

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

(повна назва факультету)

КАФЕДРА ПРОМИСЛОВОГО, ЦИВІЛЬНОГО ТА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА

(повна назва кафедри)

Складальний Цех

(назва теми)

Дипломна робота (дипломний проект)

освітньо-кваліфікаційного рівня спеціаліст

Виконав: студент 4 курсу БІ-22-2 групи
Спеціальності _____

(шифр, назва)

Кривенко Григорій Максимович
(ПІБ)

Керівник д.т.н., проф. Афанасьєв В.В.
(наук.ступінь, вчене звання ПІБ)

Рецензент к.т.н., доцент Валовой М.О.
(наук.ступінь, вчене звання ПІБ)

1. Вступ

1.1 Актуальність будівництва складальний цехів;

1.2 Мета проєкту;

1.3 Характеристика об'єкта.

2. Архітектурно-будівельна частина

2.1 Генеральний план

2.2 Об'ємно-планувальне рішення

2.3 Характеристика будівлі

2.4 Конструктивні рішення

2.5 Матеріали конструкцій.

3. Залізобетонні конструкції промислової будівлі

3.1 Вихідні дані

3.2 Загальні відомості

3.3 Конструктивна схема перекриття

3.4 Попереднє визначення товщини плити і розмірів поперечного перерізу балок

3.5 Розрахунок та конструювання плити

3.6 Розрахунок та конструювання другорядної балки

3.7 Розрахунок та конструювання головної балки

4. Технологія будівельного виробництва

4.1 Проектування фундаментів

4.2 Визначення обсягів робіт

4.3 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

4.4 Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів

4.5 Техніко-економічні показники

4.6 Заходи з техніки безпеки та охорони природи

4.7 Контроль якості робіт

4.8 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів

5. Організація будівництва

5.1 Характеристика об'єкту та вибір методів виконання робіт

5.2 Відомість обсягів робіт

5.3 Картка-визначник сітьового графіка

5.4 Розрахункова матриця

5.5 Розрахунок техніко-економічних показників сітьового графіка

5.6 Розрахунок калькуляції

5.7 Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних і санітрано-побутових будівлях

5.8 Розрахунок тимчасового водопостачання

5.9 Розрахунок тимчасового електропостачання

5.10 Розрахунок тимчасових складів

5.11 Опис будівельного генерального плану

5.12 Техніко-економічні показники будгенплану

5.13 Заходи з техніки безпеки та охорони праці

6. Охорона праці

6.1 Безпека під час будівництва цеху

6.2 Пожежна безпека

6.3 Електробезпека

7. Висновки

8. Джерела

ВСТУП

У розвитку економіки України будівництво, як галузь народного господарства займає одне з важливих місць і його питома вага у валовому виробництві держави складає більше 12%.

Перехід будівництва на індустріальні методи вніс істотні зміни в типи конструкцій що застосовуються та способи і терміни виконання робіт. Широкого використання набули ефективні залізобетонні конструкції, в тому числі залізобетонні, армовані високоміцною арматурою, конструкції з легких бетонів. За допомогою сучасних оздоблювальних та покрівельних матеріалів, стало можливим інтегрувати будівлю у будь-який мікрорайон, надати йому художньої виразності та зробити прикрасою міста.

Даний об'єкт являє собою девятиповерховий житловий будинок, що входить до складу житлового комплексу. Будівництво його зумовлено великим попитом на житло в даному мікрорайоні, близькістю головних у місті торгових комплексів, та зручним розташуванням.

Створюються такі об'єкти з якомога більшою кількістю типових елементів і конструкцій, але для забезпечення архітектурної виразності потрібно використовувати індивідуальні для кожного окремого об'єкта рішення. Планувальні рішення в основному впливають з технологічних вимог та нових вимог щодо житлових будівель.

Проект розроблено на основі завдання на проектування.

1.1 АКТУАЛЬНІСТЬ БУДІВНИЦТВА СКЛАДАЛЬНИХ ЦЕХІВ

Важлива риса будь-якого підприємства - його виробничо-технічне і функціональну єдність. Це забезпечується наявністю в його складі цехів, які діляться на основні (виробництво продукції) та допоміжні (обслуговування перших). Проектування цехів передбачає створення однорідних або різнорідних в технологічному плані об'єктів, що виконують необхідні функції.

Актуальність теми.

Сучасний етап розвитку промислового виробництва характеризується стрімким скороченням життєвого циклу продукції, підвищенням вимог до її якості та жорсткою конкуренцією. Складальний цех є кінцевою і найважливішою ланкою виробничої структури будь-якого машинобудівного або приладобудівного підприємства, оскільки саме тут формуються остаточні експлуатаційні характеристики, надійність та якість готового виробу.

Більшість існуючих промислових будівель в Україні були зведені за застарілими радянськими типовими проектами. Сьогодні вони демонструють повну невідповідність сучасним вимогам через низку факторів:

Негнучке планування: Мала сітка колон (наприклад, 12х12 м або 18х12 м) та низька висота ферм обмежують можливість перепланування ліній під випуск нової продукції та заважають встановленню сучасних великогабаритних робототехнічних комплексів.

Катастрофічні енерговтрати: Старі будівлі з важкого залізобетону та зашкеленими стрічковими ліхтарями мають колосальні втрати тепла. В умовах високих цін на енергоносії утримання та опалення таких споруд робить кінцеву продукцію неконкурентоспроможною.

Фізичний знос каркаса: Будівельні конструкції (особливо підкранові балки та покриття), що експлуатувалися десятиліттями у важких умовах, вичерпали свій ресурс і потребують повної заміни з міркувань безпеки.

Традиційні підходи до проєктування складальних цехів, що базувалися на жорстких поточкових лініях та значній частці ручної праці, сьогодні втратили свою ефективність. Вони не здатні забезпечити гнучкість, необхідну для швидкої переналагоджуваності обладнання під випуск нових моделей або модифікацій виробів.

Науково-технічна та практична актуальність реінжинірингу та проєктування сучасних складальних цехів обумовлена такими ключовими чинниками:

Гнучкість та багатомономенклатурність: Сучасний ринок вимагає переходу від масового до дрібносерійного випуску продукції під індивідуальні замовлення. Проєктування гнучких складальних систем (ГСС) дозволяє мінімізувати час та витрати на переналагодження ліній.

Стратегічне значення для післявоєнної відбудови України. Особливої актуальності проєкти будівництва нових складальних цехів набувають у контексті майбутнього масштабного відновлення промислового потенціалу України. Внаслідок бойових дій значна кількість вітчизняних машинобудівних та виробничих підприємств зазнали повного або часткового руйнування. Відновлення економіки держави неможливе шляхом простого копіювання застарілих радянських споруд — воно має базуватися на принципі

Впровадження концепції «Індустрія 4.0»: Актуальним є інтегрування у простір цеху засобів автоматизації високого рівня: промислових роботів, колаборативних роботів (коботів), систем комп'ютерного зору для контролю якості та автоматизованих керованих транспортних засобів (AGV).

1. Оптимізація логістичних потоків: Сучасне проєктування базується на концепціях Lean Production (Ощадливе виробництво) та Kanban. Оптиміальне просторове розташування робочих місць, складів та транспортних шляхів дозволяє мінімізувати незавершене виробництво та усунути зайві переміщення матеріалів.

2. Цифрова трансформація (Цифрові двійники): Використання технологій тривимірного моделювання та імітаційного моделювання (наприклад, у середовищах Siemens Tecnomatix або AnyLogic) на етапі проєктування дозволяє віртуально протестувати роботу цеху, виявити «вузькі місця» та оптимізувати такти виробництва ще до початку капітальних інвестицій.

3. Ергономіка та безпека праці: Зниження впливу людського чинника на помилки під час складання досягається через проєктування робочих місць за принципами "Poka-Yoke" (захист від помилок) та покращення умов праці (освітлення, мікроклімат, зниження шуму).

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дипломний проєкт спрямований на вирішення прикладної інженерної задачі з модернізації (або створення) виробничих потужностей згідно з пріоритетними напрямками розвитку науки і техніки України, зокрема в галузі розвитку вітчизняного машинобудування та автоматизації виробничих процесів.

1.2 МЕТА ПРОЄКТУ

Мета проєкту: Розробка архітектурно-будівельних, конструктивних та об'ємно-планувальних рішень для будівництва (або реконструкції) будівлі складального цеху, яка забезпечить оптимальні умови для розміщення технологічних ліній, безпечну експлуатацію конструкцій та мінімальні витрати на зведення та утримання об'єкта. **Для досягнення мети у роботі вирішено такі завдання:**

1. Проведено аналіз існуючого технологічного процесу складання та виявлено його недоліки.
2. Розраховано виробничу програму, такт випуску та необхідну кількість робочих місць (стендів, конвеєрів).
3. Виконано планування цеху з раціональним розміщенням виробничих, допоміжних та обслуговуючих ділянок.
4. Організовано внутрішньоцехову логістику та обрано оптимальні транспортні засоби.
5. Розроблено заходи з охорони праці, техніки безпеки та екологічності виробництва.
6. Розраховано економічну ефективність проєктних рішень (термін окупності, зниження собівартості).

1.3 ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТА

Проєкт розроблено на основі завдання на проєктування.

Ділянка для забудови знаходиться у м. Луганськ (Місто належить до **II кліматичного району (помірно-континентальний степ)**). З півночі, заходу та сходу ділянка обмежена зоною перспективної житлової забудови, з півдня – проєктованою вулицею.

Рельєф ділянки спокійний.

Проєкт розроблений з врахуванням слідуєчих кліматичних даних:

- Температура найхолоднішої п'ятиденки (забезпеченість 0,92): -25°C
- Температура найхолоднішої доби (забезпеченість 0,98): -32°C
- нормативне снігове навантаження (IV сніговий район) – 132 кгс/м^2

- нормативне вітрове навантаження – 43 кгс/м²
- нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,0 м

2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

2.1 ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН

Ділянка під будівництво складального цеху розташована в м. Луганськ Луганської області.

Ділянка має прямокутну форму з розмірами 85 x 130 м.

Площа ділянки – 11050 м². Рельєф ділянки спокійний з незначним ухилом в сторону вулиці.

Відведення атмосферних опадів відбувається по місцевості рельєфу.

Поряд з будівлею нічого не розташовано.

Вхід на територію ділянки передбачено з вулиці. Мінімальні відступи від червоної лінії вулиці до будівлі 6 м.

Правила розміщення, і пристрої протипожежних перешкод устанавлюються протипожежними нормами в залежності від пожежної небезпеки і поверховості будівлі.

Запобігти поширення вогню при пожежі можна розділивши будівлю на окремі відсіки або устанавити по горизонталі будівлі залізобетонні та вогнестійкі покриття.

Благоустрій території включає в себе влаштування доріжок, озеленення. Озеленення виконано у вигляді посадки дерев – нехаотично.

2.2 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ

Конструктивна схема будівлі – просторовий несучий залізобетонний та сталевий каркас.

Конфігурація будівлі – будівля простої форми. Габаритні розміри будівлі: прольот будівлі - 24 м, 24 м і 18 м; крок колон – 12 м, 9м, 8,4м, 3,6 м і 18 м;

відмітка оголовку колони – 9 м, відмітка низу фундаменту - 3,4 м, вантажопідйомність мостового крану - 10 т. Будівлю запроектовано для фінального збирання готової продукції з окремих деталей, вузлів та агрегатів. Кількість поверхів – 1.

В будинку запроектовано 6 входів та виходів із приміщень: три головних входу (вихіда), 3 аварійних входа (вихода).

Водопровід – господарсько-питний, що забезпечує водою санвузли, душові, гардеробні та питні фонтанчики; виробничий, що подає воду на технологічні потреби (охолодження обладнання, миття деталей, гідровипробування) та протипожежний для системи внутрішніх пожежних кран-комплектів та спринклерного пожежогасіння.

Гаряче водопостачання - господарсько-питний від зовнішньої мережі.

Каналізація – міська централізована.

Опалення – централізоване, але з локальною трансформацією тепла.

Вентиляція загальнообмінна та припливно-витяжна.

Електропостачання трифазний змінний струм напругою 380 В (або за сучасними стандартами — 400 В) з частотою 50 Гц.

2.3 ХАРАКТЕРИСТИКА БУДІВЛІ

1. Загальні дані та технічні показники

Призначення будівлі: промислова.

Категорія складності об'єкту – II (CC1).

Ступінь вогнестійкості – I.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – I.

Проектний строк служби (70 років).

2. Об'ємно-планувальні рішення

Поверховість та висота: 1 поверх, висота поверху 16,8м , загальна висота будівлі 20,85м.

Планувальна схема: прямоточна.

3. Конструктивні рішення

Конструктивна система: каркасна.

Фундаменти: тип пальові, матеріали бетон класу C25/30 (B30).

Стіни та перегородки: матеріали (цегла, газоблок, монолітний залізобетон), товщина 750мм.

Перекриття та покриття (дах): зроблений з залізобетонного матеріалу, тип збірні, монолітні та пустотні плити).

Покрівля: тип конструкції плаский, скатний, матеріали металочерепиця.

4. Кліматичні та експлуатаційні умови

Місце будівництва м. Луганськ, основні кліматичні параметри (Температура найхолоднішої п'ятиденки (забезпеченість 0,92): -25°C ; Температура найхолоднішої доби (забезпеченість 0,98): -32°C ; нормативне снігове навантаження (IV сніговий район) – 132 кгс/м^2 ; нормативне вітрове навантаження – 43 кгс/м^2 ; нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,0 м).

В умовах м. Луганськ для промислової будівлі температурний режим у робочій зоні має коливатися від $+16^{\circ}\text{C}$ (для важкої праці взимку) до $+25^{\circ}\text{C}$ (для легкої праці влітку) при стабільній відносній вологості (40...60%).

Геологічна структура міста представлена переважно четвертинними відкладами, під якими залягають корінні породи кам'яновугільного періоду.

2.4 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

1. Загальна конструктивна схема

Тип системи: каркасна (неповний).

Схема сприйняття навантажень: поздовжні несучі стіни та поперечні несучі стіни.

Забезпечення жорсткості: досягається за рахунок стійкості будівлі (наприклад, сумісна робота стін, диски перекриттів).

2. Підземна частина (Фундаменти)

Тип конструкції: стовпчасті.

Матеріал: клас бетону C25/30, марка арматури A500C та A240C, збірні залізобетонні блоки (ФБС) та моноліт.

Гідроізоляція: горизонтальна (від капілярної вологи) та вертикальна (обмазувальна, обклеювальна), захист від ґрунтових вод.

3. Вертикальні огорожувальні та несучі конструкції

Стіни зовнішні: матеріал (цегла, газобетон, керамоблок), наявність та вид утеплювача (мінвата, пінополістирол), оздоблювальний шар (штукатурка, вентильований фасад).

Стіни внутрішні (несучі): матеріал, товщина (зазвичай 250–380 мм для цегли або 200–300 мм для моноліту).

Колони: крайні колони 4K132-7 з розміром бази колони 900×400 мм та середні колони 8K132-25 з розміром бази колони 900×400 мм.

4. Горизонтальні конструкції

Перекрыття та покриття: збірні залізобетонні плити (круглопустотні) та залізобетонні плити. Товщина плити 6 і 12м, спосіб обпирання на стіни/ригелі.

Перемички: збірні залізобетонні над віконними та дверними прорізами.

5. Дах та покрівля

Дах напіввальмовий з ухилом 47,5°. Кровляна система комбінована. Жорсткість крокв забезпечують прогони, підкоси, ригелі та стійки на лежнях. Приставна система крокв – балочна конструкція із системи паралельних похилих балок (крокв), обпертих на опорний горизонтальний брус (мауерлат), розташований упродовж несучих зовнішніх стін, а верхнім – на прогон, який підтримують стійки та поздовжні підкоси, які обпираються на внутрішні несучі стіни. До кожної пари кроквяних ніг прибивають горизонтальний елемент, що називається ригель для забезпечення жорсткості конструкції. Для зменшення прогину кроквяних ніг під кожен пару кроквяних ніг влаштовують підкоси. Крокви запроектовано розташовувати з кроком 8400 мм.

Для покрівлі використовується металочерепиця. Гребінь даху покривається пазовою металочерепицею. По звису покрівлі влаштовується зовнішнє водовідведення.

Вода з даху відводиться ринвами до водостічних стояків. Матеріал ринв та водостічних стояків – тонколистова оцинкована сталь з полімерним покриттям.

6. Вікна, двері та ліхтарі

Вікна: металопластикові або алюмінієві профілі, кількість камер у склопакеті 4шт., Коефіцієнт теплосприйняття внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції, Вт/(м²°C): $\alpha_{в} = 8,1$ Вт/(м²°C); Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, Вт/(м²°C): $\alpha_{з} = 22,6$ Вт/(м²°C).

Дверна продукція: зовнішні (утеплені, протипожежні, протизламні) та внутрішні (дерев'яні, МДФ).

2.5 МАТЕРІАЛИ КОНСТРУКЦІЙ

1. Бетон та залізобетон (Фундаменти, каркас, перекрыття)

Фундаменти (палі або стовпчасті): Прийнято бетон класу C25/30 (B30). Враховуючи виявлену інженерно-геологічними вишукуваннями слабку сульфатну агресивність ґрунтових вод у м.

Луганськ, для підземних конструкцій встановлено підвищені вимоги до водонепроникності — марка W6, та морозостійкості — марка F150. Бетонування виконується на сульфатостійкому портландцементі.

Для сприйняття розтягуючих та сколюючих напруг залізобетонні елементи армуються високоміцною сталлю відповідно до ДСТУ 3760:2019: Робоча арматура (поздовжня) для каркасів колон, підшов фундаментів та плити підлоги прийнято гарячекатану сталь періодичного профілю класу A500C (розрахунковий опір розтягу $R_s = 365$ МПа). Вона забезпечує високе зчеплення з бетоном і надійний анкерний захист. Конструктивна та поперечна арматура (хомути, сітки): Прийнято гладку сталь класу A240C ($R_s = 225$ МПа) діаметром 6–10 мм, призначену для сприйняття поперечних сил та фіксації робочих стрижнів у просторових каркасах.

2. Стінові матеріали та розчини

2.1 Цегла керамічна: пустотіла, марки за міцністю M150 на цементно-піщаному розчині марки M75.

2.2 Газобетонні блоки (автоклавні): марка за густиною D600 (для несучих стін), клас міцності не нижче B2.5.

2.3 Керамічні блоки (поротерм): марки M100 із використанням «теплых» мурувальних розчинів на основі перліту.

3. Теплоізоляційні та звукоізоляційні матеріали

3.1 Мінеральна (кам'яна) вата: у вигляді жорстких плит густиною 110–150 кг/м³ (для фасадів під штукатурку) та густиною 45–75 кг/м³ (для вентильованих фасадів).

3.2 Пінополістирол (екструдований, ЕППС): для утеплення цоколю, підвалу та підлог по ґрунту (має високу міцність та нульове водопоглинання).

3.3 Шумоізоляція: пінополіетилен (ізолон) під чистову стяжку підлоги.

4. Покрівельні та гідроізоляційні матеріали

4.1 Гідроізоляція фундаментів: бітумні мастики, праймери, рулонні наплавлювані матеріали типу акваізолу чи євроруберойду.

4.2 Матеріали покрівлі: Для скатних дахів: металочерепиця, бітумна черепиця або профнастил із полімерним покриттям.

4.3 Плівки: пароізоляційна плівка (зсередини приміщення) та супердифузійна гідроізоляційна мембрана (із зовнішнього боку утеплювача).

5. Конструкційне дерево та метал

5.1 Сталевий прокат: сталь марок C235, C245, C255 (для виготовлення балок, прогонів, фахверків та сходів).

3. ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ

3.1 ВИХІДНІ ДАНІ

Рибристе монолітне залізобетонне перекриття з балковими плитами.

Дані проекту:

№	Назва параметра	Значення
1	Довжина приміщення в осях L, м	35,20
2	Ширина приміщення в осях В, м	20,90
3	Кількість поверхів п _п	6
4	Висота поверху Н _п , м	4,50
5	Стіни з керамічної цегли товщиною, м	0,51
6	Вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) q _п , кН/м ²	1,08
7	Тимчасове (корисне) навантаження v _п , кН/м ²	10,8
8	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ _f	1,2
9	Коефіцієнт надійності за призначенням, γ _п	0,95
10	Снігове навантаження S ₀ , кН/м ²	0,7
11	Глибина закладання фундаменту Н ₁ , м	1,35
12	Бетон елементів перекриття, класу	C16/20
13	Бетон колон, класу	C16/20
14	Бетон фундаменту, класу	C16/20
15	Арматура плити, класу	A400C, Bp-1
16	Арматура балок, колон, фундаменту, класу	A400C
17	Розрахунковий опір ґрунту R ₀ , МПа	0,250

3.2 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

У монолітних ребристих перекриттях робоча арматура розташована в ребрах головних та другорядних балок, які взаємно перетинаються під прямим кутом і з'єднані між собою монолітною плитою.

За конструктивним рішенням варіанта розглядається ребристе перекриття з балочними плитами. Це означає, що відношення сторін опорного контуру плити повинно бути не менше двох (рис. 1):

$$\frac{l_4}{l_6} \geq 2$$

де l₄ - проліт плити; l₆ - проліт другорядної балки.

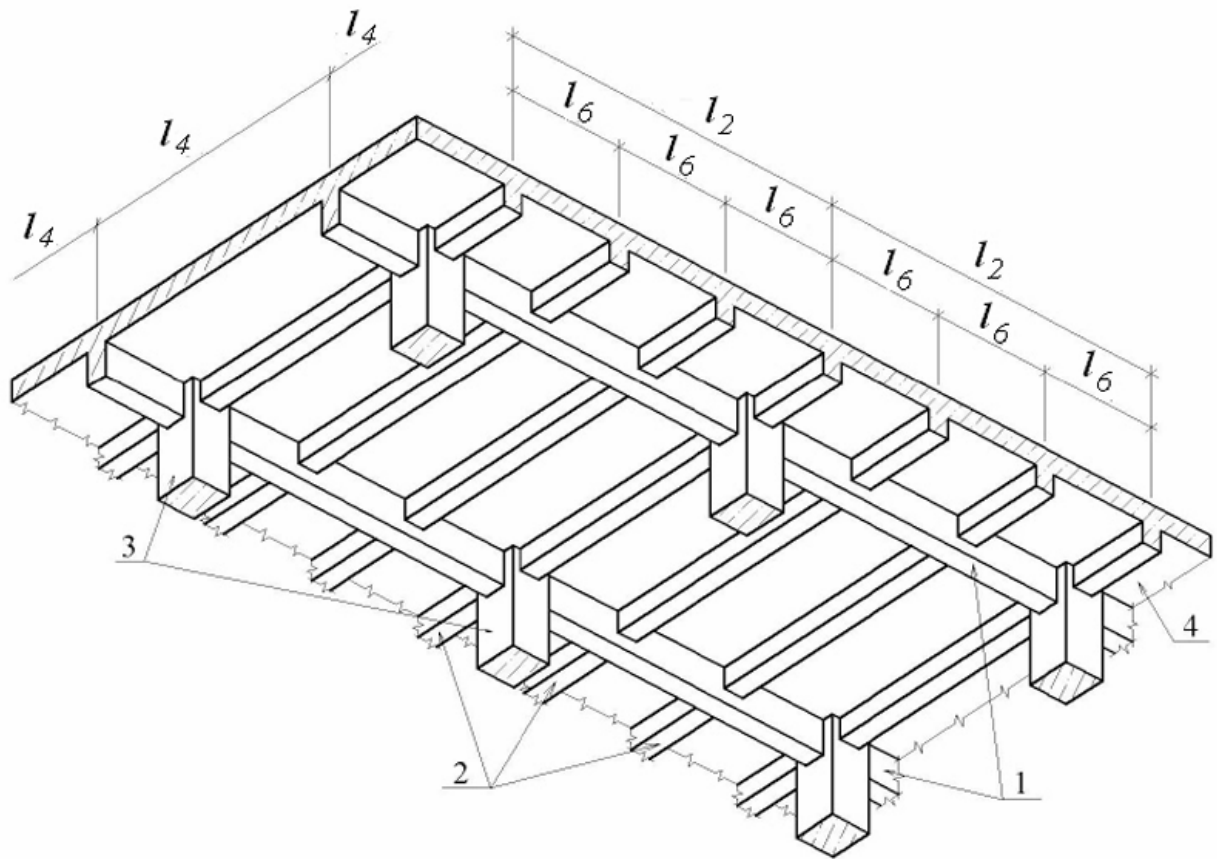


Рис. 1. Монолітне ребристе перекриття з балочними плитами: 1 - головні балки; 2 - другорядні балки; 3 - колони; 4 – плита

Балочні плити перекриття працюють на згин у короткому напрямку. Балочні плити перекриття працюють на згин у короткому напрямку. Значенням згинального моменту в поздовжньому напрямку нехтують через його незначну величину. Проектування ребристого монолітного перекриття здійснюють у такій послідовності:

- 1.Збирають необхідні дані для розробки проекту (табл. 1).
2. Виконують компоновку перекриття в двох або трьох варіантах.
3. Розраховують елементи перекриття: плиту, другорядну та головну балки та колону першого поверху.
4. Розробляють робочі креслення розрахованих конструкцій.

Орієнтація головних балок приймається в залежності від призначення будівлі, вимог освітлення, просторової жорсткості, вентиляції та технології виробництва.

Завдяки розташуванню головних балок у поперечному напрямі будівлі підвищується її загальна жорсткість.

Через розташування головних балок у поздовжньому напрямі жорсткість будівлі зменшується. Часте розташування другорядних балок обумовлює зменшення ширини

віконних прорізів, а перехід до збільшених віконних прорізів вимагає використання перемичок з підвищеною несучою спроможністю.

Рекомендації до величин прольотів балок ребристого покриття з балочними плитами: головні балки - 6÷8 м, другорядні балки - 5÷7 м, плити - 1,7÷2,7 м. Величини крайніх прольотів плит другорядних і головних балок доцільно зменшити на 10.20 % по відношенню до середніх (рис. 2). У цьому випадку згинальні моменти та поперечні сили в крайніх прольотах наближаються за величиною до розрахункових зусиль в середніх прольотах. Товщину плит виробничих будівель рекомендується попередньо приймати в залежності від тимчасового навантаження та їх прольоту. Мінімальну товщину плити монолітного покриття приймають 60 мм із умови технології бетонування плитних конструкцій. Попередню товщину плити призначають у відповідності до табл. 2 з урахуванням досвіду проектування і приймають з кратністю 10 мм.

$$h'f=(l_6-0,2)\sqrt{(l_6-0,2)+v_n}$$

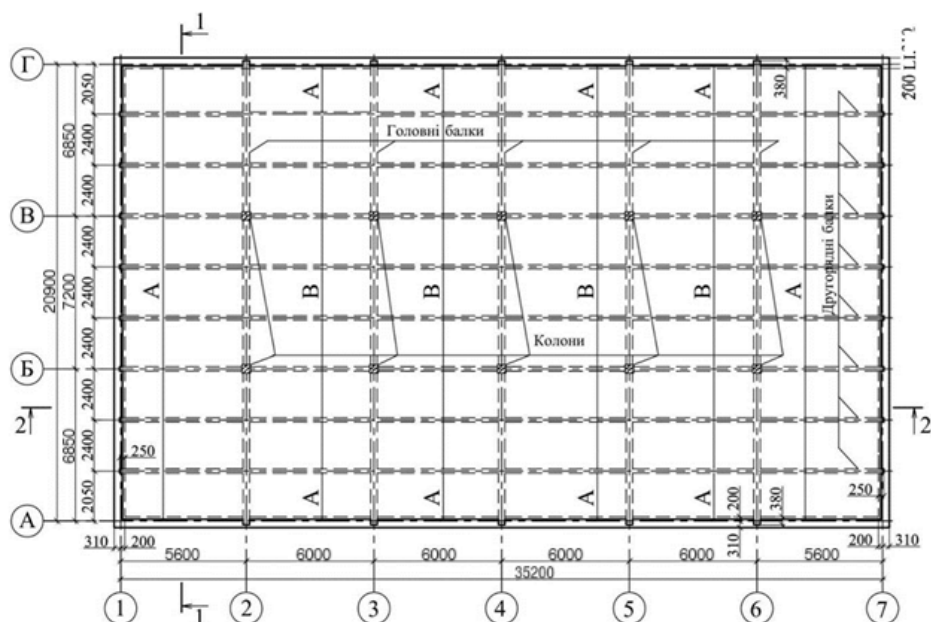
Попередні розміри поперечного перерізу балок з урахуванням їх ваги на основі досвіду проектування приймаємо в залежності від прольоту:

- головних балок, $h_1 = (\frac{1}{7} \div \frac{1}{15}) * l_2$;
- другорядних балок, $h_2 = (\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}) * l_4$;
- ширина ребер $b_w = (\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}) * h$.

