

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

УДК 72.012:629.48

«ПОГОДЖЕНО»

Декан факультету
конструювання та дизайну
(назва факультету)

_____ Ружи́ло З.В.
(підпис) (ПІБ)

— ” листопада 2024 р.

«ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ»

Завідувач кафедри будівництва
(назва кафедри)

_____ Яковенко І.А.
(підпис) (ПІБ)

— ” листопада 2024 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Проектування станції технічного обслуговування великогабаритної техніки у місті Остер»

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

Освітня програма _____ «Будівництво та цивільна інженерія»
(назва)

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

Гарант освітньої програми

_____ канд. техн. наук, доцент _____ Бакулін Євгеній Анатолійович
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

_____ К.Т.Н., доцент _____ П'ятков Олександр Васильович
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав

_____ Кульгавий Віталій Володимирович
(підпис) (ПІБ студента)

КИЇВ – 2024

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Завідувач кафедри будівництва
кандидат технічних наук, доцент

Бакулін Є.А.

“ ” 2024 року

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Кульгавому Віталію Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

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

Освітня програма: «Будівництво та цивільна інженерія»
(назва)

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

Тема магістерської кваліфікаційної роботи

« Проектування станції технічного обслуговування
великогабаритної техніки у місті Остер»

затверджена наказом ректора НУБіП України від 22.12.2023 р. №2358 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 25 листопада 2024 року
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

Необхідно запроектувати одноповерхову промислову будівля, яка
обладнана мостовими кранами і має функціональне призначення станції
технічного обладнання великогабаритної техніки у м. Остер Чернігівської
області. Каркас будівлі прийняти у вигляді залізобетонних елементів: ферма
покриття, двогілкова колона, залізобетонний фундамент стаканного типу.

В аналітичному огляді до КМР навести загальні відомості щодо принципів призначення виробничих будівель, їхні функції та навести їхню класифікацію. Представити конструктивні та об'ємно-планувальні вимоги до виробничих будівель.

У науково-дослідній частині роботи навести алгоритми проєктування кроквяних та підкроквяних балок і ферм покриття одноповерхових промислових будівель, виконаних у залізобетонному каркасі.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Принципи призначення виробничих будівель, їхні функції та класифікація із урахуванням впливів просторової схеми

2. Представити конструктивні та об'ємно-планувальні вимоги до виробничих будівель із наявністю мостових кранів

3. Проєктування кроквяних та підкроквяних балок і ферм покриття одноповерхових промислових будівель, виконаних у залізобетонному каркасі

4. Розробити архітектурну частину до КРМ

5. Виконати розрахунок залізобетонної плити покриття, двогілкової колони, фундаменту стаканного типу під двогілкову колону

6. Розробити будівельний генеральний план, календарний план-графік виконання будівельно-монтажних робіт

7. Розробити технологічну карту на монтаж залізобетонної двогілкової колони

8. Навести основні заходи щодо забезпечення та дотримання вимог щодо охорони праці та охорони навколишнього середовища

Перелік графічного матеріалу (за потреби) _____

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

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

перекриття, двогілкової колони, фундаменту стаканного типу під колону.

3. Будівельний генеральний план, технологічна карта на влаштування залізобетонних двогілкових колон, календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання — _____” лютого 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

кандидат технічних наук, доцент,
доцент кафедри будівництва НУБіП України _____ Олександр П’ЯТКОВ

Завдання прийняв до виконання

студент 2 курсу магістратури БЦІ

денної форми навчання _____

Віталій КУЛЬГАВИЙ

ЗМІСТ

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	
1.1. Призначення виробничих будівель, їх класифікація.....	
1.2. Вимоги до виробничих будівель.....	
1.3. Підйомно–транспортне устаткування.....	
1.4. Параметри об’ємно–планувального рішення виробничих будівель.....	
1.5. Елементи і конструктивні типи одноповерхових виробничих будівель.....	
1.6. Залізобетонний каркас одноповерхових виробничих будівель, його елементи.....	
1.7. Типи залізобетонних колон.....	
1.8. Залізобетонні підкранові та обв’язувальні балки.....	
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	
2.1. Проектування кроквяних та підкроквяних балок і ферм.....	
2.2. Особливості проектування підкранових залізобетонних балок у несучому каркасі промислових будівель.....	
3. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	
3.1. Загальна характеристика запроектованої будівлі.....	
3.2. Проектування генерального плану.....	
3.2.1. Висотна прив’язка.....	
3.2.2. Планова прив’язка.....	
3.2.3. Техніко-економічні показники генерального плану.....	
3.3. Об’ємно-планувальні рішення	
3.4. Техніко-економічні показники будівлі.....	
3.5. Архітектурно-конструктивні рішення.....	
4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	
4.1. Інженерно-геологічна оцінка умов будівельного майданчика.....	
4.2 Підбір глибини закладання подошви фундаменту.....	

4.3.	Збір навантаження на 1м ²
4.4.	Розрахунок залізобетонної плити покриття.....
5.	ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....
5.1.	Розрахунок фундаменту стаканного типу.....
6.	ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....
6.1.	Технологічна карта на монтаж двогілкових колон.....
6.2.	Визначення обсягів робіт по монтажу колон.....
6.3.	Калькуляція трудових витрат.....
6.4.	Розрахунок складу бригади.....
6.5.	Потреба в матеріалах конструкціях напівфабрикатів.....
6.6.	Вибір основних машин і механізмів.....
6.7.	Опис технології і організації виконання заданого виду робіт.....
7.	ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....
7.1.	Проектування будівельного генерального плану.....
7.1.1.	Призначення будгенплану та принцип проектування.....
7.1.2.	Розрахунок потреби в тимчасових будівлях і спорудах.....
7.1.3.	Розрахунок потреби в складських приміщеннях.....
7.1.4.	Розрахунок потреби у воді, діаметру тимчасового водопроводу.....
7.1.5.	Розрахунок потреби в електроенергії, тимчасового освітлення.....
7.2.	Розробка календарний плану виконання робіт.....
7.2.1.	Призначення календарного плану.....
7.2.2.	Вибір методів виконання робіт, та основних машин та механізмів.....
7.2.3.	Вибір монтажного механізму.....
7.2.4.	Графік роботи основних машин і механізмів.....
7.2.5.	Графік руху робітників на об'єкті.....
7.2.6.	Графік постачання на об'єкт основних матеріалів та конструкцій.....

8. ОХОРОНА ПРАЦІ І

ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....

8.1. Заходи щодо охорони праці під час організації будмайданчика.....

8.2. Заходи щодо охорони навколишнього середовища.....

8.3. Заходи з протипожежної безпеки.....

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Призначення виробничих будівель, їх класифікація

Виробничими називають будівлі, призначені для розміщення промислових виробництв. Такі будівлі оснащують необхідним обладнанням для виконання виробничого процесу [1].

Виробничим процесом називають сукупність технологічних, транспортних і складських операцій, які здійснюють у визначеній послідовності над переробною сировиною для виготовлення готової продукції або напівфабрикатів. Технологічна схема виробництва є основним фактором для вибору об'ємно-планувального та конструктивного вирішення виробничої будівлі.

За функціональним призначенням будівлі і споруди поділяють на групи [1, 6, 15]:

- склади сировини – бункери, відкриті складські майданчики, резервуари;
- заготівельні цехи, де сировина підлягає первинній обробці до стадії напівфабрикатів;
- основні цехи, де завершують обробку напівфабрикатів і випускають готові вироби;
- допоміжні цехи – ремонтні, ремонтно–механічні, інструментальні та ін.;
- склади готової продукції;
- будівлі енергетичних установок – котельні, електростанції, газогенераторні та ін.;
- споруди водогону і каналізації;
- склади палива;
- господарчо–транспортні будівлі – гаражі, депо;

→ адміністративні й культурно-побутові – заводоуправління, лабораторії, їдальні, медпункти та ін.

Виробничі будівлі *класифікують* так [1, 6, 15]:

- за кількістю поверхів: одно-, багатоповерхові, комбіновані;
- за методом забудови: павільйони – ряд окремих будівель, з яких складається промислове підприємство, і суцільної забудови;
- за кількістю прольотів: одно- й багатопрольотні;
- за розміром прольотів: із малими прольотами (до 12 м), прольотні (понад 12 м), великопрольотні (36 м) й мішаного типу, що складаються з послідовності малих і великих прольотів;
- за наявністю підйомно-транспортного устаткування: безкранові або з мостовими та підвісними кранами;
- за профілем покриття: з ліхтарями, без ліхтарів;
- за конструктивним типом: каркасні, з несучими стінами, з неповним каркасом;
- за системою опалювання: неопалювані «гарячі» (для виробництв з надлишковим тепловиділенням), «холодні» (склади, сховища та ін.); опалювані з позитивною температурою внутрішнього повітря в зимовий час;
- за умовами повітрообміну: з природною вентиляцією через вікна та штучною вентиляцією за допомогою вентиляторів і системи повітроводу.
- за загальним типом будівлі: постійні, розраховані на використання протягом тривалого часу, й тимчасові.

За капітальністю будівлі та споруди поділяють на три класи: до першого належать об'єкти, що задовольняють підвищеним вимогам, до другого – середнім вимогам і до третього – мінімальним.

Задоволення перелічених вимог характеризує також довговічність захисних конструкцій будівель і споруд. За довговічністю конструкцій будівлі поділяють на три ступені: до першого належать конструкції з підвищеним терміном служби – понад 100 років орієнтовно; до другого – із

середнім – 50 – 200 років і до третього – із зниженим терміном служби – орієнтовно 25–50 років [1, 6, 15].

Виробничі будівлі та споруди за вогнетривкістю поділяють на п'ять ступенів, кожний з яких характеризується групою вогнестійкості й межами вогнетривкості. Належність будівлі до тієї або іншої групи залежить також від кількості поверхів, відстані між протипожежними перепонами в будівлі, а також від категорії, до якої належить будівля залежно від виробничих процесів, які в ній відбуваються.

1.2. Вимоги до виробничих будівель

До виробничих будівель ставлять технологічні, технічні, індустриальні, архітектурно–художні, економічні й спеціальні вимоги [1].

Технологічні вимоги зумовлюють відповідність будівлі своєму призначенню, тобто будівля повинна забезпечувати нормальне функціонування розміщеного в ній технологічного устаткування й нормальний хід технологічного процесу в цілому. З урахуванням технологічних вимог вибирають вид і матеріал конструкцій, тип і вантажопідйомність підйомно–транспортного устаткування, забезпечують санітарно–гігієнічні умови працюючим у цеху, якість і характер опорядження. Цим вимогам підпорядковане об'ємно–планувальне і конструктивне рішення будівлі.

Технічні вимоги передбачають захист виробничих приміщень від впливу зовнішнього середовища і забезпечення міцності, стійкості, довговічності та опору конструктивних елементів при дії навантажень і виробничих шкідливостей (теплого випромінювання, вібрацій та ін.). До технічних вимог відносять також вимоги пожежної безпеки, дотримання якої передбачає достатній ступінь вогнестійкості будівлі, яка залежить від пожежної безпеки виробництва.

Індустриальні вимоги дають можливість спорудження будівель з індустриальних конструкцій та деталей заводського виготовлення.

Архітектурно–художні вимоги передбачають потребу надання виробничій будівлі виразного зовнішнього та внутрішнього вигляду завдяки гармонійному сполученню її окремих елементів, вибору відповідних матеріалів, високій якості робіт.

Економічні вимоги ставлять завдання при найменших затратах праці, засобів і часу одержати необхідну кількість виробничої площі. Важливим є зниження матеріалоємності виробничих будівель, що досягається за рахунок економічного вирішення плану будівлі, зменшення маси будівельних конструкцій і застосування ефективних матеріалів.

Виробничі будівлі повинні задовольняти спеціальні вимоги, які зумовлені характером виробництва (надлишком тепловидбухових та хімічних речовин).

Загальні та спеціальні вимоги враховують у процесі проектування та спорудження виробничих будівель.

1.3. Підйомно–транспортне устаткування

Для міжопераційних, міжцехових і складських транспортних перевезень у виробничих будівлях застосовують підйомно–транспортне устаткування. Внутрішньоцехове підйомно–транспортне устаткування поділяють на дві групи: перервної і неперервної дії. До першої належать підвісний транспорт (талі, однорейкові візки, консольно–поворотні крани, підвісні крани, крани мостові й самоходні візки, до другої – конвейери й шнеки [1, 6].

Для внутрішньоцехового транспортування деталей з однієї дільниці чи прольоту цеху до інших при розгалужених вантажопотоках і відстані перевезень понад 50 м застосовують самохідні візки, які відрізняються типом вантажонесучого устаткування: із нерухомою та підйомною платформами чи вилкою. Переваги візків останнього типу полягають у тому, що з їх застосуванням знижуються витрати робочої сили і зменшується час на завантаження і розвантаження візків. Самоходи й візки мають гумові шини,

завдяки яким покриття підлог менше руйнується, ніж у разі руху візків металевими шинами.

Підвісні монорейкові дороги можуть здійснювати безперервність руху і в разі потреби забезпечувати неперевантажування з початку до кінця, не перешкоджати руху інших транспортних і підйомних засобів, не становити небезпеки для переміщення працівників усередині цеху і не порушувати руху пішоходів.

У більшості випадків монорейки в одноповерхових виробничих будівлях закріплюють до несучих конструкцій покриття, а в багатоповерхових – до міжповерхових перекриттів.

У сталевих фермах монорейки прикріплюють безпосередньо у вузлі ферми або за допомогою підвішеного ригеля; навантаження від монорейки передається на два суміжних вузли.

У безбалочних перекриттях монорейки кріплять до залізобетонної плити перекриття болтами, які пропускаються через плиту.

Основний недолік монорейкового устаткування полягає в тому, що воно обслуговує вузьку смугу площі підлоги приміщення, розташовану безпосередньо під балкою, по якій воно рухається.

У разі потреби переміщення вантажу в межах всієї площі приміщення застосовують кран–балку, що складається з двотарової сталеві балки з котками на кінцях. Ці котки переміщуються по нижній полиці сталевих двотаврових балок, підвішених до перекриття або до несучих конструкцій покриття.

Підвісні крани можуть транспортувати вантажі масою від 0,25 т до 5 т і складаються з легкого моста або несучої балки, підвішеної до несучої конструкції покриття будівлі; двох або чотирьох коткових механізмів пересування по підвісних коліях й електроталі, що переміщується по нижній полиці мостової балки. Залежно від величини прольоту і кроку несучих конструкцій покриття по ширині прольоту встановлюють один або кілька кранів [1, 6].

Керують кранами з підлоги цеху або з кабіни, підвішеної до моста.

Мостові крани складаються з несучого моста (ферми), що перекриває проліт цеху й пересувається по рейках, укладених по підкранових балках. Візок із механізмом підйому пересувається уздовж моста крана. Керують краном із кабіни, підвішеної до моста. Мостові крани можуть транспортувати вантажі масою від 5 до 500 т і обслуговують всю площу прольоту.

1.4. Параметри об'ємно-планувального рішення виробничих будівель

Зведення будівель швидкісними темпами за допомогою комплексної механізації будівельних робіт зі зниженням їх трудомісткості, витрат матеріалів і загальної вартості будівництва тісно пов'язане з індустріальним виробництвом збірних залізобетонних деталей і конструкцій. Останнє можливе лише за умови введення у проектування модульності й уніфікації конструкцій і їх раціоналізації відповідно до вимог масового виробництва.

Основними розмірами в будівлях, які в першу чергу підлягають уніфікації, є відстань між розбивочними осями несучих конструкцій будівлі (крок, проліт) й висота її поверхів (рис. 1.1) [1, 6, 15].

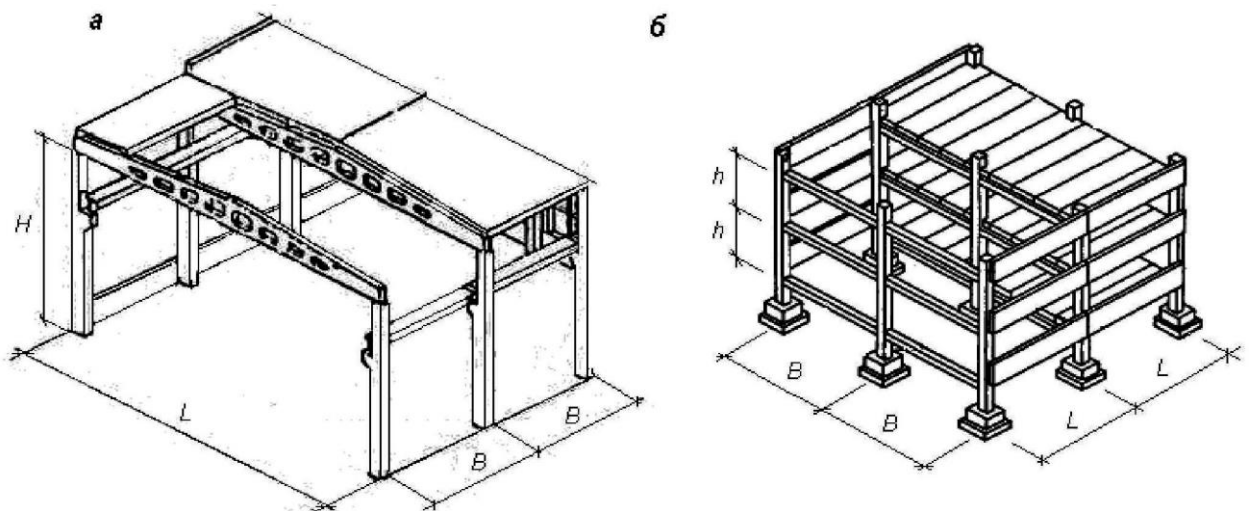


Рис. 1.1. Основні параметри об'ємно-планувального вирішення виробничих будівель: *a* – одноповерхових; *б* – багатоповерхових; *L* – проліт; *B* – крок; *H* – висота одноповерхової будівлі; *h* – висота поверху

Згідно з технологічними вимогами, наявністю кранового (підйомно-транспортного) устаткування та ін. намічають розташування прольотів та опор, які мають підтримувати конструкцію покриття. Використання взаємно перпендикулярних прольотів, яке ускладнює конструктивні вирішення, припускається при належному технологічному обґрунтуванні.

Відстань (крок) між поперечними осями вздовж цеху несучих конструкцій колон у виробничих будівлях дорівнює 6, 12 м і називається поздовжнім кроком колон.

Відстань між поздовжніми осями будівлі, які проходять по внутрішній грані зовнішніх стін, називають прольотом цеху.

Для безкранових багатопрольотних будівель найефективнішим як у конструктивному, так і в економічному відношенні є використання поздовжнього кроку 12 м при прольотах 18 і 24 м. За наявності транспортного устаткування, підвішеного до несучих конструкцій покриття, доцільніше застосовувати підкроквяні балки, що розміщуються одна від одної на відстані 5 м для спирання на них ферм або балок покриття.

Поперечний профіль будівлі залежить від характеру виробничих процесів, які в ньому відбуваються, а також від кліматичних умов місцевості, де розташовується дане промислове підприємство. Створення належних сприятливих умов праці потребує забезпечення всередині приміщення рівномірного природного освітлення. Якщо природного світла, що потрапляє через вікна, не вистачає, виникає потреба у влаштуванні так званого верхнього світла – через спеціальні надбудови на покритті, які називають ліхтарями.

У цехах, де під час роботи виділяється багато теплоти, парів або шкідливих для здоров'я людини газів, стулки ліхтарів мають відкриватися з метою забезпечення природної вентиляції, або аграції.

Наявність ліхтарів, а також висотних перепадів в окремих прольотах багатопрольотних цехів утворює нерівномірний профіль покриття із заниженими місцями або «сніговими мішками», в яких нагромаджуються

сніг і атмосферна вода. Потреба видалення талої і дощової води з покриття вимагає створення системи внутрішнього водовідведення з ретельним наглядом.

Влаштування ліхтарів істотно збільшує загальну вартість будівлі і призводить до додаткових витрат під час їх експлуатації.

З огляду на це влаштовувати ліхтарі недоцільно, особливо в місцевостях, де спостерігаються великі снігопади й вітри. Із розвитком штучного високоефективного люмінесцентного освітлення відпадає потреба в ліхтарях.

Отже, намічається тип безліхтарної будівлі, яка за наявності успішно працюючої механічної вентиляції та кондиціонування повітря придатна для окремих видів виробництва.

Типовою є секція безліхтарної виробничої одноповерхової будівлі з технічним горищем. Горищне покриття спирається на залізобетонні прогони до вузлів залізобетонних ферм. Перекриття на окремих ділянках має світлорозсіююче скло, через яке в приміщення проникає штучне світло від приладів, встановлених на горищі.

У багатоповерхових будівлях розміри параметрів такі: проліт 6, 9, 12 м; крок колон 6 м; висота поверхів 3,3; 3,6; 4,2; 4,8; 6 м. Сітку колон беруть 6×6 або 6×9 м, а останнім часом розроблено проекти з сіткою 6×12 і навіть 6×24 м.

У табл. 1.1 наведені уніфіковані параметри одноповерхових виробничих будівель без кранового устаткування або з підвісними кранами, а в табл. 1.2 – уніфіковані параметри одноповерхових виробничих будівель, обладнаних мостовими кранами.

За наведеними параметрами розроблені та видані каталоги типових уніфікованих будівельних конструкцій і виробів з обмеженою номенклатурою.

Обмеження кількості параметрів об'ємно–планувального вирішення зменшує затрати на проектування та виготовлення збірних конструкцій.

Таблиця 1.1

**Параметри одноповерхових виробничих будівель
безкранового обладнання [1]**

Висота від підлоги до оголовка колони	Проліт, м	Крок колон, м	
		Крайніх	Середніх
3; 3,6; 4,2	6; 9; 12	6	6
4,8; 5,4; 6,0	12; 18; 24	6	6; 12
7,2; 8,4; 9,6	12; 18; 24	6	6; 12
10,8; 12,6; 14,4	18; 24; 30	6	12

Таблиця 1.2

**Параметри одноповерхових виробничих будівель,
обладнаних мостовими кранами [1]**

Висота, м		Вантажо- підйомність крана, т	Проліт, м	Крок колон, м	
від підлоги до оголовка колони	від підлоги до оголовка кранової рейки			крайніх	середніх
8,4	6,15	10	18; 24		6
9,6 10,8	6,95 8,15	10; 20	18; 24	6	6; 12
12,6 14,4	9,65 11,45	10; 20; 30	18; 24; 30	6; 12	12
16,2 18,0	12,65 14,45	30; 50	24; 30	6; 12	12

1.5. Елементи і конструктивні типи одноповерхових виробничих будівель

Одноповерхові будівлі призначені для виробництв із горизонтальними схемами технологічного процесу, з важким і громіздким устаткуванням, великогабаритними виробами й значними динамічними навантаженнями [4].

За конструктивним типом *одноповерхові виробничі будівлі* бувають [1, 6, 15]:

→ каркасні (рис. 1.2, а), що являють собою систему колон, зв'язану з покриттям. Каркасний тип будівель найчастіше застосовують у промисловому будівництві.

→ безкаркасні (рис. 1.2, б) мають зовнішні несучі стіни, посилені пілястрами, вантажопідйомність кранів у таких будівлях до 5 т, проліт не перевищує 12 м.

З неповним каркасом (рис. 1.2, в) мають зовнішні несучі стіни та внутрішні опори (колони, стовпи). Будівлі мають один, два прольоти й обладнані кранами невеликої вантажопідйомності.

Шатрові (рис. 1.2, г) не мають вертикальних опор і зовнішніх стін. Покриття в таких будівлях спирається безпосередньо на фундамент.

Залежно від характеру технологічного процесу одноповерхові будівлі за об'ємно-розпланувальним вирішенням можуть бути пролітного, зального, коміркового й комбінованого типу.

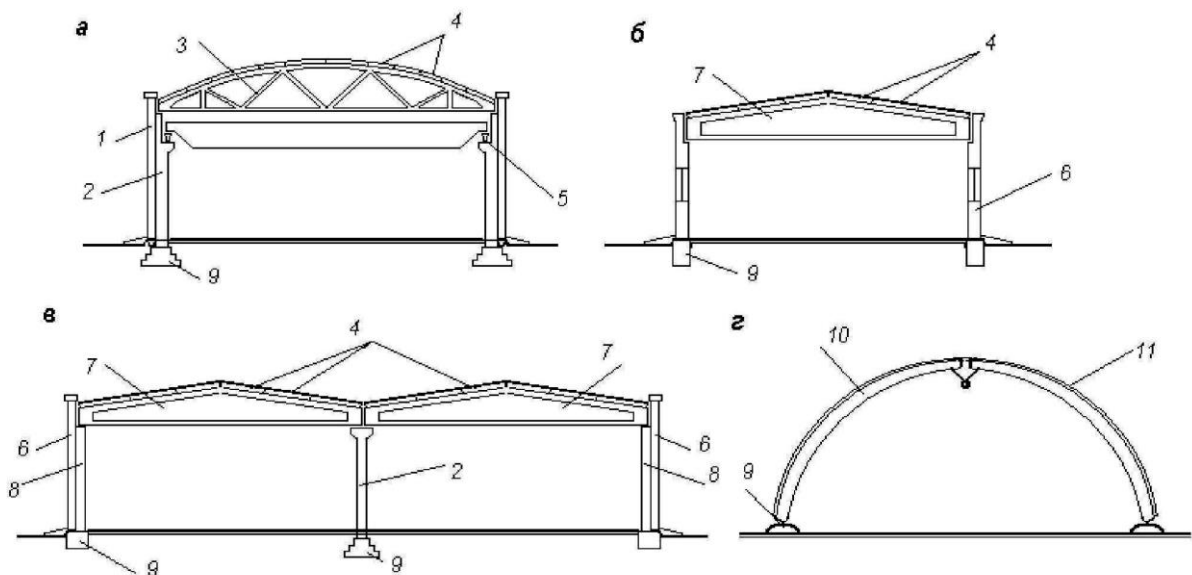


Рис. 1.2. Конструктивні типи одноповерхових виробничих будівель: а – каркасний; б – безкаркасний; в – з неповним каркасом; г – шатровий;

1 – зовнішня стіна; 2 – колона; 3 – ферма; 4 – плити покриття; 5 – підкранова балка; 6 – несуча стіна; 7 – балка покриття; 8 – пілястра; 9 – фундамент; 10 – арка; 11 – покриття арки

У будівлях пролітного типу (рис. 1.3) ширина прольотів переважає над кроком колон. Ці будівлі проектують у тих випадках, коли технологічні процеси спрямовані вздовж прольоту. Пролітні будівлі можуть мати один або декілька прольотів, бувають з кранами й без них, можуть бути з ліхтарями й без ліхтарів.

