допомогою електрозварки. На верхній грані попередньо змонтованої плити влаштовується шар розчину. Панель подається краном на місце установки й монтажники її вправляють в проектне положення після чого вона закріплюється до колони при допомозі струбцин. Після остаточної вивірки панель закріплюється за допомогою електрозварки. Всі вертикальні шви заповнюються цементно-піщаним розчином а також виконується протикорозійний захист закладних деталей конструкцій.

Техніка безпеки. Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою. При їх виконанні необхідно керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і проми-слова безпека у будівництві. Основні положення».

Особливу увагу при виробництві робіт слід приділяти на наступне:

- до монтажних робіт допускаються робітники які пройшли спеціальний інструктаж по техніці безпеки.

- робочі-монтажники повинні бути ознайомлені з безпечними методами праці.

- забороняється підйом збірних конструкцій які не мають монтажних петель чи спеціальних пристроїв для строповки які б забезпечували їх правильну строповку та монтаж.

- очищення елементів та конструкцій від бруду, іржі і т.п. потрібно проводити на землі до їх підйому.

- строповка елементів та конструкцій повинна проводитися по схемах складених з урахуванням міцності та стійкості конструкцій які піднімаються при монтажних навантаженнях.

- строповку елементів та конструкцій потрібно робити за допомогою інвентарних строп, а в необхідних випадках спеціально розробленими грузо-захватними пристроями.

- елементи та конструкції під час переміщення повинні утримуватися від розхитування та крутіння відтяжками із пенькового канату чи тонкого гнучкого тросу.

- забороняється зупиняти підйом елементів чи конструкцій в повітрі.

- розстроповку установлених елементів та конструкцій допускається лише після міцного та стійкого їх закріплення.

- забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при силі вітру більше 6 балів а також в дощ та грозу.

- робітники, працюючі на монтажі, забезпечуються спецодягом, спецвзуттям та касками.

Покрівля. Покрівля в запроектованій будівлі прийнята рулонна 4-х шарова по утеплювачу. Спочатку влаштовується пароізоляція по вирівняній поверхні плит покриття. По пароізоляції влаштовується шар теплоізоляції. Влаштування покрівлі із рулонних матеріалів починається із підготовки

основи над теплоізоляцією. Основа виконується з цементно-піщаного розчину. Шари водоізоляційного килима наклеюються з допомогою гарячої бітумної мастики з температурою не нижче 160 гр С. Всі рулонні матеріали перед наклеюванням повинні бути вирівняні. Для цього всі рулонні матеріали перемотуються на іншу сторону. При цьому ведеться огляд та відбраковка матеріалу. Після перевірки сухості основи (пробним приклеюванням шматка руберойду) проводиться наклеювання полос руберойду, починаючи від карнизу до конька вповдовж скату покрівлі з врахуванням 1/4 величини ширини листа на перекриття для отримання в кінцевому результаті 4-х шарового рулонного килиму.

Цегляна кладка. Цегляна кладка зовнішніх стін виконується із цегли глиняної. Для лицьової поверхні ведеться попередній відбір цегли по кольору та якості. Вертикальність кладки контролюється відвісом не менше 2-х разів на кожний метр висоти. Відхилення від вертикалі не повинно перевищувати 10 мм в межах висоти будівлі. Перегородки виконуються із звичайної глиняної цегли на розчині М 50 без розшивки та з наступною штукатуркою поверхні.

Штукатурні роботи. Внутрішні поверхні штукатурять покращеною штукатуркою. Підлягаючі поверхні спочатку вирівнюють за для уникнення зайвої нерівності на поверхні. При відхилах від вертикалі чи горизонталі більш ніж на 40 мм і значних нерівностях браковані місця до штукатурення обтягують металевою сіткою по цвяхах. Щоб штукатурний наліт добре приставав до основи, цегляні стіни кладуть “впустошовку”. Перед штукатуренням поверхні зволожують. Всі нанесені шари ґрунту ущільнюють і вирівнюють. При товщині покривного шару більше 5 мм поверхні ґрунту нарізають хвилеподібними боронами. Кожен наступний шар штукатурки на вапняному в’язучому накладають тільки після того, як пробілиться попередній шар. Обробка поштукатурених поверхонь заключається в затиранні або загладжуванні покривного шару.