Розміри поперечного перерізу балок варто приймати з кратністю 5см при $h \leq 60$ см і з кратністю 10 см, при $h > 60$ см.

Рекомендовані розміри перерізів:

висота балки h, см	40	45	50	55	60	70	80
ширина ребра w _b , см	15	20	20	25	25	30	30



Відповідно до вказівок стосовно компоновки перекриття та з урахуванням вихідних даних на проектування приймаємо розташування головних балок у поперечному напрямі будівлі, а другорядних - у поздовжньому.

Осі зовнішніх поздовжніх та поперечних стін розташовані на відстані 200 мм від внутрішніх поверхонь стін (рис. 3). Змінюючи орієнтацію балок перекриття або величини польотів у рекомендованих межах, можна скласти декілька варіантів конструктивних схем.

Рис. 3. Прив'язки ділянок обпирання балок на зовнішні стіни

3.4 ПОПЕРЕДНЄ ВИЗНАЧЕННЯ ТОВЩИНИ ПЛИТИ І РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ БАЛОК

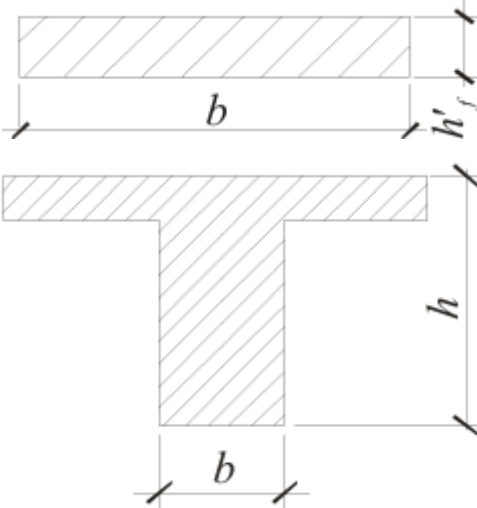
Для попереднього визначення товщини плити можемо скористатися табл. 2. За вихідними даними $v_n = 10,8 \text{ кН/м}^2$.

Попередньо товщина плити призначається за формулою

$$h'_f = (l_6 - 0,2) \sqrt{(l_6 - 0,2) + v_n} = (2,4 - 0,2) \sqrt{(2,4 - 0,2) + 10,8} = 7,9 \text{ см.}$$

З урахуванням конструктивних вимог попередньо призначаємо товщину плити $h'_f = 80 \text{ мм}$.

Попередньо прийняті розміри перерізів елементів перекриття наведені у табл. 4.

Назва елемента	Поперечний переріз елемента (ескіз)	Висота елемента, см	Ширина елемента, см
Плита		$h'_f = 8$	$b = 100$
Другорядна балка		$h_2 = \left(\frac{1}{12}\right) * l_4 = 600/12 = 50$	$b_2 = \left(\frac{1}{2,5}\right) * h_2 = 50/2,5 = 20$
Головна балка		$h_1 = \left(\frac{1}{10}\right) * l_2 = 720/10 = 72$	$b_1 = \left(\frac{1}{2,5}\right) * h_1 = 72/2,5 = 28,8$

Прийняті розміри поперечних перерізів елементів перекриття подано у табл. 4. З урахуванням рекомендацій приймаємо такі розміри поперечних перерізів елементів.

Прийняті розміри перерізів

товщина плити	$h'_f = 8 \text{ см}$
розміри перерізу другорядної балки	$h_2 * b_2 = 50 * 20 \text{ см}$
розміри перерізу головної балки	$h_1 * b_1 = 70 * 30 \text{ см}$

Прийняті розміри є попередніми і в наступних розрахунках уточнюються в залежності від величини згинаючих моментів.

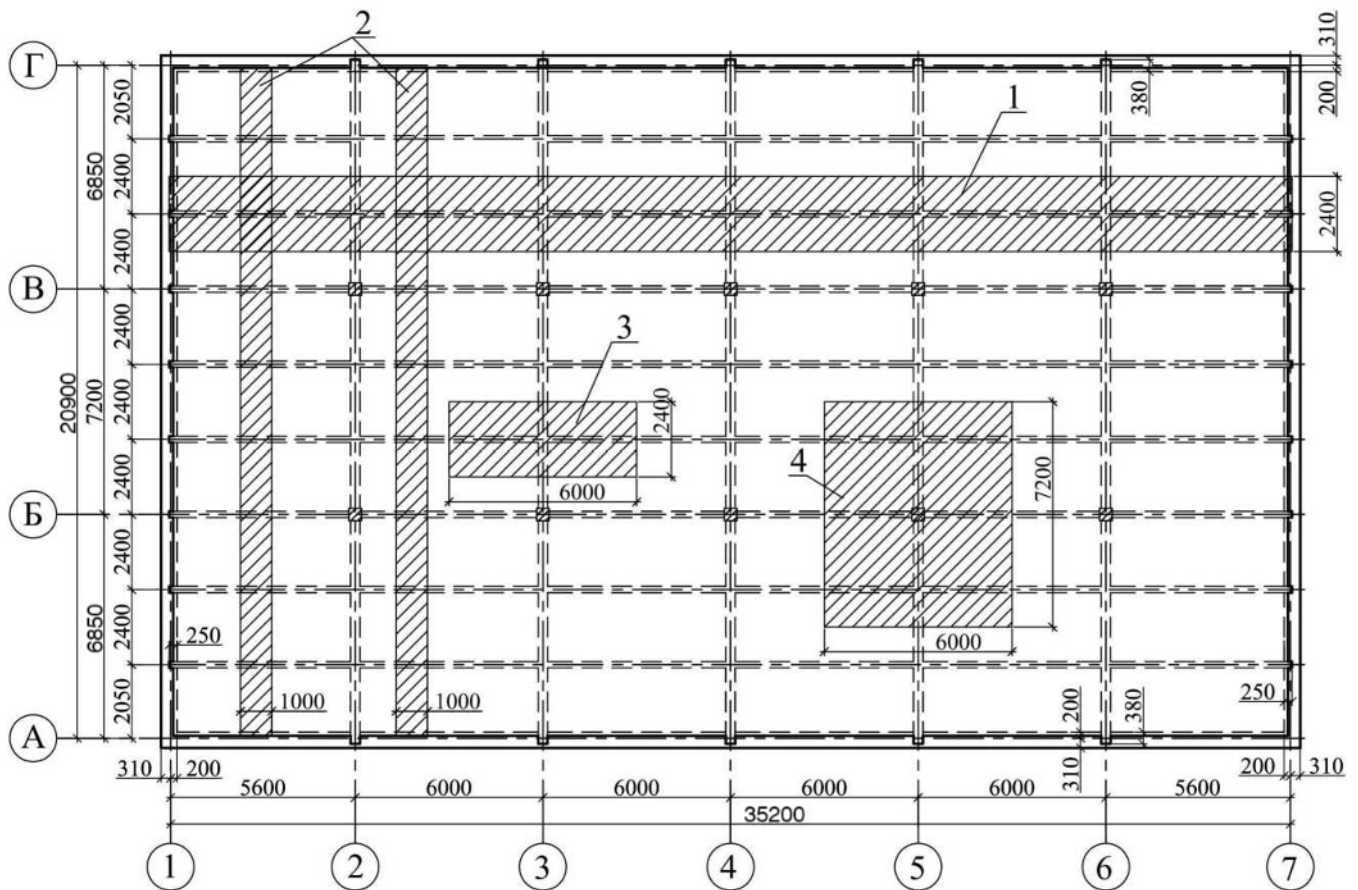


Рис. 4. Вантажні площі елементів перекриття: 1 - вантажна площа для розрахунку другорядної балки; 2 - вантажна площа для розрахунку плити; 3 - вантажна площа для розрахунку головної балки; 4 - вантажна площа для розрахунку колони

3.5 РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

Залізобетонні плити - це плоскі конструкції, товщина яких h_f значно менша ширини b та довжини l .

Вихідні дані:

а) бетон класу C20; ($f_{cd} = 11,5$ МПа);

б) плита армується зварними сітками з поперечною робочою арматурою (у прийнятому варіанті, класу A400C; $f_{yd} = 365$ МПа);

в) тимчасове навантаження $v_n = 10,8$ кН/м²;

г) коефіцієнт надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$;

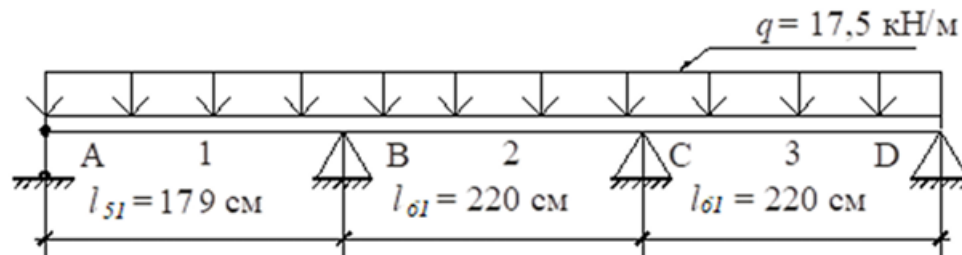
д) вага підлоги з підготовкою або покрівлі з утеплювачем $q_n = 1,08$ кН/м²;

е) Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f = 1,2$.

3.5.1. Вибір розрахункової схеми

Плити балочного перекриття опираються на другорядні та головні балки, і розраховуються в напрямі коротшої сторони. При розрахунку плити розглядають смугу шириною 1 м, яка опирається на стіни (крайні опори) та другорядні балки (середні опори) (рис. 4).

Розрахункова схема плити - є нерозрізна багатопролітна балка (рис. 5), яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q ; розрахунок навантаження приведено у п. 5.3 посібника.



3.5.2. Визначення розрахункових прольотів плити

Плита зацемлена в цегляну стіну на величину $c = 120$ мм (рис. 6).

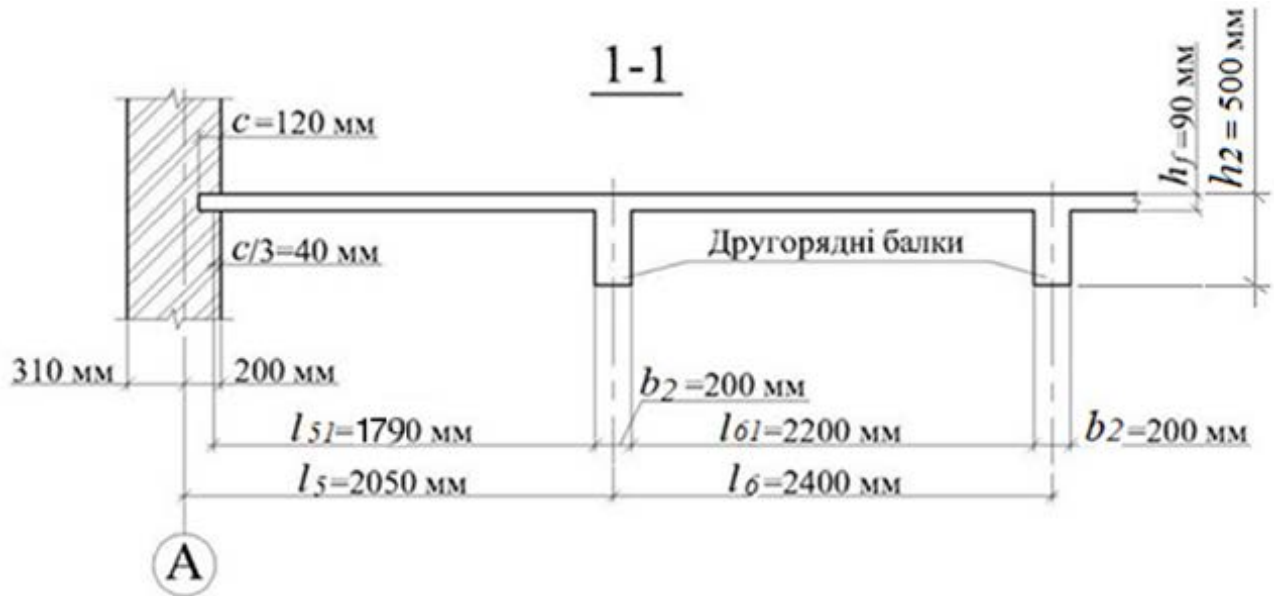


Рис. 6. До визначення розрахункових прольотів плити

Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{s1} = l_s - \frac{b_2}{2} - 20 + \frac{c}{3} = 205 - \frac{20}{2} - 20 + \frac{12}{3} = 179 \text{ см},$$

де $l_s = 205$ см – крайній геометричний проліт плити;

$b_2 = 20$ см – ширина ребра другорядної балки;

$c = 12$ см – величина опирання плити на стіну.

Визначення розрахункових середніх прольотів: $l_{61} = l_6 - b_2 = 240 - 20 = 220$ см,

де $l_6 = 240$ см – середній геометричний проліт плити;

3.5.3. Визначення навантаження на плиту

Розрахунки зводимо до табл. 6. Розрахункове навантаження на 1 м плити дорівнює навантаженню на 1 м^2 , тому що ширина розрахункової смуги плити 1 м. Щільність важкого бетону прийнята $\rho = 25$ кН/м³

Навантаження на плиту

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН
	Постійне			
1	Залізобетонна плита, $h'_f * \rho = 0,08 * 25 * 1 * 1 =$	2	1	2,22
2	Підлога $q_n = 1,08$	1,08	1,18	1,44
	Всього постійне	$g_n = 3,08$		$g_1 = 3,66$
	Тимчасове			
3	Корисне навантаження, $v_n = 10,8$	$v_n = 10,8$	1,08	$v_1 = 13,2$

Повне розрахункове навантаження на 1 м^2 плити, з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$:

$$q = (g_1 + v_1) * \gamma_n = (3,66 + 13,2) * 0,95 = 16,017 \text{ кН.}$$

3.5.4. Визначення згинаючих моментів

Розрахункові зусилля з урахуванням їх перерозподілу внаслідок пластичних деформацій бетону визначаються таким чином:

- в крайніх прольотах:

$$M_1 = \frac{q * l_{51}^2}{11} = \frac{16,017 * 1,79^2}{11} = 4,66 \text{ кН*м;}$$

- на опорах В (перші проміжні опори):

$$M_B = - \frac{q * (\frac{l_{51} + l_{61}}{2})^2}{11} = - \frac{16,017 * (\frac{1,79 + 2,2}{2})^2}{11} = - 5,79 \text{ кН*м;}$$

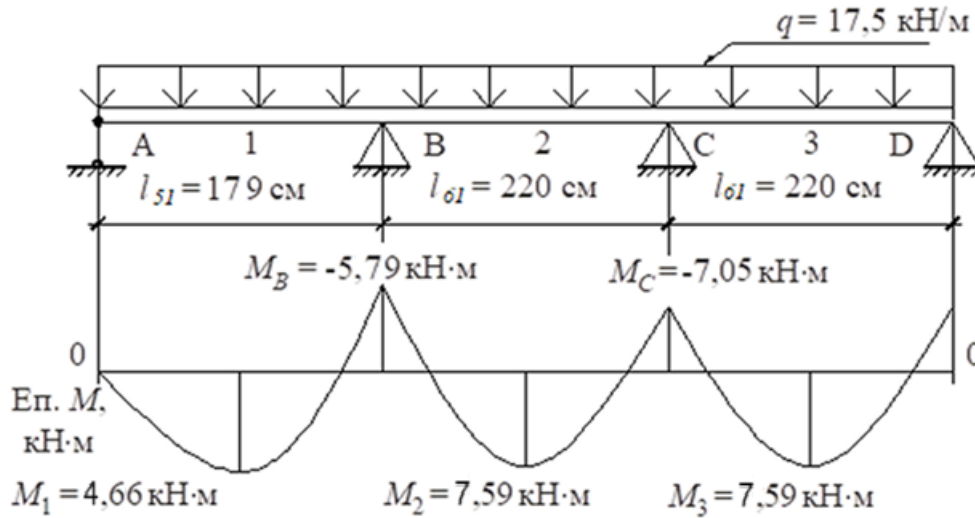
- в середніх прольотах:

$$M_2 = M_3 = \frac{q * l_{61}^2}{11} = \frac{16,017 * 2,20^2}{11} = 7,05 \text{ кН*м; ;}$$

- на середніх опорах:

$$M_C = -\frac{q \cdot l_{\delta 1}^2}{16} = -\frac{16,017 \cdot 2,20^2}{16} = -7,05 \text{ кН}\cdot\text{м}; ;$$

Епюра згинаючих моментів в плиті.



Епюра згинаючих моментів у плиті

Поперечні сили Q по гранях опор не визначають, тому що завжди виконується умова міцності.

Епюра згинальних моментів у плиті наведена на рис. 7. Визначення товщини плити.

Товщину плити, попередньо прийняту для визначення її ваги, уточнюємо з урахуванням дії найбільшого згинального моменту $M_B = 5,79 \text{ кНм}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{a_m \cdot b \cdot f_{cd}}},$$

де $M = M_B = 5,79 \text{ кН}\cdot\text{см}$ – найбільший згинаючий момент у плиті; $100 \text{ б} = \text{см}$ – розрахункова ширина плити.

Для визначення табличного коефіцієнта α необхідно знайти відносну висоту стиснутої зони бетону, яка обчислюється за формулою:

$$\xi = c \frac{f_{yd}}{f_{cd} \cdot 100\%}$$

де $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону стиску (для класу С20); $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір арматури розтягу (для класу А400С); Оптимальний коефіцієнт армування для плит опертих по 4 – м сторонам складає $c = 0,3 \dots 0,6$, приймаємо $c = 0,45$.

Таким чином:

$$\xi = c \frac{f_{yd}}{f_{cd} \cdot 100\%} = 0,45 \frac{365}{11,5 \cdot 100\%} = 0,14.$$

Використовуючи таблицю коефіцієнтів для розрахунків згинаючих елементів армованих одиночною арматурою за величиною ξ знаходимо відповідний йому коефіцієнт $\alpha_m=0,106$.

Необхідна робоча висота перерізу плити:

$$d = \sqrt{\frac{M}{a_m * b * f_{cd}}} = \sqrt{\frac{579 * 10}{0,106 * 100 * 11,5}} = 6,89 \text{ см.}$$

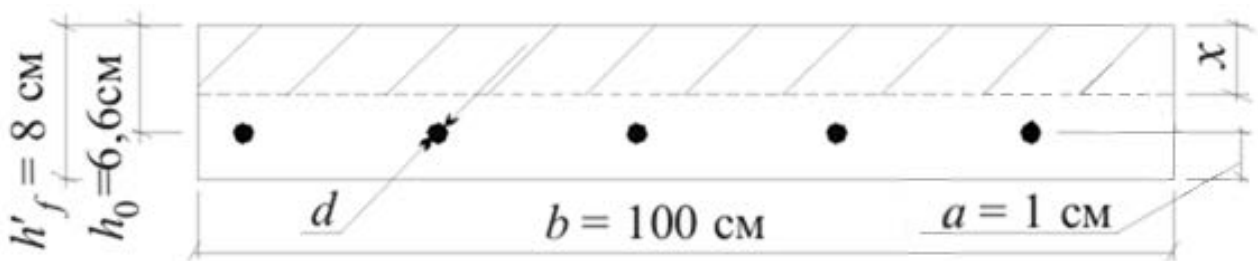
Повна товщина плити:

$$h'_f = d + \frac{d_s}{2} + a = 6,89 + \frac{0,8}{2} + 1,0 = 8,29 \text{ см,}$$

де $d_s = 8 \text{ мм} = 0,8 \text{ см}$ – діаметр стержнів робочої арматури;

$a = 1,0 \text{ см}$ – мінімальний захисний шар бетону.

Призначаємо повну товщину плити з кратністю 1 см. Приймаємо $h'_f = 8,0 \text{ см}$,



Поперечний переріз плити

Уточнюємо робочу висоту перерізу:

$$d = h'_f - \frac{d_s}{2} - a = h'_f - \frac{d_s}{2} - a = 8 - \frac{0,8}{2} - 1,0 = 6,6 \text{ см.}$$

3.5.5. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Для сприймання згинальних моментів в розтягнутих зонах встановлюються плоскі зварні сітки з поперечною робочою арматурою класу А400С, з розрахунковим опором $f_{yd}=365 \text{ МПа}$.

Підбір типів сіток за площею робочої арматури проводимо за табл. 4 до датку.

Підбір арматури ділянки А

Елемент	М, кН-м	$a_m = \frac{M}{b * d^2 * f_{cd}}$	ξ	Необхідна арматура, см^2	Прийнятна арматура	
				$A_s = \frac{M}{f_{yd} * d * \xi}$	Кількість та тип сіток	$A_s, \text{мм}^2$
Пр 1	4,66	$\frac{4,66 * 100 * 10}{100 * 6,6^2 * 11,5} = 0,093$	0,952	$\frac{4,66 * 100 * 10}{365 * 6,6 * 0,952} = 2,03$	4Вр – І – 250 8А400С – 150	3,36
Он. В	5,80	$\frac{5,80 * 100 * 10}{100 * 6,6^2 * 11,5} = 0,116$	0,936	$\frac{5,80 * 100 * 10}{365 * 6,6 * 0,936} = 2,57$	4Вр – І – 250 8А400С – 150	3,36

Пр 2	7,80	$\frac{7,80 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,156$	0,916	$\frac{7,80 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,916} = 3,53$	$\frac{4Bp - I - 250}{8A400C - 200}$	2,51
Оп. С	7,05	$\frac{7,05 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,141$	0,924	$\frac{7,05 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,924} = 3,17$	$\frac{4Bp - I - 250}{8A400C - 200}$	2,51

Підбір арматури ділянки В

Елементи	М, кН-м	$a_m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	Необхідна арматура, см ²	Прийнята арматура	
				$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta}$	Кількість та тип сіток	A_s , см ²
Пр 2	7,80	$\frac{7,80 \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,124$	0,932	$\frac{7,80 \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,932} = 2,78$	$\frac{4Bp - I - 250}{6A400C - 150}$	1,89
Оп. С	7,05	$\frac{7,05 \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,112$	0,940	$\frac{7,05 \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,940} = 2,51$	$\frac{4Bp - I - 250}{6A400C - 150}$	1,89

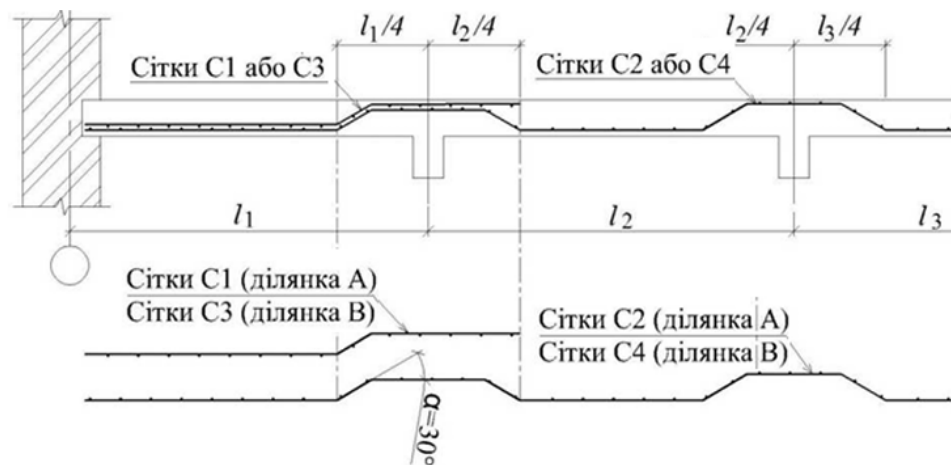
ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

У плитах перекриття ділянок В, які повністю обрамлені по контуру головними та другорядними балками, зменшуємо величину згинальних моментів на 20 %.

Плиту ребристого перекриття рекомендується армувати зварними сітками. Якщо діаметр робочої арматури 3, 4, 5 мм, то приймають рулонні сітки з поздо вжньою робочою арматурою, які розгортають у напрямі головних балок.

У прольотах сітки укладають по низу плити, а на опорах, над другорядними балками, переводять у верхні зони плити. Перегинання сіток у верхній зоні 4 здійснюється на відстані 1 прольоту від осі опори. Основна сітка С1 (ділянка А) підбирається за величиною моменту, який діє в середніх прольотах. У крайніх прольотах укладається додаткова сітка С2.

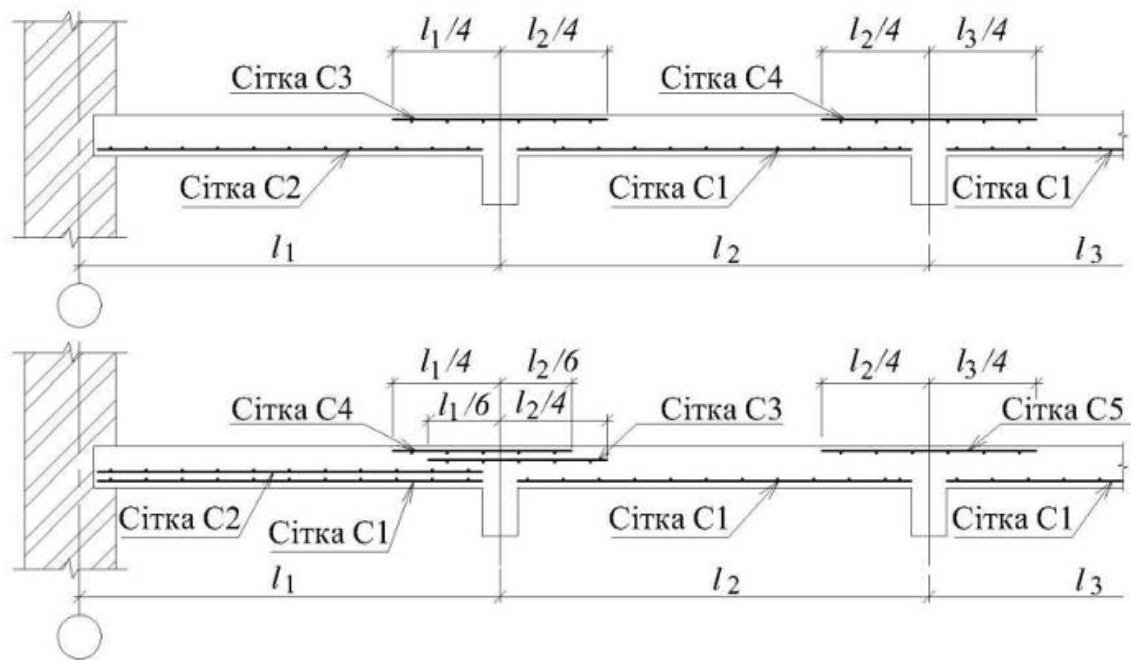
Основну сітку С3 (ділянка В) підбирають за величиною моменту, який зменшений на 20 % і діє у середніх прольотах. У крайніх прольотах укладають додаткову сітку С4 (рис. 9).



Армування плити рулонними зварними сітками з поздовжньою робочою арматурою

Якщо діаметр робочої арматури 6 мм і більше, то необхідно прийняти сітки з поперечною робочою арматурою. Зварні сітки з поперечною робочою арматурою укладають по нижній грані плити в прольотах і по верхній грані над опорами. Ширина сіток у прольотах дорівнює прольоту плити, а над опорами - сітку заводять на $\frac{1}{4}$ прольоту з обох боків від осі опори.

Сітки підбирають окремо для середніх та крайніх прольотів і опор плити ділянки А. Стикування сіток здійснюється відповідно до діючих норм. Так само у випадку армування плити на ділянці В.



Армування плит зварними сітками з поперечною робочою арматурою.

3.6 РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

Залізобетонні балки - це лінійні конструкції, розміри поперечного перерізу яких, b та h , значно менші від довжини l .