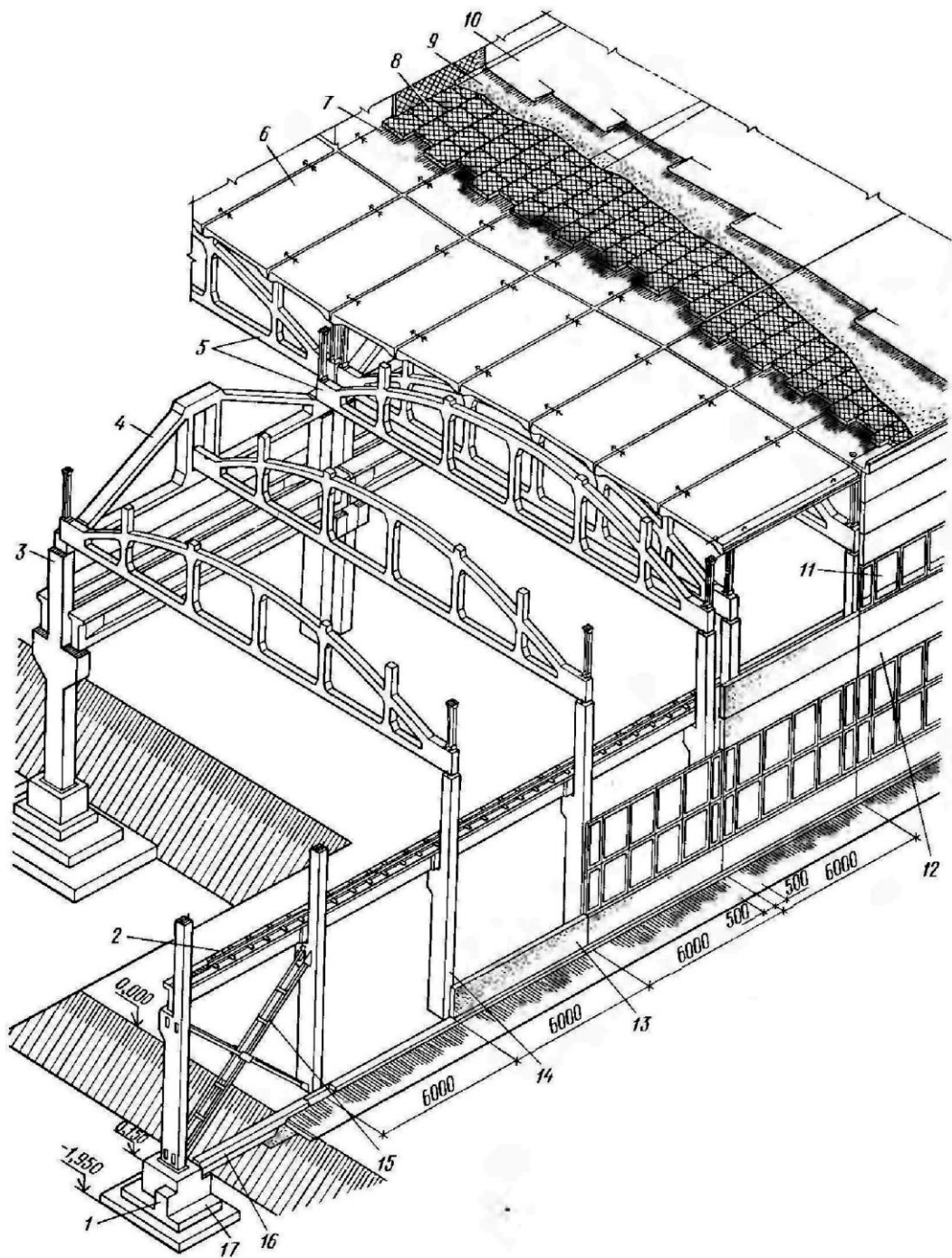


Рис. 1.3. Конструктивне рішення одноповерхової багатопролітної виробничої будівлі [1]: 1 – бетонний підлив для оперття фундаментних балок; 2 – підкранова балка; 3 – колона середнього ряду; 4 – підкроквяна залізобетонна ферма; 5 – безрозкісна залізобетонна ферма; 6 – плита покриття; 7 – пароізоляція; 8 – утеплювач; 9 – цементна стяжка; 10 – багат шаровий руберойдовий килим; 11 – засклення; 12 – стінова панель; 13 – цокольна панель; 14 – колона крайнього ряду; 15 – металевий хрестовий вертикальний зв'язок між колонами; 16 – фундаментна балка; 17 – фундамент

У міжфермовому просторі пролітних будівель іноді розміщують технологічний поверх.

Пролітні будівлі з технологічним обладнанням на вбудованих етажерках називають павільйонними. Такі типи будівель застосовують у хімічній і харчовій промисловості.

Основними конструктивними елементами сучасної одноповерхової пролітної будівлі є (рис. 1.3): колони, які передають навантаження на фундаменти; конструкції покриття, що складаються з несучої частини (балки, ферми, арки) й захисної (плити й елементи покриття); підкранові балки, що встановлюються на консолі колон; ліхтарі, що забезпечують потрібний рівень освітленості й повітрообмін у цеху; вертикальні захисні конструкції (стіни, перегородки, конструкції застосування), причому конструкції стін спираються на фундаментні й об'язувальні балки; двері й ворота для руху людей і транспорту; вікна, які забезпечують потрібний світловий режим у цеху.

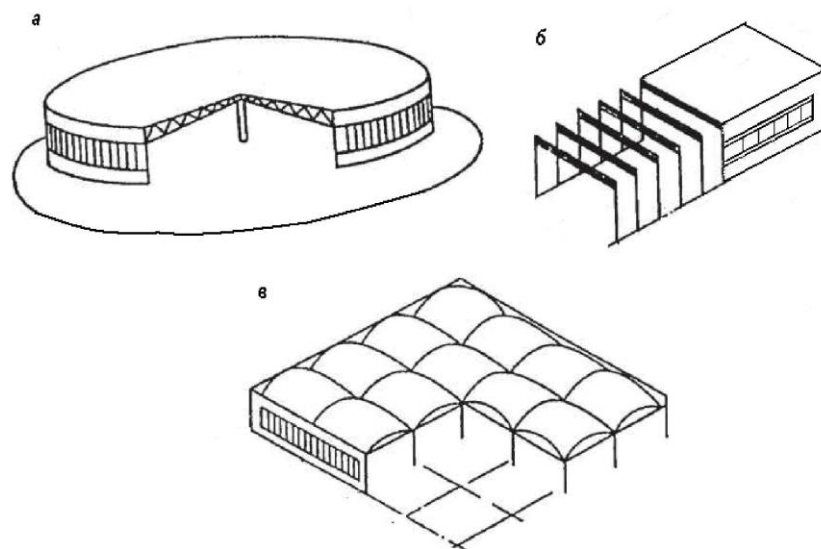


Рис. 1.4. Одноповерхові виробничі будівлі [1]: *a* – зального типу з центральною опорою; *б* – зального типу без проміжних опор; *в* – коміркові

Будівлі зального типу (рис. 1.4 *б*, *в*) з прольотами 36 м і більше характерні для виробництва, що потребують значних вільних площ без внутрішніх опор, наприклад ангари, машинні зали ТЕЦ та ін. У будівлях коміркового типу (рис. 1.4, *а*) використовують квадратну сітку колон з

невеликим поздовжнім і поперечним кроком. У них технологічні лінії розміщують у двох взаємоперпендикулярних напрямках. У цих будівлях є можливість часто модернізувати технологічний процес, тому їх називають універсальними або гнучкими. Будівлі коміркового типу найчастіше застосовують у машинобудівній промисловості.

Будівлі комбінованого типу являють собою поєднання перелічених вище типів.

1.6. Залізобетонний каркас одноповерхових виробничих будівель, його елементи

Просторову систему, що складається з колон, підкранових балок і несучих конструкцій покриття, називають каркасом одноповерхової виробничої будівлі (рис. 1.3) [1, 3].

Його виконують цілком із залізобетону або сталі. Інколи влаштовують мішаний каркас, поєднуючи залізобетонні та сталеві конструкції. Найчастіше каркаси виконують зі збірного залізобетону. Монолітний залізобетон застосовують при відповідному техніко–економічному обґрунтуванні. Основними елементами залізобетонного збірного каркаса одноповерхових виробничих будівель є фундаменти, фундаментні балки, колони, несучі елементи покриття (ферми, балки та ін.), підкранові балки та зв'язки (рис. 1.3). Усі елементи збірних залізобетонних каркасів уніфіковані, й при проектуванні вибір їх проводять за спеціальними каталогами.

У статистичному відношенні збірні каркаси являють собою сукупність поперечних і поздовжніх рам.

Поперечні рами сприймають навантаження від покриття, снігу, кранів, вітру, що діють на поздовжні стіни будівлі, а також від маси зовнішніх стін. Поздовжні рами забезпечують стійкість поперечних рам і сприймають вітрові навантаження та динамічні діяння від гальмування кранів.

Спряження елементів у вузлах залізобетонних каркасів буває: жорстким (низ колон затискується в фундаментах) і шарнірним (конструкції

з'єднуються за допомогою анкерних болтів, зварювання закладних деталей). Стійкість і просторова жорсткість каркаса забезпечується сумісною дією поперечних рам, зв'язаних між собою поздовжніми зв'язками, підкрановими балками й елементами покриття.

У каркасах великої довжини влаштовують температурні шви, які розділяють каркас на окремі ділянки, що називаються температурними блоками. Кожний температурний блок повинен бути завдовжки не більше 72 м, завширшки не більше 144 м і мати просторову жорсткість.

1.7. Типи залізобетонних колон

Вертикальні несучі елементи залізобетонного каркаса називають **колонами** [6]. Для виготовлення колон застосовують бетон класу С20/25 – С32/ 40 й арматуру різних класів. Конструкція різних збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно–планувального вирішення виробничої будівлі та наявності в ній підйомно–транспортного устаткування певної вантажопідйомності. У зв'язку з цим збірні залізобетонні колони поділяють на дві групи. До першої групи відносять колони, призначені для будівель без мостових кранів і будівель з підвісними кранами. До другої групи відносять колони для будівель з мостовими кранами (рис. 1.5). За конструктивним вирішенням колони поділяють на одногілкові та двогілкові, за місцерозташуванням – на колони середніх, крайніх рядів і в торцях будівель (рис. 1.5).

Градація колон за висотою встановлена кратною модулю 600 мм.

Колони сталого перерізу (рис. 1.5, *а, б*) призначені для безкранових будівель, а також для будівель з підвісними кранами, що мають висоту (від підлоги до низу несучої конструкції покриття) до 14,4 м, проліт 12; 18; 24 м, крок 6 м, поперечний переріз 400 × 400; 500 × 500; 600 × 500 мм.

Колони середнього ряду перерізом 400 × 400 мм мають уширений оголовок для спирання конструкцій покриття [1].

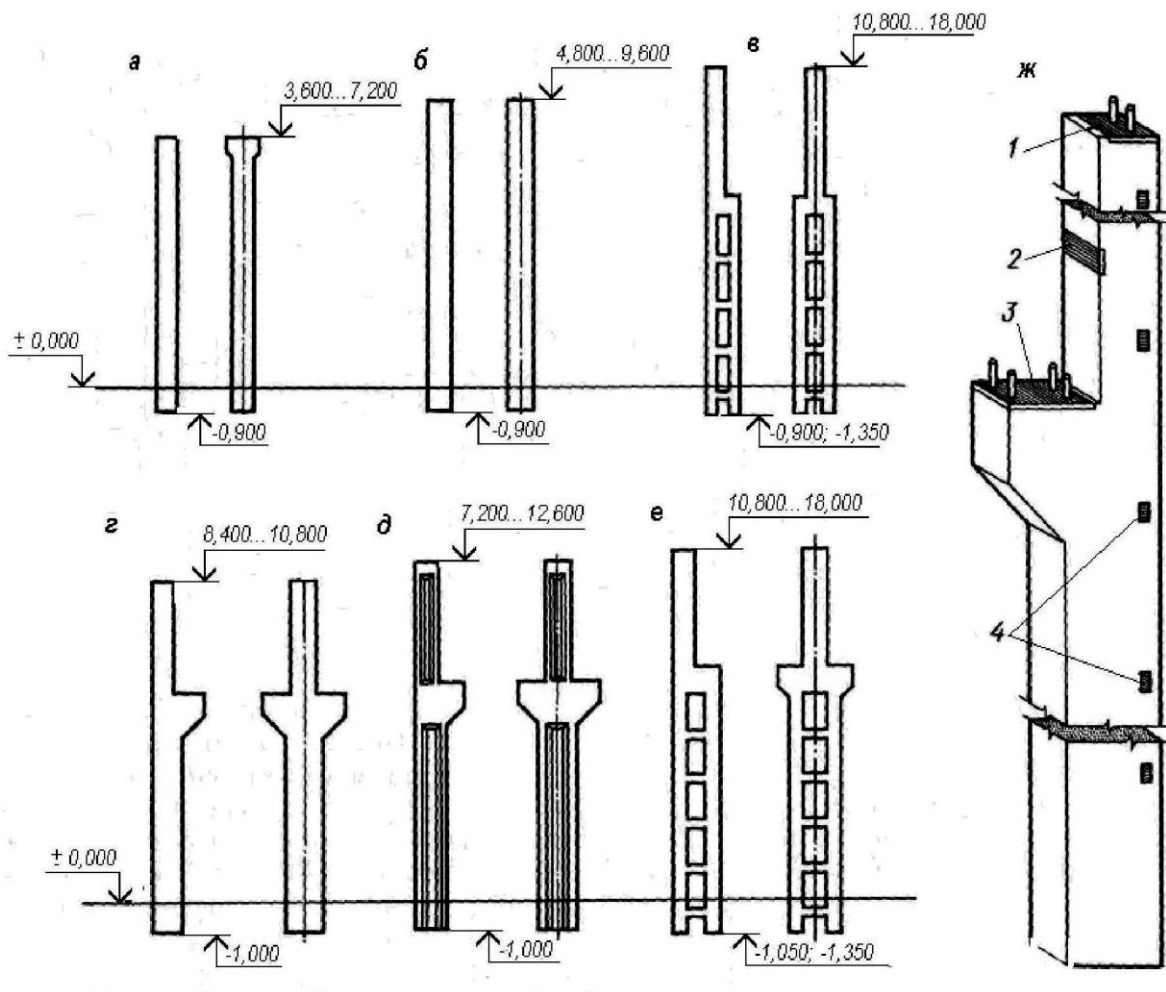


Рис. 1.5. Основні типи залізобетонних колон одноповерхових виробничих будівель [1]: *а* – прямокутного перерізу для будівель без мостових кранів при кроці колон 6 м; *б* – те ж при кроці колон 12 м, *в* – двогілкові для будівель без мостових кранів, *г* — прямокутного перерізу для будівель з мостовими кранами, *д* – те ж, двотаврового перерізу, *е* – двогілкові для будівель з мостовими кранами, *ж* – загальний вид колони;

1 – закладна деталь для кріплення несучої конструкції покриття, 2 – те ж, підкранової балки, 3 – опорний лист для кріплення підкранової балки; 4 – закладна деталь для кріплення стінових панелей

Вибір поперечного перерізу колони залежить від висоти будівлі, розмірів прольотів, кількості їх, величини кроку, наявності підкрюквяних конструкцій, вантажопідйомності крана та конструктивного рішення

покриття. У тих випадках, коли безкранова будівля має висоту більшу за 9,6 м, дозволяється застосовувати колони для будівель з мостовими кранами.

Для будівель із мостовими кранами вантажопідйомністю до 32 т і висоті до 14,4 м (включно) застосовують одногілкові колони прямокутного перерізу з консолями (рис. 1.5, з, д).

Колона для будівлі з мостовими кранами складається з надкранової та підкранової частини. Надкранова частина служить для спирання несучої конструкції покриття і називається надколонником. Підкранова частина сприймає навантаження від надколонника й від підкранових балок, які спираються на консолі колон, і передає їх на фундамент. Крайні колони мають односторонню консоль, середні – двосторонні консолі.

Поперечний переріз крайніх і середніх колон при кроці 6 м – 400×600 ; 400×800 мм, при кроці 12 м – 500×800 мм.

У будівлях з кранами вантажопідйомністю до 32 т, при висоті більше 14,4 м застосовують двогілкові колони, які за витратами матеріалу економічніші від одногілкових (рис. 1.5, в, е).

При вантажопідйомності мостових кранів більше 32 т і при висоті 10,8 – 18 м також застосовують двогілкові колони.

Висота типових двогілкових колон 10,8–18,0 м. Просвіт між вітками (висотою 600, 1200, 1800 мм) використовують для пропуску санітарно-технічних і технологічних комунікацій.

Величина заглиблення колон нижче від нульової відмітки залежить від виду та висоти колони, вантажопідйомності кранового обладнання і наявності приямків, які розташовані нижче від рівня підлоги. Величина заглиблення колон у будівлях з підвісним транспортом і без нього – 0,9 м; колон, що застосовують у будівлях з мостовими кранами і при висоті більше ніж 8,4 м – 1,05 м; при висоті більше 10,8 м – 1,35 м, двогілкових колон з кранами вантажопідйомністю більше 50 т – 1,6 м, а при наявності технічного підпілля або підвалу – 3,6 – 5,6 м.

Висота колон (середнього ряду при спиранні підкроквяних конструкцій) зменшується на 600 мм.

Крім основних колон для влаштування фахверків використовують фахверкові колони. Їх установлюють уздовж будівлі при кроці крайніх колон 12 м і довжині панелей стін 6 м, а також у торцях будівель.

Для встановлення і закріплення несучих конструкцій покриття, підкранових балок і стін у колонах передбачені сталеві закладні частини у вигляді пластин і анкерних болтів (рис. 1.5, ж). З елементами каркаса колони з'єднують болтами й зварюванням сталевих закладних деталей (рис. 1.5, ж).

1.8. Залізобетонні підкранові та обв'язувальні балки

Залізобетонні підкранові балки служать опорою для рейки, по якій рухається мостовий кран, і одночасно є поздовжніми зв'язками між несучими колонами каркаса [1, 15].

Вони призначені для будівель з мостовими кранами **вантажопідйомністю** 10, 20, 30 т. Виготовляють їх з бетону класу С20/25 – С32/40 і кладуть на консолі або виступи колон.

Залізобетонні підкранові балки застосовують порівняно рідко, бо вони мають велику масу, значні витрати бетону й арматури. Вони бувають розрізні й нерозрізні. Розрізні підкранові балки застосовують частіше, оскільки їх простіше монтувати. При влаштуванні нерозрізних балок зменшуються витрати арматури, але зростає трудомісткість їх виготовлення.

За розташуванням балки бувають середні, крайні, біля поперечних температурних швів та в торцях будівлі. Крайні балки виготовляють таких самих розмірів, як і середні, але закладні деталі в них призначені для кріплення до колон і розташовані на відстані 500 мм від торця балок.

Балки таврового перерізу (рис. 1.6, а) з потовщеною стінкою на опорі заввишки 800 або 1000 мм застосовують для кроку колон 6 м; балки

двотаврового перерізу (рис. 1.6, б) заввишки 1400 мм використовують для кроку колон 12 м.

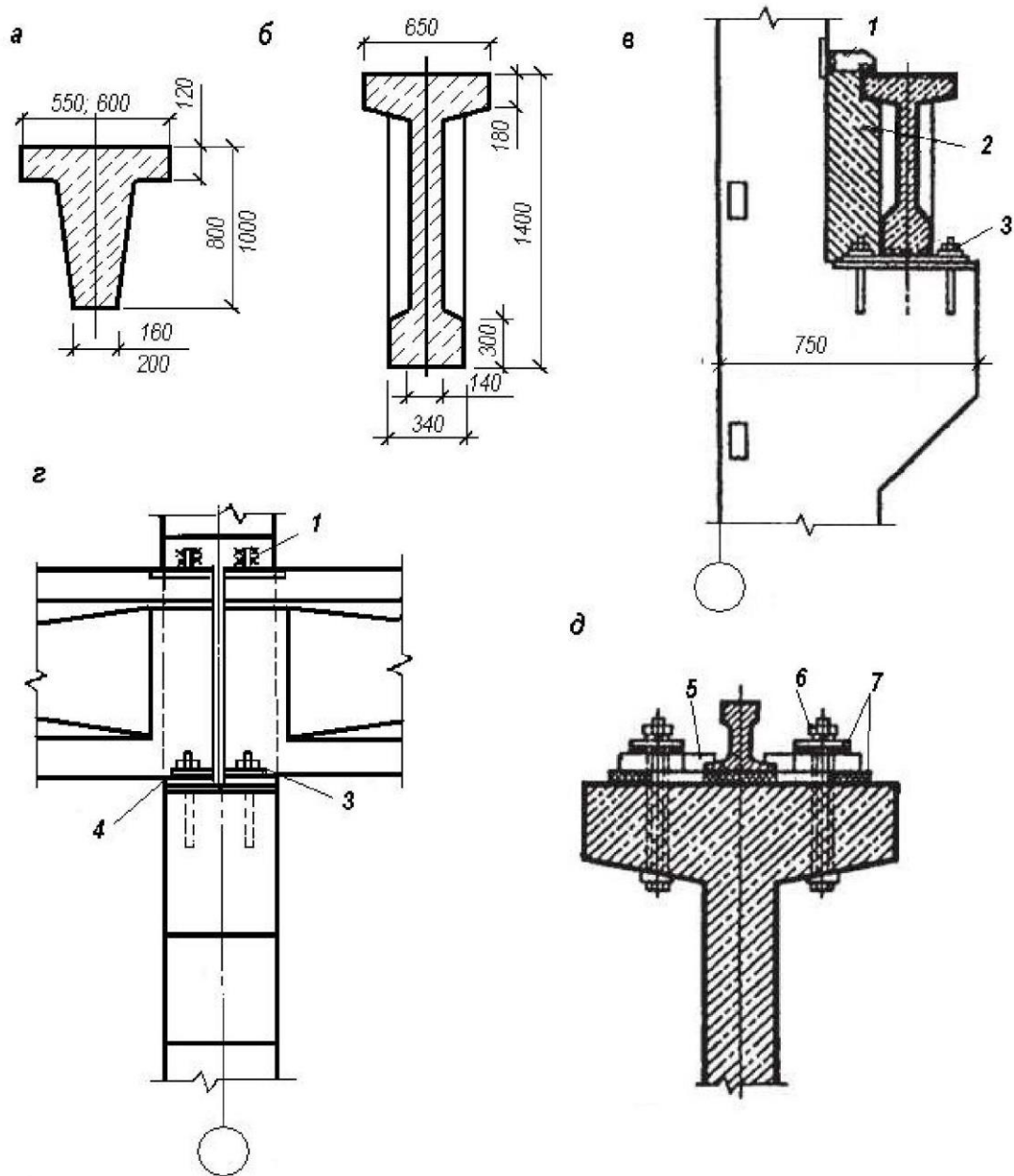


Рис. 1.6. Залізобетонні підкранові балки [1]: а – таврового перерізу для кроку колон 6 м; б – двотаврового перерізу для кроку колон 12 м; в – кріплення залізобетонної підкранової балки до колони; г – кріплення кранової колії до підкранової балки;

1 – сталеві кріпильні планки; 2 – бетон, який укладають після монтажу та кріплення балок; 3 – шайби; 4 – опорний лист; 5 – притискна планка; 6 – болт; 7 – пружні прокладки

У верхній полиці балок є сталеві трубки, призначені для пропуску болтів кріплення кранової колії, в стінці – отвори для навіски проводу.

Після встановлення й вивіряння підкранових балок їх закріплюють до колон: внизу – зварюванням закладних деталей й анкерними болтами, зверху – зварюванням вертикально поставленого листа до закладної деталі в колоні та в балці.

Кранову колію монтують у певній послідовності (рис. 1.6, з). Зверху підкранової балки кладуть тонку пружну підкладку з прогумованої тканини завтовшки 8–10 мм з двосторонньою гумовою обкладкою. На пружну підкладку ставлять і відрихтовують кранову рейку, а потім закріплюють її притискною планкою (лапкою).

На кінцях підкранових колій установлюють упори – обмежники, обладнані амортизаторами – буферами з дерев'яного бруса.

Обв'язувальні балки ставлять для опертя цегляних стін або стін із дрібних блоків, а також у місцях перепаду висот суміжних прольотів. Їх влаштовують над віконними прорізами або стрічками засклення.

Обв'язувальні балки 5950 мм завдовжки мають висоту перерізу 585 мм і ширину 200, 250, 380 мм, їх установлюють на опорні сталеві столики й кріплять до колон за допомогою сталевих планок, що приварюються до закладних елементів.

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

2.1. Проектування кроквяних та підкроквяних балок і ферм

Несучі конструкції покриття, що є дуже важливим конструктивним елементом будівлі, вибирають залежно від величини прольоту [6].

Фундаментні балки застосовують у виробничих каркасних будівлях з окремо розташованими фундаментами для зведення самонесучих і висячих стін. Фундаментні балки опираються на фундаментні стовпчики або на уступ фундаментів (рис. 2.1, а). Їх довжина залежить від кроку колон і визначається відстанню в просвіті між уступами фундаментів між якими розташовується балка. Верх балок розташовують на відмітці – 0,03 для виконання із цементного розчину гідроізоляційного шару між балкою та стіною [6, 22, 24].

Обв'язувальні балки мають таке ж саме призначення як і фундаменти, але вони опираються на консолі колон, оскільки застосовуються у будівлях з фундаментами значного заглиблення (рис. 2.1, б).

Як у фундаментних, так і обв'язувальних балках поперечний переріз може мати вигляд тавра або трапеції (рис. 2.1, в). Ширина перерізу зверху залежить від товщини стіни. У будівлях із кроком колон 6 м застосовують балки висотою 300 мм для стін із навісних панелей і 450 мм – для самонесучих стін. У будівлях, каркаси яких мають крок колон 12 м, застосовують балки висотою 600 мм (рис. 2.1, в). У будівлях із кроком колон 6 м застосовують балки висотою 300 мм для стін із навісних панелей і 400 мм – для стін самонесучих.

Для виготовлення балок довжиною до 6 м застосовують важкий бетон класу С12/15...С16/20 [2]. Такі балки армують зварними каркасами з поздовжніми стержнями класу А500С і поперечними – класу А240С. Балки завдовжки 12 м виготовляють з бетону класу С25/30, а армують зварними каркасами в поєднанні з попередньо напруженою арматурою [7, 12].

Статичний розрахунок балок виконують як вільно опертих для таких двох випадків завантажень: перший – *стадія зведення будівлі*, – коли кладку стін виконують влітку або зимою методом заморожування із наступним відтаванням при міцності розчину до 0,2 МПа; другий – *стадія експлуатації будівлі*, тобто при проектній міцності розчину в кладці [6].

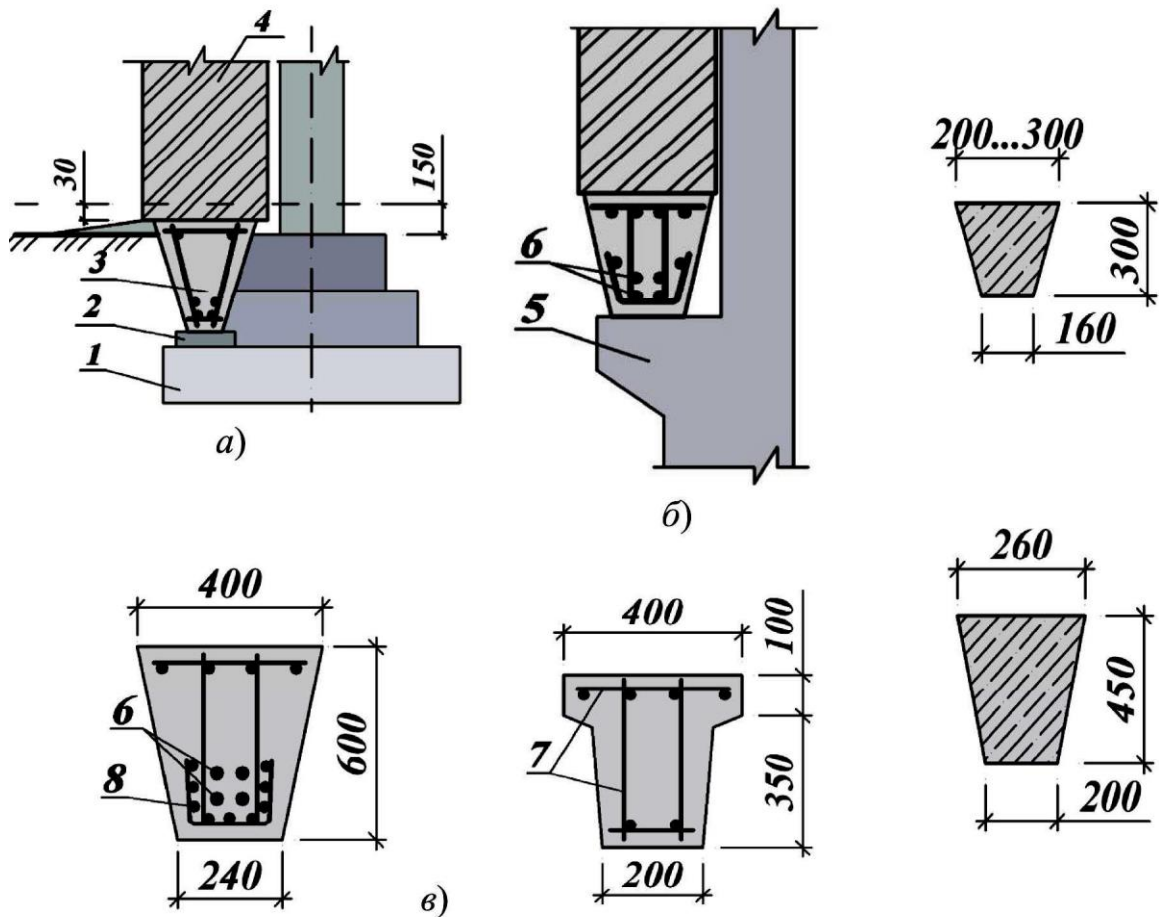


Рис. 2.1. Фундаментні (а) та обв'язувальні (б) балки та їхні поперечні перерізи [6, 24]:

1 – фундамент; 2 – бетонний стовпчик–опора; 3 – балка; 4 – стіна; 5 – колона; 6 – попередньо напружена арматура; 7 – зварний каркас; 8 – зварна коритоподібна сітка

У *стадії зведення* будівлі зі стінами із цегли, керамічних або звичайних бетонних каменів балки за міцністю розраховують на дію навантажень від маси балок та маси незатверділої кладки висотою 1/3 прольоту за умов її виконання влітку, і цілому прольоту – за умов виконання

кладки взимку (при відтаванні). При зведенні стін із крупних блоків розрахункову висоту пояса кладки, на навантаження від маси якої повинна бути розрахована міцність фундаментної балки, слід брати рівній 1/2 прольоту, але не менше висоти одного ряду блоків. При наявності прорізів і при висоті кладки до них від верха балок менше 1/3 прольоту слід ураховувати також навантаження від маси стін, викладених до верха перемичок.