Малярні роботи. При виконанні малярних робіт використовують під-

мазочні пасти, шпаклівки, ґрунтівки, фарбові склади та лаки. Малярне покриття частіше всього являється багатошаровим, зіставленим з ґрунтовочних і шпакльовочних шарів. Підмазочними пастами заробляють окремі невеликі пошкодження штукатурки, нерівності, тріщини, вони повинні бути без усадкові і володіти підвищеною адгезією. Після кожного шару шпаклівки наноситься ґрунтовка. Нанесення фарбового складу виконують в 1, 2 і 3 заходи в залежності від виду фарбування. Для рівномірного фарбування склад рекомендується наносити на поверхню в 2 прийоми по взаємно перпендикулярних напрямках.

5.8 Технологічна карта на монтаж стінових панелей

При вантажно-розвантажувальних роботах, транспортуванні та зберіганні панелі необхідно оберігати від механічних пошкоджень, для чого їх слід укладати у стійкому положенні на дерев'яні підкладки та закріплювати (при перевезеннях) за допомогою інвентарних кріплень, таких як затискачі, хомути, турнікети, касети тощо. п. Забороняється скидати панелі з транспортних засобів або волочити їх на будь-якій поверхні.

Під час завантаження слід застосовувати стропи з м'якого матеріалу.

Конструкції зберігаються на відкритих, спланованих майданчиках з покриттям із щебеню або піску ($h = 5 \dots 10$ см) у штабелях з прокладками у тому положенні, як вони перебували під час перевезення.

Прокладки між конструкціями укладаються одна над одною строго по вертикалі.

Перетин прокладок і підкладок зазвичай квадратний, зі сторонами не менше 25 см. Розміри підбирають з таким розрахунком, щоб вище лежачі конструкції не спиралися на виступаючі частини нижчих конструкцій.

Зони складування поділяють наскрізними проходами шириною не менше 1,0 м через кожні два штабелі у поздовжньому напрямку та через 25,0 м у поперечному. Для проходу до торцям виробів між штабелями влаштовують

розриви, що дорівнюють 0,7 м.

Між окремими штабелями залишають зазор шириною не менше 0,2 м, щоб уникнути пошкоджень елементів при вантажно-розвантажувальних операціях.

Монтажні петлі конструкцій мають бути звернені вгору, а монтажні маркування – у бік проходу. Вантажопідйомні операції з панелями виробляють із використанням стропів і траверс, що виключає пошкодження панелей.

До початку робіт з монтажу фасаду будівлі мають бути повністю закінчені всі роботи підготовчого періоду, нульового циклу та зведені несучі залізобетонні конструкції будівлі.

У складі підготовчих робіт на монтажному майданчику проводиться огляд засобів підмашування механізації, інструменту, оцінка комплектності, технічного стану та готовності до роботи.

Проводиться геодезична перевірка точності несучих конструкцій фасаду будівлі, визначаються висотні позначки маяків для встановлення панелей, наносяться настановні ризики для монтажу панелей.

Площа фасаду будівлі розбивається на захватки, в межах яких виконуються роботи різними бригадами (ланками) монтажників.

У зоні дії стрілового крана, з урахуванням монтажу панелей з транспортних засобів («з коліс»), необхідно організувати майданчик для розміщення:

- складу-піраміди для зберігання, у разі потреби, запасу панелей;
- контейнерів з монтажними пристроями, скриньок з інструментом, з кріпильними деталями, з герметиками та утеплювачами.
- майданчик для зберігання вантажозахоплювальних пристроїв.

До початку монтажних робіт на захваті повинно бути:

- організовано робочі місця монтажників, розміщено монтажні пристрої,
- встановлені контейнери для фасонних деталей, герметиків та утеплювача, загальнобудівельних матеріалів, інвентарю, інструменту;
- тимчасово огорожено небезпечну зону та встановлено страхувальні пристрої.

Підготовка місць для монтажу панелей.

1. Перед початком монтажу панелей необхідно завершити роботи з монтажу каркасу будівлі, перевірити на відповідність проекту горизонтальність, вертикальність, паралельність, площинність місць монтажу панелей.

2. Під час підготовки місць для монтажу панелей на колонах, балках, ригелях, прогонах слід нанести антикорозійне покриття на місця примикання та контакту.

3. Виконується остаточне нівелювання з розміткою точок низу панелей на всіх колонах.

4. Проводиться розмітка верху та низу панелей по віконним, дверним, комірним ригелям та верхів панелей під покрівлю з урахуванням монтажного розміру панелей в залежності від виду панелі.

Для монтажу стінових панелей слід виконати операції:

- виконати стропування панелі..
- притримуючи панель, здійснити її підйом краном.
- поставити панель у місце встановлення.

Стінові панелі монтуються за допомогою автокрана КС-4561.