Вихідні дані:

а) бетон класу C20; $f_{cd} = 11,5$ МПа;

б) балка армується зварними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу A400C;
 $f_{yd} = 365$ МПа, $f_{yw} = 285$ МПа;

в) поперечна арматура класу A240C, $f_{ywd} = 170$ МПа;

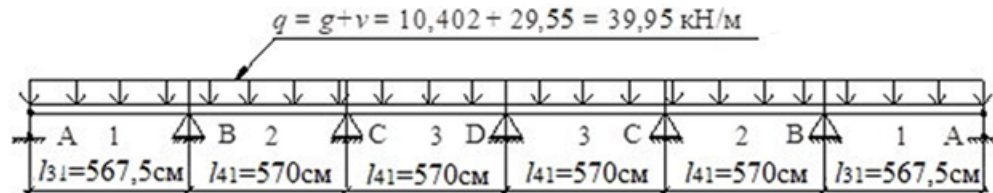
г) тимчасове навантаження $v_n = 10,8$ кН/м²;

д) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_{II} = 1,08$ кН/м².

3.6.1. Вибір розрахункової схеми

Розрахункова схема другорядної балки являє собою нерозрізну шести- пролітну балку, яка кінцями обпирається на цегляні стіни, а у проміжку - на головні балки.

Якщо кількість прольотів перевищує 5, то балка розраховується як п'ятипролітна



Розрахункова схема другорядної балки

3.6.2. Визначення розрахункових прольотів

Другорядні балки замуровуються в цегляну стіну на глибину $c = 250$ мм. Розрахункові прольоти визначаються з урахуванням попередньо прийнятих розмірів перерізу другорядної та головної балок. Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{31} = l_3 - 20 - \frac{b_1}{2} + \frac{c}{2} = 560 - 20 - \frac{30}{2} + \frac{25}{2} = 537,5 \text{ см},$$

де $l_3 = 560$ см – крайній геометричний проліт другорядної балки;

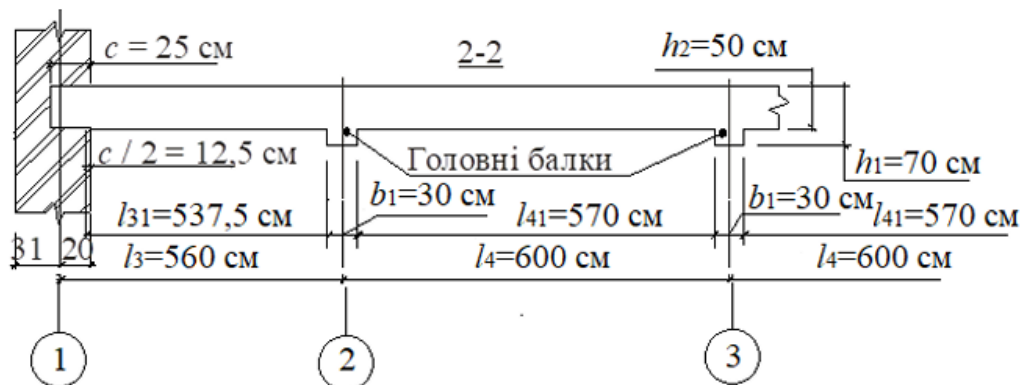
$b_1 = 30$ см – ширина ребра головної балки;

$c = 25$ см – величина опирання балки на стіну.

Визначення розрахункових середніх прольотів:

$$l_{41} = l_4 - b_1 = 600 - 30 = 570 \text{ см},$$

де $l_4 = 600$ – середній геометричний проліт другорядної балки;



До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

3.6.3. Визначення навантаження на балку

Рівномірно розподілене навантаження складається з постійного q_n (вага підлоги, плити, ребра другорядної балки) і тимчасового навантаження $v_n = 12 \text{ кН/м}^2$. Навантаження збирається з вантажної площі, ширина якої обмежена більшим прольотом плити $l_6 = 2400 \text{ мм}$.

№	Вид навантаження	Характеристичне навантаження,	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження
Постійне навантаження				
1	Підлога $q_n \cdot l_6 = 1,08 \cdot 2,40 = 2,59$	2,59	1,3	3,36
2	3.б. плита $h'_f \cdot l_6 \cdot 1 \cdot \rho = 0,08 \cdot 2,40 \cdot 1 \cdot 25 = 4,8$	4,8	1,1	5,28
3	Ребро другорядної балки $(h_2 - h'_f) \cdot b_2 \cdot 1 \cdot \rho = (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 25 =$	2,1	1,1	2,31
	Всього постійне	$g_n = 9,49$		$g_1 = 10,95$
Тимчасове навантаження				
4	$v_n \cdot l_6 = 10,8 \cdot 2,40 = 25,92$	$v_n = 25,92$	1,2	$v_1 = 31,104$

Повне розрахункове навантаження на 1м.п. другорядної балки з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$:

$$g = g_1 \cdot \gamma_n = 10,95 \cdot 0,95 = 10,402 \text{ кН/м},$$

$$v = v_1 \cdot \gamma_n = 31,104 \cdot 0,95 = 29,55 \text{ кН/м},$$

$$q = g + v = 10,402 + 29,55 = 39,95 \text{ кН/м},$$

3.6.4. Визначення згинаючих моментів

Конструювання другорядної балки пов'язано з побудовою огинаючої епюри згинаючих моментів, ординати якої визначаються за формулою:

$$M = \pm \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2,$$

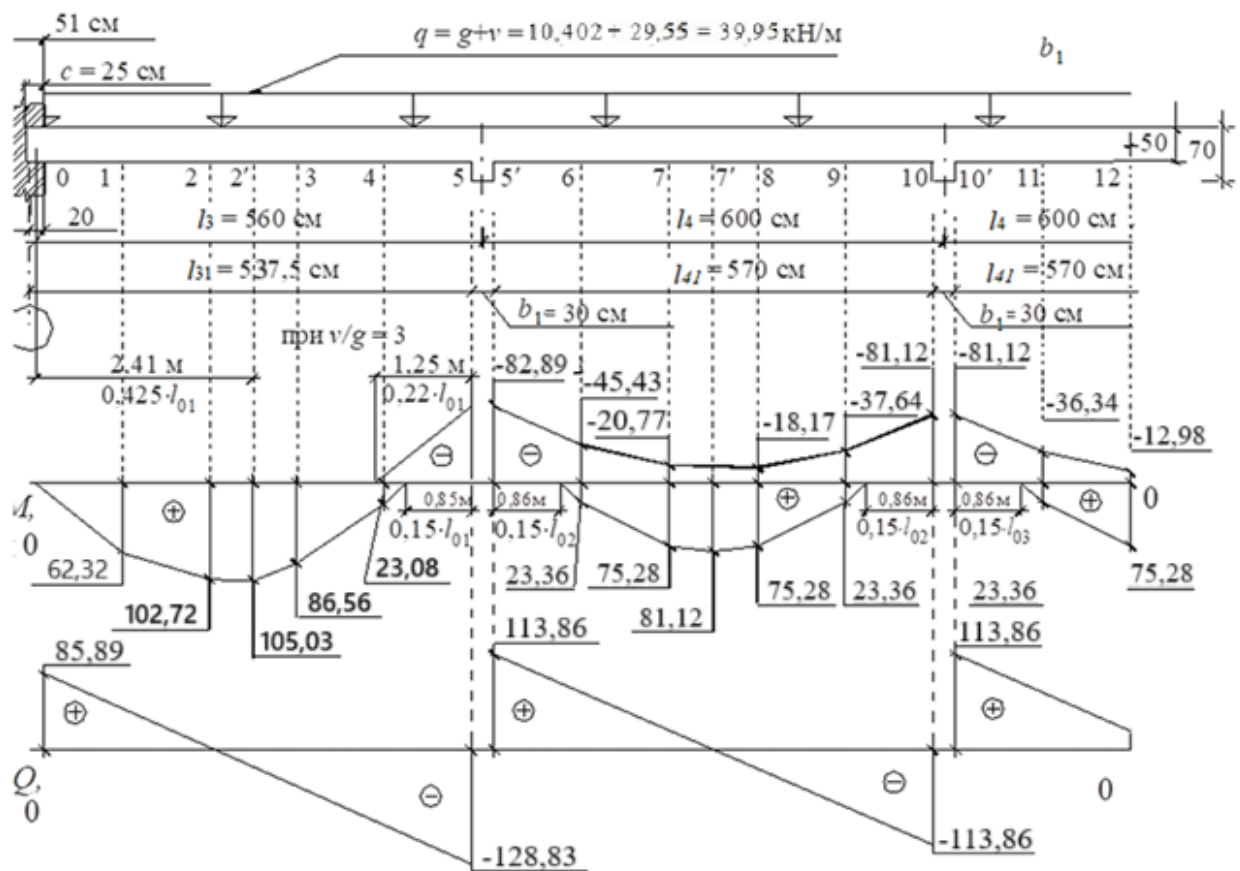
де β – коефіцієнт, який приймається в залежності від перерізу балки та відношення навантажень $\frac{g}{v}$;

$(g + v) = (10,402 + 29,95) = 39,95 \text{ кН/м}$ – повне розрахункове навантаження;

l_0 – розрахункова довжина прольоту, де визначаються згинаючі моменти. Визначення згинаючих моментів при відношенні $\frac{v}{g} = \frac{29,95}{10,402} = 2,87 \approx 3$

Визначення розрахункових згинальних моментів другорядної балки

Проліт	Переріз	Коефіцієнти		$q \cdot l_0^2$	Згинальні моменти, кНм	
		β	$-\beta$		$^M \text{Ed, max}$	$^M \text{Ed, min}$
1 проліт	1	0,054	—	$39,95 \cdot 5,375^2 = 1154,18$	62,32	—
	2	0,089	—		102,72	—
	2'	0,091	—		105,03	—
	3	0,075	—		86,56	—
	4	0,02	—		23,08	—
Оп.В	5	—	-0,0715	$39,95 \cdot 5,387^2 = 1159,34$	—	-82,89
2 проліт	6	0,018	-0,035	$39,95 \cdot 5,7^2 = 1297,97$	23,36	-45,43
	7	0,058	-0,016		75,28	-20,77
	7'	0,0625	—		81,12	—
	8	0,058	-0,014		75,28	-18,17
	9	0,018	-0,029		23,36	-37,64
Оп.С	10	—	-0,0625	$39,95 \cdot 5,7^2 = 1297,97$	—	-81,12
3 проліт	11	0,018	-0,028	$39,95 \cdot 5,7^2 = 1297,97$	23,36	-36,34
	12	0,058	-0,01		75,28	-12,98
	12'	0,0625	—		81,12	—



Епюри згинаючих моментів та поперечних сил другорядної балки (М – кНм, Q – кН).

3.6.5. Визначення поперечних сил

$$V_{EdA} = 0,4(g+v) \cdot l_{3l} = 0,4 \cdot 39,95 \cdot 5,375 = 85,89 \text{ кН};$$

$$Q_{EdB}^n = -0,6(g+v) \cdot l_{3l} = -0,6 \cdot 39,95 \cdot 5,375 = -128,83;$$

$$Q_{EdC}^n = -Q_{EdC}^n = Q_{EdC}^n = \pm 0,5 \cdot (g+v) \cdot l_{4l} = \pm 0,5 \cdot 39,95 \cdot 5,7 = \pm 113,86;$$

3.6.6. Визначення розмірів поперечного перерізу другорядної балки

Робочу висоту балки визначаємо за формулою:

$$d_2 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}},$$

де $M = 105,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – найбільший згинаючий момент в балці.

$\alpha_m = 0,241$ – визначається за оптимальною величиною $\xi = 0,3 \dots 0,4$;

$$\alpha_m \rightarrow \xi = \frac{x}{d} = 0,37;$$

$f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір стиску для бетону С20;

$b_w = b_2 = 20 \text{ см}$ – ширина перерізу другорядної балки.

$$\text{Таким чином } d_2 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}} = \sqrt{\frac{105,03 \cdot 100 \cdot 10}{0,241 \cdot 11,5 \cdot 20}} = 43,53 \text{ см.}$$

Повна висота балки $h = h_0 + \alpha = 43,53 + 5 = 48,53 \text{ см.}$

Приймаємо висоту балки $h_2 = 50 \text{ см}$, ширину ребра балки $b_2 = 20 \text{ см}$.

Уточнюємо робочу висоту:

а) при розміщенні робочих стержнів у два ряди:

$$d_{21} = h_2 - \alpha = 50 - 5 = 45 \text{ см;}$$

б) при розміщенні сіток на опорі:

$$d_{22} = h_2 - d'_1 = 50 - 3 = 47 \text{ см;}$$

в) при розміщенні робочих стержнів в один ряд:

$$d_{23} = h_2 - d'_2 = 50 - 5 = 45 \text{ см;}$$

Елементи залізобетонних ребристих перекриттів (другорядні і головні балки) мають перерізи таврового профілю, в яких розрахункова ширина стиснутої полиці, з умови ефективної роботи при стиску, не може перевищувати розмір b_{eff} і визначається за формулою

$$b_{eff} = b_{eff} + b_{eff1} + b_{eff2}$$

Ширину полиці визначають в залежності від умовного прольоту l_0

$$l_0 = 0,15(l_{31} + l_{41}) = 0,15(537,5 + 570) = 166,12 \text{ см}$$

і, відповідно, ширину звисів полиці

$$b_{eff1} = 0,2 B_1 + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0,$$

$$b_{eff2} = 0,2 B_2 + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0,$$

$$\text{де } B_1 = 0,5 \cdot l_{51} = 0,5 \cdot 185 = 92,5 \text{ см і } B_2 = 0,5 \cdot l_{61} = 0,5 \cdot 220 = 110 \text{ см}$$

При невиконанні умови приймаємо b_{eff1} і $b_{eff2} = 0,2 l_0$

Таким чином,

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot B_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 92,5 + 0,1 \cdot 166,12 = 35,11 \text{ см} > 0,2 l_0 = 0,2 \cdot 166,12 = 33,22 \text{ см.}$$

Умова не виконується, приймаємо $b_{eff1} = 33,22 \text{ см}$.

$$b_{eff2} = 0,2 \cdot B_2 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 110 + 0,1 \cdot 166,12 = 37,51 \text{ см} > 0,2 l_0 = 0,2 \cdot 166,12 = 33,22 \text{ см.}$$

Умова не виконується, приймаємо $b_{eff2} = 33,22 \text{ см}$.

Розрахункова ширина полиці

$$b_{eff} = b_2 + b_{eff1} + b_{eff2} = 20 + 33,22 + 33,22 = 86,44 \text{ см.}$$

Приймаємо $b_{eff} = 86$ см.

3.6.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу другорядної балки

Розрахунок нормальних перерізів таврового профілю починають з визначення положення нейтральної лінії, яка найчастіше знаходиться в межах висоти полиці. Положення нейтральної лінії визначається з умов

$M_{Ed} \leq M_f$ - нейтральна лінія проходить в полиці,

$M_{Ed} > M_f$ - нейтральна лінія проходить в ребрі,

де $M_{Ed} = 105,03$ кНм - найбільший розрахунковий момент в прольоті

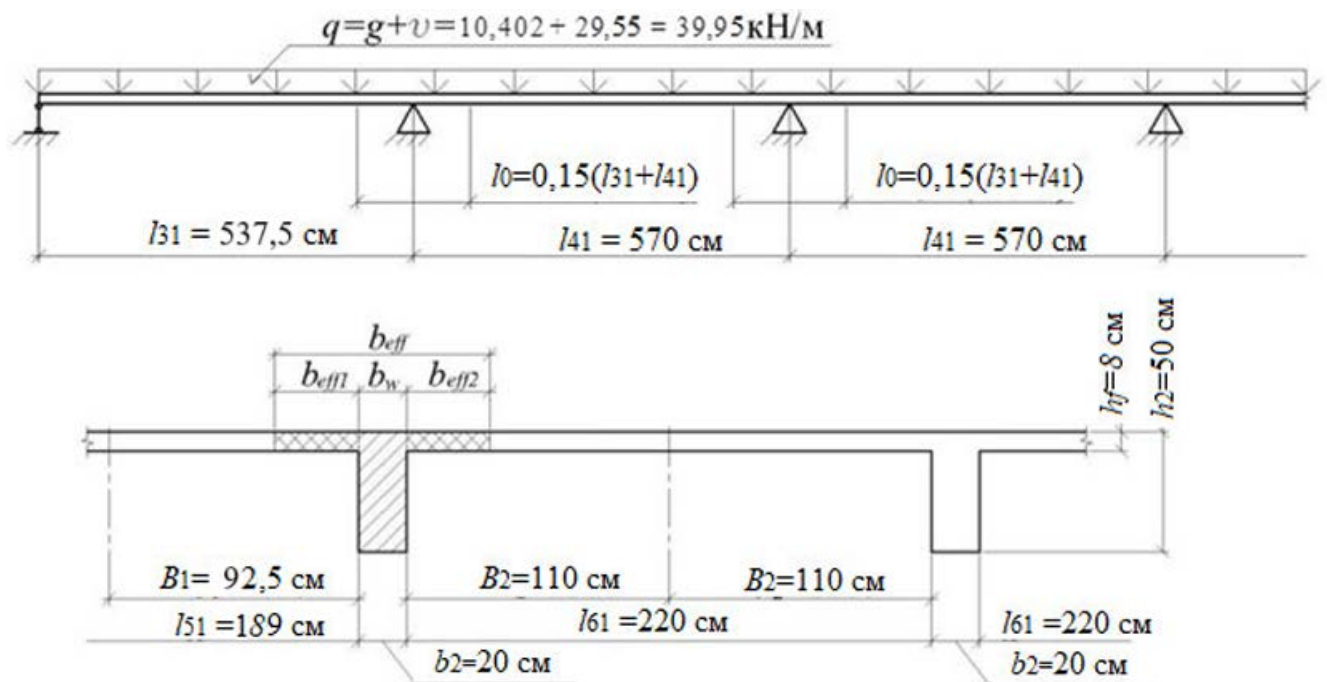
$M_f = b_{eff} * h_f * f_{cd} (d_{21} - 0,5 * h_f)$ - момент, який може сприйняти переріз балки з повністю стиснутою полицею.

Таким чином

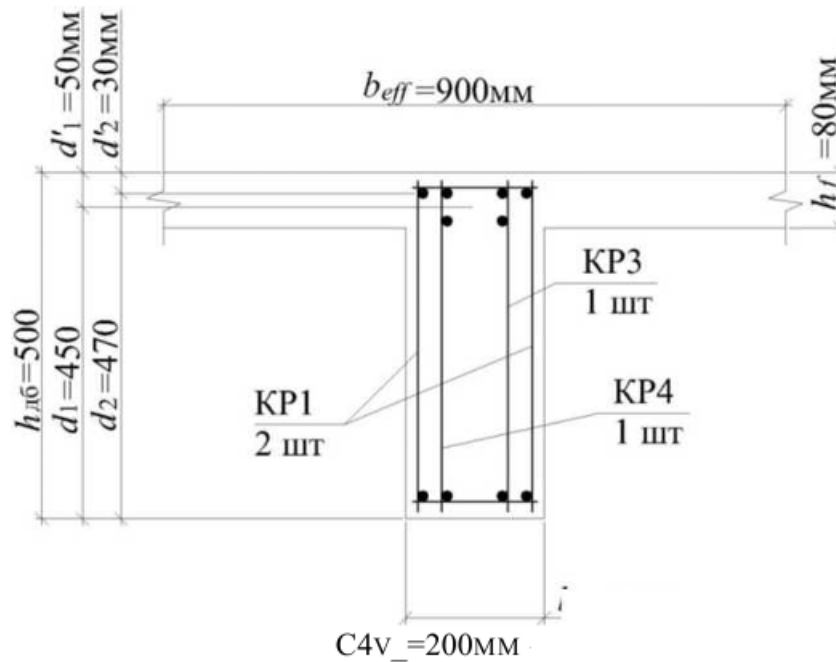
$$M_f = b_{eff} * h_f * f_{cd} (d_{21} - 0,5 * h_f) = b_{eff} * h_f * f_{cd} (d_{21} - 0,5 * h_f) = 86 * 8 * (11,5/10) * (45 - 0,5 * 8) = 32\,439,2 \text{ кНсм}$$

$$M_f = 324,39 \text{ кНм} > M_{Ed} = 105,03 \text{ кНм}$$

Оскільки $M_f = 324,39 \text{ кНм} > M_{Ed} = 105,03 \text{ кНм}$, нейтральна лінія проходить в 25 полиці і переріз розраховуємо як прямокутний з шириною $b_{eff} = 86$ см і $h_2 = 50$ см.



До визначення умовного прольоту другорядної балки l_0 і ширини полиці b_{eff}



Переріз другорядної балки по грані опори

3.6.8. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Передбачається армування другорядної балки в прольотах двома плоскими зварними каркасами (КР1, КР2). Кожен каркас має по два нижніх стержні з арматури класу А400С з розрахунковим опором $f_{yd} = 365$ МПа. На опорах балку армуємо двома плоскими каркасами КР3 і КР4, які мають по два верхніх робочих стержня з арматури класу А400С.

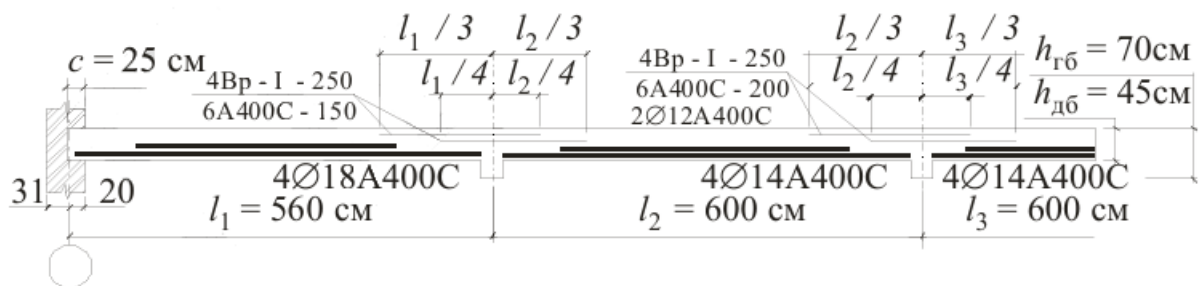


Схема армування другорядної балки

Розрахунок площі робочої арматури другорядної балки

Елемент балки	Точка	M_{Ed} кНм	b	Робоча висота перерізу, см d	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 f_{cd}}$	ζ	$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$	Прийнята арматура	
								Кількість арматури	Фактична площа A_s , см ²
Проліт 1	2'max	105,03	$b_{eff} = 86$	$d_{21} = 45$	$\frac{105,03 \cdot 100 \cdot 10}{86 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,0524$	0,972	$\frac{105,03 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,972} = 6,57$	4Ø16A400C	6,58

Проліт 2	7' max	81,13	$b_{\text{eff}} = 86$	$d_{21} = 45$	$\frac{81,13 \cdot 100 \cdot 10}{86 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,0405$	0,980	$\frac{81,13 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,980} = 5,04$	4Ø14A400C	5,69
	7 min	20,77	$b_2 = 20$	$d_{22} = 47$	$\frac{20,77 \cdot 100 \cdot 10}{20 \cdot 47^2 \cdot 11,5} = 0,446$	0,980	$\frac{20,77 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 47 \cdot 0,980} = 1,29$	2Ø12A400C	2,20
Опора В	5 min	82,89	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	$\frac{82,89 \cdot 100 \cdot 10}{20 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,1779$	0,904	$\frac{82,89 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,904} = 5,58$ Потрібна площа робочої арматури 1 пм сітки $A_{sl} = \frac{A_s}{2 \cdot l_6} = \frac{5,58}{2 \cdot 2,4} = 1,16$	2 Сітки 4Bp-I-250 6A400C-150	7,65 (1,59)
Опора С	10 min	81,12	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	$\frac{81,12 \cdot 100 \cdot 10}{20 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,1742$	0,908	$\frac{81,12 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,908} = 5,44$ Потрібна площа робочої арматури 1 пм сітки $A_{sl} = \frac{A_s}{2 \cdot l_6} = \frac{5,44}{2 \cdot 2,4} = 1,15$	2 Сітки 4Bp-I-250 6A400C-200	6,18 (1,41)

3.6.9. Побудова епюри матеріалів другорядної балки

Елемент балки	b	Робоча висота перерізу, см d	Робоча арматура		$\xi = \frac{A_s}{0,8 \cdot b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	ζ	Розрахункова несуча здатність $M_u = A_s d \zeta f_{yd}$, кНмм	M_{Ed} кНсм
			Кількість арматури	A_s , мм ²				
Пр.1	$b_{\text{eff}} = 86$	$d_{21} = 45$	4Ø16A400C	6,58	$\frac{6,58}{0,8 \cdot 86 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0674$	0,976	$6,58 \cdot 45 \cdot 0,976 \cdot \frac{365}{10} = 10548$	10543
Пр.2	$b_{\text{eff}} = 86$	$d_{21} = 45$	4Ø14A400C	5,69	$\frac{5,69}{0,8 \cdot 86 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0583$	0,980	$5,69 \cdot 45 \cdot 0,980 \cdot \frac{365}{10} = 9158$	8147
	$b_2 = 20$	$d_{22} = 47$	2Ø12A400C	2,20	$\frac{2,20}{0,8 \cdot 20 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0969$	0,964	$2,20 \cdot 45 \cdot 0,964 \cdot \frac{365}{10} = 3483$	2 020
Оп П	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	2 Сітки 4Bp-I-250 6A400C-150	7,65	$\frac{7,65}{0,8 \cdot 20 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,3372$	0,868	$7,65 \cdot 45 \cdot 0,868 \cdot \frac{365}{10} = 10906$	8 477
Оп С	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	2 Сітки 4Bp-I-250 6A400C-200	6,18	$\frac{6,18}{0,8 \cdot 20 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,272$	0,892	$6,18 \cdot 45 \cdot 0,892 \cdot \frac{365}{10} = 9054$	8 142

Де. $\zeta = 1 - 0,4\xi$.

Міцність балки від дії згинального моменту буде забезпечена, якщо у всіх перерізах по довжині балки виконується умова $M_{Ed} < M_u$.

3.6.10. Розрахунок міцності другорядної балки за похилими перерізами

У кожному прольоті балка армується двома зварними каркасами з попе речною арматурою класу A240C із розрахунковим опором розтягу при розрахунках на дію поперечної сили $f_{ywd} = 170$ МПа.

На крайніх ділянках балки, довжиною 0,25l кожна, діють достатньо великі поперечні сили і крок поперечної арматури призначається з урахуванням таких умов:

- при висоті балки:

$$h < 450 \text{ мм} \Rightarrow s_{1w} \leq \frac{1}{2} h, \text{ крім того } s_{1w} < 150 \text{ мм};$$

$$h < 450 \text{ мм} \Rightarrow s_{1w} \leq \frac{1}{3} h, \text{ крім того } s_{1w} < 500 \text{ мм};$$

У прикладі, що розглядається, $h_2 = 500$ мм, відповідно крок хомутів прий маємо $s_{1w} = 150$ мм. Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури 100; 125; 150; 250 мм.

Максимальний крок поперечної вертикальної арматури відповідно до діючих норм не може перевищувати $s_{w,max} = (d - \text{робоча висота перерізу})$.

У середній частині прольоту балки, де поперечні сили незначні, крок по перечних стержнів s_{2w} призначається з урахуванням умов:

$$s_{2w} \leq \frac{3}{4} h, \text{ крім того } s_{2w} \leq 500 \text{ мм};$$

приймаємо $s_{2w} < 250$ мм;

У всіх випадках рекомендується приймати крок поперечних вертикальних стержнів кратним 50 мм, з округленням у менший бік. Необхідність встановлення розрахункової вертикальної поперечної арматури визначають перевіркою умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \text{ або } v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$V_{Ed} = 148,46$ кН - величина розрахункової поперечної сили (опора В зліва)

$V_{Rd,c} = N_{Ed} b_w d$ - поперечна сила, яка може бути сприйнята лише бетоном перерізу ребра другорядної балки.

Звідси

$$N_{Ed} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w d_{21}} = \frac{148,46 \cdot 10}{20 \cdot 45} = 1,65 \text{ МПа} - \text{розрахункове напруження зсуву в перерізі.}$$

Визначимо розрахункову міцність (напруження) на зсув перерізу, армованого поздовжньою арматурою:

$$N_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_{ct}} k^3 \sqrt{100 * c_1 * f_{ck}},$$

Де $C_{Rd,c} = 0,18$ МПа - мінімальне значення (нормоване) міцності бетону на зсув (додаток Б, табл. 3);

$\gamma_{ct} = 1,5$ - коефіцієнт надійності по бетону в роботі на розтяг (додаток Б, табл. 1);

$k = 1 + \sqrt{\frac{20}{d_{21}}} \leq 2,0$ - коефіцієнт, який враховує вплив висоти перерізу.