У стадії експлуатації будівлі фундаментні балки за міцністю можна розраховувати на дію навантажень у вигляді епюр тиску [3], що передається на балки від опор і підтримуваних балками стін (рис. 2.2).

Наприклад, при визначенні параметрів епюр від самонесучих стін ураховується сумісна робота балки та стіни залежно від їх жорсткостей. При цьому нелінійність деформацій бетону та кладки урахують зниженням початкових модулів пружності до значень відповідно $E_1 = 0,85E_{cm}$ та $E_2 = 0,5E_0$. Балку замінюють еквівалентним за жорсткістю умовним поясом кладки висотою:

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1 \cdot I_{red}}{E_2 \cdot h}}, \quad (2.1)$$

де h – товщина стіни; I_{red} – момент інерції приведенного перерізу балки.

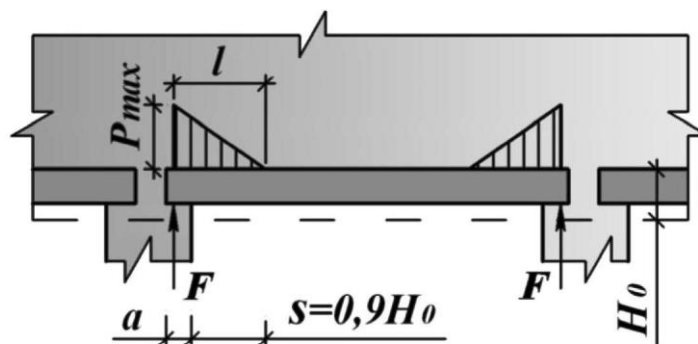


Рис. 2.2. Схема для визначення навантаження, що діє на фундаментну балку при затверділому розчині [6]

У розрахунках міцності балок епюру розподілу тиску кладки над крайніми опорами балки беруть трикутною довжиною $l = a + s$, де a –

довжина опорної ділянки балки не менше її висоти H і не більше ніж $1,5$ її висоти ($a \leq 1,5H$); $s = 0,9H_0$ – довжина епюри тиску від грані опори у напрямку середини прольоту.

Значення ординати трикутної епюри навантаження над опорою балки

$$P_{\max} = \frac{2F}{l \cdot h}, \quad (2.2)$$

де F – опорна реакція фундаментної балки від навантажень, розташованих у межах її прольоту і довжини опори без урахування навантаження від маси балки.

2.2. Особливості проєктування підкранових залізобетонних балок у несучому каркасі промислових будівель

Залізобетонні підкранові балки виготовляють попередньо напруженими і застосовують для кранів групи режимів роботи 1К...5К вантажопідйомністю 30 т і менше [4].

Для кранів вантажопідйомністю понад 30 т доцільніше використовувати сталеві підкранові балки. Підкранові балки проєктують однопрольотними збірними довжиною 6 та 12 м із опиранням на консолі колон. Балки прольотом 6 м мають тавровий поперечний переріз, а прольотом 12 м – двотавровий (рис. 2.3, б, в). Для кранів вантажопідйомністю до 30 т при кроці колон 6 м їх висота дорівнює 800, 1000 мм, а при кроці колон 12 м – 1400 мм (рис. 2.3, а).

Відповідно ширина їх верхньої полиці складає 600 і 650 мм, а товщина – 120 і 180 мм (рис. 2.3, б, в).

Для виготовлення підкранових балок прольотом 6 м використовують бетон класів С20/25, С25/30, а прольотом 12 м – С25/30, С32/40. Нижню розтягнуту полицю балки армують попередньо напруженою стержневою арматурою класів А800С, А1000, дротяною арматурою класу Вр–1200 або

канатами класу К–7. Окрім того, стінку і полиці балок армують каркасами із стержнів класу А500С (рис. 2.3, б, в, з) [7].

У підкранових балках не допускається поява початкових тріщин, тому верхню полицю також армують попередньо напруженою арматурою площею поперечного перерізу $A'_{sp} = (0,15 \dots 0,20)A_{sp}$. У зв'язку із наявністю дії на балку динамічних навантажень арматурні каркаси виготовляють не зварними, а в'язаними [7].

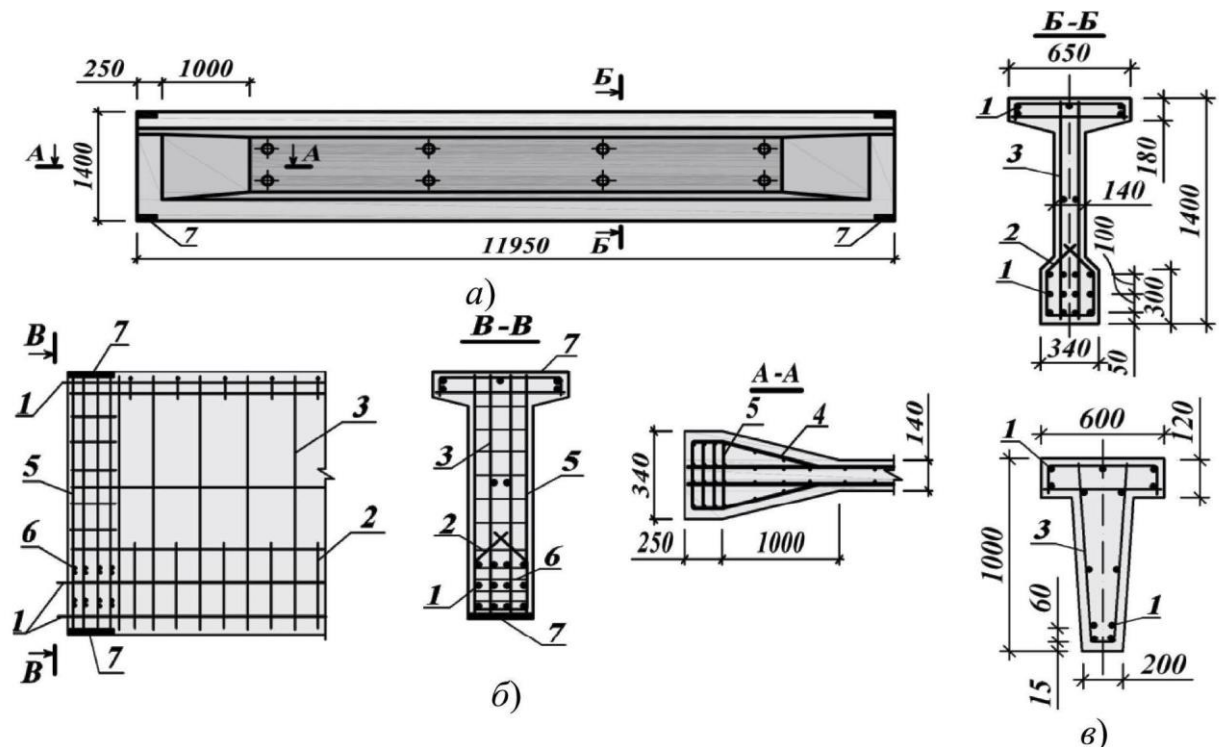


Рис. 2.3. Залізобетонні збірні попередньо напружені підкранові балки: а – загальний вигляд балки прольотом 12 м; б– схеми армування опорної частини балки; в — поперечний переріз балки прольотом 6 м [6];

1 – попередньо напружена арматура; 2 – хомути; 3 – в'язані каркаси стінки; 4– гнуті сітки на опорах; 5 – плоскі сітки; 6 – плоскі сітки на опорах; 7 – закладна деталь

На опорах балки підсилюють потовщенням стінки і додатково армують поперечною арматурою у вигляді окремих стержнів, хомутів і сіток, які забезпечують міцність та тріщиностійкість торців при відпуску попередньо напруженої арматури з упорів.

Підкранові балки до консолей колон прикріплюють зварюванням закладних деталей. Для забезпечення передавання горизонтальних зусиль на колону у стиках балок до їх верхніх закладних деталей і закладних деталей колон приварюють сталеві накладки. Кранові рейки до балки закріплюють болтами. Між рейками і балками для амортизації ударів установлюють пружну прокладку товщиною 8... 10 мм у вигляді прогумованої тканини [6].

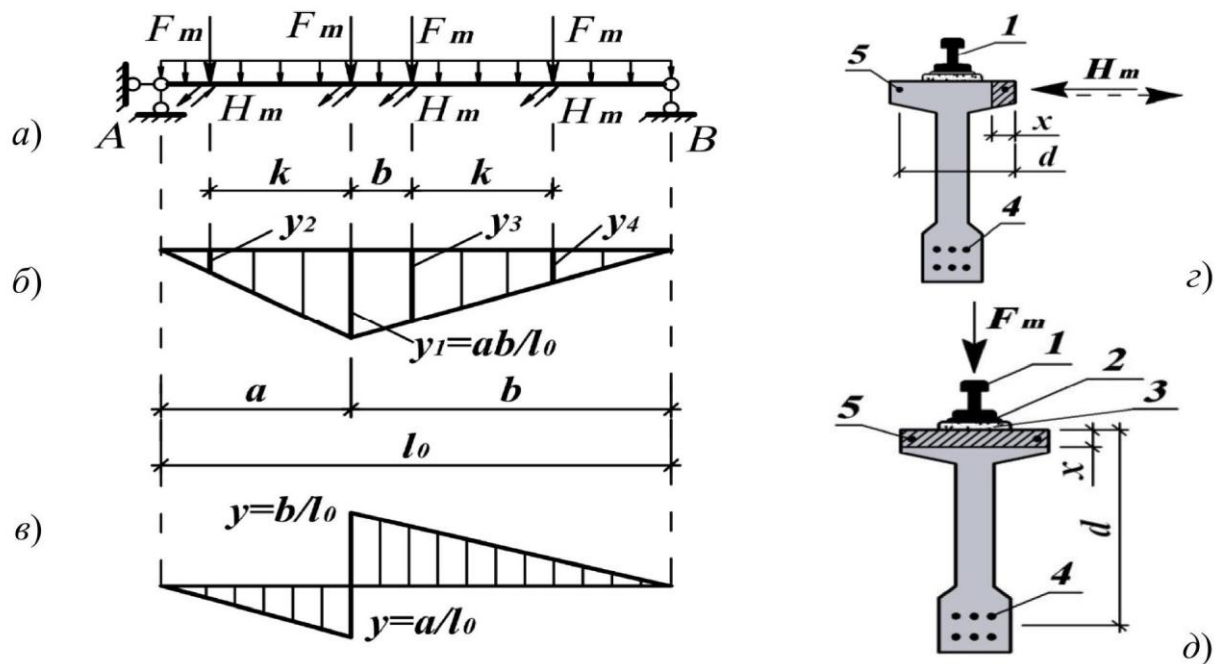


Рис. 2.4. Розрахункові схеми до проектування підкранових балок: а – схема завантаження; б – лінія впливу M ; в – лінія впливу V ; г – розрахункова схема поперечного перерізу на дію вертикальних навантажень; д – розрахункова схема поперечного перерізу на дію горизонтальних навантажень;

1 – підкранова рейка; 2 – пружна прокладка; 3 – вирівнювальний шар розчину; 4 – попередньо напружена арматура у нижній зоні балки; 5 – попередньо напружена арматура у верхній зоні балки

Підкранові балки працюють на косе згинання. Але з метою спрощення конструктивні розрахунки за граничними станами першої і другої групи виконують окремо на вертикальні і горизонтальні навантаження (рис. 2.4, а,

б, в). У розрахунках на вертикальні навантаження за розрахунковий приймають тавровий переріз (рис. 2.4, з), а на горизонтальні навантаження розраховують тільки верхню полицю як прямокутний переріз (рис. 2.4, д).

Вертикальне навантаження у розрахунках підкранових балок за міцністю складається від маси балки, кранової колії і вертикального тиску коліс при зближених один до одного двох кранів.

Граничне розрахункове значення навантаження від вертикального тиску колеса крана у розрахунках балки за міцністю підраховують за формулою ([4], 7.2):

$$F_m = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_0, \quad (2.3)$$

Граничне розрахункове значення горизонтального тиску на колію, що передається одним колесом крана при гальмуванні візка, у розрахунках балки за міцністю визначають за формулою:

$$H_m = 0,5 \cdot \gamma_{fm} \cdot H_{01}, \quad (2.4)$$

де F_0 – беруть за даними технічних умов на мостові крани або за відповідними стандартами; γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням від крана, призначається відповідно до рекомендацій норм залежно від заданого середнього періоду повторюваності T граничних станів; ψ – коефіцієнт сполучень навантажень від кранів.

Характеристичне значення H_{01} горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, яке виникає через перекося мостових електричних кранів і непаралельність кранових колій, для колеса крана можна визначати за формулою:

$$H_{01} = 0,1F_{\max}^n + \frac{\alpha \cdot F_{\max}^n - F_{\min}^n L}{B}, \quad (2.5)$$

де F_{\max}^n , F_{\min}^n – характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш або на менш навантаженому боці крана;

B, L – відповідно база і проліт крана; a – коефіцієнт, береться 0,03 при центральному приводі механізму руху моста крана і 0,01 – при роздільному приводі.

При визначенні зусиль M та V як від вертикальної, так і горизонтальної дії на балку навантажень від двох зближених кранів використовують відповідні лінії впливу (рис. 2.4, б, в). Рухоме навантаження від мостових кранів розташовують у прольоті балки так, щоб у перерізах за довжиною отримати максимальні значення зусиль M і V . Відстань між силами F_m і H_m приймають залежно від габаритів крана (рис. 2.4, а).

Для спрощення розрахунків горизонтальну силу прикладають посередині верхньої полиці перерізу балки (рис. 2.4, з).

За підрахованими значеннями зусиль будують обвідні епюри M і V . При цьому можна використати готові таблиці ([5], додаток 5).

Підкранові балки розраховують на витривалість від динамічних впливів при роботі мостових кранів. При визначенні значень зусиль для розрахунку за витривалістю враховують дію одного мостового крана.

При багаторазово повторюваних діях навантажень на балку від крана бетон та арматура руйнуються при напруженнях, менших ніж при статичних навантаженнях. Тому сутність розрахунку балок на витривалість полягає у порівнянні напружень у бетоні та арматурі, що виникають від зовнішнього циклічного навантаження, із відповідними їх розрахунковими значеннями опорів. Ці напруження визначають для зведеного перерізу балки у припущенні пружної його роботи на дію пониженого характеристичного значення навантаження від одного крана, маси балки, підкранової рейки та зусилля попереднього обтиснення P із урахуванням усіх втрат.

Для підкранових балок необхідно виконувати розрахунки на втому, оскільки вони зазнають регулярних циклічних навантажень. При цьому слід виконувати розрахунок окремо для бетону і арматурної сталі ([2], 6.7).

У стиснутій зоні перерізу балки під час зміни навантаження у межах одного циклу напруження розтягу не допускаються.

Розрахунок за деформаціями виконують при дії одного крана із урахуванням дії короткочасних та довгочасних навантажень при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1$. Прогин обмежується умовою [6]:

$$f \leq f_u, \quad (2.6)$$

f_u – граничні значення прогинів підкранових балок, які беруться за нормами [17] для кранів групи режимів роботи:

$$\rightarrow 1\text{К} - 6\text{К} \text{ рівними } \frac{l}{400} // 400;$$

$$\rightarrow 7\text{К} \text{ рівними } \frac{l}{500};$$

$$\rightarrow 8\text{К} \text{ рівними } \frac{l}{600}.$$

Підкранові балки, як і всі збірні залізобетонні конструкції, розраховують на зусилля, які виникають у стадії виготовлення, транспортування і монтажу.

3. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Загальна характеристика запроектованої будівлі

Запроектована будівля призначена для обслуговування та ремонту великогабаритної техніки, у тому числі сільськогосподарського призначення у місті Остер Чернігівської області.

Будівля є одноповерховою, виконана у просторовому каркасі, містить мостові крани. Відноситься до будівлі II класу капітальності, за вогнестійкістю належить до споруд II ступеня. За довговічністю прийнятих конструкцій будівля належить до II ступеня, тобто з терміном експлуатації від 100 років [10].

За конструктивним типом будівля каркасна з несучими колонами.

Ґрунти суглинки, ґрунтові води знаходяться на значній глибині, нормативна глибина сезонних промерзань ґрунтів 70 см.

Кваліфікаційну роботу магістра розроблено у відповідності із діючими державними будівельними нормами та правилами для таких природно-кліматичних умов [4]:

- розрахункова температура повітря – 20°C ;
- снігове навантаження – 50 кг/м^2 ;
- швидкісний напір вітру – 30 кг/м^2 ;

Ґрунти – суглинки, глибина промерзання – 0.8м; ґрунтові води – на значній глибині.

За конструктивним типом, згідно ДСТУ Б В.2.2–29:2011 (Будівлі підприємств : параметри), будівля каркасна із залізобетонних колон.

Будівля одноповерхова.

У КРМ запроектовано наступні конструктивні елементи:

- фундамент – стовпчастий під колону «стаканного» типу;
- колони залізобетонні, двогілкові 10,8м, розмірами $0,4 \times 1 \text{ м}$.
- ферми покриття кроквяні залізобетонні 18м.

- стіни- панельні 380мм;
- перегородки – цегляні, товщиною 120мм;
- вікна, двері – метало-пластикові;
- покриття - з/б ребристі плити;
- покрівля – з єврорубероїду;
- підлоги – бетонні.

3.2. Проектування генерального плану

Запроектована станція технічного обслуговування великогабаритної техніки у м. Остер. Ділянка під забудову являється прямокутної форми, розмірами 108 на 82,3 м, площею 0,88 га. Рівень ґрунтових вод знаходиться на значній глибині. Рельєф місцевості є спокійний. Будівля розташовується торцем до переважаючих північно-західних вітрів.

Поряд зі станцією цехом знаходяться: прохідна, адміністративний корпус, склад, відкритий майданчик, парковка і пожежний резервуар [25]. Експлікацію будівель і споруд наведено графічному аркуші до КМР.

Будівля розміщена з урахуванням пожежних та санітарних норм проектування [31]. На генеральному плані також відображено зелені насадження, газони, дерева. Запроектовані дороги з твердим покриттям. На генеральному плані виконана планова та висотна прив'язка станції до місцевості.

3.2.1. Висотна прив'язка

Висотна прив'язка виконується для визначення відмітки «чистої» підлоги першого поверху і відміток землі – точок перетину осей будівлі, а також для визначення позначок вимощення [25]. Система висот є умовною. Висота перерізу рельєфу – 1 м.

- знаходимо відмітки землі точок перетину осей будівлі:

$$H=H_{m.z.}+n/m \times h$$

де $H_{m.z.}$ – менша горизонталь;

h – крок горизонталей;

n – відстань від кута будівлі до меншої горизонталі;

m – відстань між горизонталями.

$$H_{A1} = 10.0 + 10/23 \times 0.25 = 10.10 \text{ м};$$

$$H_{Г1} = 9.75 + 15/17 \times 0.25 = 9.97 \text{ м};$$

$$H_{Г12} = 10.25 + 1.8/2.8 \times 0.25 = 10.41 \text{ м};$$

$$H_{A12} = 10.50 \text{ м}.$$

Для виробничих будівель позначка вимощення дорівнює $H_{\text{сер}}$, а позначка чистої підлоги на 15 см вища.

$$H_{\text{сер.}} = (10.10 + 9.97 + 10.41 + 10.50) / 4 = 40.98 / 4 = 10.25 \text{ м}$$

$$H_{\text{під}} = 10.25 + 0.15 = 10.40 \text{ м}$$

3.2.2. Планова прив'язка

Геодезично-розмічувальні роботи виконуються для того, щоб побудувати будівлю згідно генерального плану забудови, правильної орієнтації її відносно сторін світу а також у відповідності з розмірами та формами будівлі, які вказані у її проекті [25].

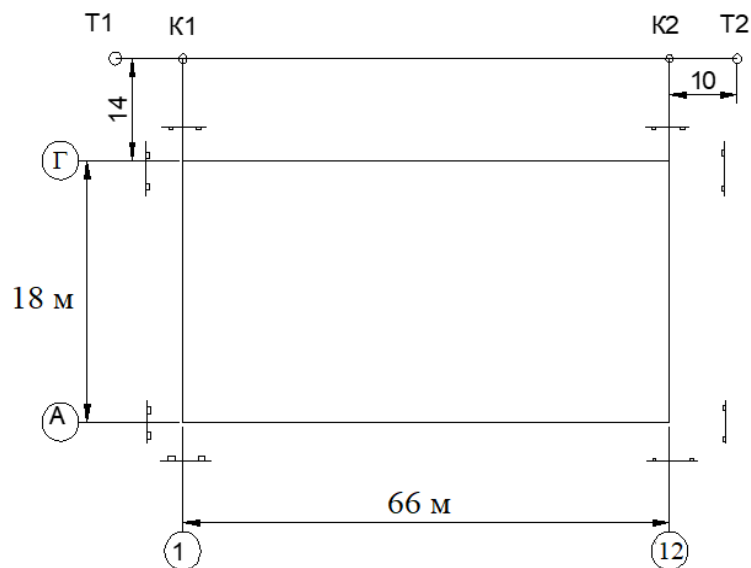


Рис. 3.1. Схема планової прив'язки

Планова прив'язка виконується способом перпендикулярів М 1:1000.

До прямої чи по прямій Т1,Т2, відточки Т1 відкладемо відстань 10 м і знаходимо точку К1. Від точка К1 до прямої Т1,Т2 ставимо перпендикуляр і на прямій відкладаємо відстань 14м і знаходимо точку В-1, яку закріплюємо тимчасовим кілком. На продовжені К1 В1 відзначаємо відстань 18м і знаходимо точку А1 яку закріплюємо тимчасовим знаком знаком. Аналогічно знаходимо точки В7 і А7.

Тимчасові точки переносимо на обноску, яка знаходиться від них на відстані 10м. Різниця між проектними та фактичними розмірами для побутових осей не повинна перевищувати ± 5 см, а для поперечних ± 3 см.

3.2.3. Техніко-економічні показники генерального плану

Підраховуємо наступні техніко-економічні показники [25]:

1. площу ділянки під забудову в га:

$$S_{\text{ділянки}} = 82,3 \times 108 / 10000 = 0,88 \text{ га};$$

2. площу забудови будівлями, як сумарну площу забудови всіх будівель і споруд, розміщених на ділянці:

$$S_{\text{збудови}} = 1188 + 16 + 72 + 216 = 1\,492 \text{ м}^2;$$

3. Щільність забудови, як відношення площі забудови до площі ділянки:

$$\text{Щ} = (S_{\text{збудови}} / S_{\text{ділянок}}) \times 100\% = (1\,492 / 8\,888,4) \times 100\% = 16,78 \%;$$

Площу озеленення, як сумарну площу зелених насаджень, квітників, газонів:

$$S_{\text{озеленення}} = 4\,694 \text{ м}^2;$$

4. Відсоток озеленення, як відношення площі озеленення до площі ділянки:

$$(S_{\text{озеленення}} / S_{\text{ділянок}}) 100\% = (4\,694 / 8\,888,4) \times 100\% = 52,81 \%;$$

5. площу доріг і майданчиків з твердим покриттям, як сумарну площу всіх доріг, майданчиків, проїздів, ділянок з твердим покриттям:

$$S_{\text{доріг}} = 8\,888,4 - 1\,492 - 4\,694 = 2\,702 \text{ м}^2;$$

Підраховані показники наведені в таблиці 3.1.

Техніко-економічні показники генплану

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Кількість
1	Площа ділянки під забудову	га	0,88
2	Площа забудови ділянки	м ²	1 492
3	Щільність забудови	м ²	4 694
4	Процент озеленення	%	52,81
5	Площу доріг і майданчиків з твердим покриттям	м ²	2 702

3.3. Об'ємно-планувальні рішення

Станція для ремонту сільськогосподарської техніки є прямокутною у плані, з розмірами в осях 66×18м, крок колон 6м, цех однопролітний, проліт 18м, висота 13,4м.

Для обслуговування станції з обслуговування сільськогосподарської техніки прийнятий по осях А-Г мостовий кран вантажопідйомністю 10 т [4].

Для в'їзду і виїзду транспорту в станції передбачено 3 воріт [15]. Освітлення будівлі природне через віконні отвори, а також для світло аерації запроектовані ліхтарі. За конструктивним типом будівля каркасна із залізобетонним каркасом [6].

Експлікація дільниць станції для ремонту великогабаритної техніки

№	Найменування приміщень	Площа, м ²
1	2	3
1	Кабінет майстра	35,7
2	Переодягальня	36,7
3	Туалет	5,1
4	Душова	11,6
5	Ковальсько-термічна дільниця	153
6	Механічна дільниця	153
4	Електроремонтна дільниця	48,7
5	Малярна дільниця	48,7
6	Складальна дільниця	193,4
7	Розбірно-мийна дільниця	192
8	Дільниця діагностики	184

Просторова жорсткість і стійкість будівлі виконано системою хрестових вертикальних зв'язків між колонами в осях «3–4» і «9–10». Сталеві зв'язки приварюються до закладних деталей колон та ферм.

Посередині будівлі (по осі б) виконано деформаційний шов.