Стропальнику підійти до панелі і виконати її стропування згідно зі схемою стропування. До панелі закріпити відтяжки. При стропуванні необхідно вставляти прокладки між гострими елементами та стропами.

Стропальнику відійти на безпечну відстань і подати команду кранівнику на підйом панелі на 200-300мм, перевірити правильність стропування, стійкість крана. Переконавшись у правильній стропуванні та відсутності робітників у небезпечній зоні, стропальнику вийти з небезпечної зони роботи крана у бік, протилежний підйому вантажу, і подати команду кранівнику на підйом панелі на 0.5м над тими, хто зустрічається на шляху предметами.

Машиністу крана поворотом стріли перемістити вантаж у зону вертикального підйому, підняти та перемістити в зону монтажу.

Стропальнику-монтажнику здійснити кріплення панелі

- Поєднайте позначки на колоні з краями панелі.

- Монтажний зазор між торцями панелей, між панелями та покрівлею, цоколем, що примикають до стін має бути 20-30мм.
- Перевірити горизонтальність (вертикальність) кромки панелі.

Вимоги до якості та приймання робіт

1. Якість монтажу фасаду забезпечується поточним контролем технологічних процесів підготовчих та основних робіт, а також під час приймання робіт. За результатами поточного контролю технологічних процесів складаються акти огляду прихованих робіт (на монтаж несучих конструкцій).

2. У процесі підготовки монтажних робіт перевіряють:

- готовність конструктивних елементів фасаду та місць кріплення панелей, засобів механізації та інструменту для виконання монтажних робіт;
- якість панелей.

3. У процесі монтажних робіт перевіряють на відповідність проекту, правильність укладання, точність та міцність кріплення панелей;

4. При прийманні робіт проводиться огляд фасаду в цілому і особливо ретельно примикань, обрамлень кутів та отворів вікон, цоколя будівлі. Виявлені під час огляду дефекти усуваються до здачі об'єкта в експлуатацію.

5. Приймання змонтованого фасаду оформляється актом приймання робіт. Якість оцінюється ступенем відповідності фактичних параметрів та характеристик змонтованого фасаду проектним, зазначеним у робочій документації проекту. До акту додаються акти огляд прихованих робіт.

Допустимі відхилення при виконанні робіт, мм

Зміщення граней панелі в нижньому перерізі щодо орієнтовних рисок	5
Відхилення площини панелі у верхньому перерізі від вертикалі	10

Тривалість операцій (для панелі площею до 20 м²), хв

Стропування панелі	2,0
Пристрій розчинного ліжка	2,0
Посадка панелі на розчинну постіль	1,8
Встановлення панелі в проектне положення, тимчасове кріплення та вивіряння	7,5
Розстропування панелі	0,5
Підштопка горизонтального шва панелі	2,0

Вимоги до якості виконання работ

Відомість граничних відхилень при монтажі стінових панелей

Параметр	Граничні відхилення, мм	Контроль (метод, обсяг, вид реєстрації)
1. Відхилення від поєднання орієнтирів (рисок геометричних осей, граней) у нижньому перерізі встановлених елементів з настановними орієнтирами (ризиками геометричних осей або гранями нижчележачих елементів, ризиками розбивних осей).	8	Вимірювальний, кожен елемент, геодезичний, виконавча схема
2. Відхилення від вертикалі верху площин: панелей несучих стін та об'ємних блоків	10	Те ж
великих блоків несучих стін перегородок, навісних стінових панелей	12	Те ж

Не допускається:

- 1) щілини між торцем панелі її вивіряння та розчинним ліжком;
- 2) застосування розчину, процес схоплювання якого вже почався;
- 3) відновлення пластичності розчину шляхом додавання води.

5.9 Розрахунок ТЕП

В якості основних показників використані:

1. Тривалість будівництва в порівнянні з нормативним строком

$$T_{\text{норм}} = 13 \text{ міс}, \quad T_{\text{пр}} = 11.5 \text{ міс.}$$

2. Нормативна трудоемність – питома вага затрат праці на 1 м^3 будівлі

$$T_{\text{уд}} = T_{\text{н}} / V_{\text{б}} = 4937 / 176 = 28 \text{ чол-дн./м}^3;$$

$T_{\text{н}}$ – сумарні затрати праці на будівництво споруди (ч.дн);

$V_{\text{б}}$ – об'єм будівлі (м^3).

3. Коефіцієнт тривалості

$$K_{\text{тр}} = T_{\text{пр}} / T_{\text{норм}} = 11.5 / 13 = 0.88 < 1,$$

$T_{\text{пр}}$ – прийнята тривалість будівництва;

$T_{\text{норм}}$ – нормативна тривалість будівництва.