Таким чином

$$k = 1 + \sqrt{\frac{20}{d_{21}}} = 1 + \sqrt{\frac{20}{45}} = 1,6 \leq 2,0$$

При $k > 2,0$ приймають $k = 2$;

Таким чином

$$c_1 = \frac{A_{sB}}{b_2 d_{22}} = \frac{A_{sB}}{b_2 d_{22}} = 0,0088 \leq c_{\max} \leq 0,02$$

$$N_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_{ct}} k^3 \sqrt{100 * c_1 * f_{ck}} = \frac{0,18}{1,5} * 1,6^3 \sqrt{100 * 0,0088 * 15} = 0,45 \text{ МПа}$$

В зв'язку з тим, що $N_{Ed} 1,65 \text{ МПа} > N_{Rd,c} = 0,4 \text{ МПа}$, стає необхідним армування похилих перерізів розрахунковою вертикальною поперечною арматурою.

Визначимо коефіцієнт міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$n = 0,6 * [1 - \frac{f_{ck}}{250}] = 0,6 * [1 - \frac{15}{250}] = 0,564 < 0,6.$$

Площу вертикальної поперечної арматури визначають за умови, що кут нахилу стиснутих смуг (смуги між можливими похилими тріщинами) фіктивних розкосів фермової моделі може приймати будь-які значення в межах $21,8^\circ \leq u \leq 45^\circ$. Цей кут залежить від максимально можливої міцності бетону конструкції на зсув $N_{Rd,max}$, яка в свою чергу залежить від розрахункової міцності бетону стиску f_{cd} .

Таким чином максимальна міцність бетону на зріз (зсув) при $\cot u = 2,5$; $\tan u = 0,4$;

$$\cot^2 u = 6,25 \text{ (для } u = 21,8^\circ \text{)}.$$

$$N_{Rd,max} = f_{cd} * n * (\frac{\cot u + \tan u}{1 + \cot^2 u}) = 11,5 * 0,564 * (\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25}) = 2,59 \text{ МПа}$$

Через те, що при $\cot u = 2,5$, $N_{Rd,max} = \text{МПа} > N_{Ed} = 1,65 \text{ МПа}$, то розрахункова площа поперечної вертикальної арматури при її кроці $s_{1w} = 150 \text{ мм}$ становитиме:

$$A_{sw} = \frac{H_{Ed} * s_{wl} * b_w}{0,8 * f_{ywd} * cotu} = \frac{1,65 * 15 * 20}{0,8 * 170 * 2,5} = 1,456 \text{ см}^2$$

$$c_w = \frac{A_{sw}}{b_2 * s_w} = \frac{1,456}{20 * 15} = 0,0049 > c_{w,min} = 0,0016$$

Приймаємо 2Ø10A240C з кроком $s_{wl} = 150$ мм, $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

При необхідності зменшення діаметра поперечної арматури зменшують крок зазначеної арматури.

Наприклад,

$$A_{sw} = \frac{H_{Ed} * s_{wl} * b_w}{0,8 * f_{ywd} * cotu} = \frac{1,65 * 10 * 20}{0,8 * 170 * 2,5} = 0,9705 \text{ см}^2$$

$$c_w = \frac{A_{sw}}{b_2 * s_w} = \frac{0,9705}{20 * 15} = 0,0032 > c_{w,min} = 0,0016, \text{ приймаємо } 2 \text{ Ø } 8A240C \text{ з кроком } s_{wl} = 100 \text{ мм,}$$

$$A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2.$$

Площу вертикальної поперечної арматури в середній частині першого прольоту визначаємо за величиною розрахункової поперечної сили на відстані $\approx 0,25l_{31} = 0,25 * 5375 = 1345$ мм від грані опори В. Зазначену розрахункову поперечну силу (ординату) можна визначити з подібності трикутників окреслення епюри поперечних сил. В нашому прикладі $V_{Ed 0,25} = 85,67$ кН.

Відповідно, розрахункове напруження зсуву в перерізі на відстані 1345 мм складає:

$$\tau_{Ed 0,25} = \frac{V_{Ed 0,25}}{b_w * d_{21}} = \frac{85,67 * 10}{20 * 45} = 0,95$$

Визначимо площу вертикальної поперечної арматури з попередньо прийнятим кроком $s_{w2} = 250$ мм:

$$A_{sw} = \frac{H_{Ed} * s_{wl} * b_w}{0,8 * f_{ywd} * cotu} = \frac{0,95 * 25 * 20}{0,8 * 170 * 2,5} = 1,39 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2 Ø 10A240C з кроком $s_{w2} = 250$ мм, $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

Визначимо величину поперечної сили, яка сприймається прийнятою поперечною вертикальною арматурою в каркасах крайніх прольотів:

а) приопорна ділянка балки:

спочатку обчислимо граничну величину напружень зсуву

$$\tau_{u1} = \frac{0,8 * A_{sw} * f_{ywd} * cotu}{s_{wl} * b_w} = \frac{0,8 * 1,57 * 170 * 2,5}{25 * 20} = 1,78 \text{ МПа.}$$

Величина поперечної сили на приопорних ділянках

$$V_{u1} = \tau_{u1} * b_w * d_{21} = 0,1 * 1,78 * 20 * 45 = 160,2 \text{ кН.}$$

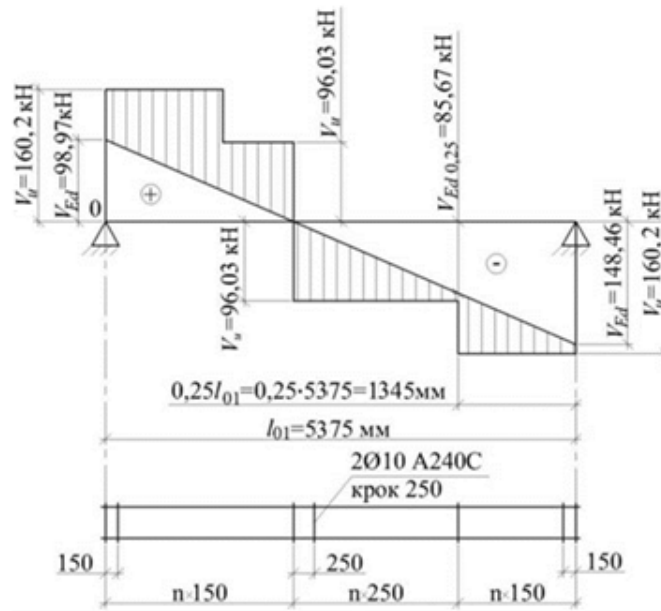
б) середня частина балки:

гранична величина напружень зсуву

$$\sigma_{u2} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot u}{s_w l \cdot b_w} = \frac{0,8 \cdot 157 \cdot 170 \cdot 2,5}{25 \cdot 20} = 1,067 \text{ МПа.}$$

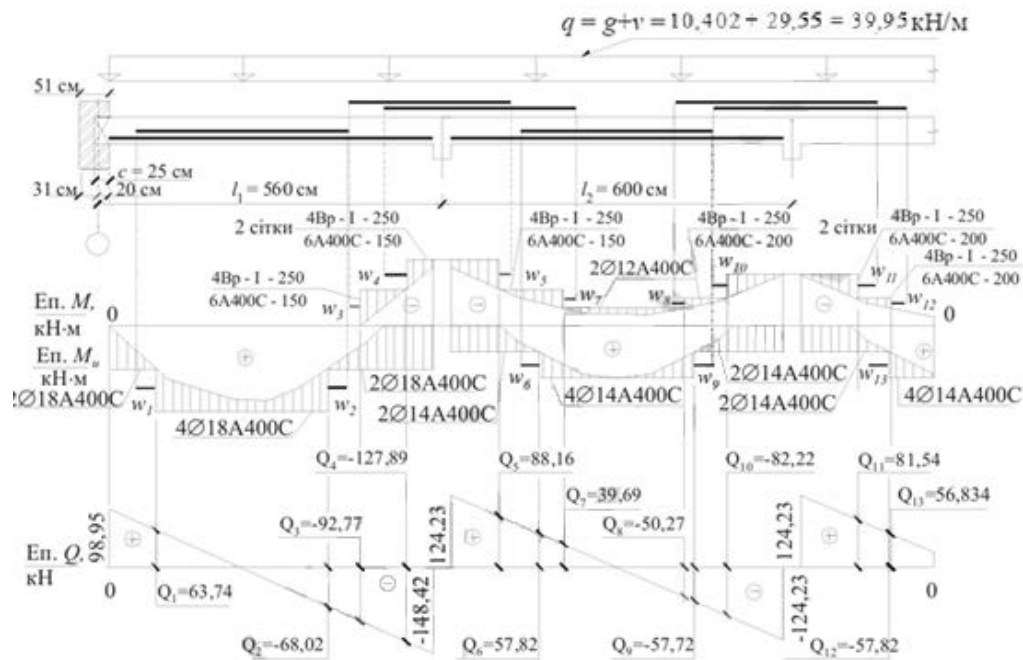
Величина поперечної сили в середній частині балки

$$V_{u1} = \sigma_u \cdot b_w \cdot d_{21} = 0,1 \cdot 1,067 \cdot 20 \cdot 45 = 96,03 \text{ кН.}$$



Епюри V_{Ed} та V_u, кН

Розрахункові величини поперечних сил і компоновка каркасів середніх прольотів в наведеному прикладі практично співпадають з величинами розрахункових поперечних сил і компоновкою крайніх прольотів. Тому величину поперечної сили, яка сприймається прийнятою поперечною вертикальною арматурою середніх прольотів, не визначаємо.



Епюри моментів M_{Ed} , епюри матеріалів M_u епюри поперечних сил V_{Ed} та епюри матеріалів V_u другорядної балк

3.6.11. Визначення довжини анкерування обірваних робочих стержнів в каркасах

Робочі стержні, які обриваються, необхідно заводити за місце їх теорети чного обриву на розрахункову величину l_{bd} , яку визначаємо за формулою:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * l_{b, rqd} \geq l_{b, min}$$

Відповідно табл. 7.2 (ДСТУ Б В.2.6-156:2010) коефіцієнти $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1$, коефіцієнт $\alpha_4 = 0,7$ враховує наявність привареної поперечної арматури.

Таким чином, $l_{bd} = 0,7 * l_{b, rqd} \geq l_{b, min}$

$l_{b, rqd}$ - базова величина анкерування визначається за формулою:

$$l_{b, rqd} = \frac{d_s * \sigma_{sd}}{4 * f_{bd}},$$

де d_s – діаметр арматурного стержня, що обривається;

$\sigma_{sd} = f_{yd}$ – максимально можливий рівень напружень в перерізі стержня в місці теоретичного обриву;

f_{bd} – гранична величина напружень зчеплення арматури з бетоном , являє собою:

$$f_{bd} = 2,25 * z_1 * z_2 * f_{ctd}$$

де $z_1 = 1,0$ – коефіцієнт, який враховує якісне забезпечення зчеплення під час бетонування;

$z_1 = 0,7$ – для інших випадків;

$z_2 = 1,0$ – коефіцієнт, який враховує діаметр арматури, $d_s < 32$ мм;

f_{ctd} – розрахунковий опір бетону розтягу,

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}},$$

де f_{ctk} – характеристичний опір бетону розтягу.

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону.

Розрахункова довжина анкерування повинна бути такою, щоб виконувалась умова

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \geq (0,3l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{мм})$$

Перед розрахунком довжини анкерування необхідно визначити:

– розрахунковий опір бетону розтягу

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа},$$

– граничну величину напружень зчеплення арматури з бетоном.

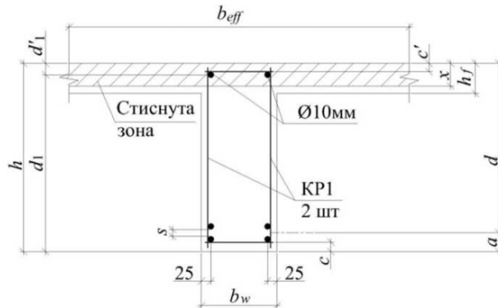
$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,87 = 1,9575 \text{ МПа};$$

Розрахунок анкерування зводимо в таблицю.

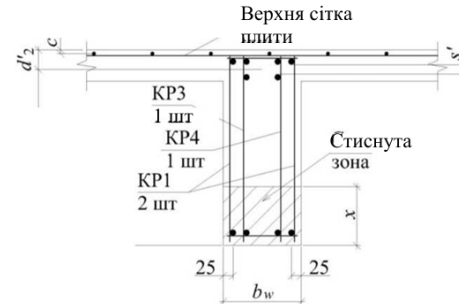
Розрахункова довжина анкерування обірваних стержнів, l_{bd}

Арматурний виріб	Діаметр робочої арматури, мм	Базова довжина, мм $l_{b,rqd} = \frac{d_s \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$	Розрахункова довжина, мм $l_{bd} = 0,7 \cdot l_{b,rqd}$	Мінімальна довжина мм, більша з трьох значень $l_{b,min} \geq (0,3l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{мм})$	Приймаємо l_{bd} , мм.
ПР1, Кр-1	16	$\frac{16 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 746$	$0,7 \cdot 746 = 522$	$0,3 \cdot 746 = 224$ $10 \cdot 16 = 160$ 100	480
ПР1, Кр-1	14	$\frac{14 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 653$	$0,7 \cdot 653 = 457$	$0,3 \cdot 653 = 196$ $10 \cdot 14 = 140$ 100	430
Оп В С5, С6	6	$\frac{6 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 280$	$0,7 \cdot 280 = 196$	$0,3 \cdot 280 = 84$ $10 \cdot 6 = 60$ 100	240
Оп С С7, С8	6	$\frac{6 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 280$	$0,7 \cdot 280 = 196$	$0,3 \cdot 280 = 84$ $10 \cdot 6 = 60$ 100	240

а)



б)



$$s = s' = 25 \text{ мм при } d_s \leq 25 \text{ мм}$$

$$s = s' = d_s \text{ при } d_s > 25 \text{ мм}$$

$$c = 20 \text{ мм при } d_s = 10 \dots 20 \text{ мм}$$

$$c = 25 \text{ мм при } d_s = 22 \dots 28 \text{ мм}$$

$$c = 30 \text{ мм при } d_s \geq 30 \text{ мм}$$

3.7 РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Вихідні дані:

а) бетон класу С20; $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$;

б) балку армуємо в'язаними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу А400С;

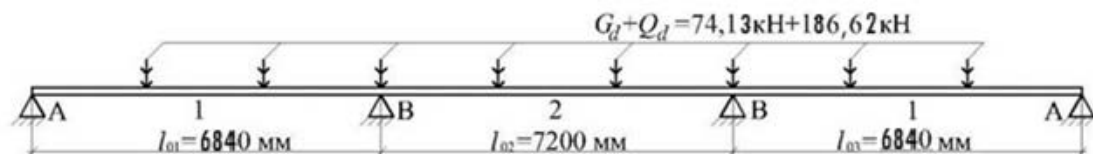
$f_{yd} = 365 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$;

в) поперечна вертикальна арматура класу А240С, $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$;

д) тимчасове навантаження $v_n - 10,8 \text{ кН/м}^2$;

е) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_n = 1,08 \text{ кН/м}^2$.

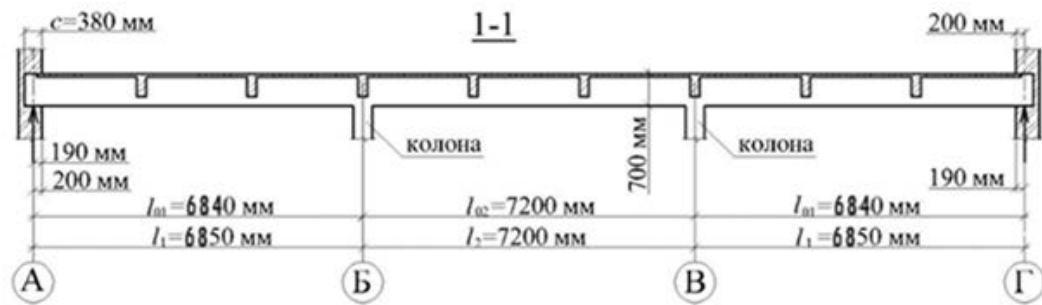
3.7.1. Вибір розрахункової схеми



Розрахункова схема головної балки

3.7.2. Визначення розрахункових прольотів

Головні балки замуровуються в цегляну стіну на глибину $c = 380 \text{ мм}$.



До визначення розрахункових прольотів головної балки

Крайні прольоти дорівнюють відстані від середини ділянки обпирання балки на стіну до осі колони; середні прольоти - відстані між осями колон. Розрахункова довжина крайніх прольотів

$$l_{11} = l_1 - a + \frac{c}{2} = l_1 - a + \frac{c}{2} = 685 - 20 + \frac{380}{2} = 855 \text{ см}$$

Розрахункова довжина середніх прольотів

$$l_{21} = l_2 = 720 \text{ см.}$$

3.7.3. Визначення навантаження на балку

№	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН
Постійне				
1	Залізобетонна плита $h'_f \cdot l_6 \cdot l_4 \cdot \rho = 0,08 \cdot 2,4 \cdot 6 \cdot 25 = 28,8$	28,8	1,1	31,68
	Підлога $q_n \cdot l_6 \cdot l_4 = 1,08 \cdot 2,4 \cdot 6 = 15,552$	15,55	1,3	20,22
2	Ребро другорядної балки $(h_2 - h_f) \cdot b_2 \cdot l_6 \cdot \rho = (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 25 = 12,6$	12,6	1,1	13,86
	Ребро головної балки $(h_1 - h_f) \cdot b_1 \cdot l_6 \cdot \rho = (0,7 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot 2,4 \cdot 25 = 11,16$	11,16	1,1	12,28
Усього постійне		$G_k = 68,11$		$G_{d1} = 78,04$
Тимчасове				
3	Корисне $v_n \cdot l_6 \cdot l_4 = 10,8 \cdot 2,4 \cdot 6 = 155,52$	$Q_k = 155,52$	1,2	$Q_{d1} = 186,62$

Розрахункове навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$

- постійне $G_d = G_{d1} \cdot \gamma_n = 78,04 \cdot 0,95 = 74,13 \text{ кН};$

- тимчасове $Q_d = Q_{d1} \cdot \gamma_n = 186,62 \cdot 0,95 = 177,29 \text{ кН.}$

$\frac{x}{l}$	Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2
0,333	0,2444	0,2889	0,0444

0,667	0,1555	0,2444	0,0889
0,849	-0,075	0,0377	0,1127
1,000	-0,2667	0,0444	0,3111
1,133	-0,1333	0,0133	0,1467
1,200	-0,0667	0,0667	0,1333
1,333	0,0667	0,2	0,1333
1,5	0,0667	0,2	0,1333

3.7.4. Визначення згинальних моментів

Армування головної балки пов'язано з побудовою обвідної епюри згинальних моментів. Ординати епюр у місцях обпирання другорядних балок та на опорах обчислюємо за формулами:

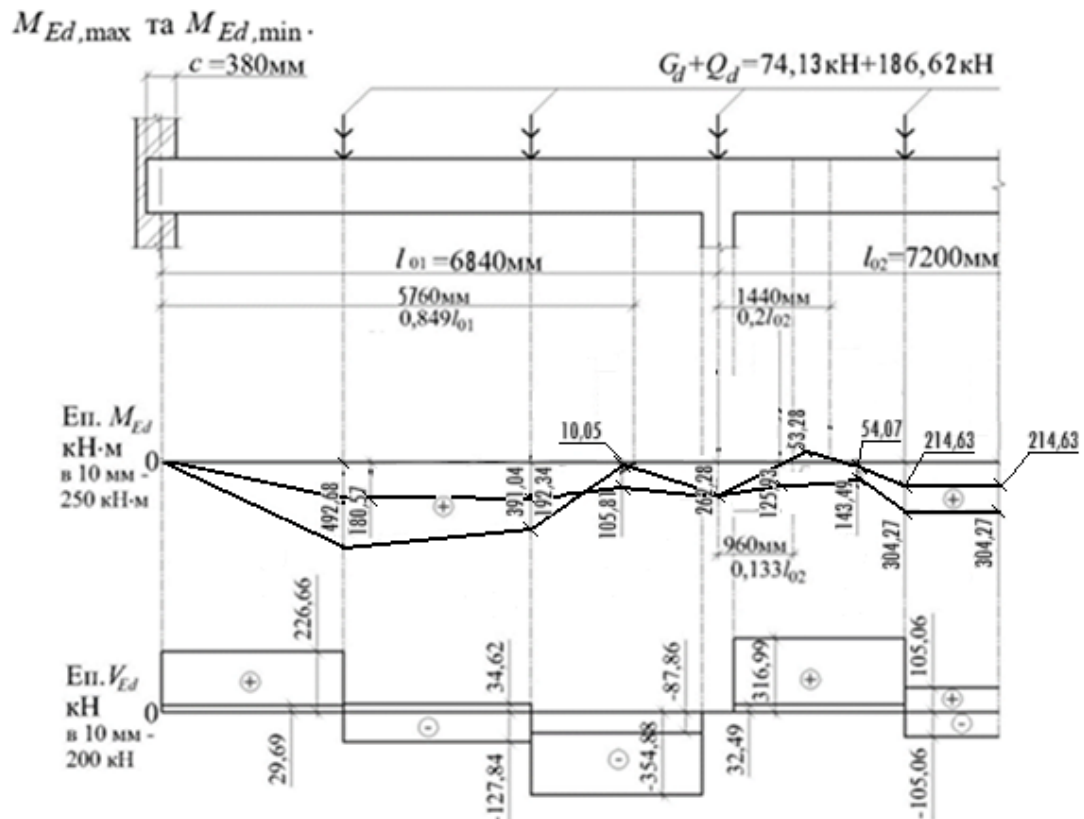
- максимальні згинальні моменти:

$$M_{Ed,max} = (\alpha \cdot G_d + \beta_1 \cdot Q_d) \cdot l_0$$

- мінімальні згинальні моменти:

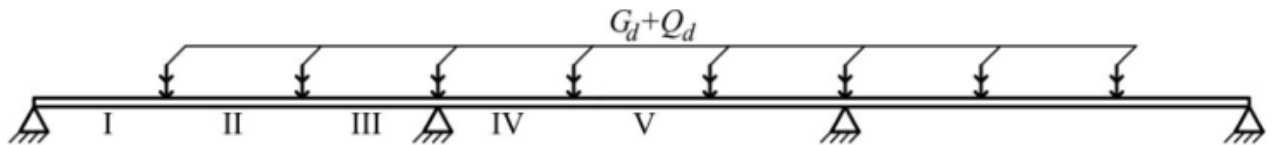
$$M_{Ed,min} = (\alpha \cdot G_d + \beta_2 \cdot Q_d) \cdot l_0$$

Де α , β_1 , β_2 - табличні коефіцієнти, які приймаються в залежності від розрахункової схеми та розташування перерізу.



Ординати згинальних моментів				Ординати згинальних моментів			
$\frac{x}{l}$	Коефіцієнти			Ділянка балки	Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,333	0,2444	0,2889	0,0444	I	0,7333	0,8667	0,1332
0,667	0,1555	0,2444	0,0889	II	-0,2667	0,279	0,5457
0,849	-0,075	0,0377	0,1127	III	-1,2667	0,0444	1,3111
1,000	-0,2667	0,0444	0,3111	IV	1	1,222	0,2222
1,133	-0,1333	0,0133	0,1467	V	0	0,5333	0,5333
1,200	-0,0667	0,0667	0,1333				
1,333	0,0667	0,2	0,1333				
1,5	0,0667	0,2	0,1333				

Обвідні епюри
 M_{Ed} та V_{Ed}
головної балки.



Розрахункова схема трипролітної головної балки.

Розрахункова схема чотирипролітної головної балки

Ординати згинальних моментів				Ординати згинальних моментів			
$\frac{x}{l}$	Коефіцієнти			Ділянка балки	Коефіцієнти-		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,333	0,2381	0,2857	0,0476	I	0,7113	0,8571	0,1428
0,667	0,1429	0,2381	0,0958	II	-0,2857	0,2698	0,5555
0,848	-0,0907	0,0303	0,1211	III	-1,2857	0,0357	1,3214
1,000	-0,2381	0,0357	0,3214	IV	1,0953	1,2738	0,1785
1,133	-0,1400	0,0127	0,1528	V	0,0958	0,5874	0,4921
1,200	-0,0667	0,0667	0,1333	VI	-0,9047	0,2858	1,1905
1,333	0,0794	0,2063	0,1270				
1,667	0,1111	0,2222	0,1111				
1,79	0,0	0,1053	0,1053				
1,858	-0,0623	0,0547	0,1170				
2,00	-0,1905	0,0952	0,2857				

$\frac{x}{l}$	Навантаження			Коефіцієнти			$G_d \cdot \alpha$	$Q_d \cdot \beta_1$	$Q_d \cdot \beta_2$	$\alpha \cdot G_d + \beta_1 \cdot Q_d$	$\alpha \cdot G_d - \beta_2 \cdot Q_d$	Згинальні моменти,	
	G_d кН	Q_d кН	l_o м	α	β_1	β_2						$M_{Ed,max}$	$M_{Ed,min}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,333	74,13	186,62	6,84	0,2444	0,2889	0,0444	18,12	53,91	8,28	72,03	9,84	492,68	180,57
0,677				0,1555	0,2444	0,0889	11,53	45,61	16,59	57,14	- 5,06	391,04	192,34
0,849				-0,075	0,0377	0,1127	- 5,56	7,03	21,03	1,47	- 26,59	10,05	105,81
1,000			6,85	-0,2667	0,0444	0,3111	- 19,77	58,06	58,06	38,29	- 77,83	262,28	262,28
1,133				-0,1333	0,0133	0,1467	- 9,88	2,48	27,37	- 7,4	- 37,25	-53,28	125,93
1,200				-0,0667	0,0667	0,1333	- 4,94	12,45	24,87	7,51	- 29,81	54,07	143,49
1,333				0,0667	0,2	0,1333	4,94	37,32	24,87	42,26	- 19,32	304,27	214,63

1,5				0,0667	0,2	0,1333	4,94	37,32	24,87	42,26	- 19,32	304,27	214,63
-----	--	--	--	--------	-----	--------	------	-------	-------	-------	---------	--------	--------

3.7.5. Визначення поперечних сил

Ординати епюр поперечних сил головної балки визначаються за формулами:

$$V_{Ed,max} = \gamma * G_d + \delta_1 * Q_d$$

$$V_{Ed,min} = \gamma * G_d - \delta_2 * Q_d$$

де γ , δ_1 , δ_2 – табличні коефіцієнти, які приймаються в залежності від розрахункової схеми та розташування перерізу.

Проліт	Ділянка балки	Наванта- ження		Коефіцієнти			$G_d * \gamma$	$Q_d * \delta_1$	$Q_d * \delta_2$	Поперечна сила кН	
		G_d кН	Q_d кН	γ	δ_1	δ_2				$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,min}$
1	I	74,13	186,62	0,7333	-0,7333	0,1332	54,36	-136,85	24,86	- 82,49	29,5
	II			-0,2667	0,279	0,5457	-19,77	52,06	101,84	32,29	-121,61
	III			-1,2667	0,0444	1,3111	-93,9	8,28	244,67	-85,62	-338,57
2	IV	74,13	186,62	1	1,222	0,2222	74,13	228,05	41,46	302,18	32,67
	V			0	0,5333	0,5333	0,00	99,52	99,52	99,52	-99,52

$$M'_{Ed B} = M_{Ed B} - V_{Ed} * \frac{h_c}{2},$$

де $M_{Ed B} = 262,28$ кН-м - осьовий момент на опорі В;

$V_{Ed} = 302,18$ кН - поперечна сила на опорі В, з правого боку; $h_c = 0,4$ м - розмір поперечного перерізу колони, приймається попередньо.