3.4. Техніко-економічні показники будівлі

Підраховуємо наступні техніко-економічні показники:

Загальну площу будівлі вираховуємо як площу поверху, виміряну в межах внутрішніх поверхонь зовнішніх стін.

$$S_{\text{заг.}} = 66 \times 18 = 1188 \text{ м}^2$$

Корисну площу – як суму площ приміщень розміщених в будівлі.

$$S_{\text{кор.}} = 66 \times 18 = 1188 \text{ м}^2$$

3. Розрахункова площа – 1188 м²

4. Будівельний об'єм надземної частини визначається як добуток площі поперечного перерізу будівлі на довжину будівлі по зовнішньому обводі:

$$V = (B \times h \times Z) + (B' \times h_{\text{ліхтаря}} \times Z_{\text{ліхтаря}})$$

$$V = (1876 \times 66.76 \times 13) + (6 \times 3 \times 42) = 16281 + 756 = 17037 \text{ м}^3$$

Площу забудови визначаємо як площу горизонтального перерізу по зовнішньому обводу:

$$S_{\text{забудови}} = 18,76 \times 66,76 = 1252,4 \text{ м}^2$$

–поверховість – 1

Підраховані показники заносимо в табл. 3.3

Позиція	Найменування	Одиниці виміру	Кількість
1	Загальна площа	м ²	1188
2	Корисна площа	м ²	1188
3	Розрахункова площа	м ²	1188
4	Будівельний об'єм	м ³	17037
5	Площа забудови	м ²	1252,4
6	Поверховість	Поверх	1

3.5. Архітектурно-конструктивні рішення

Конструктивний тип будівлі каркасний [1]. Каркасна залізобетона будівля складається з поперечних рам, що утворені колонами і несучими конструкціями покриття – кроквяними фермами [6], а також поздовжніх зв'язків між колонами та фермами [15].

Фундаменти

Фундаменти під колону запроектовані залізобетоні «стаканного» типу розмірами 1200×1800 та 1500×1800мм.

Грунтові води знаходяться на значній глибині; низ відмітки підосви фундаменту –1 500мм.

Фундаментні балки трапецієподібного перерізу оперті на залізобетонні стовпчики, які лягають на фундаментну плиту.

Горизонтальна гідроізоляція виконана із рубероїду. Вимощення із бетону шириною 1 м, по периметру будівлі з ухилом $i = 3\%$, для відведення атмосферних вод.

Таблиця 3.4

Специфікація фундаментів

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількість, шт
Фундаменти стаканні	1	1200×1800	18
Фундаменти стаканні суміщені	2	1400×1800	4
Фундаменти стаканні фахверкові	3	1000×1000	4
Фундаменти стаканні деформаційні	4	2400×1800	2
Фундаментні балки	5	5400	14
Фундаментні балки	6	5600	2
Фундаментні балки	7	4800	8
Фундаментні балки	8	5200	4

Колони

У будівлі прийняті залізобетонні двохвіткові колони згідно серії 2К108, розміром 1000 × 400 мм, заввишки 10.8 м. Масою 7,6 тонн. Для кріплення стін у колонах передбачені закладні деталі, що розташовані через 1200 мм по висоті. Вони складаються із над кранової і підкранової частини.

Колони фахверка на 100 мм нижче основних колон. Фахверкові колони також мають закладні деталі для кріплення стіни. Для кріплення торцевої стіни до колон, що розташованих на крайніх осях будівлі встановлюються залізобетонні фахверкові стійки 300×300мм .

Підкранові балки

Залізобетонні підкранові балки служать опорою для рейки, по якій рухається мостовий кран, і разом з тим є поздовжніми зв'язками між несучими колонами каркасу. Призначені вони для будівель з мостовими кранами вантажопід'ємністю 10тс, 20 тс, 30 тс, виготовляються із бетону класу С20/25–С32/40 і встановлюються на консолях або виступи колон.

Запроектовано у даній будівлі балки таврового перерізу з потовщеною стінкою на опорі, заввишки 800 мм, які застосовуються для кроку 6м. У верхній полиці знаходяться сталеві трубки для пропуску болтів кріплення кранової колії, а в стінці – отвори для навіски приводу.

Таблиця 3.5

Специфікація колон і підкранових балок

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількість	Прим.
			шт	
Підкранові балки	1	5800x1850x800	20	
Фахверкові колони	2	4800×300×300	8	
Двохвіткові колони	3	10800x1000x400	26	

Кроквяні ферми

Запроектовані в станції залізобетонні сегментні без розкісні ферми серії 1ФС18. Довжина ферми 18 000мм. Висота 2 630мм. Товщина 200мм. Маса 4,5 тонн. З прольотом 18м і кроком 6м. Сегментні ферми мають невелику висоту на опорі та дають можливість зменшити висоту стін.

Таблиця 3.6

Специфікація ферм

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількість, шт	Прим.
Кроквяна ферма	3	18000×3300×250	28	

Стіни

Стіни запроектовані з легкобетонних панелей завтовшки 380мм., розмірами 6×1,2 м та 6×1,8 м, за нульовою прив'язкою. Стійкість самонесучих стін забезпечено колонами каркасу. Панелі закріплюються до колон за допомогою сталевих кутиків. Перегородки завтовшки – 120 мм. Система кладки є ланцюговою, тобто кожен ложковий ряд чергується з тичковим. Товщина горизонтальних – 10 мм. Вертикальних швів – 8 мм.

Покриття, покрівля, водопостачання

У будівлі запроектовано покриття, яке складається із залізобетонних ребристих попередньо-напружених плит покриття довжиною 6000мм, та шириною 3000мм.

Залізобетонні ребристі плити покриття кріплять до залізобетонних кроквяних ферм. Зверху плит влаштовують пароізоляцію із єврорубероїду та теплоізоляцію із плитного пінополістиролу, та рулонну покрівлю із єврорубероїду.

Водовідвід внутрішній організований. Система внутрішнього водовідведення складається з водоприймальних воронок, які ставляться в розжолобках, і мережі труб, що розташовуються всередині будівлі і відводять воду в зливні каналізації.

Воронки розташовані на плані покрівлі на відстані 450мм від краю покрівлі. При влаштуванні покриття створюють ухил в бік водоприймальних воронок укладанням у жолобках шару легкого бетон.

Деформаційні шви

Для запобігання тріщин в конструкціях будівель від дії температурних деформацій, використовують розподілення просторового каркасу поперечними швами на окремі відсіки.

У будівлі запроектовано поперечний осадочний шов. Осадочні деформаційні шви встановлюються у місцях примикання деформаційних блоків будівель один до одного. Ці шви розділяють усі надземні та підземні конструкції та запобігають появі тріщин від осідання ґрунту.

Ворота , вікна , двері

Вікна запроектовані сталеві. Виготовлені розмірами 6×1,2 м.

Складаються з загальної рами і засклених елементів (рамок), котрі або навішуються на петлі, або закріплюються за допомогою їх зварювання. Кожну панель закріплюють болтами до колон каркаса у чотирьох точках. Простір між ними заповнюється пінополістиролом.

Перелік розміри вікон і дверей наведено у специфікації елементів заповнення віконних прорізів.

Ворота для в'їзду в будівлю прийняті двопільні розпашні розмірами 4,0×4,2м по серії 1.435.10 , марка ВРД 4,0×4,2 .

Для в'їзду передбачений пандус шириною 5,0 м і висотою 150 мм. Полотна воріт навішують на стійки рам воріт серії ПР 05-36.2 [3].

Ліхтарі

У станції обслуговування великогабаритної техніки прийняті світлоаераційні ліхтарі серії 1.464-11, розмірами 6×24 м і 6×18 м.

Ліхтар П-подібного перерізу, із вертикальним склінням розташований на поздовжніх осях прольотів. Ліхтар шириною 6 м, номінальна висота обрамлення 1.8 м.

Основними елементами сталевих конструкцій ліхтаря являються ліхтарні ферми, ліхтарні панелі, торцеві глухі панелі та зв'язки по ліхтарях.

Ліхтарні ферми надбудовують над кроквяними фермами в їх площині, разом вони утворюють поперечник ліхтаря [1]. Ліхтарні панелі з навішеними на них обрамленнями утворюють поздовжній фронт. У нижній глухій частині ліхтарні панелі мають фермочки, котрі сприймають вертикальні навантаження .

Довжина торцевих панелей рівна ширині ліхтаря. Конструкція покрівлі по ліхтарним фермам прийнята, як і основна покрівля будівлі. Зв'язки по ліхтарях встановлюються в середніх і крайніх кроках температурного відсіку. Вони сприймають поздовжню силу від вітрового навантаження, що діє на ліхтар і передає її на кроквяні конструкції. За своїм розміщенням вони поділяються на:

- зв'язки площини верхнього поясу ліхтарних ферм у вигляді хрестової схеми;
- зв'язки площини стояків ліхтарних ферм у вигляді фермочок з паралельними поясами і *W*- подібними ґратами.

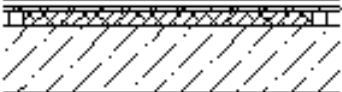
Ліхтарні обрамлення навішують на ліхтарні панелі. Сталеві обрамлення світлоаераційних ліхтарів номінальною довжиною 6 м і висотою 0,6-1,2 м.

Підлоги

У запроектованій будівлі прийнято підлогу бетонну [1].

Таблиця 3.7

Експлікація підлоги

Приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Дані елементів підлоги	Площа, м ²
ЗБК	1		Бетон 100мм Гравійно-щебенева підготовка 120мм Ущільнений ґрунт	1188

4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1. Інженерно-геологічна оцінка умов будівельного майданчика

Будівництво передбачається у місті Остер.

Для району будівництва характерні такими природно-кліматичні умови:

- район кліматичний — I (північно-західний)
- вітрове навантаження — 500 Па;
- снігове навантаження — 1410 Па;
- нормативна глибина промерзання ґрунту — 0,8 м;
- температура повітря найхолоднішої п'ятиденки — мінус 20;
- сейсмічність району до 7 балів.

Середньорічна кількість опадів 655 мм/рік. Абсолютна мінімальна температура повітря -22°C , абсолютна максимальна $+27^{\circ}\text{C}$.

Глибина залягання рівнів ґрунтових вод від 1,9 м до 2,6 м з позначками 18,10-18,40м.

Основою фундаментів споруди є ІГЕ-2 суглинок в напівтвердому стані з такими фізико-механічними характеристиками:

Кут внутрішнього тертя, φ — 23° ;

Питома вага γ — 17,8 кН/м³;

Питоме зчеплення, c — 18,0 кПа.

Модуль деформації, E — 15,0 МПа.

4.2 Підбір глибини закладання підшви фундаменту

Згідно з конструктивним рішенням будівлі та для уніфікації приймаємо збірний залізобетонний фундамент «стаканного» типу.

Відповідно до діючого ДБН В.2.1–10–2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» [24] і ґрунтуючись на ДСТУ Б В.2.1-2-96 «Основи та підвалини будинків і споруд», визначаємо глибину закладання згідно місцевих умов будівництва у рекомендованому порядку.

Згідно інженерно-геологічних вишукувань за основу приймаємо ґрунт – суглинок напівтвердий.

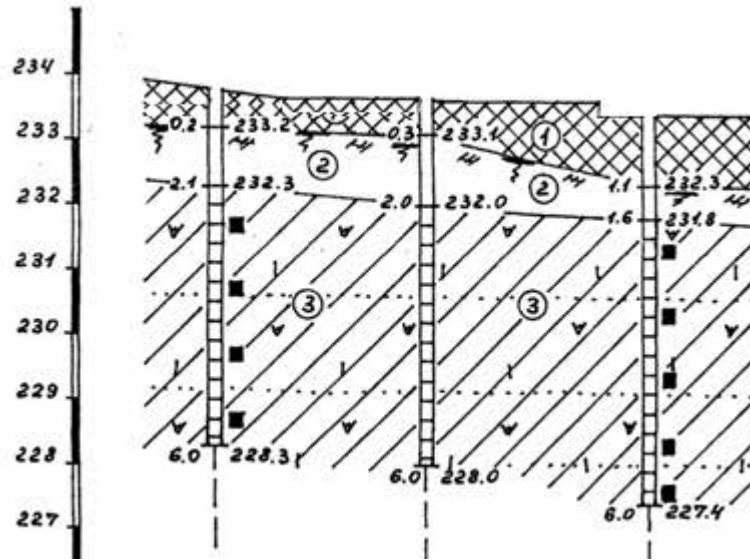


Рис. 4.1. Інженерно геологічний розріз 1-1

Нормативну глибину промерзання ґрунту d_{tn} м, визначаємо із теплотехнічного розрахунку. Нормативне значення визначимо за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{[(-3,4) + (-4,3) + (-3,6)]} = 0,23 \cdot \sqrt{11,3} = 0,773 \text{ (м)},$$

де d_0 – коефіцієнт впливу ґрунту, що для суглинків і глин дорівнює $d_0 = 0,23$ м;

M_t - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в цьому районі.

Згідно отриманого значення попередньо приймаємо нормативну глибину промерзання $d_{fn} = 0,8$ (м) [9].

Визначаємо розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 0,8 = 0,88 \text{ (м)},$$

Згідно умови: $H_f = 0,9 \geq d_f = 0,85$ м

Гідрогеологічний фактор вказує: рівень ґрунтових вод $d_w = -1,9$ м

Перевіряємо умови: $d_w = -1,9 \text{ м} > d_f + 0,1 = 0,95$ м

Глибина закладання підшви фундаментів повинна бути не менше d_f , тобто $H_f = -0,95 \text{ м} > d_f = -0,85 \text{ м}$

Верх позначку фундаменту влаштовуємо на відмітці $-0,150$ м від відмітки підлоги. Приймаємо глибину закладання фундаменту $H_f = -1$ м.

4.3. Збір навантаження на 1м²

Компоновка конструктивної схеми

Таблиця 4.1

Збір навантажень на 1м² покриття

№п/п	Найменування навантажень і розрахунок	$N_{ср}^n, \text{кН/м}^2$		$\gamma_{ср}$	$N_{ср}^k, \text{кН/м}^2$	
		q'	q''		g	p
1.	Евроцубероїд $t=20\text{мм}=0.02\text{м}$ $\rho=6\text{кН/м}^3$ $q'=0.02*6=0.12$	0.12	-	1.2	0.144	-
2.	Цементна стяжка $t=30\text{мм}=0.03\text{м}$ $\rho=20\text{кН/м}^3$ $q'=0.03*20=0.6$	0.6	-	1.1	0.66	-
3.	Утеплювач із керамзиту $t=170\text{мм}=0.17\text{м}$ $\rho=6\text{кН/м}^3$ $q'=0.17*6=1.02$	1.02	-	1.2	1.224	-
4.	Пароізоляція із рубероїду $t=5\text{мм}=0.005\text{м}$ $\rho=6\text{кН/м}^3$ $q'=0.005*6=0.03$	0.03	-	1.2	0.036	-
5.	з/б плита покриття	2.7	-	1.1	2.97	-
6.	Закладання швів між панелями	0.2	-	1.3	0.22	-
7.	Затирання стелі	0.1	-	1.3	0.12	-
8.	Снігове навантаження	-	1.32	1.04	-	1.55
9.	Сумарне навантаження	4.77	1.32	-	5.574	1.55
10.	Повне навантаження	$q_k^n=6.09$			$q_k=7.12$	

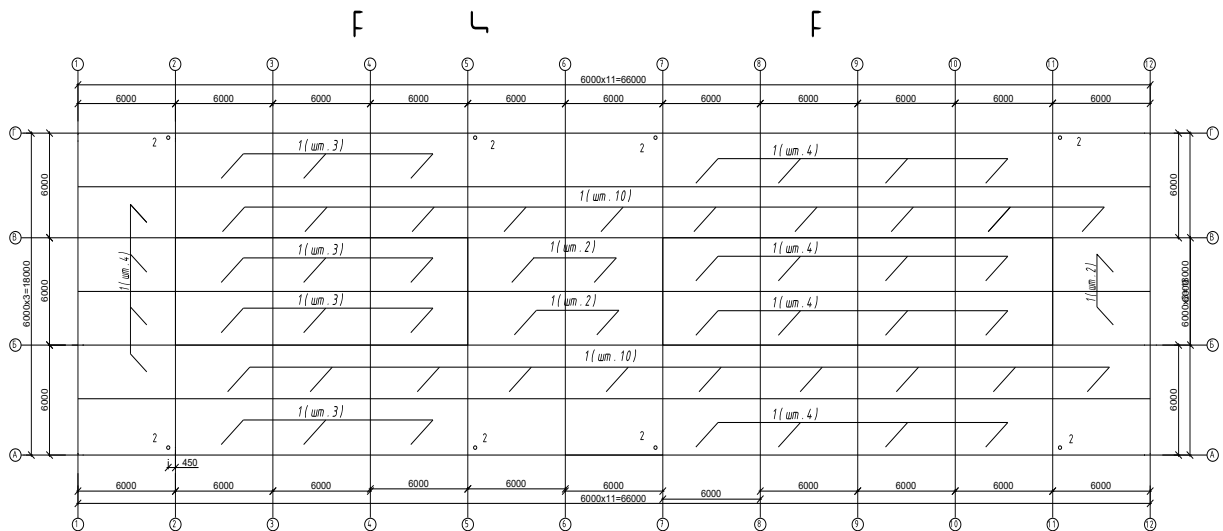


Рис. 4.2. Схема розміщення плит покриття

1. Розміри будівлі – 66x18м
2. Промислова будівля з повним каркасом, із збірних залізобетонних елементів

3. Переріз колони 1000х400мм
4. Схема розміщення елементів покриття

4.4. Розрахунок залізобетонної плити покриття

Ребристі плити покриття

Розраховуємо і конструюємо ребристу плиту 3×6 м для теплового безгорищного покриття будівлі прольотом 18 м по сегментних фермах. Армвані плити передбачуємо з попередньо напруженою стержневою арматурою класу **A600С**. Для зварних сіток застосовуємо арматурний дріт класу Вр-1.

Важкий бетон класу С25/30.

Розрахунок плити за міцністю.

$$L=6 \text{ м;}$$

$$h=0.3 \text{ м;}$$

$$B=3 \text{ м;}$$

$$q_k^n=6.39 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_k=7.25 \text{ кН/м}^2;$$

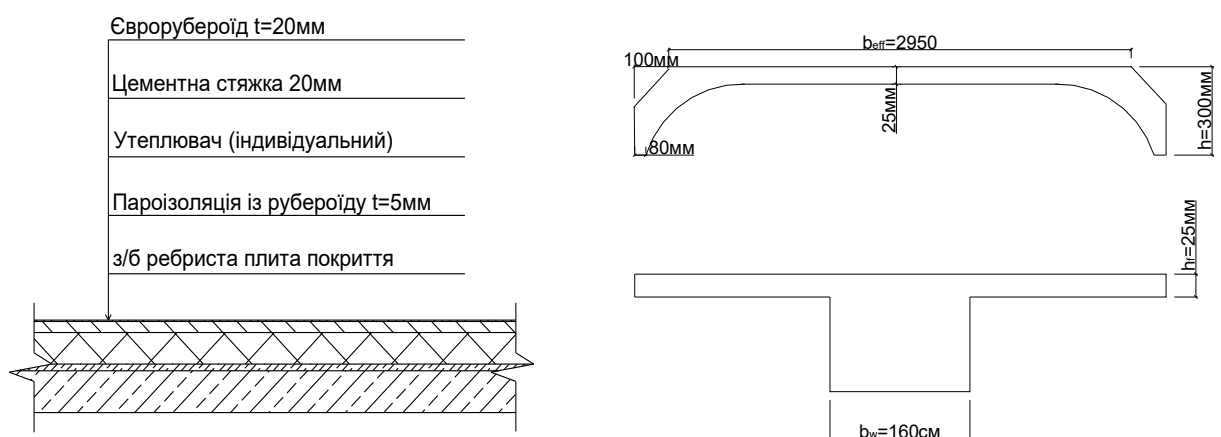


Рис. 4.3. До розрахунку плити покриття

Визначення прольотів

$$a=50-60 \text{ мм;}$$

$$l_k=6000-20=5980 \text{ мм};$$

$$l_p=5980-140=5840 \text{ мм}.$$

Статичний розрахунок

Балка згідно з розрахунковою схемою розглядається як багато прольотна нерозрізна. Рівномірно розподіленим навантаженням по всій довжині. В результаті дії навантаження виникають зусилля:

$$M_{cd}=(q+p)l/11=(5.704+1.55)/0.88^2/11=0.51\text{кН}\times\text{м}=510\text{Н}\times\text{м}$$

$$L=l_1-b=0.98-0.1=0.88\text{м};$$

Матеріали

Арматура: А500С [7] – робоча

$$f_{ud}(R_s)=365\text{МПа}$$

А240С – поперечна [7]

Бетон: С30: $f_{cd}(R_c)=17\text{МПа}$

$$S_{ctd}(F_{cd_t})=1.2\text{МПа}$$

$$E_{cd}(E_{sk})=32.5\times 10^3\text{МПа}$$

Задані і приведені перерізи

Розрахунок нормальних перерізів по міцності

Визначаємо розрахунковий випадок для таврового перерізу:

$$g=0.144+0.66+1.224+0.036+0.6875=2.75\text{кН/м}^2$$

$$g_{pl}^n=0.025\times 25000=625\text{Н/м}^2$$

$$g_{pl}=625\times 1.1=687.5\text{Н/м}^2$$

Загальне навантаження на плиту

$$g=144+66+1224+3.6+687=2124.6\text{Н/м}^2=2.12\text{кН/м}^2$$

Корисна товщина плити:

$$d=h-c=h_f/2=2.5/2=1.25\text{см}$$

Визначаємо коефіцієнт α_m при $b=1\text{м}$:

$$F_{cd}=17\text{МПа} \text{ – для бетону класу С30; } \gamma_c=0.9$$

За таблицею додатку [12] знаходимо $\xi=0.11$; $\delta=0.947$;

Площа перерізу арматури V_r -I на полосу шириною 1 м

$$R_s=375\text{МПа} \text{ – для арматури класу } V_r\text{-I, } d=3\text{мм}$$

Приймаємо зварну сітку з поздовжньою арматурою діаметром 3 класу Вр-1,

$A_s = 0.71$ см², крок 100мм і поперечної см², , крок 200мм на 1 м ,

діаметром 3 класу Вр-1; $\sum A_s = 0.71 + 0.35 = 1.06$ см²

Відсоток армування

$$\mu = \frac{A_s}{A} * 100 = \frac{1.42}{100 * 1.25} = 1.136\% > \mu_{min} = 0.1\%$$

Розрахунок поперечних ребер на стійкість

Поперечні ребра запроектовано з кроком $l_1=98$ см і вони жорстко з'єднані з плитою і з поздовжніми ребрами. Отже, поперечне ребро розраховуємо як балку таврового перерізу із защемленою опорою (ребро розглядаємо як вільно оперту балку).

Тимчасове (снігове) навантаження:

$$p=1320 \times 0.98=1293.6 \approx 1.29 \text{кН/м}$$

Постійне розрахункове навантаження q з урахуванням власної маси ребра становить:

$$q=q_{pl}^1+q_p=2750.098 \times 0.98+(0.1+0.05)/2 \times 0.125 \times 1 \times 25000 \times 1.1=3782 \text{Н/м}=3.78 \text{кН/м},$$

$$\text{Загальне навантаження } (q+p)=3.78+1.29=5.07 \text{кН/м}$$

$$M_d=(q+p) \times l_0^2/24=5.07 \times 2.9^2/24=1.77 \text{кН} \times \text{м}$$

Згинаючий момент на опорі

$$M_A=(q+p) \times l_0^2/12=5.07 \times 2.9^2/12=3.55 \text{кН} \times \text{м}$$

Поперечна сила

$$V_{ed}(Q_A)=(q+p) \times l/2=5.07 \times 2.9/2=7.35 \text{кН} \times \text{м}$$

З урахуванням розвитку пластичних деформацій можна прийняти рівні моменти у плиті і на опорі:

$$M_d=(q+p) \times l_0^2/16=5.07 \times 2.9^2/16=2.66 \text{кН} \times \text{м}$$

Корисну висоту перерізу ребра приймаємо: $d=h-c=15-2.5=12.5$ см. Отже, розрахунковий переріз ребра у прольоті є тавровим з полкою в стиснутій зоні: $b'_f=98 \text{см} < b_f+2(l/6)=10+2(290/6)=106 \text{см}$. Знаходимо коефіцієнт

Умова виконана, тому відповідно вісь проходить у полці:

Нейтральна вісь проходить в полці.

Приймаємо приблизно $\delta=0.995$ і $\xi=0.01$;
 $x=\xi \times d=0.01 \times 12.5=0.125 \text{ см} < h'_f=2.5 \text{ см}$;

Тоді необхідна площа нижньої поздовжньої арматури у ребрі становитиме:

Де $R_s=355 \text{ Мпа}=355 \times 100 \text{ Н/см}^2$ для арматури класу А400С, діаметром 10мм;

Приймаємо: один $\emptyset 10$ А500С, $A_s=0.503 \text{ см}^2$

Відсоток армування (по перерізу ребра) становить:

$$\mu = \frac{0.503 * 100}{0.5(5 + 10)12.5} = 0.538 \text{ см}^2$$

Площа верхньої розтягнутої арматури на опорі

Знаходимо коефіцієнт α_m по опорному моменту

$$\alpha_m = \frac{270000 * 0.95}{7.5 * 12.5^2 * 17(100) * 0.9} = 0.143$$

$\delta=0.895$, $\xi=0.155$.

Враховуючи на опорі дію поперечних стержнів сітки плити, де на 1м є $10\emptyset 3$, $A_s=0=0.84-0.71=0.13 \text{ см}^2$. з конструктивних вимог приймаємо верхній стержень такий самий як нижній, $1\emptyset 10$ А500С, $A_s=0.503 \text{ см}^2$.

Перевіряємо несучу здатність перерізу ребра на попереччу силу з умов роботи бетону на розтяг за умов поперечної арматури.

$$Q_{b,mlp} = \phi_{b3} \times f_{cd} \times \gamma_c \times b \times d = 0.6 \times 1.2(100) \times 0.9 \times 7.5 \times 12.5 = 6075 \text{ Н} > V_{ed} = 7350 \text{ Н}$$

Умова не виконується, тому розрахунок поперечної арматури потрібний.

$$A_{sw} = Q_{sw} \times n = 0.503 \times 2 = 1.006 \text{ см}^2$$

$$q_{sw} = Q^2 / (4 \times B) = 7350^2 / (4 \times 19.5) = 0.69 \text{ кН/см}$$

$$S_a = (F_{ywd} \times A_{sw}) / q_{sw} = (17.5 \times 1.006) / 0.69 = 25.5 \text{ см} = 255 \text{ мм}$$

$$S_0 = (2 \times F_{ywd} \times q_{sw} \times A_{sw}) / (F_{cdt} \times B) = (2 \times 17.5 \times 1.006) / (16 \times 0.9) = 20.4 \text{ см} = 204 \text{ мм}$$

$$B = \phi_{b2} \times (1 + \phi_t') \times F_{cdt} \times b \times h_0^2 = 2 \times (1 + 2.61) \times 1.2 \times 16 \times 0.9 \times 12.5^2$$

$$\phi_t = 0.75 * \frac{[(b)_{eff} - b] * h_f}{b_w * d} = 0.75 * \frac{(295 - 16) * 2.5}{16 * 12.5} = 2.61$$

Приймаємо такі стержні: $\varnothing 8$ A240C з кроком 150мм по всій довжині

Розрахунок поздовжніх ребер на стійкість

Великопанельну плиту розглядаємо як вільно лежачу на двох опорах балку П-подібного поперечного перерізу. Переріз приводиться до таврового перерізу з полкою в стиснутій зоні. Знаходимо розрахунковий проліт плити, приймаємо ширину опори 12см:

$$l_0 = l - 12 \times 2 / 2 = 598 - 12 = 586 \text{ см.}$$

Максимальний згинаючий момент

$$M_{d1} = B(g+p) \times l^2 / 8 = 3 \times (4150 \times 5.87^2) / 8 = 53623 \text{ Н} \times \text{м, де}$$

$(g+p) = 2750 + 1400 = 4150 \text{ Н/м}^2$; B – номінальна ширина панелі (відстань по осях) 3м.