5.10 Будгенплан

Будгенплан – це план майданчика, виділений для будівництва окремого об'єкту, на якому крім існуючих та проектуємих постійних будівель, споруд і комунікацій показані необхідні для виконання будівництва тимчасові будівлі та споруди, склади, тимчасовий водопровід і т.п.

Основними необхідними даними для проектування будгенпланів являються:

- план ділянки забудови;
- календарний план;
- пояснювальна записка;
- перелік будівельних машин та мезанізмів;
- відомість потреб в будівельних машинах та матеріалах;
- дані про тимчасові будівлі та споруди їх перелік, кількість, розміри.

При проектуванні будгенплану необхідно дотримуватися слідуючим основним принципам:

- тимчасові будівлі та споруди, комунікації необхідно розташовувати на територіях, які не використовуються під забудівлю постійними будівлями та спорудами, при цьому повинні витримуватися протипожежні норми і вимоги техніки безпеки, а також забезпечуватися належними санітарно-гігієнічними умовами.

- вартість тимчасових будівель, споруд, устроїв і комунікацій повинна бути найменшою. Для скорочення витрат на влаштування тимчасових будівель та споруд необхідно в першу чергу планувати будівництво та подальше використання постійних будівель та споруд, передбачених будгенпланом.

- відстані, на які транспортуються будівельні грузи та кількість їх перевантажень в межах будмайданчика повинні бути найменшими. Для зменшення вартості внутрішньомайданчикowego транспорту та складських операцій необхідно передбачувати розміщення складів матеріалів в зоні дії монтажних кранів. Розташування закритих складів, навісів та механізованих установок

на території будмайданчика не повинно збільшувати обсяг внутрішньомайданчикowego транспорту і складських приміщень.

При проектуванні будгенплану треба виходити з умов забезпечення найбільш раціонального побутового обслуговування робітників будівництва, а також враховувати необхідність дотримання вимог охорони праці та пожежної безпеки.

5.10.1 Розрахунок складських приміщень

Складське господарство організують для своєчасного обслуговування будівництва будматеріалами в необхідній кількості і повній номенклатурі.

Складське господарство розробляється з метою забезпечення прийому та зберігання матеріалів.

Рекомендується використовувати :

- відкриті майданчики;
- навіси;
- закриті склади.

Враховуючи способи зберігання різноманітних матеріалів по нормі та їх технічні характеристики, площа складів визначається:

$$S = Q_{ск}/q * K_{ск}$$

де: q - кількість матеріала, який укладається на 1 м^2 корисної площі складу;

$K_{ск}$ – коефіцієнт використання складської площі;

$Q_{ск}$ – запас матеріалів, які підлягають зберігання на складі і визначається:

$$Q_{ск} = Q_{заг} * n * K_1 * K_2 / T$$

де: $Q_{заг}$ – загальна кількість матеріалів, деталей та конструкцій, потрібних для виконання будівництва;

n – норма запаса матеріалів на складі (дн);

T – тривалість виконання будівельно-монтажних робіт (дн);

K_1 – коефіцієнт нерівномірності подачі матеріалів на склад ($K_1 = 1.1$);

K_2 – коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів ($K_2 = 1.3$)

Розрахунок складських приміщень виконують в табличній формі див.таблицю.

Таблиця 5.3 – Відомість потреби в будівельних матеріалах, виробах і конструкціях

№ п/п	Найменування	Один вим.	Кількість
1	2	3	4
1	Пісок	м ³	74
2	Бетон	м ³	975.88
3	Щити опалубки	м ³	490.2
4	Дошки обрізні	м ³	0.3
5	Арматура	т	14.6
6	Фундаментні балки	шт	34
7	Гідроізоляційні матеріали	м ²	27396
8	Мастика	т	0.6
9	Колони	шт	54
10	Розчин цементно-піщаний	м ³	297.45
11	Цегла	т.шт	290.86
12	Металеві деталі	т	1.15
13	Дерев'яні деталі	м ³	0.17
14	Перемички	шт	143
15	Утеплювач	м ³	457.4
16	Бітум	т	48.4
17	Гравій	т	1.14
18	Азбест	т	5.7
19	Гас	т	6.8
20	Дверні блоки	м ²	116
21	Дошки III сорту	м ²	8.12