Таким чином,

$$M'_{Ed B} = M_{Ed B} - V_{Ed} * \frac{h_c}{2} = 262,28 - 302,18 * \frac{0,4}{2} = 262,28 - 60,43 = 201,85 \text{ кНм}$$

3.7.6. Визначення розмірів поперечного перерізу головної балки

Робоча висота балки:

$$d_1 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m * f_{cd} * b_w}},$$

$M = M'_{Ed B} = 201,85$ кНм - момент, який діє в площині грані опори В

З урахуванням досвіду проектування геометричні параметри перерізу будуть оптимальними при $\xi = x/d = 0,35$.

Тоді

$$d_1 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m * f_{cd} * b_w}} = \sqrt{\frac{201,85 * 100 * 10}{0,206 * 11,5 * 30}} = 53,29 \text{ см.}$$

Повна висота балки $h_1 = d_1 + a = 53,29 + 6 = 59,29$ см

де $a = 6$ см - відстань від нижньої грані перерізу до центру ваги робочої арматури.

Приймаємо розміри балки $h_l \times b_l = 90 \times 30$ см.

Уточнюємо робочу висоту:

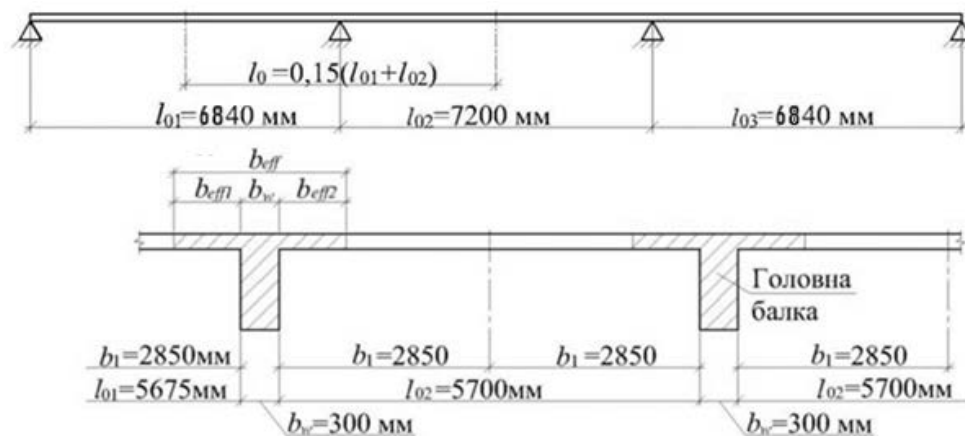
- у прольоті $d_{l1} = h_l - a = 90 - 6 = 84$ см;

- на опорі $d_{l2} = h_l - d' = 90 - 10 = 80$ см,

де $d' = 10$ см - відстань від верхньої грані перерізу до центру ваги верхньої робочої арматури.

Розрахункова ширина полиці не може перевищувати значення b_{eff} , яке визначається в залежності від умовного прольоту l_0 за формулою:

$$b_{eff} = b_2 + 2 \cdot b_{eff1} \leq \frac{1}{3} l_2.$$



До визначення умовного прольоту головної балки l_0 і ширини полиці

Визначимо умовний проліт головної балки

$$l_0 = 0,15(l_{l1} + l_{l2}) = 0,15(684 + 720) = 210,6 \text{ см};$$

Враховуючи незначну відмінність розмірів зв'язів, приймаємо $b_{eff1} = b_{eff2}$, таким чином

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot b + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$\text{де } b = 0,5 \cdot l_{l1} = 0,5 \cdot 570 = 285 \text{ см};$$

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot b + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 285 + 0,1 \cdot 210,6 = 78,06 \text{ см} \leq 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 210,6 = 42,12 \text{ см},$$

Умова не виконується. Приймаємо $b_{eff1} = 42,12$ см.

Ширина полиці

$$b_{eff} = b_1 + 2 \cdot b_{eff1} = 30 + 2 \cdot 42,12 = 114,24 < \frac{1}{3} \cdot 720 = 240 \text{ см}$$

Приймаємо $b_{eff} = 110$ см

Розраховуючи поздовжню арматуру на опорах і в прольотах на дію від'ємних моментів, приймаємо ширину перерізу рівною ширині ребра балки, тобто $b_2 = 30$ см.

3.7.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу балки

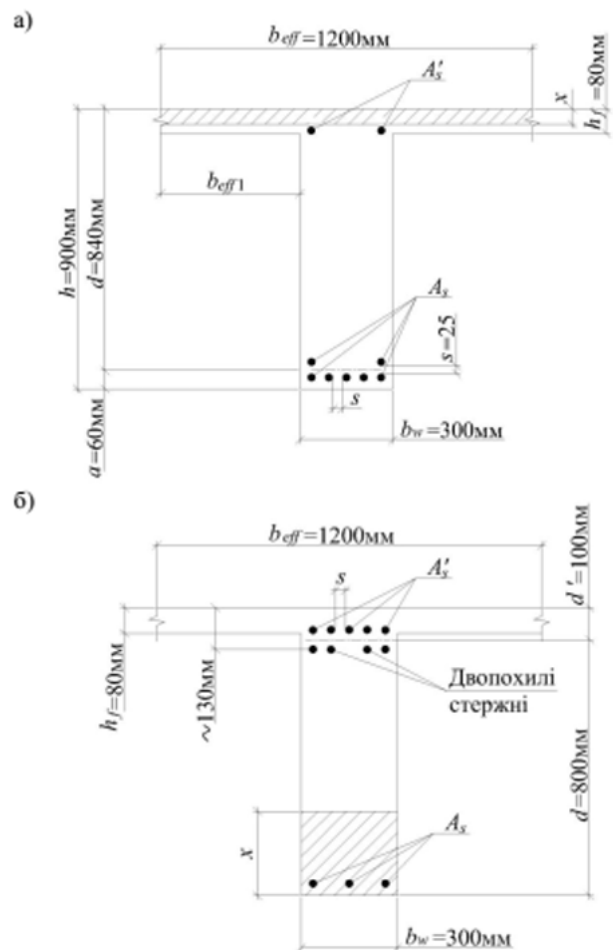
Обчислюємо величину моменту, який сприймається полицею:

$$M_f = b_{\text{eff}} * h'_f * f_{cd} (d_{ll} - h'_f) = 110 * 8 * \frac{11,5}{10} (84 - \frac{8}{2}) = 809,6 \text{ кНм}$$

Якщо $M_{Ed} = 492,68 \text{ кНм} < M_f = 809,6 \text{ кНм}$, то нейтральна вісь буде знаходитись в межах полиці і переріз розраховується як прямокутний з роз мірами $b_{\text{eff}} \times h_1 = 120 \times 90$ см.

3.7.8. Визначення робочої арматури головної балки

Армування головної балки передбачається в'язаними каркасами. Арма турні стержні в прольотах і на опорах (рис. 25) приймаємо одного діаметра.



Розрахункові перерізи головної балки (перший проліт): а) у прольоті; б) на опорі.

Елемент балки	M_{Ed} , кНм	b	Робоча висота перерізу, см d	$\alpha_m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	Необхідна площа арматури $A_s = \frac{M}{f_{cd} \cdot d \cdot \zeta}$	Прийнята арматура	
							кількість стержнів	A_s , мм ²
Пр 1	492,68	$b_{eff} = 120$	$d_{11} = 84$	$\frac{492,68 \cdot 100 \cdot 10}{120 \cdot 84^2 \cdot 11,5} = 0,0506$	0,979	$\frac{492,68 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 84 \cdot 0,979} = 16,41$	7Ø20A400C	21,99
Пр 2	304,27	$b_{eff} = 120$	$d_{11} = 84$	$\frac{304,27 \cdot 100 \cdot 10}{120 \cdot 84^2 \cdot 11,5} = 0,031$	0,987	$\frac{304,27 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 84 \cdot 0,987} = 10,05$	4Ø20A400C	12,56
	214,63	$b_1 = 30$	$d_{12} = 80$	$\frac{214,63 \cdot 100 \cdot 10}{30 \cdot 80^2 \cdot 11,5} = 0,097$	0,961	$\frac{214,63 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 80 \cdot 0,961} = 7,65$	2Ø20A40C	6,28
Оп В	201,85	$b_1 = 30$	$d_{12} = 80$	$\frac{201,85 \cdot 100 \cdot 10}{30 \cdot 80^2 \cdot 11,5} = 0,091$	0,963	$\frac{201,85 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 80 \cdot 0,963} = 7,18$	7Ø20A400C	21,99

Елемент балки	b	Робоча висота перерізу, см d	Робоча арматура		$\xi = \frac{A_s}{0,8 \cdot b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	ζ	Розрахункова несуча здатність $M_u = A_s \cdot d \cdot \zeta \cdot f_{yd}$, кНсм	M_{Ed} , кНсм
			Кількість арматури	A_s , мм ²				
Пр 1	$b_{eff} = 120$	$d_{11} = 84$	7Ø20A400C	21,99	$\frac{21,99}{0,8 \cdot 120 \cdot 84} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0865$	0,965	$21,99 \cdot 84 \cdot 0,965 \cdot \frac{365}{10} = 65061$	49268
Пр 2	$b_{eff} = 120$	$d_{11} = 84$	4Ø20A400C	12,56	$\frac{12,56}{0,8 \cdot 120 \cdot 84} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0519$	0,979	$12,56 \cdot 84 \cdot 0,979 \cdot \frac{365}{10} = 37700$	30427
	$b_1 = 30$	$d_{11} = 80$	2Ø20A40C	6,28	$\frac{6,28}{0,8 \cdot 30 \cdot 80} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,1038$	0,958	$6,28 \cdot 80 \cdot 0,958 \cdot \frac{365}{10} = 17567$	21463
Оп В	$b_1 = 30$	$d_{11} = 80$	7Ø20A400C	21,99	$\frac{21,99}{0,8 \cdot 30 \cdot 80} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,3635$	0,855	$21,99 \cdot 80 \cdot 0,855 \cdot \frac{365}{10} = 54900$	20185

3.7.9. Розрахунок міцності похилих перерізів

У випадку армування балки в'язаними каркасами міцність похилого перерізу забезпечується сумісною роботою вертикальної і похилої поперечної арматури з кутом нахилу $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

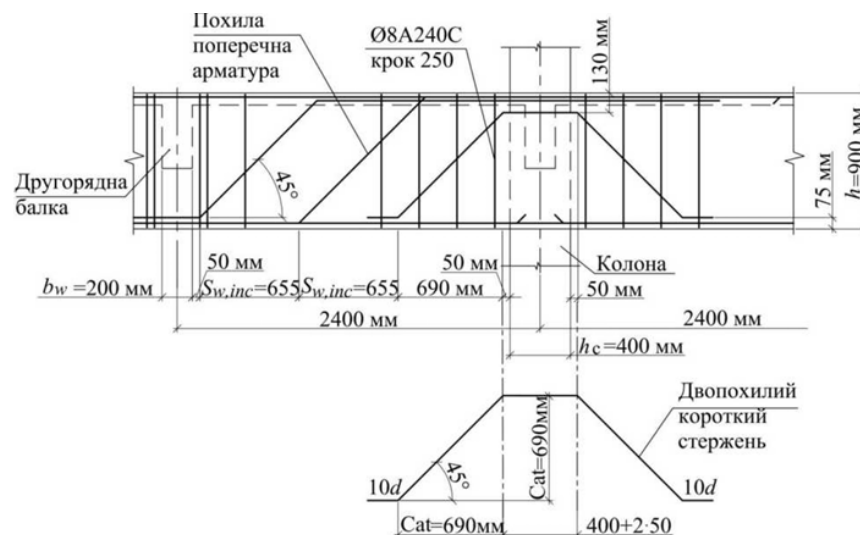


Схема армування балки похилою та вертикальною поперечною арматурою

За рекомендацією норм проектування 50-60% розрахункової поперечної сили передається на поперечну, вертикальну, арматуру, а інша частина - на відігнуту поперечну арматуру.

$$\text{Тобто, } V_{Ed} = V_{Rd,s} + V_{Rd,inc}$$

Де V_{Ed} - розрахункова величина поперечної сили, яка діє на ділянці між опорою і зосередженою силою по довжині балки.

$V_{Rd,s} \geq 0,5V_{Ed}$ - частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає тільки вертикальна поперечна арматура.

$V_{Rd,inc}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає поперечна по хила (відігнута) арматура. Необхідна площа поперечної вертикальної арматури визначається з урахуванням попередньо призначеного кроку S_w за рекомендаціями:

$$1. S_w = \frac{1}{3} d_{12},$$

$$2. S_w < 500 \text{ мм},$$

$$3. S_w \leq S_{w,max} = 0,75d_{12},$$

де d_{12} – робоча висота перерізу головної балки на опорі.

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури: 100 мм; 125 мм; 150 мм; 250 мм.

На приопорних ділянках крок поперечної арматури

$$S_w = \frac{1}{3} d_{12} = \frac{1}{3} * 80 = 26,6 \text{ см.}$$

Приймаємо $S_w = 25 \text{ см.}$

На середніх ділянках балки

$$S_{w2} = \frac{3}{4} d_{12} = \frac{3}{4} * 80 = 60 \text{ см.}$$

Приймаємо $S_{w2} = 50 \text{ см.}$

В головній балці на ділянках між опорою та найближчою другорядною балкою діє постійна поперечна сила. На цих ділянках поперечну вертикальну і похилу арматуру встановлюють відповідно з однаковим постійним кроком.

Крок відігнутих стержнів

$$S_{w,inc} = \frac{l_6(2*5 + \frac{b_{w2}}{2} + \frac{h_c}{2} + Cat)}{2};$$

де $l_6 = 240 \text{ см}$ - проліт середньої плити, $b_{w2} = 20 \text{ см}$ - ширина другорядної балки, $h_c = 40 \text{ см}$ - розмір перерізу колони (попередньо),

$$Cat = h_1 - (a + \frac{s_1}{2} + \frac{d_s}{2}) - 13 = 90 - (6 + \frac{2,5}{2} + \frac{2}{2}) - 13 = 68,75$$

приймаємо $Cat = 69$ см - це катет трикутників двопохилого стержня, який визначається за висотою балки, зменшеної на відстані від нижньої і верхньої граней до центру ваги перерізу двопохилого стержня

З урахуванням визначених параметрів крок відігнутих стержнів дорівнює

$$S_{w,inc} = \frac{l_6(2*5 + \frac{b_{w2}}{2} + \frac{h_c}{2} + Cat)}{2} = \frac{240*(2*5 + \frac{20}{2} + \frac{40}{2} + 69)}{2} = 65,5$$

Приймаємо $S_{w,inc} = 65,5$ см.

З урахуванням рекомендацій визначаємо величину поперечної сили, яка передається на поперечну вертикальну арматуру:

$$V_{Ed,S} = 0,5 * V_{Ed} = 0,5 * 338,57 = 169,28 \text{ кН.}$$

Приймаємо $V_{Ed,S} = 170$ кН.

Визначаємо площу вертикальної поперечної арматури з прийнятим кроком $S_w = 25$ см:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,S} * S_w}{0,8 * z * f_{ywd} * \cot \theta};$$

де $z = 0,9 * d_{11} = 0,9 * 84 = 75,6$ см - умовне плече внутрішньої пари сил, 0,8 - передбачений нормами знижуючий коефіцієнт розрахункового опору арматури.

Отже, площа вертикальної поперечної арматури

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,S} * S_w}{0,8 * z * f_{ywd} * \cot \theta} = \frac{170 * 25 * 10}{0,8 * 75,6 * 170 * 2,5} = 1,65 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø8A240C з кроком 250 мм. $A_{sw} = 2,01 \text{ см}^2$.

Обчислена площа поперечної вертикальної арматури повинна бути не менше $A_{sw,min}$

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} S_w b_1 = \frac{0,08 * \sqrt{15}}{240} * 25 * 30 = 0,968 \text{ см}^2$$

$$A_{sw,min} = 0,968 \text{ см}^2 < A_{sw} = 2,01 \text{ см}^2.$$

Умова виконується. Опір зрізу прийнятої вертикальної арматури в одній площині визначається за формулою:

$$V_{Rd,S} = \frac{0,8 * A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot \theta}{S_w} = \frac{0,8 * 2,01 * 75,6 * 170 * 2,5 * 1,0}{25} = 206,66 \text{ кН} > 0,5 V_{Ed,S} = 170 \text{ кН.}$$

Визначаємо величину поперечної сили, яка сприймається похилою поперечною арматурою на відповідних ділянках головної балки і площу похилих стержнів.

Визначаємо опір зрізу вертикальної поперечної арматури в середніх ділянках балки.

Більша величина поперечної сили в середніх ділянках складає

$$V_{Ed} = V_{Ed,S} = 121,61 \text{ кН.}$$

Попередньо призначаємо крок поперечної вертикальної арматури $S_{w2} = 50$ см.

Площа поперечної арматури 4Ø8A240C становить $A_{sw} = 2,01$ см².

Опір зрізу зазначеної арматури визначається за формулою:

$$V_{Rd,S2} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{S_{w2}} = \frac{0,8 \cdot 2,01 \cdot 75,6 \cdot 170 \cdot 2,5 \cdot 1,0}{50} = 103,33 \text{ кН}$$

Як бачимо, при $V_{Rd,S2} = 103,33$ кН < $V_{Ed} = 121,61$ кН. міцність похилих перерізів середніх ділянок балки не забезпечена. Зменшуємо крок поперечної арматури $S_{w2} = 40$ см. І знову визначаємо опір зрізу поперечної арматури:

$$V_{Rd,S2} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{S_{w2}} = \frac{0,8 \cdot 2,01 \cdot 75,6 \cdot 170 \cdot 2,5 \cdot 1,0}{40} = 129,16 \text{ кН.}$$

Таким чином $V_{Rd,S2} = 129,16$ кН > $V_{Ed} = 121,61$ кН, , умова виконується і середніх ділянках балки приймаємо чотирирізні поперечні вертикальні стержні 4Ø8A240C з кроком $S_{w2} = 40$ см. Значення $V_{Rd,S2} = 129,16$ кН заносимо в таблицю.

Ділянка балки	V_{Ed} , кН	$V_{Rd,S}$, кН	$V_{Ed,sin} =$ $= V_{Ed} - V_{Rd,S}$, кН	$A_{s,inc} =$ $\frac{V_{Ed,s} \cdot S_{w,inc} \cdot 0,1}{0,8 \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}$ см ²	Прийнята арматура	
					Кількість стержнів	$A_{s,inc}$ см ²
I	82,49	206,66	-124,17	$\frac{-124,17 \cdot 65,5 \cdot 0,1}{0,8 \cdot 75,6 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = -0,019$	1Ø20A400C	3,14
II	121,61	129,16	—	Міцність забезпечена хомутами	—	—
III	338,57	206,66	131,91	$\frac{131,91 \cdot 65,5 \cdot 0,1}{0,8 \cdot 75,6 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 0,0202$	1Ø20A400C	3,14
IV	302,18	206,66	95,52	$\frac{95,52 \cdot 65,5 \cdot 0,1}{0,8 \cdot 75,6 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 0,014$	1Ø20A400C	3,14
V	99,52	129,16	—	Міцність забезпечена хомутами	—	—

3.7.10. Розрахунок на відрив

У місцях з'єднання другорядної балки з головною виникає необхідність постановки додаткової поперечної арматури (рис. 27) з метою запобігання відриву розтягнутої зони головної балки.



До розрахунку головної балки на відрив

Площу поперечної арматури по довжині ділянки відриву визначаємо за формулою

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \left(1 - \frac{h_s}{d_{11}}\right)}{f_{ywd}},$$

де $h_s = d_{11} - \left(h_2 - \frac{x}{2}\right) = 84 - \left(50 - \frac{10,8}{2}\right) = 39,4$ см - відстань від центру ваги робочої арматури до точки прикладання рівнодіючої зусилля стиснутої зони перерізу другорядної балки $-\frac{x}{2}$, де $x = \xi \cdot d_{23} = 0,24 \cdot 45 = 10,8$ см.

Відносна висота стиснутої зони ξ визначається за величиною α_m . Відповідно коефіцієнт $\alpha_m = 0,1742$.

Довжина зони відриву $a = 2h_s + b_2 = 2 \cdot 39,4 + 20 = 98,8$ см.

Опорна реакція другорядної балки

$$V_{Ed} = V_{Ed}^l + V_{Ed}^{np} = 148,46 + 124,26 = 272,72 \text{ кН.}$$

Визначаємо площу поперечної арматури на довжині ділянки відриву а:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \left(1 - \frac{h_s}{d_{11}}\right)}{f_{ywd}} = \frac{10 \cdot 272,72 \cdot \left(1 - \frac{39,4}{84}\right)}{170} = 8,5 \text{ см}^2$$

Кількість поперечних стержнів приймаємо парною з діаметром $d_s \geq 10$ мм і встановлюємо в межах ділянок а - ліворуч та праворуч від граней другорядної балки. Приймаємо 8Ø12A240C

$A_{sw} = 8,5$ см² по 4Ø12A240C з кроком 50 мм, тобто по два двохгілчастих хомути з кожної грані.

3.7.11. Принцип побудови епюри матеріалів

Міцність балки на дію згинального моменту буде забезпечена, якщо виконується умова

$$M_{Ed} \leq M_u.$$

Балку армуємо поздовжньою робочою арматурою з урахуванням зміни згинального моменту. У прольотах балки арматура визначається за максимальним моментом. У напрямі до опори згинальні моменти прольоту зменшуються, отже, доцільно частину стержнів відігнути та перевести у верхню частину перерізу для забезпечення міцності на дію згинального моменту. За результатами розрахунків будуюмо епюру згинальних моментів M_{Ed} та M_u , які сприймає арматура.

3.7.12. Визначення розрахункової довжини анкерування робочих стержнів, що обриваються, l_{bd} .

Робочі поздовжні стержні, що обриваються, необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на величину l_{bd} . Довжина анкерування залежить від класу арматури і величини напружень зчеплення арматури з бетоном. Визначимо розрахунковий опір бетону розтягу

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа.}$$

Гранична величина напружень зчеплення арматури з бетоном:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd},$$

де $z_1 = 1,0$ - коефіцієнт при якісному бетонуванні елемента;

$z_2 = 1,0$ - коефіцієнт при діаметрі арматури, 12...32 мм.

Таким чином

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,87 = 1,957 \text{ МПа.}$$

В нашому випадку армування головної балки поперечна вертикальна арматура не приварена до поздовжньої робочої. Через це базова величина анкерування буде співпадати з розрахунковою.

Отже розрахункова довжина анкерування:

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{d_s \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}},$$

$d_s = 20$ мм - діаметр робочої арматури;

$\sigma_{sd} = f_{yd} = 365$ МПа - напруження в стержні в місці теоретичного обриву.

Таким чином

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{d_s \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{2 \cdot 365}{4 \cdot 1,957} = 93,25 \text{ см.}$$

Приймаємо 930 мм.

Крім того, повинна виконуватись умова:

$$l_{bd} = 93\text{см} \geq l_{bd,\min} = (0,3 \cdot l_{b,\text{reqd}}, 10d_s, 100\text{мм})$$

$$0,3 \cdot 93,25 = 27,97\text{см}.$$

$$10 \cdot 20 = 200\text{мм} = 20\text{см}.$$

Умова виконується.

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Схему розташування фундаментів здійснюємо з врахуванням утворення в будівлі деформаційних (температурних) швів, що обумовлює розбивку промислової каркасної будівлі на уніфіковані типові секції довжиною не більш 60 або 72 м. План фундаментів вказано на рис. 1. Визначення розмірів фундаментів.

а). Проектування розмірів фундаментів будівлі здійснюємо за додатком 7.3, визначаємо розміри бази залізобетонних колон. Для спрощення розрахунків умовно приймаємо усі колони будівлі як для першого каркасу. Данні стосовно висоти підколонника (h) та питомої ваги арматури (g_a) приймаємо з додаткових вихідних даних.

Приймаючи до уваги висоту оголовка колони (H_1) – 13,2 м, крок колон (a_1) – 12 і 6 м та вантажопідйомність мостового крану (Q_1) – 10 т згідно додатку 7.3 [2] приймаємо для будівлі крайні колони 4K132-7 з розміром бази колони 900×400 мм у кількості 66 шт. та середні колони 8K132-25 з розміром бази колони 900×400 мм кількістю 49 шт.

б). Визначення розмірів фундаментів будівлі здійснюємо за допомоги таблиці 3 [3]).

Приймаємо розмір для крайніх та середніх фундаментів Ф-1: 1-ї ступені фундаменту 2,7×2,1×0,3(h) м, розмір 2-ї ступені фундаменту 2,1×1,5×0,3(h) м, підколонника 1,5×0,9×0,9(h) м, глибина стакану 0,78 м (див. рис. 2).

Приймаємо розмір для крайніх та середніх фундаментів Ф-2: 1-ї ступені фундаменту 1,8×1,5×0,3(h) м, підколонника 0,9×0,9×1,2(h) м, глибина стакану 0,78 м (див. рис. 2).

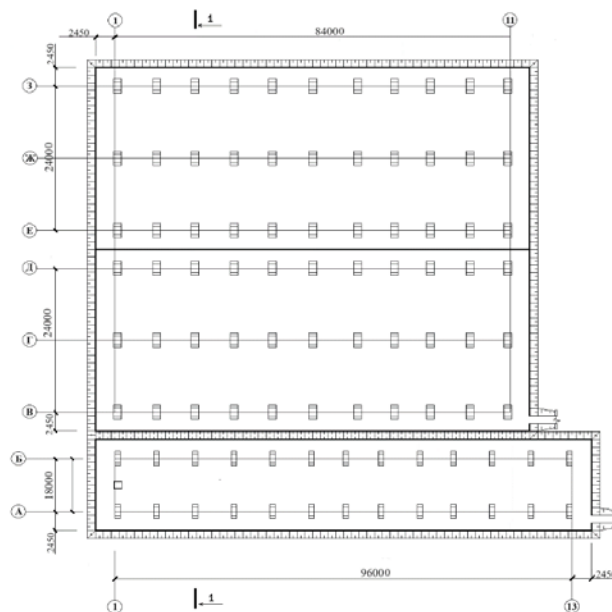


Рис. 1 План фундаментів

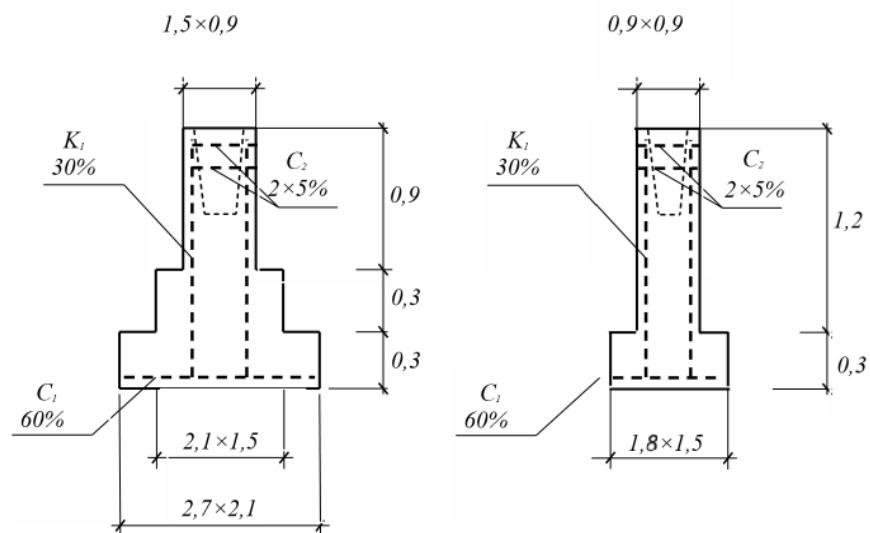


Рис. 2 Схема фундаменту.

2.Визначення обсягів робіт

1.Площа щитів опалубки на Ф-1.

$$F_1 = 2,7 \times 0,3 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,3 = 0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_3 = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_4 = 1,5 \times 0,9 = 1,35 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$F_6=3,0 \text{ м}^2$ (гніздоформував) Кільк. 1 шт.

2.Загальна площа щитів.