Згідно нормативних документів введена у розрахунок ширина висіння полки в кожну сторону від ребра не повина перевищувати половини відстані між сусідніми ребрами та 1/6 прольоту розрахункового елемента. При $l_0 = 586 \text{ см}$ і $B = 300 \text{ см}$ розрахункова ширина полки в стиснутій зоні становить:

$$b_f' = l_0 / 6 \times 2 + 2b_m = 586 / 6 \times 2 + 2 + 16 = 213 \text{ см, } b_c = 295 \text{ см;}$$

$$\text{Робоча висота ребра дорівнює: } d = h - c = 30 - 3.5 = 26.5 \text{ см}$$

Для визначення розрахункового випадку таврового перерізу перевіримо умову рахуючи $x = h_f'$:

$$M_d \leq F_{cd} \times \gamma_{b2} \times h_f' \times b_t' (d - 0.5 \times h_f')$$

$$M_d = 5362300 \text{ Н} \times \text{см} < 17(100) \times 0.9 \times 2.5 \times 212(26.5 - 0.5 \times 2.5) = 20500000 \text{ Н} \times \text{см};$$

Оскільки умова виконується, відповідно, нейтральна вісь проходить в межах полки.

Шукаємо коефіцієнт A_0 як для елемента прямокутного перерізу шириною b'_t :

$$\text{З таблиці додатку знаходимо } \delta = 0.988, \xi = 0.022$$

Розрахунок поздовжньої арматури

Для варіанту з попередньо напруженою арматурою класу А600С, $f_{yd} = 680 \text{ МПа}$:

$$A_s = \xi \times b'_t \times d \times f_{yd} \times \gamma_{b2} / f_{yd} = 0.024 \times 212 \times 26.5 \times 17 \times 0.9 / 510 = 3.7 \text{ см}^2,$$

Приймаємо відповідно 2 стержні $\emptyset 16$, $A_s = 3.7 \text{ см}^2$. Відсоток армування $\mu = 3.7 \times 100 / (16 \times 26.5) = 0.94\%$. Арматуру розміщуємо в кожному ребрі.

Розрахунок поздовжніх ребер на поперечну силу

Найбільша поперечна сила на опорі панелі дорівнює:

$$V_{ed \max} = (g + p) \times B \times l_0 \times \gamma_n = 4430 \times 3 \times 5.87 \times 0.95 / 2 = 34713 \text{ Н}, \text{ на одне ребро}$$

$$V_{ed} = 34713 / 2 = 17356 \text{ Н} = 17.4 \text{ кН}.$$

Поперечна сила, що сприймається бетоном ребра при його роботі на розтяг, задля забезпечення стійкості за похилою тріщиною.

$$V_{ed \min} = \phi_{b3} \times f_{cd} \times \gamma_{b2} \times b \times d = 0.6 \times 1.066 \times 1.2(100) \times 0.9 \times 8 \times 26.5 = 13700 < V_{ed} = 18600 \text{ Н},$$

$$\phi_f = 0.75 \times (3 \times h'_f \times h'_f) / b \times d = 0.75 \times (3 \times 2 \times 5^2) / 8 \times 26.5 = 0.066 < 0.5;$$

Отже потрібна поперечна арматура. Проводимо перевірку похилого перерізу при наявності поперечної арматури.

Необхідно визначити проекцію розрахункового похилого перерізу на поздовжню вісь s . Вплив звісу стиснутої полки визначаємо коефіцієнтом $\phi_t = 0.066$. Так як в розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а $V_b = \phi_{b2} \times (1 + \phi_f) \times f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 = 2 \times 1.066 \times 1.2 \times (100) \times 0.9 \times 8 \times 26.5^2 = 13 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см}$, тож $s = V_b / 0.5 \times Q = 13 \times 10^5 / (0.5 \times 17356) = 149.8 \text{ см} > 2 \times h_0 = 2 \times 26.5 = 53 \text{ см}$

Приймаємо $c=53\text{см}$. Тоді $Q_b=V_b/c=13\times 10^5/53=24.5\times 10^3$
 $N=24.5\text{kN}>Q=17.4\text{kN}$, відповідно поперечна арматура по розрахунку не потребується, але вона потрібна за конструктивними вимогами в при опорних ділянках на довжину, рівну $\frac{1}{4}$ прольоту.

Підбираємо поперечну арматуру:

Для варіанту з напруженою арматурою приймаються стержні діаметром 4мм, класу Вр-1 с $A_{sw}=0.126\text{см}^2$;

У кутах перетину поздовжніх і крайніх поперечних ребер з конструктивних вимог установлюють Г-подібні сітки С-1 із арматури $\varnothing 4$ Вр-1.

Відстань між стержнями повинна бути не більше $s=h/2=30/2=15\text{см}$.
Додатковий каркас із арматури діаметром 4 Вр-1 ставимо в кожному ребрі на при опорних ділянках на $\frac{1}{4}$ прольоту.

Розрахунок поздовжніх ребер за граничними станами другої групи

Розрахунок виконуємо у такій послідовності: визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу; вираховуємо витрати попередньої напруги арматури; розраховуємо деформації – визначаємо прогини; розраховуємо по утворенню тріщин.

Визначення геометричних характеристик приведенного перерізу.

Визначаємо:

$$a=1.9\times 10^5/(0.29\times 10^5)=5.87$$

$$\alpha=E_s/E_{sk}=1.9\times 10^5/(0.29\times 10^5)=6.54$$

Для напружуваної арматури для сітки із арматури класу Вр-1, а $A_{sp}=6.54\times 4.02=26.29$; $aA'_s=5.87\times 0.71=4.16\approx 4.2$.

Площа приведенного перерізу за формулою:

$$A_{red}=A+aA_{sp}+aA'_s=2.5\times 212+16\times 27.5+26.29+4.2=1000.49\text{см}^2$$

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані визначається за формулою:

$$S_{red}=S+aS_p+aS'_s=2.5+212+28.8+16\times 27.5\times 13.75+26.29\times 3.5+4.16\times 28.8=21866\text{см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжіння приведенного перерізу
 $y_0 = S_{red}/A_{red} = 21866/995 = 21.85 \text{ см}$, до верхньої грані $(h - y_0) = 30 - 21.85 = 8.15 \text{ см}$.

Момент інерції приведенного перерізу визначаємо за формулою:

$$I_{red} = I + aA_{sp} \times y_p^2 + aA'_s \times y'_s{}^2 = 212 \times 2.5^3 / 12 + 212 \times 2.5 \times 6.9^2 + 16 \times 27.5^3 / 12 + 16 \times 27.5 \times 7.95^2 + 26.29 \times 18.2^2 + 4.16 \times 6.9^2 = 293349 \text{ см}^4, \text{ де}$$

$$y_p = 21.85 - 3.5 = 18.35 \text{ см}; \quad y'_s = 8.15 - 1.25 = 6.9 \text{ см}.$$

Момент опору попереднього перерізу відносно нижньої грані становить

$$W = I_{red}/y_0 = 293349/21.85 = 13425 \text{ см}^3, \text{ по верхній зоні}$$

$$W'_{red} = I_{red}/(h - y_0) = 293349/8.15 = 35993 \text{ см}^3$$

Відстань від верхньої ядрової точки та до центру тяжіння попереднього перерізу:

$$w_{\phi} \times (I_{red}/A_{red}) = 0.85 \times (13425/1000.49) = 13.41 \text{ см}, \text{ де } \phi = 1.6 - \sigma_b / F_{cd,ser} = 1.6 - 0.75 = 0.85;$$

відношення максимальної напруги у стиснутому бетоні від зовнішнього навантаження й зусилля зжимання попереднім навантаженням σ_b до розрахункового опору бетону, що для попередніх станів другої групи $F_{cd,ser} - (\sigma_b, F_{cd,ser})$ прийнято попередньо 0.75.

Відстані від нижньої ядрової точки до центру тяжіння попереднього перерізу

$$r_{w'} = 0.85 W'_{red}/A_{red} = 0.85 \times 35993/1000.49 = 35.97 \text{ см}.$$

Пружнопластичний момент опору у розтягнутій зоні

$$W_{\gamma} = \gamma \times W_{red} = 1.75 \times 13425 = 23493 \text{ см}^3,$$

де $\gamma = 1.75$ – приймається для таврового перерізу з полкою в стиснутій зоні.

Пружнопластичний момент опору по розтягнутій зоні у стадії виготовлення і обтискання панелі:

$$W = \gamma \times W'_{red} = 1.5 \times 35993 = 53989 \text{ см}^3,$$

Тут $\gamma = 1.5$ – для таврових перерізів з полкою в розтягнутій зоні при $b_1/b < 2$ і $h_f/h < 0.2$

Жорсткість плити в перерізі без тріщин в розтягнутій зоні:

$$B = \phi \times E_b \times I_{red} = 0.85 \times 0.29 \times 10^5 \times 293349 = 723.1 \times 10^7 \text{ Мпа} \times \text{см}^4.$$

Визначення втрат попереднього напруження σ_{los} у механічному напруженні арматури на упори.

Попереднє напруження арматури приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0.9 \times R_{s, ser} = 0.9 \times 785 = 708 \text{ МПа, де}$$

$$R_{s, ser} = 785 \text{ МПа для арматури класу А600С}$$

Перевіряємо умову для стержневої арматури:

$$\sigma_{sp+p} = 708 + 35.4 = 743.4 \text{ МПа} < R_{s, ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp-p} = 708 - 35 = 673 \text{ МПа} > 0.3 R_{s, ser} = 236 \text{ МПа,}$$

$$\text{де } p = 0.05 \times \sigma_{sp} = 0.05 \times 708 = 35.4 \text{ МПа}$$

Приймається стійкість бетону у момент відпуску арматури:

$$F_{cdp} = 0.7 \times B = 0.7 \times 30 = 21 \text{ МПа.}$$

Втрати попередньої напруги арматури

Перші втрати:

від перепаду температур (при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$)

$$\sigma_2 = 1.25 \times \Delta t = 1.25 \times 65 = 81.2 \text{ МПа};$$

від релаксації напруги в арматурі

$$\sigma_1 = 0.1 \times \sigma_{sp} - 20 = 0.1 \times 708 - 20 = 50.8 \text{ МПа};$$

від деформацій анкерів, розміщених біля натяжних пристроїв,

$$\sigma_3 = \Delta l \times E_s / l = 0.365 \times 1.9 \times 10^5 / 700 = 100 \text{ МПа,}$$

де $\Delta l = 1.25 + 0.15 \times d = 1.25 + 0.15 \times 16 = 3.65 \text{ мм}$; $l = 7 \text{ м}$ – довжина натяжного

стержня;

при деформації бетону від швидкіскаючої повзучості для бетону, підпадаючого тепловій обробці, при

$$\sigma_{bp} / f_{cdp} = 4.5 / 21 = 0.27 < \alpha = 0.25 + 0.025 \times f_{cdp} = 0.25 + 0.025 \times 21 = 0.77;$$

$$\sigma_6 = 0.85 \times 40; \sigma_{bp} / f_{cdp} = 0.85 \times 40 \times 0.24 = 7.14 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + (P_1 \times e_{0p} \times y_0) / I_{red} = 191352 / 1000.49 + (191352 \times 18.2 \times 21.85) / 293349$$

$$= 452.18 \text{ Н/см}^2 = 4.5 \text{ МПа}$$

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \times A_{sp} = (708 - 50.8 - 81.2 - 100) \times 4.02(100) = 191352 \text{ Н} = 191.352 \text{ кН};$$

$$e_{cp} = y_0 - a = 21.85 - 3.5 = 18.35 \text{ см.}$$

перші втрати напруг

$$\delta_{los1} = \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_6 = 50.8 + 81.2 + 100 + 7.14 = 239.14 \text{ МПа} \approx 239 \text{ МПа}$$

другі втрати:

$$\text{від повзучості бетону при } \sigma_{bp} / f_{cdp} = 0.21 < \alpha = 0.85;$$

$$\text{від усадки бетону } \sigma_8 = 35 \text{ МПа};$$

$\sigma_9 = 150 \times \alpha \times \sigma_{bp} / f_{cdp} = 150 \times 0.85 / 0.21 = 60.7 \text{ МПа}$, де $\alpha = 0.85$ для бетону, підлягаючого тепловій обробці при атмосферному тиску.

Сумарне значення других втрат напруги:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 60.7 = 95.7 \text{ МПа}$$

Загальні втрати попереднього напруження арматури:

$$\sigma_{os} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 23.14 + 95.7 = 334.84 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

що більше установленого мінімального значення втрат.

Рівнодіюча сил обтискання з урахуванням всіх втрат і точності напруги $\gamma_p = 1$.

$$P_2 = A_{sp} \times \gamma_p \times (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4.02 \times 1 \times (708 - 334.84)(100) = 150010.32 \text{ Н} = 150 \text{ кН.}$$

Розрахунок деформацій (визначення прогинів)

Спочатку вираховуємо той момент, який сприймається нормальним перерізом плити:

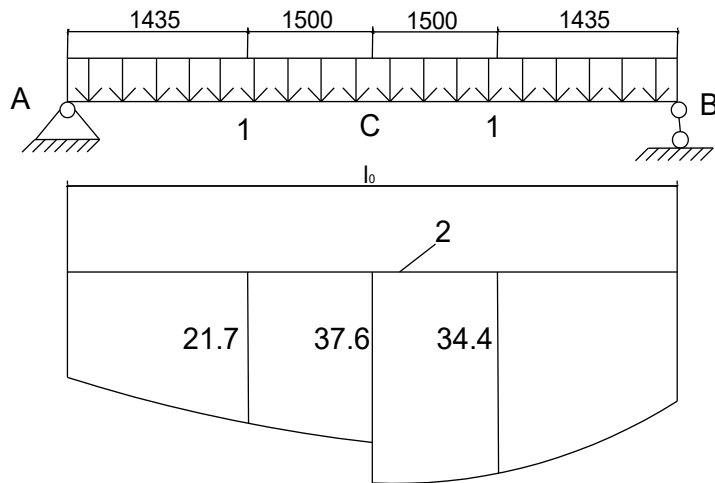


Рис. 4.4. Переріз плити і еюра моментів до розрахунку по деформаціях до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин

$$M_{cr} = \gamma_{f_{ctd, cer}} \times W_{pl} + P_2(l_{op} + r) =$$

$$= 1.8(100) \times 23493 + 1500 \cdot 10.32(18.35 + 3.5) = 75.06 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{м}$$

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.75 \times 13425 = 23493 \text{ см}^3; \gamma = 1.75;$$

$$w = 0.85 W_{red} / A_{red} = 0.85 \times 13425 / 1000.49 = 13.41 \text{ см}$$

$$M_{cn} = (B \times (g_n + p_n) \times l_0^2 \times \gamma_n) / 8 = (3 \times (4770 + 1320) \times 5.87^2 \times 0.95) / 8 = 74.8 \times 10^3 > M_{cr}$$

$$= 75.06 \times 10^3 \text{ Н} \times \text{м},$$

Відповідно в перерізі прольоту (переріз с-с) $M_{cr} < M_{cn}$ і переріз працює з тріщинами. Розбиваємо напівпрольот на дві частини: відстань між суміними перерізами 1.5

Момент в перерізі 1-1

$$\text{де } q^n = (g^n + p^n) \times B = (4770 + 1320) \times 3 = 18270 \text{ Н/м};$$

$$R_A = FCD = q^n \times l_0 / 2 = 18270 \times 5.87 / 2 = 53622.45 \text{ Н},$$

Відповідно, в перерізі 1-1 і далі до опори що панель працює без тріщин в розтягнутій зоні.

Вираховуємо моменти від довгодіючого нормативного навантаження M_{ld}^n (постійної і тимчасово діючої) та від нормативного короткочасового навантаження M_{cd}^n .

При відношенні $q_{ld}^n/q^n=(4770+396)/(4770+1320)=0.805$ і $p_{ld}^n/g^n=924/6090=0.151$ моменти Md_{ld}^n і Md_{cd}^n будуть:

В перерізі с-с по середині панелі:

$$Md_{ld}^n=74.8 \times 0.805=60.2 \text{кН} \times \text{м};$$

$$Md_{cd}^n=74.8 \times 0.105=7.8 \text{кН} \times \text{м};$$

В перерізі 1-1:

$$Md_{ld}^n=55.2 \times 0.805=44.4 \text{кН} \times \text{м};$$

$$Md_{cd}^n=55.2 \times 0.105=5.8 \text{кН} \times \text{м};$$

Наближена оцінка деформативності панелі виникає за умови, коли $l/d=587/26.5=22.2 > 12$ і вплив зрушень не враховується (18 $h_0/l=0$); $l/h_0=22.2 > \lambda_{lim}=21$ (по таблиці додатку); умова не виконується, тому потрібний розрахунок прогинів.

Визначаємо прогин в перерізі с-с наближеним методом, використовуємо для обчислення кривизни формулу:

де

k_{1cd} , k_{1ld} , k_{2ld} , k_{3ld} – коефіцієнти для таврових перерізів з полкою в стиснутій зоні (табл. з додатку) прийняті інтерполяцією при таких параметрах:

$$\phi_f(Y)=0; \quad \phi'_f(Y'')=((b'_f-b) \times h'_f \alpha / 2v \times A_s) / b \times h_0 = ((212-16) \times 2.5 - 5.87/2 \times 0.15 \times 0.71) / 16 \times 26.5 = 1.12 \text{ (для визначення коефіцієнта } k_3);$$

$$\mu \alpha = (A_{sp} \times E_s) / (b \times h_0 \times E_{sk}) = (4.02 \times 1.9 \times 10^5) / (16 \times 26.5 \times 0.29 \times 10^5) = 0.06 \approx 0.1 \text{ см};$$

$$\phi'_f(Y'') = ((212-16) \times 2.5 + 5.97/2 \times 0.15 \times 0.71) / (16 \times 26.5) = 1.2 \text{ (для визначення коефіцієнтів } k_1 \text{ і } k_2);$$

$$\mu \alpha = (A_{sp} \times E_s) / (b \times h_0 \times E_{sk}) = (4.02 \times 1.9 \times 10^5) / (16 \times 26.5 \times 0.29 \times 10^5) = 0.06 \approx 0.1 \text{ см};$$

так як коефіцієнти k в таблиці додатку дані при $\phi'_f(Y'') \leq 1$, то прийняті значення k_1 k_2 k_3 при $\phi'_f(Y'')=1$: $k_{1cd}=0.69$; $k_{1ld}=0.515$; $k_{2ld}=0.13$; $k_{3ld}=1.01$

Максимальний прогин знаходимо:

$$f_{\max} = (5/48) \times (1/r) \times l_0^2 = (5/48) \times 9.37 \times 10^5 \times 5.87^2 = 3.36 \text{ см} < f_{\lim} = 1/150 \times l = 587/150 = 3.9 \text{ см}$$

(при урахуванні постійних, довгих короткочасних навантажень).

Розрахунок по розкриттю тріщин

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента a_{crc} , визначаємо за формулою

$$a_{crc} = \delta \times \phi_1 \times \varepsilon \times (\sigma_s / E_s) \times 20 \times (3.5 - 100 \times \mu) \times \sqrt[3]{d} = 1 \times 1 \times 1 \times (146/2 \times 10^5) \times 20 \times (3.5 - 100 \times 0.0036) \times \sqrt[3]{16} = 0.09 < \lim = 0.2 \text{ мм}$$

$\phi_1 = 1$ при короткочасному навантаженні і продовженні дії постійних і довгих навантажень;

$\delta = 1$ – для згинаючих елементів;

$\phi_1 = (1.60 - 15 \times \mu)$ – при продовженні дії постійних і довгих навантажень;

$\varepsilon = 1$ для стержневої арматури періодичного перерізу.

Розрахунок по довгому розкритті тріщин

Напруга у розтянутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{M_{ld}^n - P_2(z_1 + e_{sp})}{A_{sp} \times z_1} = \frac{60.2 \times 10^5 - 150010.32(26.48 - 0)}{4.02 \times 26.48} = 1460196 \text{ Н/см}^2 = 146 \text{ МПа}$$

Па, де $e_{sp} = 0$;

$$z_1 = d_{\square} \left[1 - \frac{\phi_f' \cdot \frac{h_f'}{h_0} + \xi^2}{2(\phi_f' + \xi)} \right] = 26.5 \left[1 - \frac{1.2 \cdot \frac{2.5}{26.5} + 0.095^2}{2 \cdot (1.2 + 0.095)} \right] = 26.48 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \cdot (\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} + \frac{1.5 + \phi_f'}{11.5 \cdot \frac{e_{s,tot}}{d_{\square}} - 5} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \cdot (0.03 + 1.15)}{10 \cdot 0.06}} + \frac{1.5 + 1.2}{11.5 \cdot \frac{40.13}{26.5} - 5} = 0.095 > \frac{h_f'}{d_{\square}}$$

;

$$\delta = \frac{M_z}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{60.2 \times 10^5}{16 \cdot 26.5^2 \cdot 17(100)} = 0.03;$$

$$(M_{d_z} = M_{ld}^n = 60.2 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см});$$

$$\lambda = \phi_f' \times (1 - h_f') / (2 \times h_0) = 1.2 \times (1 - 2.5) / (2 \times 26.5) = 1.15;$$

$$e_{s,tot} = M_{d_z} / N_{tot} = 60.2 \times 10^5 / 150010.32 = 40.13$$

$$\mu \alpha = (A_{sp} \times E_s) / (b \times h_0 \times E_{sk}) = (4.02 \times 2 \times 10^5) / (16 \times 25.6 \times 0.325 \times 10^5) \approx 0.06;$$

$$e_{s,tot} = M_{d_z} / N_{tot} = 60.2 \times 10^5 / 150010.32 = 40.13$$

Приймаючи при довгій дії навантаження $\phi_1=1.6-15 \times \mu^2=1.6-15 \times 0.0036=1.546$ і при $\delta=1$, $\varepsilon=1$, $\mu=0.0036$, значення $a_{crс}$ становитиме:

$$a_{crс} = 1 \times 1.49 \times 1 \times (94.4 / (1.9 \times 10^5)) \times 20 \times (3.5 - 100 \times 0.0036) \times \sqrt[3]{16} = 0.09 \text{ мм} < [a_{crс}]_{lim} = 0.2 \text{ мм}.$$

Розрахунок за короткочасним розкриттям тріщин

Напруга в розтягнутій арматурі при дії постійного і довготривалого навантаження $\sigma_s=94.5$ МПа, а ширина розкриття тріщин $a_{crс}=0.099 \approx 0.1$ мм (за попереднім розрахунком).

Напруга в розтягнутій арматурі при спільній дії всіх навантажень:

$$\sigma_s = \frac{Md^n - P_2 * (z_1 - e_{sp})}{A_{sp} * z_1} = \frac{74.8 * 10^5 - 150010.32 * (25.28 - 0)}{4.02 * 25.28} = 1823380 \text{ Н/см}^2 = 182 \text{ Мпа},$$

Де значення z_1 визначають з урахуванням значень ξ при $Md_z = Md^n + N_0 * e_{sp} = Md^n * \gamma_n = 74.8 \text{ кН} \times \text{м}$; у цьому випадку, опускаючи проміжкові обчислення за вищесказаними формулами, випишемо наступні

параметри: $\delta=0.18$; $\lambda=1.15$; $\mu\alpha=0.05$; $e_{s,tot}=37.8$ см; $\xi=0.3 > \frac{h_f}{h_0}=0.0945$; тоді значення:

$$z_1 = 26.5 \left[1 - \frac{1.2 * \frac{2.5}{26.5} + 0.095^2}{2(1.2 + 0.095)} \right] = 25.28 \text{ см}$$

Приріст напруги від короткочасного збільшення навантаження, від постійного і довгого до його повної величини знаходимо:

$$\Delta\sigma_s = 182.33 - 146 = 36.33 \text{ МПа}.$$

Приріст ширини розкриття тріщин при коефіцієнті $\phi_1=1$. Становить:

$$\Delta a_{crс} = 1 * 1 * 1 \frac{36.33}{2 * 10^5} 20 (3.5 - 100 * 0.0036) \sqrt[3]{16} = 0.2 \text{ мм}.$$

Сумарна ширина короткочасного розкриття тріщин дорівнює

$$a_{crс} = 0.09 + 0.2 = 0.29 \text{ мм} < [a_{crс}]_{lim} = 0.3 \text{ мм}.$$

4.5. Розрахунок двохвіткової колони крайнього ряду

Дані для проектування:

Важкий бетон класу С16/20 ($f_{cd}=11.5$ МПа; $f_{ctd}=0.9$; $E_c=27 \times 10^3$ МПа).

У розрахунковий опір бетону коефіцієнти умов роботи бетону γ_{b2} вводяться у наступних випадках:

– при відсутності у розрахунковій сумісності вітрового і кранового навантажень - $\beta\gamma_{b2}=0.9$. При урахуванні всіх навантажень, включаючи ті навантаження, сумарна дія яких мала (вітрові і кранові навантаження) - $\gamma_{b2}=1.1$;

Поздовжня арматура класу А500С $\varnothing 10-40\text{мм}$ ($E_s=2\times 10^5\text{МПа}$; $f_{yd}=R_{sc}=365\text{Мпа}$); поперечна арматура класу А240С ($E_s=2.1\times 10^5\text{Мпа}$; $f_{yd}=225\text{Мпа}$; $f_{ywd}=175\text{МПа}$).

Визначення зусиль в перерізах колони по осі А

Постійні навантаження. Навантаження прикладена на рівні верхнього кута колони посередині зони опираючої на відстані 150мм від розбивочної осі від опорної реакції сегментної ферми.

Ексцентриситет прикладеного навантаження

$$e_1=h_1/2-150=380/2-150=40\text{мм}=0.04\text{м}$$

Визначаємо моменти інерції

$$I_1=(b\times h_1^3)/12=(40\times 38^3)/12=18.3\times 10^4\text{см}^4$$

$$I_2=(b\times h_2^3)/12=(40\times 100^3)/12=333\times 10^4\text{см}^4$$

Зміщення геометричних осей над крановою і підкрановою частин колони по осі А

$$e_2=(h_2-h_1)/2=(1000-380)/2=310\text{мм}=0.31\text{м}$$

Розрахунковий ексцентриситет навантаження від опорної реакції на рівні підкранового консолю

$$e_3=e_1+e_2=0.04+0.31=0.35\text{м}$$

Відношення моментів інерції

$$n=I_1/I_2=18.3\times 10^4/333\times 10^4=0.055$$

Значенням n в таблицях відповідає значення α

Відношення висоти над крановою частиною колони до підкрановою висоти:

$$\lambda=l_1/l=3600/7200=0.5$$

За таблицею 13 додатку 6 при $\mu=0.254$ і $\lambda=0.338$ визначаємо коефіцієнти: при $y=1$, $k_1=0.333$ (по інтерполяції), при $y=0$, $k_1=2.556$.

Навантаження від маси покриття $G=326\text{кН}$.

Реакцію F_{cd} визначаємо наступним чином

$$F_{cd} = \frac{G_1}{l} * (-k_1 * e_1 - k_1 * e_2) = \frac{326}{7.2} * (-2.556 * 0.04 - 0.333 * 0.35) = -0.906 \text{ кН}$$

(у таблицях позитивний напрямок з права на ліво)

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 326 * (-0.04) = -13.04 \text{кН} \times \text{м}$$

$$M_{d2} = -326 * 0.04 + 0.906 * 3.6 = -9.78 \text{кН} \times \text{м}$$

$$M_{d3} = -326 * 0.35 + 0.906 * 3.6 = -105.28 \text{кН} \times \text{м}$$

$$M_{d4} = -326 * 0.35 + 0.906 * 7.2 = -102.03 \text{кН} \times \text{м}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -F_{cd} = 0.906 \text{кН}$$

$$\text{Поздовжня сила } N = G_1 = 326 \text{кН}$$

Позитивне значення моменту прийнято по напрямку повертання за часовою стрілкою. Тому e_1 і e_2 враховані зі знаком мінус. Знаки перед ексцентриситетами відповідають знакам моментів.

Навантаження від маси стінових панелей в межах відміток 7.200-10.800м $G_b=59.4\text{кН}$ прикладена на рівні верху колони з ексцентриситетом $e_4=(380+200)/2=290\text{мм}=0.29\text{м}$.