22	Голь	м ²	75.4
23	Пакля	кг	409.2
24	Віконні блоки	м ²	212.97
25	Балки	шт	68
26	Скло	м ²	215
27	Каркас воріт	т	1.1
28	Полотна глухі	м ²	26.28
29	Щебінь	м ³	135.6
30	Плитка керамічна	м ²	1281
31	Вапно негашене	кг	20.2
32	Фарби сухі	кг	38.7
33	Шпакльовка купоросна	кг	360
34	Паста крейдяна	кг	160
35	Клей малярний	кг	6.9
36	Розчин вапняний	м ³	33
37	Розчин цементно-вапняний	м ³	4.4
38	Фарба полімерно-цементна	кг	420
39	Асфальтобетон	т	9.4

5.10.2 Розрахунок тимчасових будівель

Тимчасові будівлі зводяться для обслуговування будівельного виробництва та складання умов для робочих, які зайняті на будівельно-монтажних роботах і в підсобному виробництві. Необхідно сягати до найменшого обсягу і враховувати середньосписочний склад робітників на площадці.

За календарним графіком на будівництві об'єкту працює максимальна кількість людей – 34 чол.

$$N_{\text{роб}} = 34 * 100 / 83 = 41 \text{ чол};$$

$$N_{\text{ітр}} = 41 * 0.13 = 5 \text{ чол};$$

$$N_{\text{сл}} = 1 \text{ чол};$$

$$N_{\text{мол}} = 1 \text{ чол};$$

$$N_{\text{заг}} = (41+5+1+1)*1.05 = 50 \text{ чол.}$$

Таблиця 5.4 – Відомість потреби в тимчасових будівлях

№ п/п	Найменування	Кільк. прац.	Відс. корист.	Площа м ²		Тип будівлі	Роз-мір буд.
				На 1 роб	заг		
1	Контора	7	16%	4	28	вагон	7x4
2	Гардероб з умивальником	30	70%	0.6	18	вагон	4.8x4
3	Приміщення для прийому їжі	13	30%	1	13	вагон	3.5x4
4	Приміщення для обігріву	34	100%	0.1	3.1	вагон	9x4
5	Душ	13	30%	4	52	вагон	4x8 2шт
6	Медпункт				24	вагон	6x4
7	Прохідна				5	конт	3x2

Всі будівлі прийняті контейнерні з доставкою автотранспортом.

5.10.3 Розрахунок потреби в воді

Вода на будмайданчику використовується на виробничі, господарсько-побутові та протипожежні потреби.

Сумарне розрахункове використання води:

$$Q_{\text{сум}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{пож}} \quad (\text{л/сек})$$

Використання води для виробничих потреб :

$$Q_{\text{вир}} * 1.2 \sum Q_{\text{сер}} * K_1 / t * 3600 = 1.2 * 2500 * 1.6 / 8.2 * 3600 = 0.16 \text{ (л/сек)}$$

Використання води на господарсько-побутові потреби складається з витрат води на приготування їжі, на потреби санустроїв та питьові потреби:

$$Q_{\text{госп}} = P_p * (P_1 * K_2 / 8.2 + P_2 * K_3) / 3600 \text{ (л/сек)},$$

P_p – найбільша кількість робочих в зміну;

P_2 – норма використання на прийом одного душа;

K_2 – коефіцієнт нерівномірності використання води;

K_3 – 0.3 – 0.4;

$$Q_{\text{госп}} = 34 * (15 * 2.7 / 8.2 + 30 * 0.3) / 3600 = 0.13 \text{ (л/сек)}$$

Розрахунок води для протипожежних мет визначається з розрахунку одночасної дії двох струменей з гідранта по 5 л/сек на кожний струмінь:

$$Q_{\text{пож}} = 5 * 2 = 10 \text{ (л/сек)}$$

Сумарне розрахункове використання води:

$$Q_{\text{сум}} = 0.16 + 0.13 + 10 = 10.29 \text{ (л/сек)}$$

Діаметр труб тимчасового водопроводу:

$$D = \sqrt[4]{Q_{\text{сум}} / \pi * v} = \sqrt[4]{10.29 * 10^{-3} / 3.14 * 1.5} = 0.093 \text{ м} = 93 \text{ мм}$$

Приймаємо труби діаметром 100 мм.

5.10.4 Розрахунок освітлення

Використовуючи спрощену формулу для розрахунку числа прожекторів на будмайданчику

$$P = S / (P * N),$$

де P – кількість прожекторів;

S – площа освітлення;

P – питома потужність прожекторного освітлення;

N – потужність лампи в прожекторі.

$$P = 17835 / (6 * 500) = 6 \text{ шт.}$$