Щитів площею до 1 м^2

$$F_{\text{оп}}=(0,63 \times 4 + (0,81 + 0,45) \times 2) \times 115 = 5,04 \times 115 = 579,6 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м^2 до 2 м^2

$$F_{\text{оп}}=(0,81 + 1,35) \times 2 \times 115 = 4,32 \times 115 = 496,8 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м^2

$$F_{\text{оп}}=3 \times 115 = 345 \text{ м}^2$$

3.Об'єм бетону Ф-1

$$V=(2,7 \times 2,1 \times 0,3 + 2,1 \times 1,5 \times 0,3 + 1,5 \times 0,9 \times 0,9 - (1 + 1,05)/2 \times (0,5 + 0,55)/2 \times 0,9) \times 115 = 3,38 \times 115 = 388,7 \text{ м}^3$$

4.Маса арматури.

$$m=3,38 \times 48 = 162,24 \text{ кг}$$

Маса сіток (каркасу).

$$m_{C1} = 162,24 \times 0,6 = 97,34 \text{ кг}$$
 Приймаємо 1 сітку 147 кг

$$m_{C2} = \frac{162,24 \times 0,1}{2} = 8,11 \text{ кг}$$
 Приймаємо 2 сітки по 13 кг

$$m_{K1} = 162,24 \times 0,3 = 48,67 \text{ кг}$$
 Приймаємо 1 сітку 74 кг

Загальна кількість сіток та каркасів.

C_1 - 115 шт., C_2 - 230 шт., K_1 - 115 шт.

5.Площа підмосток.

$$F_{\text{під.}} = 0,7 \times 1 \times 2 \times 115 = 1,4 \times 115 = 161 \text{ м}^2$$

$0,7 \times 1$ – розміри підмосток, м

6.Догляд за бетоном.

6.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

$$F_{\text{вкр.}} = 3 \times 1,8 \times 115 = 5,4 \times 115 = 621 \text{ м}^2$$

6.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

$$F_{\text{пол.}} = 5,4 \times 12 \times 115 = 64,8 \times 115 = 7452 \text{ м}^2$$

12 - кількість поливів, разів.

7.Ізоляційні роботи.

7.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{\text{із.г.}} = (5,4 - 1,5 \times 1,2) \times 115 = 3,6 \times 115 = 414 \text{ м}^2$$

7.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{\text{із.в.}} = ((0,45+0,81+1,35+0,81) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 115 = 9,36 \times 115 = 1076,4 \text{ м}^2$$

8. За отриманими розрахунками складаємо відомість обсягів робіт (табл.1).

9. Виконують маркувальну схему ступінчастого фундаменту (рис. 3).

10. Складаємо специфікацію елементів опалубки стовбчастого фундаменту табл. 2, куди вносимо усі елементи комплекту опалубки, деревину (при улаштуванні доборів).

4.2 Визначення обсягів робіт

1. Площа щитів опалубки на Ф-2.

$$F_1 = 1,8 \times 0,3 = 0,54 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_3 = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_4 = 3,0 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

2. Загальна площа щитів.

Щитів площею до 1 м²

$$F_{\text{оп}} = (1,08 \times 4 + (0,54 + 0,45) \times 2) \times 1 = 6,3 \times 1 = 6,3 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м² до 2 м²

$$F_{\text{оп}} = (0,9 + 0,9) \times 4 \times 1 = 7,2 \times 1 = 7,2 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м²

$$F_{\text{оп}} = 3 \times 1 = 3 \text{ м}^2$$

3. Об'єм бетону Ф-1

$$V = (1,8 \times 1,5 \times 0,3 + 0,9 \times 0,9 \times 1,2 - (1 + 1,05) / 2 \times (0,5 + 0,55) / 2 \times 0,9) \times 1 = 1,298 \times 1 = 1,298 \text{ м}^3$$

4. Маса арматури.

$$m = 1,298 \times 48 = 62,304 \text{ кг}$$

Маса сіток (каркасу).

$m_{CI} = 62,304 \times 0,6 = 37.38$ кг Приймаємо 1 сітку 147 кг

$m_{C2} = \frac{62,304 \times 0,1}{2} = 3.11$ кг Приймаємо 2 сітки по 13 кг

$m_{KI} = 62,304 \times 0,3 = 18.69$ кг Приймаємо 1 сітку 74 кг

Загальна кількість сіток та каркасів.

C₁ - 1 шт., C₂ - 2 шт., K₁ - 1 шт.

5.Площа підмосток.

$F_{\text{під.}} = 0,7 \times 1 \times 2 \times 1 = 1,4 \times 1 = 1,4 \text{ м}^2$

0,7×1– розміри підмосток, м

6.Догляд за бетоном.

6.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

$F_{\text{вкр.}} = 3 \times 1,8 \times 1 = 5,4 \times 1 = 5,4 \text{ м}^2$

6.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

$F_{\text{пол.}} = 5,4 \times 12 \times 1 = 64,8 \times 1 = 64,8 \text{ м}^2$

12 - кількість поливів, разів

7.Ізоляційні роботи.

7.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють. 1.98 4.32

$F_{\text{із.г.}} = (5,4 - 1,5 \times 1,2) \times 1 = 3,6 \times 1 = 3,6 \text{ м}^2$

7.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

$F_{\text{із.в.}} = ((0,54 + 0,45) \times 2 + 1,08 \times 4) \times 1 = 6,3 \times 1 = 6,3 \text{ м}^2$

8.За отриманими розрахунками складаємо відомість обсягів робіт (табл.1).

9.Виконують маркувальну схему ступінчастого фундаменту (рис. 3).

10.Складаємо специфікацію елементів опалубки стовбчастого фундаменту табл. 2, куди вносимо усі елементи комплекту опалубки, деревину (при улаштуванні доборів).

Відомість об'ємів робіт.

№ п/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів.	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6

1	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,147	115	<u>115</u> 16,905
2	Встановлення вручну арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 100 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,074	115	<u>115</u> 8,51
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,026	115	<u>230</u> 2,99
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S від 1 м ² до 2 м ² S більш 2 м ²	 м ² м ² м ²	 6,3 7,2 3	 115 115 115	 724,5 828 345
5	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	115	161
6	Бетонні роботи	м ³	3,38	115	388,7
7	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,4	115	621
8	Поливання поверхні водою	м ²	64,8	115	7452
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	 м ² м ²	 3,6 9,36	 115 115	 414 1076,4

№ п/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів.	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
1	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т	шт. т	<u>1</u> 0,147	1	<u>1</u> 0,147
2	Встановлення вручну арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 100 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,074	1	<u>1</u> 0,074
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,026	1	<u>2</u> 0,026
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S від 1 м ² до 2 м ² S більш 2 м ²	 м ² м ² м ²	 6,3 7,2 3	 1 1 1	 6,3 7,2 3
5	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	1	1,4
6	Бетонні роботи	м ³	1,298	1	1,298
7	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,4	1	5,4
8	Поливання поверхні водою	м ²	64,8	1	64,8
9	Фарбувальна				

	гідроізоляція поверхонь				
	горизонтальних	м ²	3,6	1	3,6
	вертикальних	м ²	6,3	1	6,3

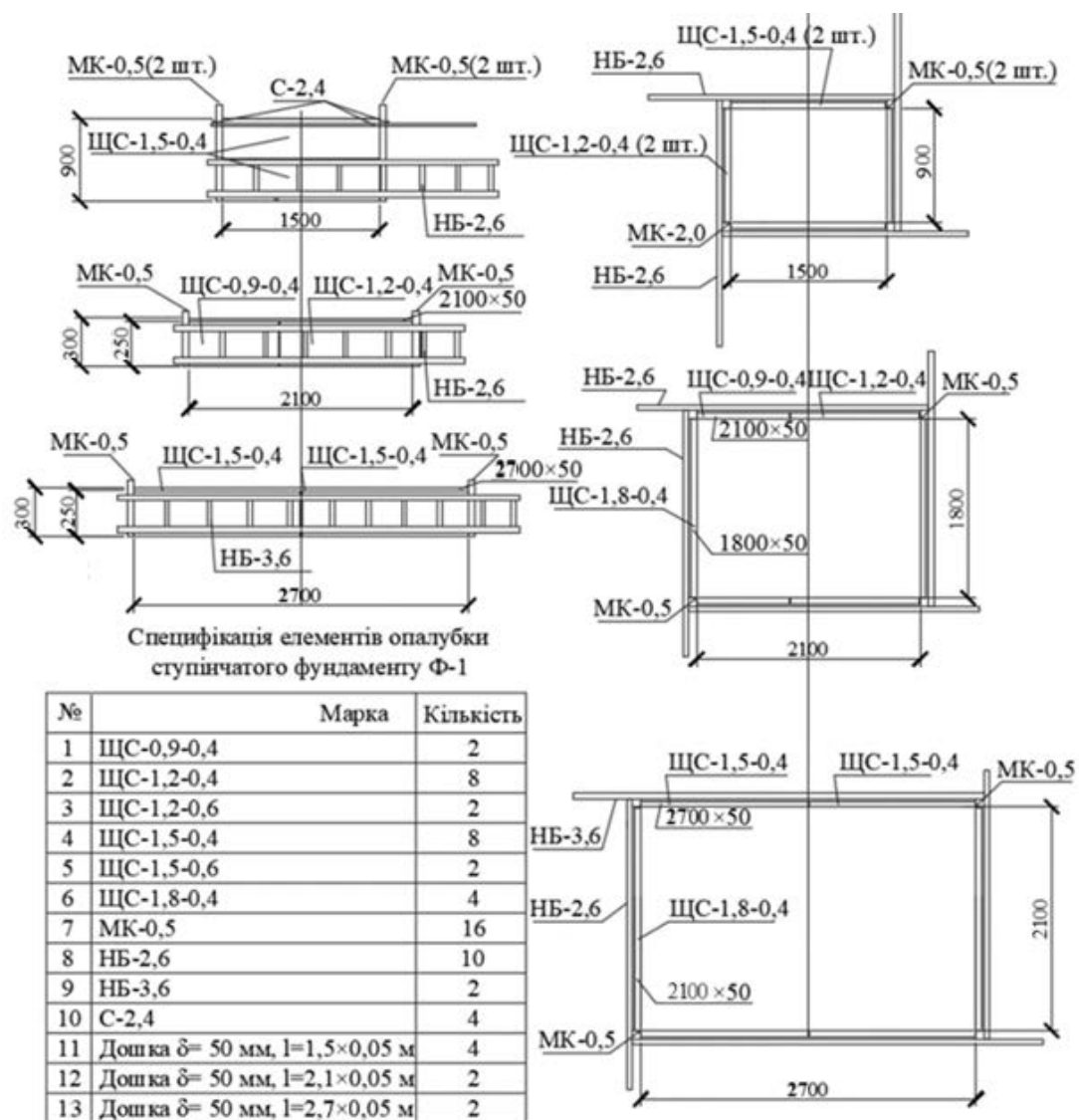


Рис. 3(1) Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

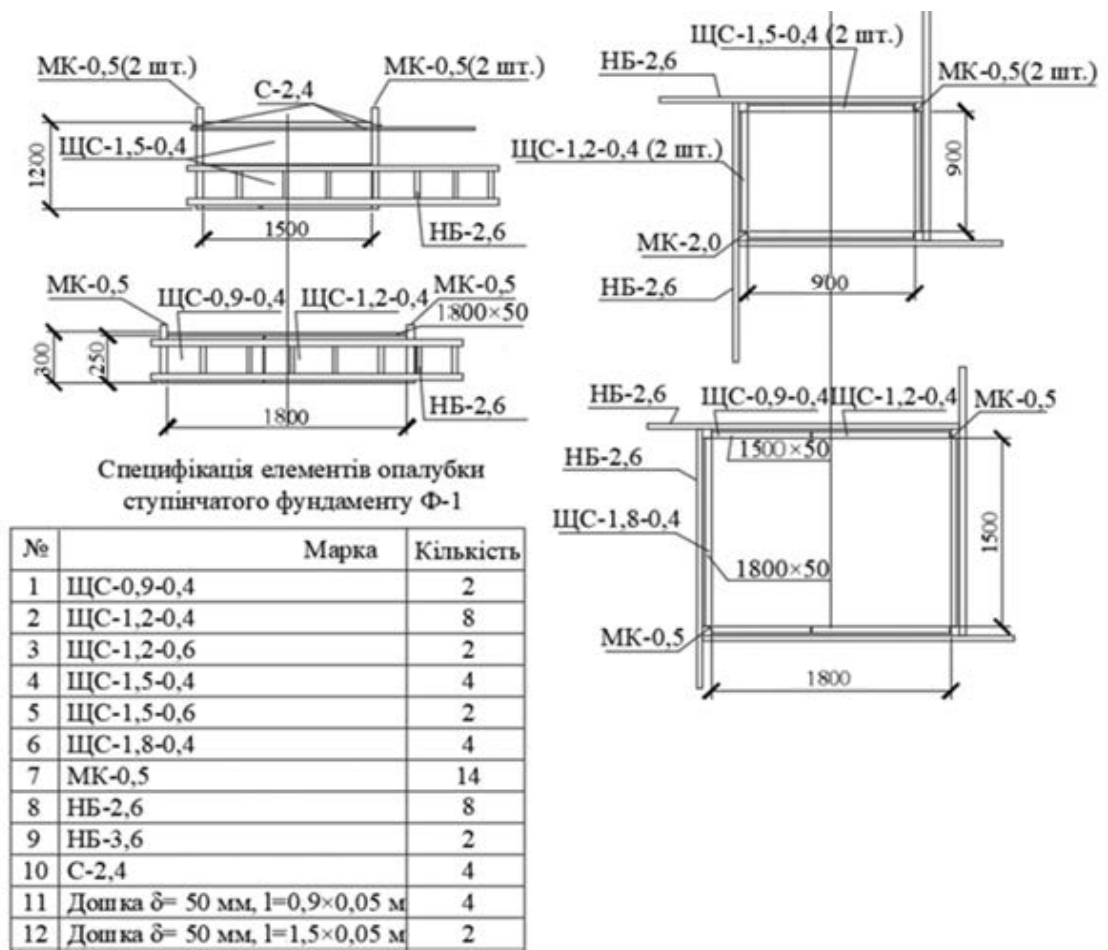


Рис. 3(2) Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

4.3 ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ ТА ЗАСОБІВ МЕХАНІЗАЦІЇ

1. Змінний виробіток бригади бетонників на укладання бетонної суміші.

$$B_{\text{пот}} = a/H_{\text{ч}} = 1/0,33 = 3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де a – одиниця виміру роботи [1];

$H_{\text{ч}}$ – норма часу роботи [1].

2. Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом.

$$I_{\text{пот}} = B_{\text{пот}} \times k_n/k_{\text{ч}} = 3,03 \times 1,24/0,9 = 4,17 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де k_n - коефіцієнт нерівномірності подачі і укладання суміші. Приймається в межах 1,1...1,3.

$k_{\text{ч}}$ - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

3. Проведення бетонних робіт приймаємо за схемою кран-баддя. Для подавання бетону приймаємо неповоротну баддю місткістю 0,8 м³, маса бадді з бетоном складає 2,45 т, розрахункова висота 1,31 м.

4. Висота підймання гаку

$$H_{\text{пот}} = h_{\text{м}} + h_{\text{з}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}} = 1,7 + 0,9 + 1,31 + 1,9 = 5,81 \text{ м}$$

де $h_{\text{м}}$ – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крана (для фундаментів опорна плоскість яких розташована нижче рівня стоянки крана $h_{\text{м}} = 1,7$ м);

$h_{\text{з}}$ – монтажний запас або підвищення нижньої площини підйомного елемента над монтажним горизонтом (0,7-1,0 м);

$h_{\text{е}}$ – висота монтажного елемента, приймають за даними (табл. 1);

$h_{\text{с}}$ – конструктивна висота вантажозахватних пристроїв (стропів, зачепів, траверс).

5. Виліт стріли

$$l_{\text{в}} = B/2 + 1,5 = 2,7/2 + 1,5 = 2,85 \text{ м}$$

$$l_{\text{г}} = B/2 + 1,5 = 1,8/2 + 1,5 = 2,4 \text{ м}$$

де B – ширина фундаменту, м;

1,5 – розмір робочої зони, м.

6. Вантажопідйомність гаку

$$g = 2,45 + 0,064 = 2,514 \text{ т}$$

7. Довжина стріли

$$L_{\text{с}} = \sqrt{(l_{\text{в}} - l_{\text{ш}}) + (H_{\text{пот}} - h_{\text{ш}} + h_{\text{п}})^2} = \sqrt{(2,85 - 1,5)^2 + (5,81 - 1,5 + 1,6)^2} = 6,06 \text{ м}$$

$$L_{\text{с}} = \sqrt{(l_{\text{в}} - l_{\text{ш}}) + (H_{\text{пот}} - h_{\text{ш}} + h_{\text{п}})^2} = \sqrt{(2,4 - 1,5)^2 + (5,81 - 1,5 + 1,6)^2} = 5,98 \text{ м}$$

де $h_{\text{ш}}$ – відстань по вертикалі від рівня стоянки крана (РСК) до нижнього шарніра стріли крана (для більшості кранів знаходиться у діапазоні 1...2 м, за першим наближенням можна прийняти 1,5 м;

$h_{\text{п}}$ - висота поліспасти у стягнуеному стані, приймати у першому наближенні 1,5...2 м.

8. За ведучу машину приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м [3].

9. Для доставки бетонної суміші на об'єкт приймаємо АБЗ марки СБ-69 з об'ємом виходу $V_{mp}=2,5\text{м}^3$.

10. Приймаємо середню швидкість руху АБЗ по асфальтовій дорозі 30 км/год., час завантаження $t_3=0,1$ год., час розвантаження $t_p=0,2$ год.

11. Час укладання суміші, що доставляється АБЗ.

$$t_y = V_{mp} / (I_{nom} \times K_{\kappa}^{mp}) = 2,5 / (4,17 \times 0,89) = 0,67 \text{ год.}$$

де K_{κ}^{mp} - коефіцієнт використання транспорту за часом. Приймається 0,85...0,92;

12. Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом.

12.1 Тривалість доставки t_{∂}^1 з урахуванням дальності і швидкості перевезення.

$$t_{\partial}^1 = L_{nom} / V_c = 13 / 15 = 0,86 \text{ год.}$$

де L_{nom} - дальність постачання, км;

V_c - середня швидкість руху, км/год.

12.2 Тривалість доставки t_{∂}^2 з умови t_{cx} .

$$t_{\partial}^2 = t_{cx} - (t_y + t_3 + t_p + L_{nom} / V_c) = 1,6 - (0,66 + 0,1 + 0,2 + 0,86) = -0,12 \text{ год.}$$

де t_{cx} - тривалість схоплення цементу (див. табл. 1.1 [2]), год.

t_y - тривалість укладання бетонної суміші із однієї машини з об'ємом виходу V_{mp} , год.;

t_3 - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год. Приймається $t_3 = 0,1$ год. для АС і $t_3 = 0,2$ для АБВ і АБЗ;

t_p - тривалість розвантаження транспорту, год. Приймається $t_p = 0,1$ год. при розвантаженні в бадді і $t_p = 0$ при розвантаженні в прийомні бункери бетоноукладачів та бетононасосів (цей час входить до часу укладання).

Розрахунок вказує, що в технології зведення фундаментів слід використовувати бетонну суміш типу А (суху) або Б (на вологих заповнювачах або частково зволожену).

13. Тривалість робочого циклу АБЗ складає

$$t_{\partial}^{mp} = t_3 + 2 \times L_{nom} / V_c + t'_p = 0,1 + 2 \times 13 / 15 + 0,1 = 1,93 \text{ год.}$$

t'_p - час розвантаження суміші, год.

Приймається при розвантаженні:

- в бадді $t'_p = 0,1$ год.;

- в прийомний бункер бетононасосу $t'_p = t_y$

- при розвантаженні в бункер бетоноукладача:

$$t'_p = (V_{mp} / V_{\kappa} - 1) \times t_y / V_{mp}, \text{ год.}$$

При значенні $t'_p < 0,1$ год. Приймати $t'_p = 0,1$ год.

14. Потрібна кількість АБЗ складає

$$N = (B_{nom} \times t_y^{mp}) / (V_{mp} \times K_{\chi}^{mp}) = (3,03 \times 1,93) / (2,5 \times 0,89) = 2,63 \text{ шт.}$$

Приймаємо 3 АБЗ.

15. Для ущільнення суміші в сходині висотою $h_c = 0,45$ м приймаємо вібратор з гнучким валом ВЕРБ-79 з довжиною робочої частини $L_e = 0,5$ м і радіусом дії $R_e = 0,25$ м. Приймаємо рухливість суміші ОК=2 см, при цьому $K_p = 1$.

16. Продуктивність вібратора складає

$$P_e = 60\pi \times h_c + R_e^2 + K_p = 60\pi \times 1,9 + 0,25^2 + 1 = 359,2 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де R_e – радіус дії вібратора, м (табл. 6);

K_p – коефіцієнт, що враховує рухливість суміші. Для схеми "кран-баддя" краще використовувати цупкі суміші з ОК=0...2 см, для бетоноукладачів рухливість приймають ОК=0...6 см, для бетононасосів приймають ОК=6...12 см. Значення K_p наведені в табл. 7.

17. Час захоплення бетону

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_3 + L_{nom} / V_c + t_y) = 1,6 - (0 + 0 + 0,66) = 0,94 \text{ год.}$$

18. Площа блоку бетонування

$$F_{bl} = (B_{nom} \times t'_{cx}) / h_{ui} = (3,03 \times 0,94) / 1,5 = 1,89 \text{ м}^3$$

що менше площі нижньої сходини $F_c = 2,7 \times 2,1 = 5,67 \text{ м}^3$ і $F_c = 1,8 \times 1,5 = 2,7 \text{ м}^3$.

Приймаємо 1 вібратор.

4.4 КАЛЬКУЛЯЦІЯ НА ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ

Табл.9

Таблиця трудових витрат і заробітної плати

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном арматурних сіток при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному розташуванні, $K=1,2$	E4-1-44 т.1,п.1а	шт.	115	$0,42 \times 1,2 = 0,5$	57,5	8,84	1016,6	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення вручну каркасів при масі до 100 кг, $K=1,2$	E4-1-44 т.3,п.в	шт.	115	$0,36 \times 1,2 = 0,432$	49,68	7,5	862,5	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення сіток вручну, при масі до 20 кг, $K=1,2$	E4-1-44 т.3,п.б	шт.	230	$0,22 \times 1,2 = 0,264$	60,72	4,59	1055,7	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів площею до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	E4-1-34 т.2,п.1	м ²	724,5 828 345	0,62 0,51 0,4	449,19 422,28 138	11,45 10,03 7,38	8295,52 8304,84 2546,1	тесляр 4 р. 3 р.	1 1

Те ж, розбирання площею до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	Е4-1-37 т.2,п.2	м ²	724,5	0,15	108,67	2,64	1912,68	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
			828	0,13	107,64	2,29	1896,12		
			345	34,5	27,16	1,76	607,2		
Переставляння підмостків	Е6-3 т2, п. 5,6	м ²	161	0,12	19,32	1,94	312,34	тесляр 4р.	1
								2р.	1
								підс.роб.1 р.	1
Приймання бетонної суміші у баддю	Е-4-1-54	100м ³	5,2	8,2	42,64	137,8	716,56	бетонник 2р.	1
Вкладання бетонної суміші краном в баддях у окремо розташовані фундаменти об'ємом до 10 м3	Е4-1-49 т.1, п.3	м ³	414	0,33	136,62	5,82	2409,48	бетонни к 3р. 2р.	1 1
Вкривання бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54 п.10	100 м ²	5,4	0,21	1,13	3,53	19,06	бетонни к 2р.	1
Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за один раз	Е4-1-54 п.9	100 м2	64,8	0,14	9,07	2,35	152,28	бетонни к 2р.	1
Зняття з бетонної поверхні рогожі	Е4-1-54 п.12	100 м ²	5,4	0,22	1,19	3,7	19,98	бетонни к 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	Е11-37	100 м ²	11,79	9,38	110,59	173,15	2041,44	ізолюваль -ник	
								4р. 2р.	1 1
Те ж, горизонтальних	Е11-37	100 м ²	3,49	5,18	18,08	95,62	333,71	ізолюваль -ник	
								4р.	1
								2р.	1
Разом					1759,5 1		32502,1 1		
Інші роботи	15%				263,93				
Всього					2023,4 4				

Таблиця трудових витрат і заробітної плати

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном арматурних сіток при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному розташуванні, $K=1,2$	E4-1-44 т.1,п.1а	шт.	1	$0,42 \times 1,2 = 0,5$	0,5	8,90	8,90	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення вручну каркасів при масі до 100 кг, $K=1,2$	E4-1-44 т.3,п.в	шт.	1	$0,36 \times 1,2 = 0,432$	0,432	7,4	7,4	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення сіток вручну, при масі до 20 кг, $K=1,2$	E4-1-44 т.3,п.б	шт.	2	$0,22 \times 1,2 = 0,264$	0,528	4,59	9,18	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів площею до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	E4-1-34 т.2,п.1	м ²	6,3 7,2 3	0,62 0,51 0,4	3,9 3,67 1,2	11,45 10,03 7,38	72,13 72,22 22,14	тесляр 4 р. 3 р.	1 1

Те ж, розбирання площею до 1 м ²	Е4-1-37 т.2,п.2	м ²	6,3	0,15	0,945	2,64	16,63	тесляр 3 р.	1
від 1 м ² до 2 м ²			7,2	0,13	0,936	2,29	16,49	2 р.	1
більш 2 м ²			3	34,5	103,5	1,76	5,28		
Переставляння підмостків	Е6-3 т2, п. 5,6	м ²	1,4	0,12	0,17	1,94	2,72	тесляр 4р. 2р. підс.роб.1р .	1 1 1
Приймання бетонної суміші у баддю	Е-4-1-54	100м ³	5,2	8,2	42,64	137,8	716,56	бетонник 2р.	1
Приймання бетонної суміші у баддю	Е-4-1-54	100м ³	5,2	8,2	42,64	137,8	716,56	бетонник 2р.	1
Вкладання бетонної суміші краном в бадях у окремо розташовані фундаменти об'ємом до 10 м ³	Е4-1-49 т.1, п.3	м ³	5,4	0,33	1,78	5,82	31,43	бетонник 3р. 2р.	1 1
Вкривання бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54 п.10	100 м ²	5,4	0,21	1,13	3,53	19,06	бетонник 2р.	1
Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за один раз	Е4-1-54 п.9	100 м2	64,8	0,14	9,07	2,35	152,28	бетонник 2р.	1
Зняття з бетонної поверхні рогожі	Е4-1-54 п.12	100 м ²	5,4	0,22	1,19	3,7	19,98	бетонник 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	Е11-37	100 м ²	11,79	9,38	110,59	173,15	2041,44	ізолюваль- ник 4р. 2р.	1 1

Те ж, горизонтальних	Е11-37	100 м²	3,49	5,18	18,08	95,62	333,71	ізолюваль- ник 4р. 2р.	1 1
Разом					290,06		3547,55		
Інші роботи	15%				43,51				
Всього					333,57				

4.5 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

1. Планова (виробнича) собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Для автокрану КС-2561Е

$C_{\text{маш.-год.}} = 26,38 \text{ грн.}$

Для автобетонозмішувача СБ-69

$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68 \text{ грн.}$

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

$$C_o = 1,08 \left(\sum C_{\text{маш.-год.}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times \left((26,38 \times \left(\frac{57,5 + 49,69}{4} + \frac{42,64 + 136,62}{2} \right) + 33,68 \times \frac{42,64 + 136,62}{2} \times 3) \right) + 1,5 \times 32502,11 = 61850,72 \text{ грн}$$

$$C_o = 1,08 \left(\sum C_{\text{маш.-год.}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times \left((26,38 \times \left(\frac{0,5 + 0,432}{4} + \frac{42,64 + 1,78}{2} \right) + 33,68 \times \frac{42,64 + 1,78}{2} \times 3) \right) + 1,5 \times 3547,55 = 8384,26 \text{ грн}$$

3. Собівартість укладання 1 м³ бетону

$$C_e = \frac{C_o}{V} = \frac{61850,72}{388,7} = 159,12 \text{ грн./м}^3$$

4. Трудомісткість влаштування 1 м³ бетонного фундаменту.