Розрахунковий ексцентриситет на рівні підкранової консолі $e_5=0.29+0.11=0.4\text{м}$

Реакція

$$F_{cd} = \frac{G_5}{l} * (-k_1 * e_4 - k_1 * e_2) = \frac{59.4}{7.2} * (-2.556 * 0.29 - 0.333 * 0.31) = -6.93 \text{ кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 59.4 * (-0.29) = 17.2 \text{кН} \times \text{м}$$

$$M_{d2} = -59.4 * 0.29 + 6.93 * 3.6 = 7.75 \text{кН} \times \text{м}$$

$$M_{d3} = -59.4 * 0.4 + 6.93 * 3.6 = 1.19 \text{кН} \times \text{м}$$

$$M_{d4} = -59.4 * 0.4 + 6.93 * 7.2 = 32.69 \text{кН} \times \text{м}$$

$$\text{Поздовжня сила } N = G_5 = 59.4 \text{кН}$$

Поперечна сила $Q_4 = -F_{cd} = 6.93 \text{ кН}$

Навантаження від маси стінових панелей і заповнення віконних прорізів в межах відміток 4.800-7.200м $G_4 = 28.1 \text{ кН}$ прикладена на рівні підкранової консолі з ексцентриситетом $e_b = (1000 + 200) / 2 = 600 \text{ мм} = 0.6 \text{ м}$

По таблиці 13 додатку $b_p = 0.055$ і $\lambda = 0.5$ для $y = 1/l_1$ за інтерполяцією $k_2 = 0.333$

$$\text{Реакція } F_{cd} = k_2 * \frac{G_4 * e_b}{l} = 0.333 * \frac{28.1 * (-0.6)}{7.2} = -0.77 \text{ кН}$$

Згинальні

моменти:

$M_{d1} = 0;$

$$M_{d2} = 0.77 * 3.6 = 2.72 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d3} = 28.1 * 0.6 + 0.77 * 3.6 = -14.14 \text{ кН};$$

$$M_{d4} = 28.1 * 0.6 + 0.77 * 7.2 = -11.32 \text{ кН} \times \text{м}$$

Поперечна сила $Q_4 = -F_{cd} = 0.77 \text{ кН}$

Поздовжня сила $N = G_4 = 28.1 \text{ кН}$

Навантаження від ваги стінових панелей і заповнення віконних прорізів в межах відміток 0.000-7.200м $G_b = 45.4 \text{ кН}$ що передається через фундаментні балки на два фундаменти з ексцентриситетом $e_b = 0.4 \text{ м}$

Навантаження від маси підкранових балок і підкранового шляху $G_7 = 167.5 \text{ кН}$ прикладено з ексцентриситетом $e_7 = 750 - 1000 / 2 = 250 \text{ мм} = 0.25 \text{ м}$

$$\text{Реакція } F_{cd} = k_2 * \frac{G_7 * e_7}{l} = 0.333 * \frac{167.5 * 0.25}{7.2} = 1.94 \text{ кН}$$

Згинальні

моменти:

$M_{d1} = 0;$

$$M_{d2} = -1.94 * 3.6 = -6.98 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d3} = 167.5 * 0.25 - 1.94 * 3.6 = 34.89 \text{ кН};$$

$$M_{d4} = 167.5 * 0.25 - 1.94 * 7.2 = -27.87 \text{ кН} \times \text{м}$$

Поперечна сила $Q_4 = -F_{cd} = -1.94 \text{ кН}$

Поздовжня сила $N = G_7 = 167.5 \text{ кН}$

Навантаження від маси надкранової частини колони $G_2 = 15.6 \text{ кН}$ прикладена на рівні підкранової сходинок з ексцентриситетом $e_2 = 0.1 \text{ м}$

$$F_{cd} = k_2 * \frac{G_2 * e_2}{l} = 0.33 * \frac{15.6 * (-0.11)}{7.2} = -0.07 \text{ кН}$$

Згинальні моменти: $Md_1=0$;

$Md_2=0.07 \times 3.6=0.25 \text{кН} \times \text{м}$;

$Md_3=-15.6 \times 0.11+0.07 \times 3.6=-1.47 \text{кН}$;

$Md_4=-15.6 \times 0.11+0.07 \times 7.2=-1.22 \text{кН} \times \text{м}$

Поздовжня сила $N=G_2=15.6 \text{кН}$

Поперечна сила $Q_4=-F_{cd}=0.07 \text{кН}$

Таблиця 4.2

Конструкції	Зусилля в перерізах (M, кН*м; N, кН)									
	1-1		2-2		3-3		4-4			
	M	N	M	N	M	N	M	N	Q	
Покриття										
Стінові панелі на відмітках 9.6-10.8м	-13.04	326	9.78	326	-105.28	326	102.03	326	0.906	
Стінові панелі і засклені прорізи на відмітках 4.8-7.2м	-17.2	59.4	-7.75	59.4	-1.19	59.4	32.69	59.4	6.93	
Підкранові балки	-	-	-	-	-14.14	28.1	11.32	28.1	0.77	
Надкранова частина двох колон	-	-	3.6	15.6	-1.47	15.6	1.22	15.6	0.07	
Підкранова частина двох колон	-	-	-	-	-	-	-	59.4	-	
Сумарне зусилля	-30.24	38.54	-1.35	401	-114.91	596.6	119.39	65.6	6.74	

Навантаження від маси підкранової частини колони $G_3=79.2 \text{кН}$ прикладаємо в перерізі 4 без ексцентриситету. Зусилля від постійних навантажень у двох колонах крайнього ряду зводимо в таблиці 2.11 для визначення сумарних величин.

Тимчасові навантаження. Снігове розрахункове навантаження, яке передається на колони крайнього ряду у вигляді реакцій двох сегментних ферм, дорівнює $S_1=71.28 \text{кН}$ і прикладена до верхнього кута колон з

ексцентриситетом $e_1=0.04\text{м}$. Відповідно, як і при розрахунку на навантаження від маси покриття, $k_1=2.556$ і $k_2=0.333$.

$$F_{cd} = \frac{S_1}{l} * (-k_1 * e_1 - k_2 * e_2) = \frac{71.28}{7.2} * (-2.556 * 0.04 - 0.333 * 0.31) = 1.98 \text{ кН}$$

Визначаємо згинальні моменти:

$$M_{d1} = 71.28 * (-0.04) = -2.8 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d2} = -71.28 * 0.04 + 1.98 * 3.6 = 4.33 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d3} = -71.28 * 0.333 + 1.98 * 3.6 = -3.56 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d4} = -71.28 * 0.333 + 1.98 * 7.2 = -9.48 \text{ кН} \times \text{м}$$

$$\text{Поздовжня сила } N = S_1 = 71.28 \text{ кН}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -F_{cd} = 1.98 \text{ кН}$$

Кранове вертикальне навантаження $V_{\max} = 107.5 \text{ кН}$ прикладена до консолей колон крайнього ряду з ексцентриситетом $e_7 = 0.45 \text{ м}$. Тому коефіцієнт $k_2 = 0.333$

$$F_{cd} = k_2 * \frac{V_{\max} * e_7}{l} = 0.333 * \frac{107.5 * 0.45}{7.2} = 6.72 \text{ кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 0 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d2} = -6.72 * 3.6 = 24.19 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d3} = 107.5 * 0.45 - 6.72 * 3.6 = 24.19 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{d4} = 107.5 * 0.45 + 6.72 * 7.2 = 0.01 \text{ кН} \times \text{м}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -F_{cd} = 6.72 \text{ кН}$$

$$\text{Поздовжня сила } N = S_1 = 107.5 \text{ кН}$$

Кранове горизонтальне навантаження від поперечного гальмування $V_{h, \max} = 17.6 \text{ кН}$ прикладена до колон крайнього ряду на рівні верхнього сторони підкранових балки, тобто на 700 мм вище відмітки підкранової консолі колон.

По таблиці 15 додатку 6 при $p = 0.055$

$$y = (3.6 - 1) / 3.6 = 0.72 \text{ визначаємо за інтерполяцією } k_3 = 0.17$$

$$F_{cd} = k_3 * V_{h, \max} = 0.17 * 17.6 = 2.99 \text{ кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 0 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$Md_2 = M_3 = 17.6 \times 1 - 2.99 \times 3.6 = 6.84 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$Md_4 = 17.6 \times (7.2 - 2.7) - 2.99 \times 7.2 = 57.68 \text{ кН} \times \text{м}$$

В точці прикладення сили

$$Md = -2.99 \times 2.6 = -7.44 \text{ кН} \times \text{м}$$

Поздовжня сила $N=0$;

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = 17.6 - 2.99 = 14.61 \text{ кН}$$

При дії сили $V_{h, \max}$ з права на ліво зусилля Md і Q змінюють знак.

Вітрове навантаження. Як вище показано, на вітрове навантаження необхідно розраховувати раму, а не окремо стоячі, не зміщені колони.

По таблиці 17 додатку 6 при $p=0.055$ і $\lambda=0.5$ за інтерполяцією $k'_7=0.2757$.

Горизонтальна реакція у колонах по осі А на відмітці 7.500м

$$F_{cd} = k'_7 \times \omega_{\max} \times H = 0.2757 \times 0.5 \times 7.5 = 1.03 \text{ кН}$$

Горизонтальна реакція в колонах по осі Г

$$F_{cd} = k'_7 \times \omega_{\min} \times H = 0.2757 \times 0.21 \times 7.5 = 0.43 \text{ кН}$$

Зусилля у фективних зв'язках

$$R = \sum R_b + w = 1.03 + 0.43 + 12.4 = 13.86 \text{ кН},$$

Де w – сумарне зосереджене вітрове навантаження на відмітці 7.500м.

Відкидаючи фективні зв'язки, розподіляємо зусилля пропорційно жорсткості колон. Для цього по таблиці 18 додатку 6 коефіцієнт k_9 визначаємо:

При $p=0.055$ і $\lambda=0.5$ за інтерполяцією для колон по осях А і Г $k_9^{kp}=0.889$.

Зусилля у фективних зв'язках, яке сприймається колонами з урахуванням їх жорсткості по осях А і Г

$$R_{kp} = kN$$

Визначаємо зусилля в розрахункових перерізах колон по осі А від вітрового навантаження:

Згинальні моменти:

$$Md_1=0\text{кН}\times\text{м};$$

$$Md_2=Md_3=(6.93-1.03)\times 3.6=21.24\text{кН}\times\text{м};$$

$$Md_4=(6.93-1.03)\times 7.65=45.14\text{кН}\times\text{м}$$

Поздовжня сила $N=0$;

Поперечна сила $Q_4=6.93-1.03=5.9\text{кН}$

Визначаємо зусилля в перерізах колон по осі Г

Згинальні моменти:

$$M_1=0\text{кН}\times\text{м};$$

$$M_2=M_3=(6.93-7.5)\times 3.6=-2.05\text{кН}\times\text{м};$$

$$M_4=(6.93-7.5)\times 7.65=-4.36\text{кН}\times\text{м}$$

Поздовжня сила $N=0$;

Поперечна сила $Q_4=6.93-7.5=-0.57\text{кН}$

Розрахунок надкранової частини

Надкранова частина колони має прямокутний переріз $h\times b=40\times 38\text{см}$, величина $a=a'=4\text{см}$, корисна висота перерізу $d=h-c=40-4=36\text{см}$.

Переріз арматури підбираємо по найбільших розрахункових зусиллях у небезпечних перерізах.

У перерізі 1-1 діють три комбінації.

Оскільки переріз випробовує дію згинальних моментів різних знаків, армуємо його симетричною арматурою. Із таблиці додатку бачимо, що комбінація III не являється розрахунковою, тому що значення e_0 , а, відповідно, і $e=e_0+0.5\times(h_0-a')$ являються менше, ніж для інших комбінацій.

$$Md=30.24\text{кН}\times\text{м}; N=401\text{кН}; Md_1=18.24\text{кН}\times\text{м}; N_1=248.62\text{кН},$$

де Md_1 і N_1 – момент і поздовжня сила від суми постійних і довготривалих навантажень.

Розрахункова довжина до надкранової частини колони

$$l_{01}=2H_2=2\times 3.6=7.2\text{м (з урахуванням кранового навантаження), і}$$

$$l_{02}=2.5H_2=2.5\times 3.6=9\text{м (без урахування кранового навантаження).}$$

У площині, перпендикулярній поперечній рамі, $l_{03}=1.5H_2=2\times 3.6=4.68\text{м}$.

Випадкові ексцентриситети, у відповідності з:

$$e_{a1}=l_{01}/600=720/600=1.2\text{см};$$

$$e_{a2}=l_{02}/600=900/600=1.5\text{см};$$

$$e_{a3}=h/30=1000/30=3.24\text{см};$$

Визначення коефіцієнту збільшення початкового ексцентриситету проводимо по блок-схемі 18 додатку.

$$1. \quad e_0=Md/N=30.24/401=0.07=70\text{мм}.$$

$$2. \quad Md_1=Md+0.5\times N\times(h_0-a')=30.24+0.5\times 401\times(0.38-0.04)=98.41\text{кН}\times\text{м};$$

$$3. \quad Md_{11}=Md_1+0.5\times N_1\times(h_0-a')=18.74+0.5\times 248.62\times(0.38-0.04)=61\text{кН}\times\text{м}.$$

$$4. \quad l_0/h=7.2/0.38=18>4.$$

$$5. \quad l_0/h=18>10.$$

Так як згинальний момент від короткочасних навантажень становить $Md-Md_1=30.24-98.41=-68.17\text{кН}\times\text{м}$, змінний знак, більший моменту від суми постійних і довготривалих навантажень, отож $Md-Md_1=+63.8<Md_1=18.24\text{кН}\times\text{м}$, тоді відповідно у згинаючих моментах Md і Md_1 мають різні знаки.

$$\phi_1=1+\beta\times(Md_{11}/Md_1)=1+1\times(61/98.41)=0.62, \text{ де}$$

$\beta=1$ – для важкого бетону

$$\phi_1=0.62<1+\beta=1+1=2$$

$$\delta_{e, \min}=0.5-0.01\times(l_0/h)-0.01\times f_{cd}=0.5-0.01\times(720/38)-0.01\times 12.65=0.373, \text{ де}$$

$$f_{cd}=11.5\times 1.1=12=65\text{МПа} \text{ при дії всіх навантажень з урахуванням } \gamma_c=1.1$$

Конструкція являється статично невизначеною.

$$e_0=0.7\text{м}=7\text{см}>e_{02}=1.5\text{см}; \text{ випадковий ексцентриситет не враховується.}$$

$$\delta_{e, \min}=0.204<e_0/h=70/380=0.184$$

$$\text{Приймаємо } \delta_e=e_0/h=70/380=0.184$$

$$\alpha=E_s/E_c=2+10^5/2.7\times 10^4=7.41$$

$$N_{cr} = \frac{1.6 * E_b * b * h^3}{l_0^2} \left[\frac{1}{3 * \varphi_l} \left(\frac{0.1}{0.1 + \delta_e} * 0.1 \right) + \mu \alpha * \left(\frac{h_0 - a}{h} \right) * \left(\frac{h_0 - a}{h} \right) \right] =$$

$$= \frac{1.6 * 2700 * 400 * 380^3}{7200^2} \left[\frac{1}{3 * 0.62} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.184} + 0.1 \right) + 0.004 * 7.41 * \frac{400^2}{380^2} \right] =$$

= 31.15 * 10⁵ МПа * мм² = 3115 кН, де при першому наближенні прийнято мінімально допустимий коефіцієнт армування $\mu = \mu_{\min} = 2 * 0.002 = 0.004$ при гнучкості $l_0/h = 17$.

$$N = 401 \text{ кН} < N_{cr} = 3115 \text{ кН.}$$

$$\varepsilon = 1 / (1 - (N / N_{cr})) = 1 / (1 - (401 / 3115)) = 1.14.$$

Площу перерізу арматури визначаємо за допомогою блок-схеми 20 додатку 4.

$$d = h - c = 380 - 40 = 340 \text{ мм.}$$

$$e = \varepsilon * e_0 + 0.5 * (d - a') = 1.14 * 70 + 0.5 * (340 - 40) = 229.8 \text{ мм.}$$

$$\omega = \alpha - 0.008 * f_{cd} = 0.85 - 0.008 * 12.65 = 0.749.$$

$$\Upsilon_c = 1.1 > 1.$$

$$\sigma_{sc, \mu} = 400 \text{ Мпа.}$$

$$\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, \mu} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)}} = \frac{0.749}{1 + \frac{365}{400 \left(1 - \frac{0.749}{1.1} \right)}} = 0.38; \quad \text{де}$$

$$\sigma_{sR} = 365 \text{ МПа для арматури класу А400С (А-III).}$$

$$\delta = a' / h = 40 / 340 = 0.11.$$

$$\alpha_n = N / (f_{cd} * b * d) = 401000 / (12.65 * 400 * 340) = 0.233.$$

$$\alpha_m = N_e / (f_{cd} * b * d^2) = 401000 * 229.8 / (12.65 * 400 * 340^2) = 0.157.$$

$$\alpha_n = 0.233 < \xi_R = 0.580.$$

$$A_s = A_s' = ((f_{cd} * b * h_0) / f_{yd}) * (\alpha_m - \alpha_n (1 - 0.5 * \alpha_n)) / (1 - \delta) = ((12.65 * 400 * 340) / 365) * (0.157 - 0.233 (1 - 0.5 * 0.233)) / (1 - 0.1) < 0.$$

Арматура по результаті розрахунку не потрібна.

$$A_s + A_s' = \mu_{\min} * b * d = 0.004 * 400 * 340 = 608 \text{ мм}^2.$$

$$\text{Приймаємо } 4 \varnothing 14 \text{ A} = 616 \text{ мм}^2 = 6.16 \text{ см}^2$$

$$\mu = \frac{616 * 616}{400 * 380} = 2.49 \%$$

Умова виконується.

Розрахунок підкранової частини

Переріз колони 2-2 складається із двох гілок. Відстань між осями гілок становить $c=80\text{см}$, переріз вітки $b=250\text{мм}$: $h=400\text{мм}$, висота усього перерізу $h_c=1000\text{мм}$,

$$d=500\text{мм}$$

$$S=N_1/n=7.2/4=1800\text{мм}, \text{ де}$$

N_1 – вільна довжина підкранової частини колони що знаходиться вище рівня підлоги,

$$N_1=10.8-3.6=7.2\text{м};$$

n – кількість панелей двохвіткової колони.

У перерізі діють 3 комбінації розрахункових зусиль.

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$\text{В площині рами } l_{01}=1.5 \times N_1=1.5 \times 7.2=10.8\text{м}=10800\text{мм};$$

$$\text{Із площини рами } l_{02}=0.8 \times N_1=0.8 \times 7.2=5.76\text{м}=5760\text{мм}.$$

$$M_d=119.39\text{кН}\times\text{м}; N=596.6\text{кН}; M_{d1}=74.02\text{кН}\times\text{м}; N_1=369.82\text{кН}$$

$$e_0=M_d/N=119.39/596.6=0.2\text{м}=200\text{мм}.$$

Розрахунок ведеться для визначення впливу прогину на ексцентриситет поздовжньої сили, де визначаємо приведенний радіус інерції перерізу двохвіткової колони в площині згину:

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * c^2}{n^2 * h^2}\right)}} = \sqrt{\frac{80^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * 80^2}{4^2 * 400^2}\right)}} = 302\text{мм}.$$

Так як $l_{01}/i_{red}=10800/302=35.76>14$, необхідне урахування прогину елемента.

Урахування прогину виконуємо за блок-схемою 18 додатку 4.

$$e_0=200\text{мм}.$$

$$M_{d1}=119.39+0.5 \times 596.6 \times (0.965-0.035)=407\text{кН}\times\text{м}, \text{ де}$$

$$d_2=h_c-c=1=0.035=0.965\text{м}.$$

$$M_{d11}=74.02+0.5 \times 369.82 \times (0.965-0.035)=245.99\text{кН}\times\text{м}.$$

Так як $M_d - M_{d1} = 407 - 74.02 = 332.98 > M_{d1} = 74.02 \text{ кН} \times \text{м}$, тож відповідно згинальні моменти від повного навантаження та від суми постійних і довготривалих навантажень можуть мати різні знаки.

$$e_0 = 200 \text{ мм} > e_{a1} = s/600 = 1200/600 = 2 \text{ мм}; \quad e_0 > e_{a2} = h/30 = 250/30 = 8.34;$$

випадковий ексцентриситет не враховується.

$$\delta_{e, \min} = 0.5 - 0.01 \times l_0/h_c - 0.01 \times f_{cd} = 0.5 - 0.01 \times (10800/1000 - 0.01 \times 12.65) = 0.127.$$

$$\delta_{e, \min} = 0.127 < e_0/h_c = 200/1000 = 0.2.$$

$$\text{Приймаємо } \delta_e = e_0/h_c = 0.2$$

Критична сила для складового перерізу визначається за формулою:

$$N_{cr} = 12.8 \times E_{sk} \times b \times h \times (i_{red}/l_0)^2 \times \left[\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + \mu_1 \times \alpha \right] =$$

$$= 12.8 \times 27000 \times 400 \times 250 \left(\frac{302^2}{10800^2} \right) \times \left[\frac{1}{1} \left(\frac{0.11}{0.11 + 0.2} + 0.1 \right) + 0.008 \times 7.41 \right] = 16.37 \times 10^5 \text{ МПа} \times \text{мм}^2 = 1637 \text{ кН},$$

де

$\mu_1 = 0.008$ – попередньо прийнятий коефіцієнт армування вітки.

$$N = 596.6 \text{ кН} < N_{cr} = 1637 \text{ кН}.$$

Визначаємо зусилля у вітках колони по формулі:

$$N_c = \frac{N}{2} + \frac{M_d \times \eta}{1.1} = \frac{596.6}{2} \pm \frac{119.39 \times 1.56}{1.1} = 298.3 \pm 168.$$

$$\text{Звідки } N_1 = 298.3 + 168 = 466.3 \text{ кН};$$

$$N_2 = 298.3 - 168 = 130.3 \text{ кН}.$$

Згинаючий момент що надходить від місцевого згину віткової колони:

$$M_d = Q_s/4 = (6.74 \times 1.2)/4 = 2 \text{ кН} \times \text{м}$$

Розрахунковий ексцентриситет:

$$e_0 = M_d/N_1 = 119.39/596.6 = 0.2 \text{ м} = 200 \text{ мм}$$

Подальше визначення площі симетричної арматури виконуємо за блок-схемою 20 додатку 4.

$$e = e_0 + 0.5 \times (h_0 - a') = 200 + 0.5 \times (215 - 35) = 290 \text{ мм}.$$

$$\delta = a'/h = 35/215 = 0.16$$

$$\alpha_n = \frac{466300}{12.65 \times 500 \times 265} = 0.428$$

$$\alpha_m = \frac{466300 \times 153}{12.65 \times 500 \times 265^2} = 0.305$$

$$\alpha_n = 0.428 > \xi_R = 0.38$$

$$\alpha = \frac{\delta_m - \alpha_n * (1 - 0.5 * \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0.305 - 0.428 * (1 - 0.5 * 0.428)}{1 - 0.16} = -0.037$$

Визначення ξ виконуємо за блок-схемою 19 додатку 4.

Робоча поздовжня арматура класу А400С, бетон класу В20.

$$\xi = \frac{\alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha * \xi_R}{1 - \xi_R + 2 * \alpha} = \frac{0.428 * (1 - 0.38) + 2 * (-0.037) * 0.38}{1 - 0.38 + 2 * (-0.037)} = 0.432$$

Повертаємося до блок-схеми 20 додатку 4.

$$A_s = A'_s = \frac{f_{cd} * b * d}{f_{yd}} * \frac{\alpha_m - \xi * (1 - 0.5 * \xi)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{12.65 * 400 * 215}{365} * \frac{0.305 - 0.432 * (1 - 0.5 * 0.432)}{1 - 0.428} = 173$$

мм²

Розрахунок стійкості похилих перерізів позацентрово-стиснутої вітки

В перерізі 2-2 при дії комбінації I розрахункових зусиль всю поперечну силу сприйматиме стиснута вітка.

$$\phi_n = 0.1 * \frac{N_1}{f_{ctd} * b * d} = 0.1 * \frac{1698200}{0.99 * 400 * 215} = 1.99 > 0.5$$

Приймаємо $\phi_n = 0.5$

Дальше перевірку стійкості похилих перерізів виконуємо згідно блок-схеми 11 в додатку 4.

$$d = h - c = 250 - 35 = 215$$

$$Q_{ul} = \phi_{b3} * (1 + \phi_n) * f_{cd} * b * h_0 = 0.6 * (1 + 0.5) * 0.99 * 400 * 215 = 76526 \text{ Н} = 76.63 \text{ кН}$$

$$Q = 6.74 \text{ кН} < 76.63 \text{ кН}$$

Стійкість достатня. Приймаємо поперечну арматуру конструктивно:

$$d_{sw} = 6 \text{ мм А240С з кроком } s = 150 \text{ мм}$$

Розрахунок розпірки

Найбільший згинаючий момент в розпірці:

$$M_d = Q_s / 2 = (6.74 * 2.15) / 2 = 7.25 \text{ кН/м};$$

Переріз розпірки: $h = 25 \text{ см}; b = 40 \text{ см}; d = h - c = 25 - 4 = 21 \text{ см}.$

Оскільки епюра моментів двохзначна, то переріз армуємо подвійною симетричною арматурою:

$$A_s = A'_s = \frac{Md}{R_s * (d - a')} = \frac{725000}{365 * (210 - 40)} = 116.84 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 4Ø 10 А500С, $A_s = 314 \text{ мм}^2$

Визначаємо поперечну силу в розпірці:

$$Q = 2M/c = 2 * 7.25 / 1.1 = 13.18 \text{ кН}$$

Перевіряємо необхідність у розрахунку поперечних стержнів:

$$Q = 13.18 \text{ кН} > \phi_{b3} * F_{cd} * b * d = 0.6 * 0.99 * 400 * 210 = 149896 \text{ Н} = 50 \text{ кН}$$

Умова не виконується, тому поперечні стержні приймаємо з конструктивних вимог – приймаємо таке ж поперечне армування:

Ø 6мм А240С $A_s = 314 \text{ мм}^2$, крок 100мм

Розрахунок виконуємо у відповідності з блок-схемою 18 додатку 4.

$$h = 250 \text{ мм} < 450 \text{ мм}$$

Стійкість похилих перерізів розпірки забезпечена.

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

5.1. Розрахунок фундаменту стаканного типу

Дано:	$f_{cd}=8.5$ МПа
Арматура	$f_{ctk}=0.75$ МПа
A300C	$a_{cc}=0.9$ МПа
Бетон C16/20	$f_{yd}=280$ МПа
$R_0=0.4$ МПа	2. Визначаємо яке нормативне значення навантаження:
$d=1.4$ м	$N^n=N/\gamma_f=846.38/1.15=735.98$ кН
$b \times h=100 \times 40$ см	Де $\gamma_f=1.15$ – коефіцієнт надійності по навантаженню.
$N=846.38$ кН	
$A_f?$	

Визначаємо потрібну площу фундаменту.

$$A_f = \frac{N^n}{R_0 * 10^6 - \gamma_{mf} * d} = \frac{735.98 * 10^3}{0.4 * 10^6 - (20 * 1.9) * 10^3} = 2.03 \text{ м}^2$$

де $\gamma_{mf}=20$ кН/м³ – середня питома вага матеріалу (фундаменту і ґрунту на його уступах).



Рис. 5.1. Розрахункова схема до визначення зусиль у фундаменті

Розміри сторони квадратного в плані фундаменту:

$$a=1.8\text{м}; b=1.2, \text{ приймаємо } A_f=1.8 \times 1.2=2,16 \text{ м}^2$$

Примітка! Якщо фундамент монолітний, то приймаємо значення кратними 100мм, збірний – необхідно приймати найближчі значення по каталогу.

Висота фундаменту. Умова продавлювання по поверхні піраміди.

$$d = -\frac{h+b}{4} + \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{N}{0.9 * f_{ctk} + P_{sf}}} = -\frac{0.4+1}{4} + \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{846.39}{0.9 * 0.75 * 10^3 + 391.84}} = 0.54\text{м} = 54\text{см}$$

4см, де

$$P_{sf} = N/A = 846.39/2.16 = 391.84 \text{кН/см}^2$$

$$h = 0.315 + 0.035 = 0.35\text{м} = 35\text{см.}$$

Умова заробки колони в стакані фундаменту

Конструктивна умова, що враховує необхідність армування.

$$H_f = h_{gf} + 20 = 47 + 20 = 67\text{см, де}$$

$$h_{gf} = 30 * d_p + \delta = 30 * 1.4 + 5 = 47\text{см}$$

$\delta = 5\text{см}$ – зазор між торцем колони і дном стакану.

$d_p = 14\text{мм}$ – робоча арматура колони.

Умови заглиблення закладання підшви фундаменту.

$$H_f = d - 0.15 = 1.4 - 0.15 = 1.25\text{см}$$

Кількість сходинок (2)

Визначаємо висоту першої сходинки $d_1 = 832,5$

отже приймаємо $h_1 = 30\text{см.}$

де $k_2 = 2$;

$$H_0 = H_f - a_b = 125 - 3.5 = 121.5\text{см}$$

Конструктивне приймаємо $h_1 = 30$

$$H_{01} = h_1 - a_b = 30 - 3.5 = 26.5\text{см}$$

Визначення згинальних моментів:

$$M_{d1} = 0.125 * P_{sp} * (a - a_1)^2 * b = 0.125 * 391.84 * (1.8 - 1.5)^2 * 1.2 = 5.28 \text{кН} \times \text{м}$$

$$M_{d2} = 0.125 * P_{sp} * (a - a_2)^2 * b = 0.125 * 391.84 * (1.8 - 1)^2 * 1.2 = 37.61 \text{кН} \times \text{м}$$

Визначення площі поперечного перерізу арматури:

$$A_{s1} = M_{d1} / (0.9 * h_{01} * f_{yd}) = 5.28 * 10^3 / (0.9 * 26.5 * 280) = 0.79$$

$$A_{s2} = M_{d2} / (0.9 * h_{02} * f_{yd}) = 37.61 * 10^3 / (0.9 * 56.5 * 280) = 12.64$$

$$1780/145 = 12.27 + 1 = 13\text{шт}$$

$$1180/145 = 8.13 + 1 = 9\text{шт}$$

$\varnothing 12$ слідує 1.131

$$A_{s1} = 1.131 * 13 = 14.7$$

$$A_{s2}=1.131 \times 9=10.18$$

$$\Sigma A_{s2}+A_{s1}=10.18+14.7=24.88$$

$$\mu = \frac{24.88}{150 + 121.5} * 100\% = 0.13\% > \mu_{min} = 0.1\%$$

Умова виконується.

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1. Технологічна карта на монтаж двохвіткових колон

Дана технологічна карта розроблена на монтаж колон вільним методом [28]. Технологічний процес виконується при будівництві будівлі, яка за об'ємно-планувальним рішенням в плані прямокутної форми, з розмірами 18×66 м.

Висота будівлі 16,9 м. За конструктивним типом – каркасна.

Несучою частиною є каркас із збірні залізобетонних колон висотою 10.8 м. Колони монтується краном МКГ 25-БР.

Технологічною картою враховано увесь необхідний комплекс робіт для даного виду робіт. До основних робіт входять: розвантаження і складування колон в зоні монтажу, монтаж колон, замонолічування стиків бетоном класу С20/25. Плановий термін виконання робіт становить 12 днів.

Технологічна карта розроблена у відповідності до вимог державних будівельних норм і правил України [28, 29 та ін.].

6.2. Визначення обсягів робіт по монтажу колон

Таблиця 6.1

Назва робіт	Марка конст-рукції	Ескіз	Об'єм з/бетону в одному елементі, м ³	Вага 1 шт., т	Кількість, шт.	Загальний об'єм з/бетону м ³	Загальна вага конструкцій. т
2	3	4	5	6	7	8	9
Монтаж двохвіткових колон			3	7.5	26	78	195

6.3. Калькуляція трудових витрат

Таблиця 6.2

№	Найменування робіт	Об'єм робіт		Склад ланки			
		Од. виміру	К-ксть	Норма Часу Л-год	Трудом. Л-год	Професія і розряд	К-ксть
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Розвантаження і складування колон в зоні монтажу	100шт	0,26	243	63,18	Такелажник 3р-2ч Машиніст 5р-1ч	3
2	Монтаж колон	100шт	0,26	1438,4	373,9	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст 5р-1	5
3	Замонолічування стиків бетоном	М ³	5,1	4,8	24,48	Монтажник-бетонувальник 4р-1 3р-1	2

6.4. Розрахунок складу бригади

Для визначення складу комплексної бригади потрібні вихідні дані розрахунку .

T_p – трудомісткість кожного виду робіт.

t - плановий термін виконання робіт.

K – коефіцієнт перевиконання плану.

T_p – загальна трудомісткість усіх робіт.

а) Визначається загальна чисельність бригади за формулою:

$$N = \sum Q \cdot 100 / t \cdot k$$

б) Визначаємо питому вагу трудозатрат кожного виду робіт:

$$\Delta_1 = T_{pi} / E_{tpi} \Delta_1 = T_{pi} / E_{tpi} i \dots \Delta_n = T_n / E_{tpi}$$

в) Визначаємо чисельний склад виконавців кожного виду робіт

$$N_1 = N \Delta_1 = N \Delta_1 \times N_2 = N \Delta_2 \times N_n$$

У результаті підрахунків отримуємо орієнтовану чисельність виконавців робіт кожного виду.

Загальні трудо витрати -57,7 люд-дні.;

Плановий термін виконання -12 днів.

Плановий відсоток виконання норми виробітку -100%.

Загальні цифри люд.-дні.

- 1) розвантаження колон –7,89 люд-дні.;
- 2) монтаж колон – 46,73люд-дні.;
- 3) замонолічення колони в фундаменті- 3,06 люд-дні.;

Розв'язання

а) Визначаємо чисельний склад бригади з урахуванням заданого терміну

$$N=EQ \times 100/t \times K=57,7 \times 100/12 \times 105=8 \text{ чол.}$$

б) Визначаємо склад бригади за професіями

1. Визначаємо питому вагу процесів у загальних витратах праці.

1 розвантаження колон - $7,89/57,7 = 0.136$ (14%);

2 монтаж колон - $46,73/57,7 = 0.80$ (80%)

3 замонолічення колони в фундаменті – $3,06/57,7=0,055$ (6%);

Техніко-економічні показники

Таблиця 6.3

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Значення
1	Загальний об'єм робіт	шт	26
2	Тривалість буд. процесу	Дні	12
3	Трудомісткість на виконання об'єму робіт	Люд./зм.	57,7
4	Трудомісткість на одиницю виробу $T_p = T(\text{люд.-зм.}) \cdot \sqrt[3]{V}$	$\frac{T(\text{л/год})}{V(\text{шт})}$	17,7
5	Виробіток на одного робітника в зміну	Л/зм	0,45
6	Затрати машинозмін на весь обсяг робіт	Маш./зм.	60.6
7	Змінна виробітка бригади	V/дн	2.16

Підрахунок техніко-економічних показників

1.Обсяг робіт $V = 34$ шт.

2. Тривалість будівельного процесу – 7 днів.
3. Трудомісткість робіт, 75,76 люд.зм
4. Трудомісткість на одиницю виміру ($T_p \times 8/V$), нормативна
 $75,76 \times 8/34 = 17,8$ люд.-год,
5. Виробіток на одного робітника у зміну
 $V/T_p = 34/75,76 = 0,52$ люд.-зм.
6. Продуктивність праці- 100%
7. Затрати машинозмін на весь обсяг робіт
 - 6,5 маш.-змін.

6.5. Потреба в матеріалах конструкціях напівфабрикатів

Таблиця 6.4

Будівельні конструкції , деталі , напівфабрикати.	Марка	Одиниці виміру	Кількість
Фахверкові колони	K108-1	шт	8
Двогілкові колони	K108-15	шт	26

6.6. Вибір основних машин і механізмів

Для монтажу колон застосовуємо кран МКГ 25-БР [28].

Таблиця 6.4

Машини, механізми, інструменти, пристрої	Кількість	Технічна характеристика
Строп чотирьох відковий	1	Q=5т
Нівелір	1	-
Рейка-висок	1	-
Молоток	2	-
Рукавиці	3 пари	-
Каска	3 шт	-

6.7. Опис технології і організації виконання заданого виду робіт

Залізобетонні колони одноповерхових будівель встановлюють на фундаменти стовпчастого типу. Підлив бетоном або розчином (в залежності від товщини шару) виконують заздалегідь або безпосередньо перед установкою колон.

Товщину шару визначають не тільки відхиленням від проектною відмітки дна стакана, але і з урахуванням довжини колони, призначеної до установки на даний фундамент, з тим, щоб відхилення в довжині колони від проектною можна було погасити товщиною цього шару. Виконаний заздалегідь підлив до часу встановлення колон повинен мати міцність не нижче 50% від марочною.

Для підливу, виконуваного безпосередньо перед установкою колон, застосовують жорсткі суміші, які добре ущільнюються, щоб вони не вичавлювалися під тиском опорного торця колони. При підготовці колон до монтажу по чотирьох гранях вгору і на рівні верху фундаментів наносять осьові риски.

Оскільки колони монтується не з транспортних засобів, то їх попередньо розкладають у місце монтажу. Колони можна розкласти по-різному в залежності від їх маси, типу, вантажопідйомності монтажних кранів, а також числа колон, які кран монтує з однієї стоянки.

Колони розкладають таким чином:

опорним кінцем ближче до фундаменту, оголовок направляють в проліт по ходу монтажу, передбачають, щоб місце стропування колони і центр опори колони і фундаменту знаходилися на одному крузі, що описується радіусом, рівним вильоту гака крана з його монтажною стоянкою.

Перед підніманням колон потрібно:

- очистити їх від грязюки, сміття;
- перевірити положення закладних деталей;
- оснастити колони монтажними риштуваннями і драбинами;
- перевірити правильність і надійність закріплення важко захватних пристроїв.

Підняті краном колони опускають в стакан фундаменту, поєднуючи осьові риски в нижній частині колон з осьовими рисками, що є нанесеними на верхній поверхні фундаменту.

Стикування колони з фундаментом:

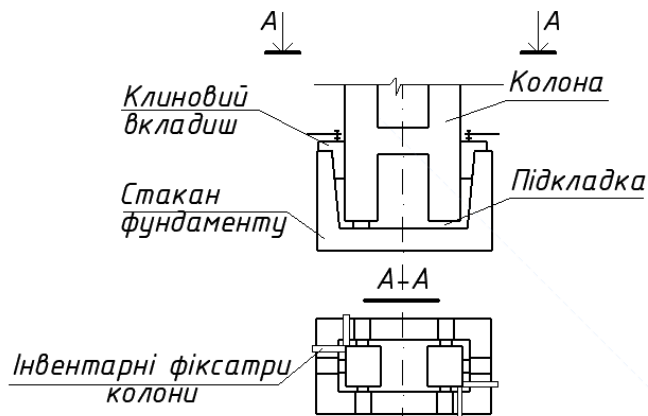


Рис. 6.1. Спосіб стикування двогілкових колон з фундаментом

Не розстроповуючи колони, перевіряють вертикальність їх установки за допомогою двох теодолітів, встановлених в створах поздовжньої і поперечної розбивочних осей, та поєднуючи положення нижніх і верхніх рисок на колоні з вертикальною візирної осі теодоліта. Для тимчасового закріплення колон в стаканах фундаментів до їх замонолічування бетоном застосовують інвентарні вкладиші.

Тимчасове закріплення колони інвентарними вкладишами:

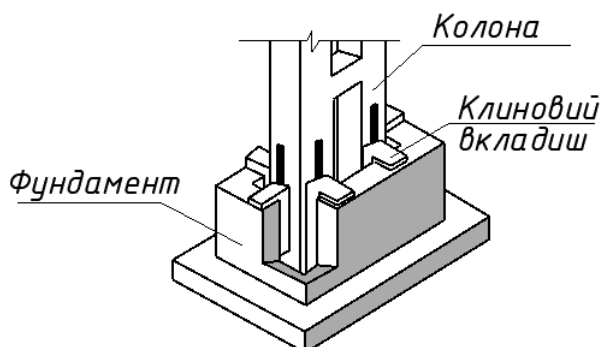


Рис. 6.2. Спосіб тимчасового закріплення колони вкладишами

Положення колони щодо розбивочних осей виправляють у цьому випадку за допомогою спеціальних домкратів, які впираються в стінки стакана фундаменту.

Колони слід встановлювати і вивіряти з таким ступенем точності, щоб не були перевищені допуски, регламентовані ДБН А. 3. 2 – 2 – 2009.

До набуття бетоном замонолічування колони в фундаменті 70% проектної міцності на колони не можна встановлювати наступні елементи, крім проектних або монтажних зв'язків і розпірок, що забезпечують стійкість колони уздовж ряду.

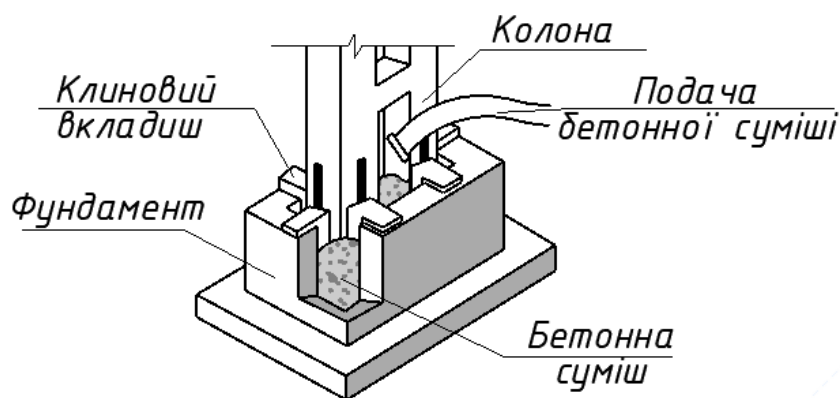


Рис. 6.3. Замонолічування стику колони з фундаментом

Стики колон з фундаментами стовпчастого типу замонолічують після установки, вивірки і тимчасового закріплення ряду колон. Для замонолічування застосовують бетонну суміш з заповнювачем, крупність частинок якого повинна бути в межах 5 ... 20 мм. Бетонну суміш ущільнюють глибинним вібратором з наконечником діаметром до 38 мм. Якщо таких вібраторів немає, то слід використовувати звичайні глибинні вібратори, на які надягають наконечники або металеві смуги.

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

7.1. Проектування будівельного генерального плану

7.1.1. Призначення будгенплану та принцип проектування

Будівельний генеральний план (будгенплан) – це план ділянки будівництва, на якому показано розташування споруджуваних об'єктів, розташування монтажних, вантажо-підйомних механізмів, а також всіх інших об'єктів будівельного господарства. До таких належать склади будівельних матеріалів і конструкцій, бетонні: і розчинні вузли, тимчасові дороги, тимчасові приміщення адміністративного, санітарно-гігієнічного, культурно-побутового призначення, мережі тимчасового водопостачання, енергопостачання, зв'язку і т.д. Залежно від охоплюваної площі і ступеня деталізації будівельні генеральні плани можуть бути об'єктним (в ПВР) або загальномайданчикових (в ПОБ).

При цьому для великих будівництв, особливо водогосподарських, крім будгенпланом, в ПОБ складається ситуаційний план, що характеризує будівельно-господарські умови району.

При будівництві гідровузлів вказуються кордону відведення та затоплення територій, обвідні канали, мости. При будівництві зрошувальних і осушувальних систем додатково вказується межі і площа зрошуваних та осушуваних систем території із зазначенням черговості їх введення, межі будівельних та експлуатаційних діляниць.

При проектуванні організації будівництва ми максимально використовуємо для потреб будівництва існуючі об'єкти господарської діяльності - підприємства будіндустрії, енергопостачання, будівлі і т.д. Тільки за відсутності таких об'єктів або недостатньої їх потужності проектуються тимчасові споруди аналогічного призначення.

Загальномайданчикові будгенплани охоплюють тільки будівельний майданчик, але включає всі її об'єкти. Він складається з графічної частини і

пояснювальної записки, де обґрунтовуються рішення графічної частини.

Графічна частина зазвичай включає:

- власне план будмайданчика;
- експлуатацію об'єктів плану (тимчасових і постійних);
- умовні позначення;
- фрагменти плану (технологічні схеми);
- техніко-економічні показники;
- Примітки.

Масштаб загальномайданчикowego будівництва звичайно приймається рівним 1:1000, 1:2000 або 1:5000.

Складання загальномайданчикowego будгенплану зазвичай починають з розміщення доріг для внутрішнього транспорту і паралельно з цим вибирають місця для загальномайданчикowych складів і механізованих установок. Після цього розміщуються всі основні об'єкти будівельного господарства. Останніми, звичайно проектується тимчасові мережі водопроводу, електропостачання, теплопостачання та ін.

7.1.2. Розрахунок потреби в тимчасових будівлях і спорудах

При проектуванні будгенплану необхідно прагнути до скорочення вартості тимчасових будівель і споруд, від даючи перевагу пересувним побутовим приміщень

Основою для визначення чисельності працівників на будівельному майданчику є максимальна кількість робочих основного виробництва, зайнятих в одну зміну. Воно визначається по графіку руху робочих.

$$N_{max\,осн} = 41 \text{ чол.}$$

Чисельність робочих не основного виробництва приймається у розмірі 20% від $N_{max,осн}$. Дані підсумовуються, і отриманий результат використовується в подальших розрахунках.

Кількість інженерно-технічних працівників приймається у розмірі 10%,

Таблиця 7.1.

Найменування матеріалів	вим-міру	Тривалість потреб матер., дн.	Потреба		Норма складування на 1 м ²	Коеф. Враховуючий проходи	Склад	
			Загальна	під-лягає зберіганню			вид	площа, м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. Дрібні збірні з.-б. елементи	м ³	20	35,6	12,7	0,4	1,7	Відкритий	54
2. Віконні, дверні блоки, ворота	м ²	140	1278,6	65,3	25	1,3	Закритий	34
3. Пиломатеріали	м ³	30	25	6	1,5	1,3	Навіс	52
4. Керамблок в контейнерах	т. шт.	20	70,52	25,2	0,25	1,2	Відкритий	170
5. Труби сталеві	т	60	1,6	0,2	0,6	1,6	Навіс	50
6. Арматура	т	30	187	19,1	4	1,6	Навіс	76
7.Рубероїд (1рул.-20м)	рул.	20	14	5	18	1,25	Навіс	0,3
8.Гравій, щебінь	м ³	80	60	5,4	2,2	1,25	Відкритий	3,1
9.Шлак, пісок	м ³	70	40	4,1	2	1,25	Відкритий	2,6

молодшого обслуговуючого персоналу – 3%, службовців – 5% від сумарної чисельності робочих основного і не основного виробництва.

$$N_{\text{заг.}} = 41 + 6 + 3 + 1 + 1 = 53 \text{ чол.}$$

Чисельність жінок приймається приблизно 20% від загального числа тих, що працюють.

$$N_{\text{жін.}} = 53 \times 0.2 = 9 \text{ чол.}$$

7.1.3. Розрахунок потреби в складських приміщеннях

Площі складів визначаються для матеріалів, що підлягають зберіганню на будівельному майданчику, по номенклатурі, представлений в графіці надходження на об'єкт будівельних конструкцій, деталей, напівфабрикатів, матеріалів і устаткування, табл. 7.1.

Занесення матеріалів розраховується по формулі:

$$P = Q/t \cdot n \cdot k$$

Q – кількість матеріалів, необхідного для здійснення будівництва.

n – норма запасу матеріалів (при перевезенні автотранспортом)

T – розрахункова тривалість виконання робіт, в днях.

k – коефіцієнт, що враховує нерівномірність постачання до = 1.2

Необхідна площа складу:

$$S = p/r \cdot K_n, \text{ де}$$

r – норма зберігання матеріалу на 1 м² площі.

P – кількість матеріалів тих, що підлягають зберіганняю.

Результати розрахунку приведені в таблиці.

7.1.4. Розрахунок потреби у воді, діаметру тимчасового водопроводу

Тимчасове водопостачання на будмайданчику призначено для забезпечення виробничих, господарчо-побутових і протипожежних потреб, л/с:

$$Q = P_{\text{пож}} + 0,5 \times (P_{\text{б}} + P_{\text{пр}}),$$

де $P_{\text{пож}}$ - витрата води на протипожежні потреби, л/с;

$P_{\text{б}}$ - витрата води на побутові потреби, л/с;

$P_{\text{пр}}$ - витрата води на виробничі потреби, л/с.

$$P_{\text{б}} = P'_{\text{б}} + P''_{\text{б}},$$

Витрата води на пожежегасіння визначається залежно від площ забудови.

$$P'_{\text{б}} = \frac{N \times b \times k_1}{n \times 3600},$$

$$P''_{\text{б}} = \frac{N \times a \times k_2}{t \times 3600},$$

де

$P'_{\text{б}}$ - витрата води на умивання і їжу, л/с;

$P''_{\text{б}}$ - витрата води на прийом душу, л/с;

N – загальна кількість тих, що працюють;

b – норма водоспоживання на 1 чол. у зміну.

За наявності каналізації – 20-25 л;

k_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води;

a – норма водоспоживання на 1 чол., що користується душем – 80 л;

k_2 – коефіцієнт, що враховує число тих, що миються від найбільшого числа тих, що працюють в зміну;

n – число годин роботи в зміну – 8 годин;

t – число годин роботи душової установки – 0,75 години;

Витрата води на виробничі потреби, л/с:

$$P'_{np} = \frac{1,2 \times \sum q \times k_3}{n \times 3600},$$

де 1,2- коефіцієнта на невраховану витрату води;

n – час роботи в зміну, год.;

k_3 – коефіцієнт нерівномірності водоспоживання (1,3-1,5);

$\sum q$ – сумарна витрата води в зміну, л, на всі виробничі потреби, які співпадають за часом роботи.

Діаметр трубопроводу, мм, розрахований по формулі:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 1000}{\pi \times v}},$$

де v – швидкість руху води по трубопроводу, м/с.

Q – загальна витрата води, л/с;

Початкові дані

1. Площа забудови – 0,45 га;
2. Витрата води на пожежегасіння 10 л/с;
3. Норма водоспоживання на 1 людину в зміну за відсутності каналізації – 10/15 л;
4. Норма водоспоживання що користується душем за відсутності каналізації – 30/40 л;
5. Коефіцієнт, що враховує число тих, що миються від найбільшого числа тих, що працюють в зміну, – 0,3/0,4 л;

6. Загальна кількість тих, що працюють в зміну – 82 людини;
7. Число годин роботи душової установки – 0,75 ч.

7.1.5. Розрахунок потреби в електроенергії, тимчасового освітлення

Електроенергія в будівництві витрачається на силові споживачі – живлення електродвигунів, на технологічні потреби, внутрішнє освітлення будмайданчика, робочих місць, складських приміщень.

Необхідна електроенергія і потужність трансформатора, кВт, визначена по формулі:

$$P_{mp} = 1,1 \times [(k_1 \times \sum P_c) / \cos \beta_1 + (k_2 \times \sum P_{mex}) / \cos \beta_2 + k_3 \times \sum P_{ов} + k_4 \times \sum P_{он} + k_5 \times \sum P_{скл}],$$

де

1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати в мережі;

$\sum P_{mex}$ – сума номінальних потужностей апаратів, що беруть участь в технологічних процесах, співпадаючих в часі з роботою, кВт;

$\sum P_c$ – сума номінальних потужностей всіх силових установок при умові можливості збігу у часі їх експлуатації, кВт;

$\sum P_{ов}$ – загальна потужність освітлювальних приладів внутрішнього освітлення, кВт;

$\sum P_{скл}$ – сума потужностей освітлювальних приладів складських майданчиків, кВт;

$\cos \beta_1, \cos \beta_2$ - коефіцієнти потужності, залежні від навантажень силових і технологічних споживачів ($\cos \beta_1 = 0,6, \cos \beta_2 = 0,75$);

$\sum P_{он}$ – загальна потужність освітлювальних приладів зовнішнього освітлення, кВт;

k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 – коефіцієнти попиту, що враховують неспівпадіння навантажень споживачів ($k_1 = 0,5, k_2 = 0,7, k_3 = 0,8, k_4 = 1, k_5 = 1$).

$$P_{mp} = 1,1 \times [(0,5_1 \times 52) / 0,6 + (0,7 \times 114) / 0,75 + 0,8 \times 0,94 + 1 \times 13,7 + 1 \times 0,2] = 169,72 \text{ кВт.}$$

7.2. Розробка календарний плану виконання робіт

Календарний план розроблений на виконання будівельно-монтажних робіт під час будівництва станції технічного обслуговування великогабаритної техніки у м. Остер.

Календарний план розроблений з наступними показниками:

- тривалість будівництва – 122 днів;
- загальна трудомісткість – 2131 люд-год;
- продуктивність праці – 108%;
- питома трудомісткість – 0.12 люд-год/м³;
- максимальне число робочих на об'єкті – 32 чол.;
- середнє число робочих на об'єкті – 18чол.

Роботи по зведенню надземної частини виконуються в дві зміни із застосуванням крана МКГ-25БР [30].

Роботи основного періоду починаються після закінчення всіх робіт підготовчого періоду і ведуться поетапно згідно суміщеного календарного плану в проекті виконання робіт. Внутрішні монтажні, електромонтажні та спеціальні роботи закінчуються перед початком оздоблювальних робіт(штукатурки). Монтаж систем опалення та водопроводу ведеться паралельно із покрівельними роботами [29].

Після зведення основного циклу будівлі передбачено благоустрій території, який становить 5 % від загальної трудомісткості робіт по виконанню будівельно-монтажних робіт. Враховуються в календарному також інші невраховані роботи, що складають 10 % від загальної трудомісткості робіт будівництва.

7.2.1. Призначення календарного плану

Календарний план виконання робіт призначений для визначення термінів виконання будівельних, монтажних і спеціальних робіт, які проводяться при зведенні об'єкта та їх послідовності. На основі календарного

плану ведуть контроль за ходом всіх робіт будівництва. За календарним планом розраховують потребу в трудових і матеріальних ресурсах.

В якості вихідних даних при розробці календарного плану використовують робочі креслення, трудомісткості робіт, обсяги, норми тривалості будівництва згідно ДБН А.3.1–5:2016 [29].

7.2.2. Вибір методів виконання робіт, та основних машин та механізмів

До початку виконання основних будівельно-монтажних робіт виконуються підготовчі роботи, як зовнішньо так внутрішньо майданчикові. Перед початком влаштовується огороження майданчика тимчасовим дерев'яним парканом висотою 2м із металевої сітки по з/б стовпчикам.

Земляні роботи_проводити відповідно вимог ДБН Д.2.2-1-99.

Грубе планування, відвід води в пониженні місця, зняття родючого шару ґрунту здійснюються бульдозером Т-130.

Копку траншей під стрічкові фундаменти передбачено виконувати екскаватором ЕО-250, з зворотньою лопатою згідно робочим кресленням.

Зворотня засипка пазух проводиться після виконання вертикальної обмазочної гідроізоляції зовнішньої поверхні фундаментів з ретельним ущільненням електротрамбовками. Зачистка дна котлованів і траншей проводиться вручну.

Надземна частина цеху запроектовано зводити краном МКГ-25БР.