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V} = \frac{2023,44}{388,7} = 5,2 \text{ люд. - год./м}^3$$

4.6 ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРИРОДИ

Безпека виробництва робіт повинна бути забезпечена: вибором раціональної відповідної технологічної оснастки; підготовкою та організацією робочих місць провадження робіт; застосуванням засобів захисту працюючих; проведенням медичного огляду осіб, допущених до роботи; своєчасним навчанням і перевіркою знань робочого персоналу та ІТП з техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Особливу увагу необхідно звертати на наступне: способи стропування елементів конструкцій повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні, близькому проектному; елементи монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками; не допускати перебування людей під монтуємими елементами до установки їх в проектне положення і закріплення; при переміщенні краном вантажів відстань між зовнішніми габаритами переміщуючих вантажів і виступаючими частинами конструкцій і перешкод по ходу переміщення повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі не менше 0,5 м; монтаж і демонтаж опалубки може бути розпочато з дозволу технічного керівника будівництва та повинен проводитись під безпосереднім наглядом спеціально призначеної особи технічного персоналу; не допускається торкання вібратором арматури.

При роботі на висоті більше 1,5 м всі робочі зобов'язані користуватися запобіжними поясами з карабінами.

Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубної міцності і з дозволу виконавця робіт. Відрив опалубки від бетону проводиться за допомогою домкратів. У процесі відриву бетонна поверхня не повинна пошкоджуватися.

Робочі місця електрозварювальників повинні бути огорожені спеціальними переносними огороженнями. Перед початком зварювання необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів та електродотримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів. При перервах у роботі електрозварювальні установки необхідно відключати від мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися інвентарними такелажним оснащенням і з дотриманням заходів, що виключають можливість падіння, ковзання і втрати стійкості вантажів.

Очищення лотка автобетонозмішувача від залишків бетонної суміші здійснюють лише при нерухомому механізмі.

4.7 КОНТРОЛЬ ЯКОСТІ РОБІТ

1. При контролі якості робіт необхідно дотримуватись вимог СНиП 3.02.01-87. Проект виробництва робіт повинен бути розроблений на основі проекту і робочої документації по зведенню монолітних стовбчастих залізобетонних фундаментів.

2. У складі проекту виробництва робіт повинні бути розроблені: технологічні схеми і способи виробництва робіт; календарний план виконання робіт; рішення з техніки безпеки виробництва робіт; графік роботи машин на майданчику; пояснювальна записка до проекту виробництва робіт.

3. При здійсненні арматурних робіт контролюють: відповідність арматурних стрижнів і сіток проекту (паспорту), відхилення від проекту розмірів елементів а також товщину захисного бетонного шару, зміщення арматурних виробів в опалубці, відхилення від проектних осей вертикальних каркасів.

4. При здійсненні опалубних робіт перевіряють наявність комплектів опалубки та маркування елементів, зміщення осей опалубки від проектного положення, відхилення площини опалубки від вертикалі на всю висоту фундаменту.

5. При укладанні бетонної суміші контролюють склад та рухливість бетонної суміші, товщину шарів бетонування, ущільнення та догляд.

6. При розпалубці перевіряють дотримання строків розпалублення, відсутність пошкоджень бетону.

4.8 ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ СТОВБЧАСТИХ ФУНДАМЕНТІВ

До початку облаштування фундаментів повинні бути виконані наступні роботи: організовано відведення поверхневих вод від майданчика; влаштовані під'їзні автодороги; позначені шляхи руху механізмів, місця складування, укрупнення арматурних сіток і опалубки, підготовлена монтажна оснастка і пристосування; завезені арматурні сітки, каркаси та комплекти опалубки в необхідній кількості; виконана необхідна підготовка під фундаменти; проведена геодезична розбивка осей і розмітка положення фундаментів у відповідності з проектом; на поверхню бетонної підготовки фарбою нанесені ризики, що фіксують положення робочої площини щитів опалубки.

Арматурні роботи.

Арматурні елементи доставляють на будівельний майданчик вантажівкою і розвантажують на складських майданчиках, перед монтажем елементів їх переміщують до місць їх встановлення.

Армокаркаси та сітки підосви фундаментів масою понад 50 кг встановлюють автомобільним краном КС-2561Е, укладаючи арматурні сітки підосви фундаментів на фіксатори, які забезпечують захисний шар по проекту. Після влаштування опалубки підосви фундаменту встановлюють арматурні елементи підколоники з кріпленням його до нижньої сітки в'язальною дротом.

Опалубні роботи.

Опалубку на будівельний майданчик доставляють автотранспортом комплектно, готовою до монтажу, без доробок та виправлень. Привезені на будівельний майданчик елементи опалубки розміщують в зоні дії монтажного крана. Всі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, відповідному транспортному, розсортовані за марками та типорозмірами.

Дрібнощитова опалубка складається з наступних складових частин: лінійні щити виконані з гнутого профілю (швелер), палуба в щитах виконана з ламінованої фанери товщиною 12 мм; несучі елементи - схватки призначені для сприйняття навантажень, що діють на опалубку, а також для об'єднання окремих щитів в панелі або блоки. Вони виготовлені з гнутого профілю (швелера); щити кутові - служать для об'єднання плоских щитів у замкнуті контури; кутики монтажні - служать для з'єднання щитів і панелей в замкнуті опалубні контури; гак натяжна - застосовують для кріплення схваток до щитів; кронштейн - служать підставою для робочого настилу.

Монтаж і демонтаж опалубки ведуть за допомогою автомобільного крана КС-2561Е.

До початку монтажу опалубки виробляють укрупнювальне збирання щитів в панелі в наступній послідовності: на майданчику складування збирають короб із схваток; на схватки навішують щити; на ребро щитів панелі наносять фарбою риски, що позначають положення осей.

Влаштування опалубки фундаментів роблять у наступному порядку: встановлюють і закріплюють укрупнені панелі опалубки нижньої ступені підосви; встановлюють зібраний короб строго по осях і закріплюють опалубку нижньої ступені металевими штирями до основи; наносять на ребра укрупнених панелей коробки риски, що фіксують положення короба другого ступеня фундаменту; відступивши від рисок на відстань, рівну товщині щитів, встановлюють попередньо зібраний короб другого ступеня; остаточно встановлюють короб другого ступеня; в тій же послідовності встановлюють короб третього ступеня; наносять на ребра укрупнених панелей верхнього короба риски, що фіксують положення короба підколоники; встановлюють короб підколоники; встановлюють і закріплюють опалубку вклядшів.

Демонтаж опалубки згідно СНиП 3.03.01-87 дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної міцності і з дозволу виконавця робіт. Демонтаж опалубки здійснюється в порядку, зворотному монтажу. Після зняття опалубки необхідно: провести візуальний огляд опалубки; очистити від налиплого бетону всі елементи опалубки; зробити змащення палуб, перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання.

Бетонні роботи

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматури та опалубки; усунені всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону; прийняті за актом всі конструкції та їх елементи, доступ до яких з метою перевірки правильності встановлення після бетонування неможливий; очищені від сміття, бруду та іржі опалубка і арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристосувань оснастки та інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається автобетонозмішувачами СБ- 69 в кількості 3 шт.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється автокраном в бадді об'ємом 0,8 м³.

До складу робіт з бетонування фундаментів входять: прийом і подача бетонної суміші; укладання і ущільнення бетонної суміші; догляд за бетоном.

Бетонування фундаментів здійснюється в два етапи: на першому етапі бетонують башмак фундаменту і підколонику до відмітки низу вклядиша; на другому етапі бетонують верхню частину підколоники після установки вклядиша.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3 - 0,5 м. Кожен шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше покладений шар бетону на 5 - 10 см. Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіуса його дії. У кутах і біля стінок опалубки бетонну суміш додатково ущільнюють вібраторами або штикуванням ручними шуровками. Дотик вібратора під час роботи до арматури не допускається. Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання і появи цементного молока на поверхні бетону. Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнювалася бетонною сумішшю. Перерва між етапами бетонування (або укладання шарів бетонної суміші) повинен бути не менше 40 хвилин, але не більше 2 годин.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температури та вологості умови для тверднення бетону. Горизонтальні поверхні забетонованого фундаменту вкривають вологою мішковиною, та на протязі всього терміну періодично зволожують.

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1 ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля одноповерхова промислова каркасна, з п'яти прогонів, чотирьох поздовжньо з'єднаних та одного торцевого. Перший прогоном $L_1=18$ м, довжиною $B_1=96$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=10,8$ м, кроком колон $a_1=8,4$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=32$ т, другий, третій, четвертий та п'ятий $L_2/L_3=24$ м, довжиною $B_2=84$ м, з відміткою оголовку колон $H_2=10,8$ м, кроком колон $a_2/a_5=8,4/8,4$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_5=10$ т та $Q_3/Q_4=20$ т. Конструкції залізобетонні: для першого прогону колони крайніх та середніх рядів, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, для інших колони крайніх та середніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 та 12 м, кроквяні ферми сегментні безроскісні довжиною 18 м і 24 м, розкісні малоуклінні 30 м, фундаментні балки довжиною 6 м, стінові панелі довжиною 6 м, висотою 1,2 м.

Приймаємо 4 захватки, що дорівнює кількості прольотів будівлі та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

1. Земляні роботи. До початку розробки котловану зрізаємо рослинний шар. Розробку котловану виконуємо гусеничним екскаватором ЭО-4122 зі зворотною лопатою та ємністю ковша $0,5 \text{ м}^3$ з частковим вивозом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором виконуємо планування майданчика за допомогою бульдозера ДЗ-19 та катка ДУ-50.
2. Фундаментні роботи. Влаштовуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування кран-баддя (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); влаштування монолітних фундаментів під обладнання (КС-2561Е).
3. Монтажні роботи. Одноповерхову промислову будівлю монтуємо самохідними стріловими кранами на гусеничному ході. Першим монтажним потоком встановлюємо колони за допомогою крану КС – 5263, другим — підкранові балки (КС – 5263), третім — конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (КС – 6362), четвертим — стінові панелі (МКТ-6-45). Монтаж конструкцій виконуємо з попередньою розкладкою біля місць монтажу. Елементи каркасу монтуються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (окрім монтажу колон, який виконуємо методом обертання "в просторі"), при якому конструкції наводять на опори в процесі їх вільного переміщення.

4. Інші роботи. Улаштування покрівлі виконуємо по захваткам вздовж довшої сторони прольоту. Потім виконуємо засклення віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші опоряджувальні роботи по захваткам. Олійне фарбування вікон та оздоблення стін виконуємо згори донизу по периметру будівлі. КРГРМА

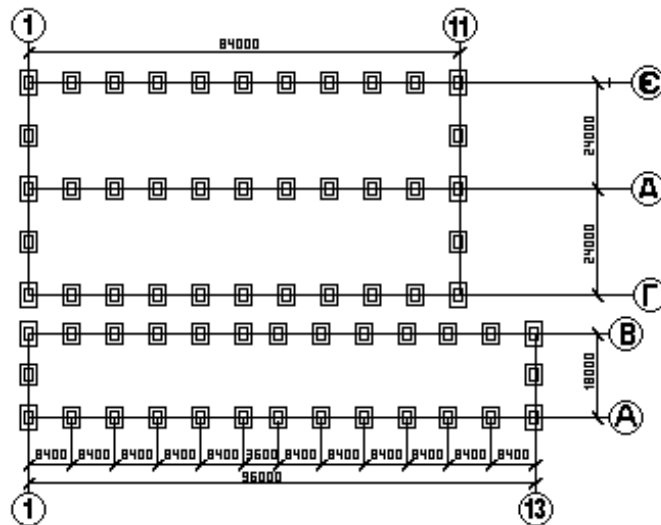


Рис. 1.1 — Схема будівлі

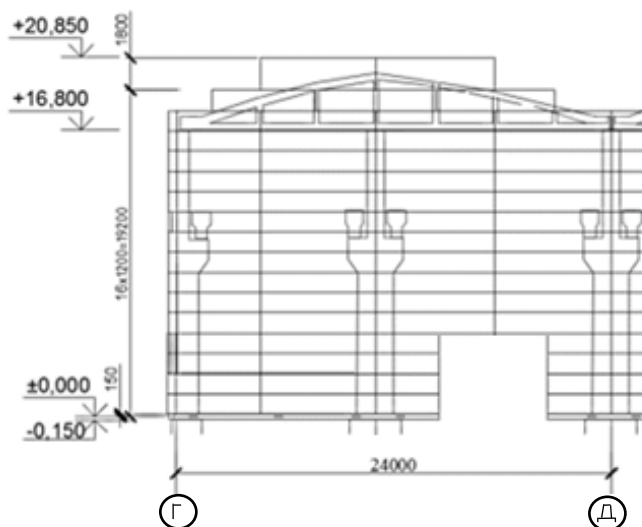


Рис. 1.2 — Схема розташування стінових панелей в торці будівлі

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

Номер	Назва елементів	Марка елемента	Кількість, шт	Розміри, м.			Об'єм, м³		Маса, т	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Усіх	Одного елемента	Усіх
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Колона крайнього ряду	3К144-8 1КД156	59 6	15,45 16,95	0,8 1,3	0,6 0,5	4,8 6,38	336 38,28	12,0 16,0	840 96
2	Колона середнього ряду	2КД156	22	16,95	1,9	0,6	9,64	212,08	24,1	530,2
3	Фахверкова колона	3КФ153-1 9КФ169-1	2 4	15,3 16,9	0,4 0,6	0,4 0,4	2,26 3,52	4,52 14,08	5,64 8,79	11,28 35,16
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-4С	66	0,595	0,6	1,0	1,66	109,56	4,2	277,2
5	Підкранова балка 12 м	БКНВ6-3С	26	11,95	0,65	1,4	33,6	873,6	11,7	304,2
6	Кровляна ферма 24 м	ФБ-24-1V-8А	22	23,94	0,28	3,3	4,9	107,8	12,2	268,4
7	Кровляна балка 12 м	1БДР-12-1	13	11,96	0,24	1,39	1,9	24,7	4,7	61,1
8	Плити покриття 6 м	ПНС-10	152	5,97	1,49	0,3	0,62	94,24	1,4	212,8
9	Плити покриття 12 м	ПНП-20	206	11,96	1,49	0,45	2,01	414,06	5,2	1071,2
10	Фундаментні балки 6м	ФБ6-41	68	5,05	0,15	0,45	0,27	18,36	0,7	47,6
11	Фундаментні балки 12м	ФБН-1	8	10,7	0,3	0,4	1,16	9,28	2,9	23,2
12	Стінові панелі 6×1,2 м	ПСЛ-17	846	6	0,24	1,2	1,7	1438,2	1,9	1607,4
13	Стінові панелі 12×1,2 м	ПСЛ-24	196	12	0,3	1,2	3,4	666,4	4,8	940,8
14	Стійки воріт	СВ – 4,8	12	4,8	0,4	0,4	0,576	6,912	1,44	17,28
15	Ригелі воріт	РВ-6	6	6	0,4	0,7	2,16	12,96	5,4	32,4
Всього			1714					4328,232		6226,94

ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

Обсяги робіт визначаються згідно основних креслень, якими виступають план, фасад, розріз, наведених додатків та розрахунків отриманих при проектуванні робіт з влаштування монолітних залізобетонних фундаментів і зведення каркасної будівлі із збірних залізобетонних конструкцій. Підрахунки обсягів робіт виконуємо в табличній формі (табл. 2.1).

5.2 ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ

Таблиця 2.1.

№ за/ п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика ($S \times 1,15$)= $(96 \times 12 + 84 \times 48) \times 1,15 = 5184 \times 1,15$	1000 м ²	5,962
2	Зрізання рослинного шару товщиною 17 см ($S \times 0,17$)= $5184 \times 0,17$	1000 м ³	0,881
3	Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковша 0,5 м ³ у відвал ($V_k = S \times h - V_r$)= $5184 \times 3,05 - 1280$	1000 м ³	14,531
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)$)= $27 + 358 + 240 + 5184 \times 0,12$	1000 м ³	1,247
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк. фонд. $\times S_{ф} \times 0,1$) = $(1,5 \times 1,5 \times 2 + 1,8 \times 1,5 \times 16 + 3 \times 1,8 \times 41) \times 0,1$	100 м ³	0,27
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк. фонд. $\times S_{ф} \times 0,1$) = $(1,5 \times 1,5 \times 2 + 1,8 \times 1,5 \times 16 + 3 \times 1,8 \times 41) \times 0,1$	100 м ³	0,27
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} = \Sigma \text{кільк. фонд.} \times V_{ф}$) = $2 \times 2,6 + 4 \times 3,4 + 7,29 \times 76 + 7,25 \times 22$	100 м ³	7,32
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк. прольотів}$) = 80×3	100 м ³	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $39 \times 18,63 + 2 \times 11,16 + 16 \times 12,9$	100 м ²	9,55
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $39 \times 3,6 + 2 \times 1,44 + 16 \times 1,62$	100 м ²	1,69
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	15,71
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	15,71
13	Монтаж колон	шт.	65
14	Монтаж підкранових балок	шт.	87
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	5184
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o = P \times h$)= $150 \times 10,8 + 221 \times 10,8 + 2,4 \times 84$	м ²	4208,4
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S) 1620 2386,8 201,6	100 м ²	51,84
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	51,84
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	51,84
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	51,84
21	Оздоблення покрівельною сталлю ($0,7 \times L$)= $0,7 \times (272 + 150)$	100 м ²	2,95
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м ²	42,08
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м ²	42,08
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м ²	12,62
25	Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$)	100 м ²	82,94
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	51,84
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	51,84
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	51,84
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o)	100 м ²	12,62
30	Сантехнічні роботи ($V_{буд.} \times 0,03$)	3%	1 354,92
31	Електротехнічні роботи ($V_{буд.} \times 0,03$)	3%	1 354,92
32	Благоустрій території ($V_{буд.} \times 0,01$)	1%	451,64
33	Підготовка до здачі		4 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{буд.} \times 0,1$)	10%	4516,4
35	Пусконаладжувальні роботи ($V_{буд.} \times 0,005$)	0,5%	225,82

5.3 КАРТКА-ВИЗНАЧНИК КАЛЕНДАРНОГО ГРАФІКА

Таблиця 3.1.

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю		Трудомісткість на весь обсяг				Основні Механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
					Люд.-год.	Маш.-год.	Люд.-год.		Маш.-год.				Бригада	Кільк.		
		Один. виміру	Кількість	РЭСН			РЭСН	Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.	Проф.			Кільк.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м²	5,962	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	3,78	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м³	0,881	РЭСН 1-24-2	-	19,35	-	-	16,07	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1+5	2	2
3	Розробка ґрунту екскаватором з смк. ковша 0,5 м³ у відвал I II III	1000 м³	14,531 2,111 6,21 6,21	РЭСН 1-12-1 4	20,43	42,5	301,27 60,41 120,43 120,43	-	654,93 131,33 261,8 261,8	560 112 224 224	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2 2	7 14 14
4	Те ж з навантаже-нням в автосамо-скиди I II III	1000 м³	1,247 0,401 0,42 0,42	РЭСН 1-17-14	23,6	63,92	28,29 10,61 8,62 9,06	-	81,82 30,68 24,93 26,21	80 32 24 24	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	2	2 2 2 2	2 1,5 1,5
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III	100 м³	0,27 0,14 0,08 0,05	РЭСН 1-164-2	261,8	-	70,68 26,18 22,25 22,25	96 32 32 32	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	1 1 1 1
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III	100 м³	0,27 0,14 0,08 0,05	РЭСН 6-1-19	527,8	94,56	142,5 52,78 44,86 44,86	128 48 40 40	25,54 9,46 8,04 8,04	-	КС-2561Е	1	Бетонник 3р-2	2	2	1,5 1 1 1
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III	100 м³	7,32 1,3 3,01 3,01	РЭСН 6-1-8	364,1 5	39,45	1230,46 511,88 359,29 359,29	1009 433 288 288	241,29 102,25 69,52 69,52	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	4,5 3 3

8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III	100 м ³	2,4 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	643,8 214,6 214,6 214,6	576 192 192 192	576 192 192 192	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3 3 3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III	100 м ²	9,55 3,57 2,99 2,99	РЭСН 8-4-7	33,48	1,11	330,66 200 84,76 45,9	304 176 80 48	10,96 6,63 2,81 1,52	-	-	-	Ізолювальник 4р-1, 3р-1	2	2	4 3 3
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту I II III	100 м ²	1,69 0,6 0,54 0,55	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	55,9 21,28 17,15 17,47	48 16 16 16	5,7 2,17 1,75 1,78	-	-	-	Ізолювальник 4р-1, 3р-1	2	2	0,5 0,5 0,5
11	Зворотня засипка бульдозером 80 л.с. I II III	1000 м ³	15,71 3,31 6,2 6,2	РЭСН 1-27-2	-	13,93	-	-	122,23 20,21 51,01 51,01	184 40 72 72	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	2,5 4,5 4,5
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці I II III	1000 м ³	15,71 3,31 6,2 6,2	РЭСН 1-132 4	-	17,27	-	-	259,08 51,92 103,24 103,24	224 48 88 88	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	3 3,5 5,5 5,5
13	Монтаж колон I II III	шт.	65 44 11 10	Калькуляція	10,61	2,01	625,99 233,42 190,98 201,59	520 200 160 160	118,59 44,22 36,18 38,19	-	СКГ-30	1	Монтажник 5р-1,4р-1, 3р-2,2р-1	5	2	2,5 2 2
14	Монтаж підкранових балок I II III	шт.	87 66 8 13	Калькуляція	8,13	1,68	325,92 130,8 97,56 97,56	280 120 80 80	67,2 26,88 20,16 20,16	-	СКГ-30	1	Монтажник 5р-1,4р-1, 3р-2,2р-1	5	2	1,5 1 1
15	Монтаж балок покриття 12м Монтаж ферм покриття 24м Монтаж плит по-криття I II III	шт.	180 46 67 67	Калькуляція	5,69	1,18	1001,44 238,98 381,23 381,23	860 200 330 330	207,68 49,56 79,06 79,06	-	КС-7362	1	Монтажник 5р-1,4р-2, 3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	2,5 4 4
16	Монтаж стінових панелей 6, 12 м Монтаж фунда-ментних балок 6, 12 м Монтаж елементів воріт I II III	шт.	669 203 190 276	Калькуляція	3,4	0,86	2264,4 686,8 646 931,6	1960 600 560 800	572,76 173,72 163,4 235,64	-	МКП-16, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	7,5 7 10

17	Ущільнення ґрунту щебнем I II III	100 м ²	51,84 9,24 21,3 21,3	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	66,22 13,94 26,14 26,14	64 16 24 24	64	66,22 13,94 26,14 26,14	64 16 24 24	-	-	-	Бетонник 2р-2	2	2	0,5 1 1
18	Улаштування чорнової підлоги I II III	100 м ²	51,84 9,24 21,3 21,3	РЭСН 11-14- 1	47,87	-	5221,67 551,46 1033,99 1033,99	2240 480 880 880	-	-	-	-	-	-	Бетонник 4р- 2, 3р-2, 2р-1	5	2	6 11 11
19	а) Влаштування пароізоляції в один шар I II III	100 м ²	51,84 9,24 21,3 21,3	РЭСН 12-20- 4	14,69	-	803,83 169,23 317,3 317,3											
20	б) Влаштування утеплювача плитного I II III	100 м ²	51,84 9,24 21,3 21,3	РЭСН 12-18- 3	63,67	-	3484,02 733,48 1375,27 1375,27											
21	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки I II III	100 м ²	51,84 9,24 21,3 21,3	РЭСН 12-22- 1	38,39	-	2100,69 442,25 829,22 829,22											
22	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III	100 м ²	51,84 9,24 21,3 21,3	РЭСН 12-2-1	30,1	-	1993,82 346,75 650,16 650,16											
23	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III	100 м ²	2,95 1,01 0,98 0,96	РЭСН 12-15 - 1	132,8	-	379,81 134,13 123,5 122,18											
	Σ (покрівельні роботи) I II III						28577,69 4 578,98 6 458,46 6 754,2	17562	-		-	-	-	-	Бригада покрівель- ників	20	2	5 9 9
24	Засклення металевих рам промислових будівель I II III	100 м ²	12,62 4,65 2,97 5	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1432,53 329,42 213,16 347,37	1200 288 240 288	15,56 3,58 2,32 3,78		-	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2	3 2,5 3

5.4 РОЗРАХУНКОВА МАТРИЦЯ

Таблиця 4.1.

Початкова розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 2 2	0 4 2 4	0 4 4 4	0 4,5 4 4,5	0 3 4,5 3	0 7 3 7	0 2 7 2	0 5,5 2 5,5	0 3,5 5,5 3,5	0 5 3,5 5	0 6 5 6	0 5 6 5
II		4 10 14	4 1,5 10 5,5	4,5 2 6,5 1	3 3 2,5 6	7 4 -1 11	2 3,5 9 5,5	5,5 2,5 0 8	3,5 1 4,5 4,5	5 4 -0,5 9	6 2,5 3 8,5	5 5 3,5 10
III		14 10 24	5,5 1,5 18,5 7	6,5 1 0,5 7,5	6 3 0,5 9	11 3 -2 14	5,5 3,5 8,5 9	8 2,5 1 10,5	4,5 2 6 6,5	9 4 -2,5 13	8,5 5,5 4,5 14	10 5,5 4 15,5
ΣT_{ij}	2	24	7	7,5	9	14	9	10,5	6,5	13	14	15,5
Зміни	1,2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	9	5	2	2	6	6	6	6	20
max T _o	2	18	4	4,5	3	7	2	6	3,5	11	6	

Захватки	Засклення проїомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Ущільнення щелем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
0	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	0 3,5 5 3,5	0 3 3,5 3	0 2,5 3 2,5	0 6,5 2,5 6,5	0 6 6,5 6	0 3 6 3	0 9 3 9			
II	3,5 1 6,5 4,5	3 3 1,5 6	2,5 2,5 3,5 5	6,5 7 -1,5 13,5	6 6 7,5 12	3 3 9 6	9 4,5 -3 13,5			
III	4,5 2,5 11 7	6 3 1 9	5 2,5 4 7,5	13,5 7 -6 20,5	12 6 8,5 18	6 3 12 9	13,5 7 -4,5 20,5	0 1,5 20,5 1,5	0 2 1,5 2	0 4 2 4
ΣT_{ij}	7	9	7,5	20,5	18	3	20,5	1,5	2	4
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10
max T _o	11	3,5	4	2,5	8,5	12	3			

Таблиця 4.2.

Розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 2 2	2 4 0 6	21 4 15 25	25 4,5 4 29,5	29,5 3 0 32,5	32,5 7 0 39,5	39,5 2 0 41,5	41,5 5,5 0 47	47 3,5 0 50,5	50,5 5 0 55,5	55,5 6 5 61,5	61,5 5 6 66,5
II		6 10 16	25 1,5 9 26,5	29,5 2 3 31,5	32,5 3 1 35,5	39,5 4 4 43,5	41,5 3,5 -2 45	47 2,5 2 49,5	50,5 1 1 51,5	55,5 4 4 59,5	61,5 2,5 2 64	66,5 5 1,5 71,5
III		16 10 26	26,5 1,5 0,5 28	31,5 1 0,5 32,5	35,5 3 3 38,5	43,5 3 5 46,5	45 3,5 -1 48,5	49,5 2,5 1 52	51,5 2 0,5 53,5	59,5 4 6 63,5	64 5,5 0,5 69,5	71,5 5,5 2 77
ΣT _{ij}	2	24	7	7,5	9	14	9	10,5	6,5	13	14	15,5
Зміни	1,2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	5	2	2	6	6	6	6	20

Захватки	Засклення пройомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Ущільнення щаблем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
0	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	66,5 3,5 0 70	70 3 0 73	73 2,5 0 75,5	75,5 6,5 0 82	82 6 0 88	88 3 0 91	91 9 0 100			
II	70 1 -1,5 71,5	73 3 1,5 76	75,5 2,5 -0,5 78	82 7 4 89	88 6 -1 94	91 3 -3 94	100 4,5 6 104,5			
III	71,5 2,5 -5,5 74	76 3 2 79	78 2,5 -1 80,5	89 7 -8,5 96	94 6 -2 100	94 3 -6 97	104,5 7 7,5 111,5	111,5 1,5 0 113	113 2 0 115	115 4 0 119
ΣT _{ij}	7	9	7,5	20,5	18	3	20,5	1,5	2	4
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10

5.5 РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ КАЛЕНДАРНОГО ГРАФІКА

Загальна тривалість будівництва об'єкту — результат розрахунку матриці та календарного графіку:

$$T_3 = 152 \text{ дні.}$$

Коефіцієнт щільності потоку, характеризує ступень використання фронтів робіт спеціалізованими бригадами, визначаємо як відношення сумарної тривалості робіт до тієї ж величини з урахуванням організаційних перерв:

$$K_{\text{щ}} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = \frac{293,5}{293,5 + 299} = \frac{293,5}{591,5} = 0,49$$

Коефіцієнт суміщення робіт K_c , що характеризує величину суміщення робіт, які включені у потік, визначаємо як різницю між одиницею і відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості усіх робіт:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - \frac{152}{293,5} = 0,482$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{\text{зм}} = \frac{T_{\text{зм}}}{T_{\text{дн}}} = \frac{448,5}{293,5} = 1,53$$

де $T_{\text{зм}} = 1*1 + 1,5*2 + 2*24 + 2*7 + 2*7,5 + 2*9 + 2*14 + 2*9 + 2*10,5 + 2*6,5 + 2*13 + 2*14 + 2*15,5 + 2*7 + 2*9 + 2*7,5 + 2*20,5 + 2*18 + 2*3 + 2*20,5 + 1*1,5 + 2*2 + 2*4 = 448,5$ — загальна кількість змін;

$T_{\text{дн}} = 293,5$ (днів) — загальна кількість. Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_{\text{зм}} = \frac{Ч_{\text{макс}}}{Ч_{\text{сер}}} = \frac{76}{22} = 3,45$$

де $Ч_{\text{макс}} = 76$ робітників — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1*1 + 2*1 + 12*18 + 16*4 + 34*4,5 + 22*3 + 14*7 + 4*2 + 6*2 + 20*3,5 + 11*5 + 24*1,5 + 12*0,5 + 24*3 + 12*2 + 24*6 + 12*3,5 + 52*4,5 + 40*3 + 52*3,5 + 60*1 + 11*2,5 + 8*0,5 + 18*2,5 + 28*2,5 + 20*2,5 + 10*8,5 + 30*12 + 40*3 + 72*3 + 52*3 + 32*12,5 + 10*1,5 + 20*4,5 = 3303,5$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{\text{сер}} = N / T_3 = 3303,5 / 152 = 21,73 \approx 22$ (робітника) — середня чисельність робітників.