7.2.3. Вибір монтажного механізму

Розрахунок стрілового крану

1) Для вибору крана проводимо розрахунок по вантажопідйомності:

$$Q=Q_1+Q_2=7.5+2.07=9.57\text{т}$$

де: Q – вантажопідйомність крана;

Q₁ – маса найважчого елемента, що монтується;

Q₂ – маса стропуючих елементів;

2) Визначаємо висоту піднімання крюка:

$$H=h_0+h_3+h_{ел}+h_{ст}+h_{п}=16,9+0,5+0,2+0,5+0,3=18,4\text{м}$$

де: H – висота підйому гаку;

h_0 – висота від рівня стоянки крану до найвищого змонтованого елемента;

h_3 – висота запасу між елементом та будівлею;

$h_{ст}$ – висота строповки елемента;

$h_{п}$ – висота поліспаду;

$h_{ел}$ – висота елемента;

3) Визначаємо виліт стріли, який дорівнює проєкції довжини стріли на горизонтальну площину визначаємо графічним способом.

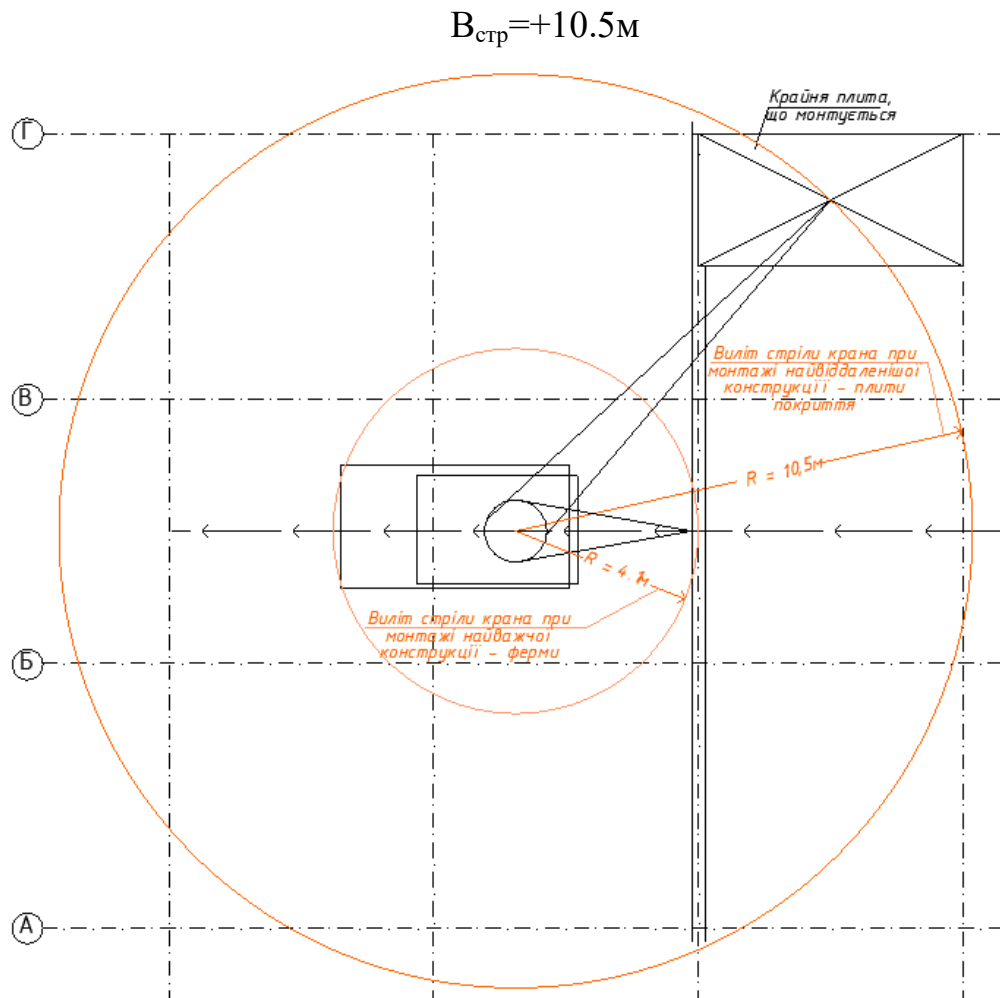


Рис. 7.1. Виліт стріли крану для монтажу найвіддаленої конструкції

Характеристика параметрів крану МКГ-25БР.

Підбираємо кран зі стрілою 23,5м.

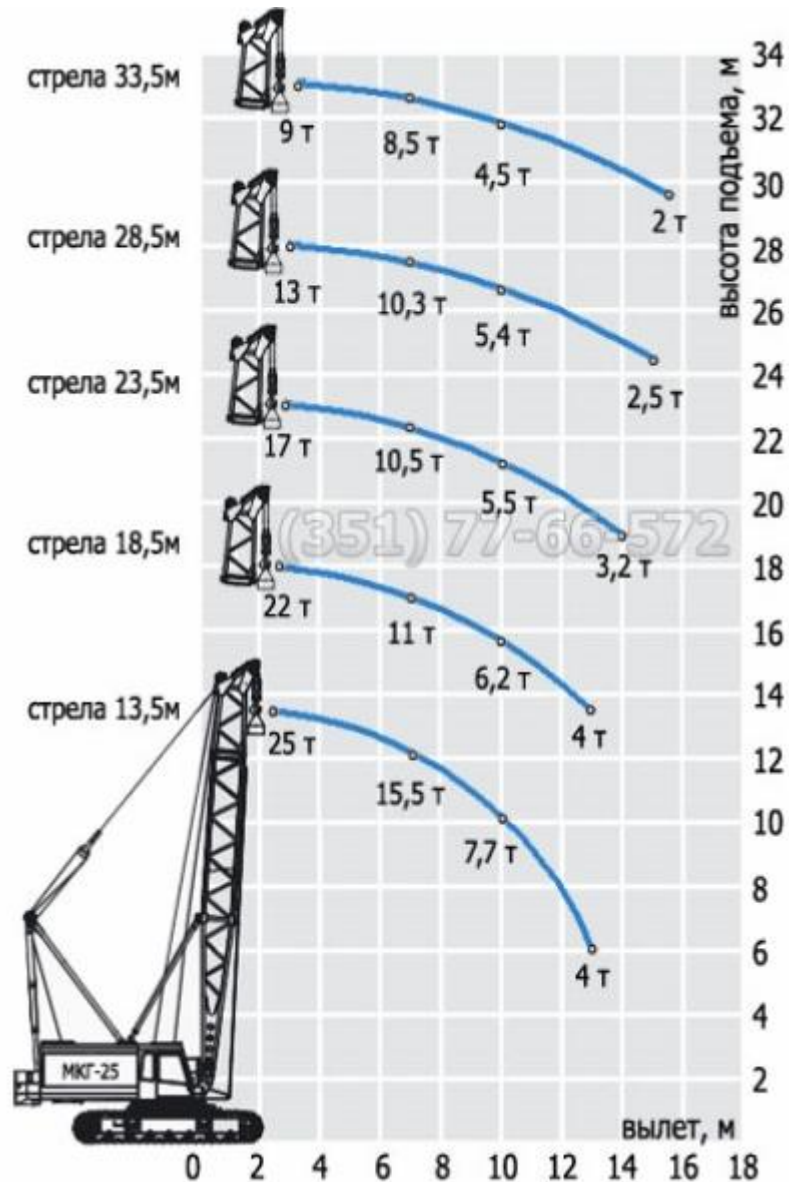


Рис. 7.2. Характеристика параметрів крану МКГ-25БР

В графіку роботи основних машин і механізмів наведені основні машини і механізми необхідні для виконання будівельно-монтажних робіт. Для планування майданчика застосовуємо бульдозер марки Т-130. Риття котловану виконується екскаватором ЕО-250 . Для інших надземних робіт застосовуються наступні машини і механізми:

→ Монтаж фундаментів, колон, підкранових балок, ферм, плит покриття, подача цегли і розчину виконується за допомогою крану МКГ-25БР.

Матеріали, конструкції, напівфабрикати поступають на об'єкт за допомогою автотранспорту із виробничих заводів.

Матеріали доставляють на будівельний майданчик у послідовності їх використання.

У графіку розраховано запас матеріалів на кілька днів наперед для того, щоб уникнути простоїв у роботі через можливі неполадки при транспортуванні.

Графік постачання основних матеріалів і конструкцій

№ п/п	Назва буд. конструкції, деталі, основних матеріалів	од. вим.	к-сть од.	к-сть од. в запасі	к-сть од. в запасі	Вересень												Жовтень												Листопад												Грудень																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5

8. ОХОРОНА ПРАЦІ І ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

8.1. Заходи щодо охорони праці під час організації будмайданчика

Будівельний об'єкт розміщується вздовж вулиць, переходів загального використання. Отже, необхідно будівельний майданчик відгородити огорожею висотою 3м з козирком та тротуарами. Козирок влаштовується під кутом 20 градусів до горизонту довжиною 1,5м. кутом 20 градусів до горизонту довжиною 1,5м. Монтаж копру для влаштування паль, а також його демонтаж виконуємо по схемам паспорту під керівництвом механіка і майстра

1) Організація будівельного майданчика:

Проектом передбачено рішення питань безпечної роботи крана відносно будівлі, яка зводиться. Перед початком робіт на будівельному майданчику облаштовуються під'їзні шляхи і тимчасові дороги. Ширину доріг – 4 м, радіус закруглення – 12 м. При трасуванні доріг повинні виконуватись наступні вимоги по дотриманню мінімальних відстаней:

- між дорогою і складським майданчиком: 0,5 – 1 м;
- між парканом будмайданчика і дорогою - 1,5 м;

На період будівництва для забезпечення пожежної безпеки передбачені пожежні гідранти, що знаходяться на відстані 2,5 м. від тимчасової дороги.

На майданчику позначаються монтажна і небезпечна зони роботи крана.

Будмайданчик обладнано телефонним і диспетчерським зв'язком. Проектом передбачено загальномайданчिकове рівномірне освітлення 2 л.к, освітлення робочих місць 50 л.к. і охоронне освітлення 0,5 л.к.

При організації робочих місць передбачається:

- забезпечення робітників спецодягом, взуттям, яке не ковзається, касками, монтажними поясами;
- освітлення робочих місць, огороження з навісними драбинами;

2) Заходи профілактики враження електричним струмом:

Проектом передбачено:

– захисне заземлення зварювального трансформатора із L 50*50 I =1500мм.

– виконання зовнішньої електропроводки тимчасового електричного постачання ізольованим дротом із розміщенням його на опорах на висоті над рівнем землі або настилу.:

- 2.5 м – над робочими місцями;
- 3.5 м – над проходами;
- 6.0 – над проїздами;

3) Заходи профілактики пожежі:

Проектом передбачено:

– встановити на будівельному майданчику протипожежні щити, оснащені спеціальним відповідним інвентарем.

– у мережах тимчасового водопроводу влаштувати два пожежних гідранта і водозабірні крани.

– Електрозварювальні роботи виконувати в спеціальних місцях, ізольованих від горючих матеріалів і відділених спеціальним огороженням.

4) Заходи профілактики шкідливого впливу вібрації:

– не допускати проведення понад урочних робіт з вібруючими машинами;

– до експлуатації допускати тільки справні машини;

– до роботи з вібруючими машинами допускати осіб, що досягли 18 років, пройшли попередній медичний огляд, мають відповідну кваліфікацію і здали технічний мінімум з правил безпечного виконання робіт;

– працюючі мають забезпечуватися засобами індивідуального захисту від вібрації і шуму;

– всі працюючі, що будуть мати справу з вібронебезпечним обладнанням, повинні проходити попередній медичний огляд і один раз на рік періодичний медичний огляд;

– повинні бути організовані спеціальні дільниці по ремонту вібруючих машин, з обов'язковим контролем параметрів вібрацій, що генеруються;

– систематично зрівноважувати (статично і динамічно) всі деталі агрегату, що рухаються, для зменшення динамічних сил, які збуджують вібрації; передбачити мінімальні допуски з метою зменшення зазорів у з'єднаннях деталей(перекоси, невірна відстань між центрами і т.н.)

– для послаблення вібрацій, які розповсюджуються в сусідні приміщення, по конструкції будівлі, агрегати, що створюють вібрації, встановлювати на самостійних фундаментах, віброізованих від підлоги та інших конструкцій будівель або на спеціально розрахованих амортизаторах зі сталевих пружин чи пружин матеріалів.

– застосовувати змащення вібруючих деталей, що співударяються, в'язкими рідинами;

5) Заходи поліпшення виробничого процесу при несприятливих метеорологічних умовах:

При великих теплових навантаженнях суттєве значення має спеціально впроваджений режим праці з обов'язковими перервами у роботі. Введення перерв сприяє відновленню зрушень у серцево-судинній системі і полегшенню терморегуляції.

– захист працюючих від перегрівання досягається технічними засобами; механізацією тяжких робіт, дистанційним управлінням механізмами, за рахунок зміни технології виробництва. Засоби теплоізоляції і екранування значно зменшують теплові випромінювання і надходження конвекційного тепла на робочі місця.

– при роботі на холоді, необхідно, з однієї сторони, попередити сильне переохолодження організму працюючих, з іншого забезпечити його швидке зігрівання з метою своєчасної нормалізації фізіологічних зрушень, що настали в наслідок охолодження. В окремих випадках при роботі на холоді використовують пристрої місцевого променевого обігріву або організацію періодичних перерв. Теплий одяг запобігає надмірному охолодженню

організму. У роботі на відкритому повітрі з низькими температурами такі перерви надаються по 10 хв. Через кожну годину праці для обігрівання у спеціальних теплих приміщеннях, з температурою повітря не менше 23 С.

6) Заходи профілактики шкідливого впливу шуму:

- усунення причин шуму або його послаблення в процесі проектування технологічних процесів і конструювання обладнання;
- зменшення щільності звукової енергії виробничих приміщень, відбитої від стін і перекриття;
- ізоляція джерел шуму від навколишнього середовища засобами звуко- і вібропоглинання;
- використання засобів індивідуального захисту від шуму;
- профілактичні заходи медичного характеру.
- раціоналізація режимів праці в умовах шуму;

7) Заходи поліпшення стану виробничого середовища, зменшення важкості та напруженості трудового процесу :

- заміну процесів і технологічних операцій, пов'язаних з виникненням шуму, вібрації і інших шкідливих чинників, процесами або операціями, при яких буде забезпечуватися менша інтенсивність цих чинників або їх повна відсутність;
- заміну шкідливих речовин нешкідливими або менш шкідливими;
- комплексну механізацію, автоматизацію, дистанційне управління, а також автоматичну сигналізацію про хід окремих процесів та операцій, пов'язаних з використанням шкідливих чинників;
- заміна твердого та рідкого палива на газоподібне;
- укриття механічного транспорту, а також герметизацію при транспортуванні пилоподібних матеріалів;
- раціональну організацію робочих місць та захист їх від впливу електромагнітних іонізуючих випромінювань;
- рекуперацію шкідливих речовин та очистку від них технологічних викидів;

– використання технологічних процесів при яких максимально скорочуються кількість ручних операцій, кількість шкідливих викидів і стічних вод.

Для забезпечення пожежної безпеки повинні проводитись наступні заходи у відповідності до ДБН А.3.2–2–2009 [32]:

– спеціальні заходи щодо попередження пожеж від теплового прояву електричного струму.

Керівник (власник) зобов'язаний забезпечити своєчасне технічне обслуговування та належну експлуатацію електроустановок. В разі неможливості технічного обслуговування електроустановок власними силами керівник (власник) повинен укласти договір про планове технічне обслуговування зі спеціалізованою організацією або із кваліфікованими фахівцями.

Особа, призначена відповідальною за їх протипожежний стан (головний енергетик, енергетик, інженерно-технічний працівник відповідної кваліфікації), зобов'язана:

– забезпечувати правильність застосування електрообладнання, кабелів, електропроводок залежно від класу пожежо- та вибухонебезпечності зон і умов навколишнього середовища, а також справний стан апаратів захисту від коротких замикань, перевантажень та інших небезпечних режимів робіт;

– організовувати і проводити профілактичні огляди та планово-попереджувальні ремонти електрообладнання і електромереж, а також своєчасне усунення порушень, які можуть призвести до пожежі;

– організовувати навчання та інструктажі чергового персоналу з питань пожежної безпеки під час експлуатації електроустановок.

Несправності в електромережах та електроапаратурі, які можуть викликати іскріння, коротке замикання, понад нормований нагрів горючої ізоляції кабелів і проводів, повинні негайно ліквідуватися. Пошкоджену

електромережу потрібно відключати до приведення її в пожежобезпечний стан.

8.2. Заходи щодо охорони навколишнього середовища

При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар повинен заздалегідь зніматися і складуватися для подальшого використання. Допускається не знімати родючий шар: при товщині його менше 10 см, при розробці траншей шириною зверху 1 м і менш.

При виробництві будівельно-монтажних робіт мають бути дотримані вимоги по запобіганню запиленої і забрудненості повітря. Не допускається при прибиранні відходів і сміття скидати їх з поверхів будівлі без застосування закритих лотків.

Не допускається не передбачена проектною документацією вирубка дерев і чагарника, засипка ґрунтом стовбурів і кореневих шийок деревно-чагарникової рослинності.

Зони роботи будівельних машин і маршрути руху засобів транспорту повинні встановлюватись з урахуванням вимог по запобіганню пошкодженню насаджень.

При будівництві житлового будинку виникає необхідність споруди магістральних трубопроводів. Виробничі і побутові стоки, що утворюються на будівельному майданчику, не повинні забруднювати навколишнє середовище.

Це пов'язані з неминучим порушенням поверхні землі в смузі будівництва в процесі планування траси, зрізає ґрунту на подовжніх і поперечних ухилах, розчищення траси від рослинності. Так підземна і напівпідземна прокладки припускають розробку траншей, надземна – пристрій опор і фундаментів під них. Будівництво і експлуатація різних конструкцій, комунікацій приводять до різних видів порушення земель.

Всі ці дії (порушення) активізують ерозійні процеси в ґрунтах, викликають руслові деформації на переходах через річки, порушують рельєфоутворення. Дія на навколишнє середовище при експлуатації виявляються протягом тривалішого періоду часу, чим при будівництві. Виникаючі витoki продуктів, що транспортуються, вихлопи двигуна і інші дії приводять до забруднення ґрунтів, річок і водоймищ уздовж траси комунікацій.

Таким чином, вирішення проблеми навколишнього середовища при будівництві комунікацій має базуватися на біологічних, екологічних, економічних і інженерно-технічних дослідженнях.

Розміщення дороги, санітарно-побутових вагончиків і інших пристроїв передбачається з максимальним збереженням дерев, чагарників і трав'яної рослинності.

Обладнаний стенд з охорони довкілля поблизу побутових приміщень.

Для забезпечення охорони навколишнього середовища опалювання санітарно-побутових приміщень, підігрів води проводиться електричними приладами заводського виготовлення.

Обладнані місця на спеціально підготовленому майданчику для збору побутового сміття.

Передбачається виконанням робіт шумними механізмами в першу зміну.

Для пониження шуму на будівельному майданчику виключається одночасна робота декількох машин з високим рівнем шуму.

Впровадження пакетування вантажів сприяє охороні навколишнього середовища.

На машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів.

Перехід будівельних машин на електропривод і застосування електричної енергії для технологічних потреб замість твердого і рідкого палива дозволяє повністю влаштувати шкідливі викиди в атмосферу.

Одним із заходів, що знижують шум на будівельному майданчику, є застосування техніки на пневмоколісному ході і аличних шинах замість гусеничного ходу.

Для запобігання забрудненню ґрунту і води необхідний пристрій механізованої і автоматизованої заправки механізмів і організація збору відпрацьованих масел, а при зміні сезону – відправка їх на регенерацію.

На пунктах технічного обслуговування машин встановлюються ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

8.3. Заходи з протипожежної безпеки

Пожежа — це один з найбільш небезпечних факторів [32], який може статися на будівельному майданчику через :

- неправильне складування матеріалів,
- застосування відкритого вогню,
- порушення ведення зварювальних робіт,
- короткого замикання в проводах,.
- паління у заборонених місцях,

Протипожежні заходи направлені на заобігання пожеж, їх локалізацію у випадку виникнення та створення умов для їх успішної ліквідації.

Головними причинами виникнення пожеж є [32]:

- неправильне складування матеріалів;
- недбале поводження з відкритим вогнем , при електро- та газозварювальних роботах, при роботі з паяльними лампами та іншими джерелами відкритого вогню;
- неправильний монтаж електроустановок і мереж або їх перевантаження, що призводить до підвищеного нагрівання або короткого замикання, іскріння;
- самозагоряння горючих речовин при неправильному зберіганні або через незнання їхньої пожежної безпеки;

- несправність обладнання, порушення технології проведення робіт, вибух горючих сумішей в повітрі при терті, ударах;

- розряди статичної і атмосферної електрики у разі неправильного виконання заземлень і блискавковідводів;

- куріння в пожежно-небезпечних місцях.

Організаційні заходи щодо забезпечення пожежної безпеки включають:

- утримання у належному стані протипожежного інвентарю;

- організацію пожежної охорони;

- навчання працюючих правилам пожежної безпеки говорять — новоприйняті працівники проходять первинний інструктаж з пожежної безпеки, що проводять особи з числа інженерно-технічних робітників, а також на робочих місцях проходять повторний інструктаж з пожежної безпеки;

- дотримання працівниками правил пожежної безпеки при проведенні робіт.

- розробку інструкцій про порядок роботи з пожежонебезпечними матеріалами і дій працівників на випадок виникнення пожежі;

Будівельний майданчик обладнано стаціонарними пожежними щитами із первинними засобами пожежегасіння [32]:

- ящиком з піском;

- вогнегасниками (двома вуглекислотними вогнегасниками ВВ-8 та одним порошковим ВП-10ХЛ);

- азбестовими полотнищами та іншими засобами.

- лопатами, ломами, сокирами, гаками, баграми;

ЗАБОРОНЯЄТЬСЯ робочим загороджувати доступ до пожежного інвентарю, пожежним засобам та евакуаційні ходи.

Для гасіння обладнання, що знаходяться під напругою не вище 380В слід застосовувати тільки вуглекислотні вогнегасники.

Для гасіння невеликих початкових вогнищ полум'я, що виникли у результаті пожежі застосовують порошковий вогнегасник. У випадку

виникнення пожежі працівник зобов'язаний подати сигнал пожежної тривоги і вжити заходів із її ліквідації.

Робітники, які виконують вогневі роботи, мають дотримуватись наступних вимог [32]:

1. До проведення вогневих робіт допускаються особи, що здали протипожежний мінімум і мають посвідчення.

2. Усі вогневі роботи (електро- та газозварювання та різання) необхідно проводити у відповідності із інструкцією про заходи пожежної безпеки під час проведення робіт на промислових підприємствах.

3. Перед початком електрозварювальних робіт робітник має перевірити справність зварювального апарату, ізоляцію, трансформатору, щільність контактів.

4. Забороняється розводити вогонь та зберігати пожежно- і вибухонебезпечні матеріали в місцях не призначених для цього.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У процесі виконання кваліфікаційної роботи магістра розглядалася одноповерхова промислова будівля, яка обладнана мостовими кранами і має функціональне призначення станції технічного обладнання великогабаритної техніки у м. Остер Чернігівської області.

У КМР розглянуто принципи призначення виробничих будівель, їхні функції та класифікація. Представлені конструктивні та об'ємно-планувальні вимоги до виробничих будівель. Серед основних вимог зосереджена увага на технологічних, технічних, індустриальних, архітектурно-художніх, економічних та спеціальних.

Визначені функції та вимоги до використання підйомно-транспортного устаткування. Наведені параметри об'ємно-планувального рішення виробничих будівель із елементами і конструктивними типами одноповерхових виробничих будівель.

Розглянуті складові залізобетонного каркасу одноповерхових виробничих будівель, його елементи у тривимірному просторі із відображенням конструктивної схеми.

Наведені типи центрально стиснутих та позацентрово стиснутих колон, які набули широкого використання в одноповерхових будівлях із наявністю мостових кранів. Представлені принципи використання, проектування та експлуатації залізобетонних підкранови та обв'язувальних балок.

У науково-дослідній частині КМР визначені алгоритми проектування кроквяних та підкроквяних балок і ферм покриття одноповерхових промислових будівель, виконаних у залізобетонному каркасі. Представлений алгоритм визначення максимальних зусиль, які впливають на визначення армування (у тому числі і попередньо напруженого) підкранових залізобетонних балок у несучому каркасі промислових будівель.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

Характеристика джерел	№ посилання	Бібліографічний опис
Навчальний посібник	1	Пащенко Т.М. Будівельні конструкції: навчальний посібник / Т.М. Пащенко, О.О. Сліпич, І.Б. Дремова – К. : ТОВ «НВП Поліграфсервіс», 2015. – 310 с.
Нормативний документ	2	Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
Довідник	3	Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий : Справочник проектировщика / П.Ф. Вахненко, В.Г. Хилобок, Н.Т. Андрейко, М.Л. Яровой. под ред П.Ф. Вахненко. – К. : Будівельник, 1987. – 424 с.
Нормативний документ	4	Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
Навчальний посібник	5	Железобетонные конструкции : курсовое и дипломное проектирование / под ред. А.Я. Барашикова. – К. : Вища шк. головное из-во, 1987. – 416 с.
Підручник	6	Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.
Нормативний документ	7	Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019-08-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
Нормативний документ	8	Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
Підручник	9	Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л.

		Винников, М.Л. Зоценко та ін. ; – Дніпропетровськ : «Пороги», 2014. – 232 с.
Навчальний посібник	10	Якименко О. В. Технічна експлуатація будівель та споруд : навч. посібник / О. В. Якименко, К. О. Кіктьова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. – 247 с.
Нормативний документ	11	Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.
Практичний посібник	12	Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с.
Методичні вказівки	13	Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с.
Практичний посібник	14	Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.
Нормативний документ	15	Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
Тези доповідей	16	Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С.

		Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.
Нормативний документ	17	Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 205 с. – (Державні будівельні норми)
Нормативний документ	18	Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Введені в дію з 2011-09-01]. – К. : Держбуд України.
Наукова стаття	19	Жук В.В. Напружено-деформований стан фундаментів будинку з врахуванням можливого водонасичення лесових ґрунтів / В.В. Жук, О.В. П'ятков, С. Тарамбула // Основи та фундаменти. – 2020. – Вип. 41. – С. 22–31.
Наукова стаття	20	П'ятков О.В. Вплив ефекту зім'яття глинистих ґрунтів при компресійних випробуваннях на визначення осідання основи / О.В. П'ятков, В.В. Жук, О. Полюхович // Основи та фундаменти. – 2020. – Вип. 40. – С. 83–90.
Наукова стаття	21	Альошкіна О. Оцінка впливу просторової жорсткості ростверку на напружено-деформований стан пальових фундаментів будинку / О. Альошкіна, В. Жук, О.В. П'ятков // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. – 2023. – Вип. 46. С. 73–87.
Методичні вказівки	22	П'ятков О.В. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Основи і фундаменти» підготовки фахівців ОС «Бакалавр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / О.В. П'ятков, Є.А. Бакулін. – К. : НУБіП України, 2023. – 85 с.
Навчальний посібник	23	Будівельні конструкції.: навч. посібник / [Клименко Є.В., Дорофєєв В.С., Довженко О.О. та ін]; за заг. ред. Клименка Є.В. – К.: Центр учбової літератури, 2012. – 426 с.

Нормативний документ	24	Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1–10–2018. – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 161 с. – (Державні будівельні норми України).
Нормативний документ	25	Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2–12:2019. – [Чинний з 2019–10–01]. – К. : Мінгеріон України, 2019. – 177 с. – (Державні будівельні норми).
Нормативний документ	26	Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель : ДСТУ Б В.2.6–189:2013. – [Чинний з 2014–01–01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 51 с. – (Національний стандарт України).
Навчальний посібник	27	Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій [Engineering protection and preparation of territories] : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.
Навчальний посібник	28	Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.
Нормативний документ	29	Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с.
Конспект лекцій	30	Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.
Нормативний документ	31	Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016.
Нормативний документ	32	Охорона праці і промислова безпека в будівництві : ДБН А.3.2–2–2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 116 с.