5.6 РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу <u>люд.год.</u> маш.год	Розцінка грн.	Трудо- міст. <u>люд.год.</u> маш.год	Заробіт- на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 8т масою до 10т масою до 13т масою до 18т масою більш 20т	1-5	100т	0,12 1,1 4,32 2,24 1,7	<u>3,4</u> 1,7 <u>3,2</u> 1,6 <u>3</u> 1,5 <u>2,8</u> 1,4 <u>2,6</u> 1,3	237,74 224,09 209,51 197,42 177,69	<u>0,41</u> 0,2 <u>3,52</u> 1,76 <u>12,96</u> 6,48 <u>6,27</u> 3,14 <u>5,82</u> 2,91	30,18 241,25 889,88 434,26 303,54	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 8т масою до 10т масою до 15т	4-1-4	шт.	2 12 36	<u>6</u> 1,2 <u>7</u> 1,4 <u>9</u> 1,8	480,28 560,12 717,84	<u>12</u> 2,4 <u>84</u> 16,8 <u>324</u> 64,8	957,12 6700,18 25840,24	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Установка двохгілкових колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 20т масою до 30т	4-1-4	шт.	14 7	<u>11</u> 2,2 <u>12</u> 2,4	888,14 968,88	<u>154</u> 30,8 <u>84</u> 16,8	12435,01 34880,68	Монтажник 6р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Заробка стиків колон з фундам.: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54 1-6 4-1-25	100м³ м³ 1стик	0,27 27,29 65	8,2 <u>0,58</u> 0,29 1,2	566,46 41,79 69,49	2,21 <u>15,64</u> 7,82 85,2	71,94 1099,26 6192,38	Бетонник 2р-1 Такелажник 2р-2 Монтажник 4р-1 3р-1

790,03
153,91 90 075,92 .

Норма часу на влаштування 1 колони: $N_{\text{ч}} = 790,03/65=12,15$ люд.-год.

$P = 90\,075,92/65=1385,78$ грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу <u>люд.год.</u> маш.год	Розцінка грн.	Трудо- міст. <u>люд.год.</u> маш.год	Заробіт-на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок краном масою до 5т масою до 13т	1-5	100т	1,34 2,81	<u>4,2</u> 2,1 <u>3</u> 1,5	290,14 207,24	<u>5,63</u> 2,81 <u>8,43</u> 4,22	389,82 583,54	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6 п.3	1ел.	66	<u>6,5</u> 1,3	518,44	<u>208</u> 41,6	16590,38	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 11т	4-1-6 п.3	1ел.	21	<u>7,5</u> 1,5	598,2	<u>300</u> 60	14358,86	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків	22-1-6	10п.м	6,96	2,5	214,1	18,2	1558,65	Електрозв. 4р-1
							<u>522,06</u> 108,63	33481,25	.

Норма часу на 1 елемент: $N_q = 522,06/87 = 6,001$ люд.-год.

$P = 33481,25/87 = 384,84$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу <u>люд.год.</u> маш.год	Розцінка грн.	Трудо- міст. <u>люд.год.</u> маш.год	Заробіт-на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження ферм та балок краном з розкладкою в касети масою до 6т до 18т	1-5	100т	0,85 2,1	<u>3,8</u> 1,9 <u>2,8</u> 1,4	262,5 193,42	<u>3,23</u> 1,62 <u>5,88</u> 2,94	223,13 406,18	Такелаж- ник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24м	4-1-5 Пр-1	шт.	22	<u>16,8</u> 2,8	1519,49	<u>235,5</u> 39,2	19981,29	Монтажн. 6р-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електрозв. 5р-1 Машиніст 6р-1
3	Улаштування ферм та балок у проектне положення краном довжиною 12м 24м	4-1-6	1ел.	26 22	<u>5</u> 1 <u>9,5</u> 1,9	456,21 912,58	<u>91</u> 20 <u>133</u> 26,6	8014,28 11639,24	Монтажн. 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків кроквяних ферм з колонами	22-1-6	10м.п. шва	3,2	2,5	214,1	8	685,12	Електроз. 4р-1
5	Розвантаження плит краном з розкладкою в касети масою до 1,5т масою до 6т	1-5	100т	1,79 9,98	<u>8,8</u> 4,4 <u>3,8</u> 1,9	607,9 262,5	<u>15,75</u> 7,88 <u>37,92</u> 18,96	1088,14 2619,75	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 10м ² площею до 20м ²	4-1-7	1ел.	128 192	<u>0,84</u> 0,21 <u>1,2</u> 0,3	63,72 91,03	<u>107,62</u> 26,88 <u>230,4</u> 57,6	8192,16 17514,76	Монтажн. 4р-1, 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з ферм	22-1-6	10м шва	8	2,5	214,1	20	1742,8	Електр. 4р-1
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2 П.7.9	шт. шт.	73 73	<u>0,37</u> 0,18 <u>0,62</u> 0,31	30,6 51,27	<u>22,09</u> 11,26 <u>35,94</u> 19,67	1768,28 3048,9	Монтажн. 4р-2, 3р-1
							<u>946,33</u> 232,61	76 934,03	.

Норма часу на 1 елемент: $N_{\text{ч}} = 946,33/346 = 2,7$ люд.-год.

$P = 76934,03/346 = 222,35$ грн.

Таблиця 6.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Трудо- міст. люд.год. маш.год	Заробіт-на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т масою до 5т	1-5	100т	1,79 9,98	<u>7,2</u> 3,6 <u>4,2</u> 2,1	495,89 293,45	<u>12,92</u> 6,44 <u>41,94</u> 20,96	891,31 2902,16	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення краном, S до 10м ² S до 15м ²	4-1-8	шт.	128 192	<u>3</u> 0,75 <u>4</u> 1	242,34 323,12	<u>384</u> 96 <u>768</u> 192	31019,52 62039,04	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварюван. стиків стінових панелей з колонами	22-1-6 т.2	10м.п. шва	4,8	2,5	214,1	12	1027,68	Електрозв. 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою в касети масою до 1т масою до 3т	1-5	100т	0,24 0,17	<u>12</u> 6,1 <u>5,4</u> 2,7	830,89 374,03	<u>2,88</u> 1,46 <u>0,92</u> 0,28	198,95 63,42	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення масою до 1,5т масою до 3т	4-1-6 т.2	1 ел.	34 6	<u>1,1</u> 0,22 <u>1,9</u> 0,38	87,74 151,54	<u>37,64</u> 7,48 <u>11,4</u> 2,28	2983,16 909,24	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт: масою до 1,5т до 6т	E1-5	100т	0,17 0,32	<u>8,8</u> 4,4 <u>3,8</u> 1,9	607,9 262,5	<u>1,5</u> 0,75 <u>1,32</u> 0,66	104,64 85	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	E4-1-6	1 ел.	6 12	<u>2,8</u> 0,56 <u>1,4</u> 0,28	239,79 119,9	<u>16,84</u> 3,42 <u>16,84</u> 3,42	1440,86 1440,12	Монтажник 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
8	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6 т.2	10м.п. шва	0,36	2,5	214,1	0,96	76,82	Електрозв. 4р-1

$\frac{1\ 309,16}{338,15}$ 105181,92

Норма часу на 1 елемент: $N_q = 1309,16/314 = 4,17$ люд.-год.

$P = 105181,92/314 = 334,97$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНіР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу <u>люд.год.</u> маш.год	Розцінка грн.	Трудо- міст. <u>люд.год.</u> маш.год	Заробіт-на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	569,16	2,72	235,14	1531,04	131041,62	Монтажник 4р-1
2	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	247	1,24	106,12	306,63	26739,04	Монтажник 4р-1

1 837,67 157780,66

Норма часу на 10 п.м. шва: $N_{\text{ч}} = 1837,67/816,16 = 2,25$ люд.-год.

$P = 157780,66/816,16 = 193,32$ грн.

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Трудо- міст. люд.год. маш.год	Заробіт-на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бетону з кузова автосамоскида у бадю	4-1-54	10м ³ шва	0,72	8,2	568,52	6,44	400,28	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м ³	70,48	2,5 1,25	173,57	177,36 89	12193,09	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонним розчином	4-1-19	100м шва	37,08	4	322,92	145,32	11989,25	Монтажник 4р-1 3р-1
							329,12 89	24582,62	.

Норма часу на 100м. шва: $N_{\text{ч}} = 329,12/37,08 = 8,87$ люд.-год.

$P = 24582,62/37,08 = 662,96$ грн.

5.7 РОЗРАХУНОК ПОТРЕБИ В ТИМЧАСОВИХ АДМІНІСТРАТИВНИХ І САНІТРАНО-ПОБУТОВИХ БУДІВЛЯХ

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

- визначаємо кількість робітників і службовців
- складаємо перелік тимчасових будівель, що мають бути розміщені на майданчику.

До складу працюючих входять робітники, інженерно-технічний персонал (ІТП), службовці і молодший обслуговуючий персонал (МОП).

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі поділяються на титульні (на обліку у замовника) та нетитульні (на балансі БМО), за функціональним призначенням — на виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові; за конструктивними особливостями — на інвентарні та неінвентарні. В свою чергу інвентарні поділяють на збірно-розбірні, контейнерні, пересувні, споруди з легких оболонок.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху – 76 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві — $76/0,85 = 89$ особи.

Чисельність охорони та МОП – $89 \cdot 0,03 = 2,67 \approx 3$ особи.

Чисельність ІТП та службовців – $89-76-3 = 10$ осіб.

В першу зміну працюють $76 \cdot 0,70 = 53$ робітника, ІТП та службовців — $10 \cdot 0,80 = 8$ осіб, охорони та МОП — $3 \cdot 0,80 = 2$ особи.

Усього в першу зміну працює $53+10+2 = 65$ осіб. З них жінок $65 \cdot 0,3 = 19$ осіб; чоловіків — $65-19 = 46$ осіб.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 7.1).

Таблиця 7.1

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахунок площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Контра виконроба	10	4	40	12х9х3,9	Збірно-розбірна	108	1
Кабінет техніки безпеки	89	0,2	17,8	5х9х3,8	Контейнерна	45	1
Охоронна будка	2	4	8	2х2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	76	0,6	45,6	12х9х3,9	Збірно-розбірна	108	1
Душова з переддушовою	53	0,82	43,46	9х2,7х3	Контейнерна	48,6	2
Умивальна групова	53	0,06	3,18	П'єднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	47	0,07	3,29	5,9х2,3х2,5	Контейнерна	13,57	1
– жіночі	19	0,14	2,66	5,9х2,3х2,5	Контейнерна	13,57	1
Приміщення для просушки спецодягу	53	0,2	10,6	6х2,7х3	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	65	1	65	9х2,7х3	Контейнерна	72,9	3
Їдальня на 50 місць	65	1	65	12х9х3,9	Збірно-розбірна	108	1
Пункт охорони здоров'я	65	0,05	3,25	3х2,7х3,9	Контейнерна	8,1	1
Приміщення для обігріву працівників	65	0,1	6,5	3х2,7х3,9	Контейнерна	8,1	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	19	0,12	2,28	3х2,7х3,9	Контейнерна	8,1	1

5.8 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ВОДОПОСТАЧАННЯ

Таблиця 8.1. Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
Виробничі потреби:			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	399,21	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	131,35	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	65	люд. на зміну	13
Душ з переддушовою їдальня	65	люд. на зміну	25
	65	люд. на зміну	13

Розрахуємо секундні витрати води за кожним споживачем на виробничі та технологічні потреби, які визначають за формулою:

$$q_{\text{вир,техн}} = \frac{q_1 * n_1 * K_f * K_1}{3600 * t},$$

де q_1 — питома витрата води на виробничі потреби, л на одиницю робіт;

n_1 — число виробничих споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну;

K_f — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (дорівнює 1,5);

K_1 — коефіцієнт на невраховані витрати води (дорівнює 1,2);

t — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

• Для екскаватора: $\frac{12,5 * 1 * 1,5 * 1,2}{3600 * 1} = \frac{22,5}{3600}$ 22,5/3600 = 0,00625 л/с;

для бульдозера: $\frac{450 * 1 * 1,5 * 1,2}{3600 * 24} = \frac{810}{86400} = 0,0094$ л/с;

для крану: $\frac{550 * 1 * 1,5 * 1,2}{3600 * 24} = \frac{990}{86400} = 0,011$ л/с;

для автосамоскиду: $\frac{550 * 5 * 1,5 * 1,2}{3600 * 24} = \frac{4950}{86400} = 0,0573$ л/с;

загалом: $q_{\text{вир}} = 0,0839$ л/с.

• Оздоблювальні роботи: $\frac{0,75 * 399,97 * 1,5 * 1,2}{3600 * 8} = \frac{539,96}{28800} = 0,0187$ л/с;

улаштування рулонної покрівлі: $\frac{7,5 * 120,77 * 1,5 * 1,2}{3600 * 8} = \frac{1630,39}{28800} = 0,0566$ л/с;

загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0753$ л/с

6.3 Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи за графіком руху робочих:

$$q_{\text{гост}} = \frac{q_1 * N_1 * k_{2,\text{год}}}{3600 * t} = \frac{13 * 65 * 2,7}{3600 * 8} = \frac{2281,5}{28800} = 0,0792 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{їдал}} = \frac{q_3 * N_1 * k_{2,\text{год}}}{3600 * t} = \frac{13 * 65 * 2,7}{3600 * 8} = \frac{2281,5}{28800} = 0,0792 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot t} = \frac{25 \cdot 10}{60 \cdot 45} = \frac{250}{2700} = 0,092 \text{ л/с},$$

де q_2, q_3, q_4 — питомі витрати води на господарсько-питні потреби та потреби їдальні і душової відповідно, л на одну людину на зміну;

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантажену зміну;

$k_{2,\text{год}}$ — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (дорівнює 2,7);

N_2 — кількість працюючих, що приймають душ (40% від працюючих у найбільш завантажену зміну зміну);

t — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

6.4 Витрати води на пожежогасіння приймаємо $q_{\text{пож}} = 15$ л/с (при одночасній роботі трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчику дорівнює 8,06 га, тобто менша за 10 га.

6.5 Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{госп}} + q_{\text{їдал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,4096 \text{ л/с}.$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

• Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi V}} = 2 \sqrt{\frac{15,4096 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,43 \text{ мм}.$$

де V — швидкість руху води в трубах, м/с.

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

• На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0753) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,61 \text{ мм}.$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

• На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{госп}} + q_{\text{їдал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0792 + 0,0792 + 0,092) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 13,14 \text{ мм}.$$

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 15 мм.

5.9 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ЕЛЕКТРОПОСТАЧАННЯ

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

- 1) на виробничі (технологічні) потреби: підігрівання будівельних матеріалів, розморожування мерзлого ґрунту, електропрогрівання бетону і цегляної кладки у зимовий час тощо;
- 2) на живлення електродвигунів будівельних машин, механізмів та установок;
- 3) на освітлення: внутрішнє — приміщень; зовнішнє — місць виконання робіт і під'їзних шляхів, території будівництва.

За загальною потребою в електроенергії встановлюємо тип тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідну розрахункову потужність трансформаторної підстанції визначаємо для максимального споживання електроенергії одночасно всіма споживачами за формулою:

$$P = \frac{\alpha}{\cos\psi} (\sum P_c * K_{1n} + \sum P_m * K_{2n} + \sum P_{ov} * K_{3n} + \sum P_{oz} * K_{4n})$$

де α – коефіцієнт втрати потужності в мережі в мережах в залежності від їх довжини;

P_c — силова потужність машини або установки, кВт;

P_t — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

P_{ov} — потрібна потужність на внутрішнє освітлення приміщень, кВт;

P_{oz} — потрібна потужність на зовнішнє освітлення, кВт;

$K_{1n}, K_{2n}, K_{3n}, K_{4n}$ — коефіцієнти попиту, які залежать від кількості споживачів;

$\cos\psi$ — коефіцієнт потужності, в середньому рівний 0,75.

Таблиця 9.1. Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати P_c , кВт	Коефіцієнт попиту, K_{1n}
1	2	3	4	5	6
1. Монтажний кран КС-5263	шт.	2	50	100	0,7
2. Монтажний кран КС-6362	шт.	1	98	98	0,7
3. Монтажний кран МКТ-6-45	шт.	1	74	74	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
5. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
6. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
7. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 9.2. Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м²	Норма потужності на освітлення 1м², Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4
1. Гардеробна з умивальною	108	15	1,62
2. Душова з переддушовою	48,6	15	0,729
3. Приміщення для обігріву працівників	8,1	15	0,1215
4. Приміщення для відпочинку працюючих	72,9	15	1,094
5. Туалет чоловічий	13,57	15	0,204
6. Туалет жіночий	13,57	15	203,55
7. Їдальня	108	15	1,62
8. Контора виконроба	108	15	1,62
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,12
10. Кабінет техніки безпеки	135	15	2,025
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,1	15	0,122
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,1	15	0,122
14. Закритий склад	50	3	0,15
Разом			9,99

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгеплану)	м ²	57420	2	0,4	22,97
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	5184	20	3	15,55
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Разом					47,52

$$P = (1,1/0,75) * ((50 * 2 * 0,7 + 98 * 0,7 + 74 * 0,7 + 1,6 * 0,15 + 0,27 * 0,15 + 35 * 0,35 + 2,4 * 0,15) + 9,99 * 0,8 + 47,52) = 379,52 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72-400, загальна потужність якої 400 кВт, з трансформаторами типу ТМ 400/6/10 вагою по 2,18 т.

Для прийому та розподілення електроенергії по споживачам на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 та СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

$$n = \frac{p * E * S}{P_{\text{л}}}$$

де p — питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45, $p = 0,2 \dots 0,3 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{лк})$

E — освітленість, лк; $E = 2 \text{ лк}$;

S — площа, яку освітлюють; $S = 57420 \text{ м}^2$;

$P_{\text{л}}$ — потужність лампи прожектора, ПЗС-45 $P_{\text{л}} = 500 \text{ Вт}$;

$$n = \frac{0,25 * 2 * 57420}{500} = 57,42 \approx 57 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

Для додаткового освітлення місць монтажу встановлюємо на пересувні освітлювальні щогли прожектори у кількості:

$$n = \frac{0,2 * 20 * 5184}{500} = 41,47 \approx 40 \text{ шт.}$$

На 10 щоглах встановлюємо по 4 прожектора.

5.10 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

Таблиця 10.1. Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробих

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потріб. матер.	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-13	Монтаж колон 13 прямокутного перерізу масою до 8т	100 шт.	0,02	-колони -прокат -електроди -лісоматеріал -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 10,8	2 0,00888 0,00048 0,0064 0,216
2	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100 шт.	0,12	-колони -прокат -електроди -лісоматеріал -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,32 17,6	12 0,05328 0,00312 0,0384 2,064
3	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15т	100 шт.	0,36	-колони -прокат -електроди -лісоматеріал -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,35 18	36 0,15984 0,00936 0,126 6,48
4	7-6-9	Монтаж двохгілкових колон при базі більш 1,5 м масою до 30т	100 шт.	0,14	-колони -прокат -електроди -лісоматеріал -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 82,6	14 0,06216 0,00364 0,0672 11,564
5	7-6-13	Монтаж двохгілкових колон при базі більш 1,7 м масою до 30т	100 шт.	0,07	-колони -прокат -електроди -лісоматеріал -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 95	7 0,03108 0,00182 0,0336 6,65
6	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,32	-підкр.балки -вироби монт -електрод	шт. т т	100 1,81 0,33	32 0,5792 0,1056
7	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 12 т	100 шт.	0,24	-підкр.балки -вироби монт. -електрод	шт. т т	100 3,76 0,36	24 0,8928 0,084
8	7-12-5	Укладання балок прогоном 12м	100 шт.	0,18	-підкр.балки -вироби монт. -електрод	шт. т т	100 0,1 П	18 0,018
9	7-12-15	Укладання ферм прогоном 24 м	100 шт.	0,14	-підкр.балки -вироби монт. -електрод	шт. т т	100 0,15 2,52	14 0,021 0,3528
10	7-13-2	Укладка плит покриття довжиною до 6 м, площею до 10 м ²	100 шт.	1,28	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт.вироби -бетон -розчин	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	128 0,018944 71,936 0,0256 80,512 0,38272 0,0768 8,448 0,256
11	7-13-13	Монтаж плит покриття	100 шт.	1,92	-плити -проволока -руберойд	шт. т м ²	100	192 0,05376 182,9568

		довжиною 12 м площею до 20 м ²			-електроди -рогожа -лісоматер. -монт.вироби -бетон -розчин	т м ² м ³ т м ³ м ³	0,028 95,29 0,03 89,3 0,582 0,07 13 0,6	0,0576 171,456 1,11744 0,1344 24,96 1,152
12	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100 шт.	5,78	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 0,2	578 0,578 1,156
13	7-16-7	Монтаж стінових панелей довжиною більш 7м, площею більш 15м ²	100 шт.	0,9	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 1,4	90 0,072 1,26
14	7-1-15	Монтаж фундаментних балок довжиною 6м	100 шт.	0,34	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчи	шт. т м ² т м ² м ³ м ³ м ³	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	34 0,0009384 0,00034 0,0031756 0,0204 1,921 1,037 0,1428
15	7-1-16	Монтаж фундаментних балок довжиною більш 6м	100 шт.	0,06	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон	шт. т т м ² м ² м ³ м ³	100 0,00558 0,0163 0,065 11,03 2,84 0,52	6 0,0003348 0,000978 0,0039 0,6618 0,1704 0,0312
16	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 шт.	5,66	розчин	м ³	0,84	4,7544

Таблиця 10.2. Зведена відомість потреби в матеріалах, виробих і конструкціях

№	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кільсть
1	2	3	4
1	Колони	шт.	59
2	Підкранові балки	шт.	56
3	Кроквяні конструкції	шт.	32
4	Плити покриття	шт.	320
5	Фундаментні балки	шт.	40
6	Стінові панелі	шт.	668
7	Ригелі воріт	шт.	6
8	Стійки воріт	шт.	12
9	Бетон	м ³	61,5894
10	Розчин	м ³	6,3364
11	Монтажні вироби	т	4,452
12	Прокат	т	0,31524
13	Проволока	т	0,073044
14	Електроди	т	0,98022
15	Лісоматеріали	м ³	1,79606
16	Щити	м ²	2,5828
17	Руберойд	м ²	254,8928
18	Солідол	т	0,0041536
19	Цвяхи	т	0,0012732
20	Рогожа	м ²	251,968

Таблиця 10.3. Розрахунок площ тимчасових складів

№ з/п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1м ² підлоги складу	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	Нерівномірності надходження матеріалів	Нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	8	368,1	46,01	1,1	1,3	4	263,18	0,80	328,97	1,25	411,21	420 2×(17,5×12)	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	6,5	238,32	36,66	1,1	1,3	2	104,86	0,50	209,72	1,2	251,67	252(14×12)(7×12)	відкр.
3	Крокові ферми та балки	м ³	13	118,2	9,077	1,1	1,3	2	25,96	0,07	370,86	1,2	445,03	816 2×(34×12)	відкр.
4	Плити покриття	м ³	13	465,28	35,791	1,1	1,3	3	153,54	0,50	370,08	1,2	368,5		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	14	1324,612	94,615	1,1	1,3	5	676,5	1,00	676,5	1,2	811,8	816 2×(34×12)	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	33,5	0,98022	0,0293	1,1	1,3	5	0,21	0,50	0,42	1,2	0,5		закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	33,5	4,452	0,133	1,1	1,3	5	0,95	0,70	1,357	1,2	1,63		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	14	0,0743172	0,0053	1,1	1,3	5	0,038	2,50	0,0152	1,2	0,018	10×5	закр.
9	Мастильні матеріали	т	14	0,0041536	0,000297	1,1	1,3	3	0,0013	0,65	0,0021	1,2	0,0025		закр.
10	Рогожа	м ²	13	251,968	19,38	1,1	1,3	3	83,15	2,5	33,26	1,2	39,91		закр.
11	Металопрокат	т	33,5	0,31524	0,0094	1,1	1,3	5	0,067	1,50	0,045	1,2	0,054		навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	13	1,79606	0,138	1,1	1,3	5	0,987	1,25	0,79	1,2	0,948	10×5	навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсилююю РПП-300Б	м ²	13	254,8928	19,607	1,1	1,3	5	84,34	2,50	34,14	1,2	40,96		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	14	2,5828	0,138	1,1	1,3	5	0,758	20,00	0,038	1,2	0,045		навіс

5.11 ОПИС БУДІВЕЛЬНОГО ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

Будівельний генеральний план розроблено для стадії монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажної зони будівлі та робочої і небезпечної зони роботи крану. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів, охоплює територію на відстані 5 м від контуру будівлі (дана зона визначена для монтажу верхньої стінової панелі). На БГП її позначаємо штриховою лінією, а на місцевості — попереджувальними написами і знаками. Робота крана на монтажі конструкцій в монтажній зоні ведеться за нарядом-допуском. Робоча зона кожного крана окреслюється радіусом максимального робочого вильоту стріли; позначаємо її на окремих характерних стоянках кожного з кранів. Небезпечна зона — це простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням вірогідного розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

$$R_{\text{нз}} = R_{\text{max}} + 0,5l_{\text{max}} + l_{\text{без}},$$

де R_{max} — максимальний робочий виліт стріли крану; $0,5l_{\text{max}}$ — половина довжини найбільшого переміщуваного вантажу; $l_{\text{без}}$ — додаткова відстань для безпечної роботи, що дорівнює при висоті підйому вантажу $h \leq 10$ м — $0,3h + 1$ м, а при більшій висоті — монтажній зоні.

Для внутрішньомайданчикових доріг використовуємо тимчасові дороги, які зводяться у підготовчий період. Внутрішньомайданчикові дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5 м) та двосторонніми (шириною 6 м). Радіус закруглення доріг на поворотах 8...12 м (з урахуванням необхідності проїзду великорозмірних тягачів — 18...30 м). Відстань між дорогами та складом проектуємо не меншою за 0,5 м, а між дорогою та огороженням — не менше 1,5 м. В даному проекті тимчасові дороги по периметру будівлі влаштовані з дорожніх бетонних плит, інші — підсипні. В місцях роботи кранів та в інших небезпечних зонах встановлюємо знаки, які попереджують про небезпеку та обмежують швидкість. Розкладку конструкцій та матеріалів виконуємо на тимчасових майданчиках складування.

Тимчасові адміністративно-побутові будівлі розміщуємо поза межами небезпечної зони, біля в'їзду на будівельний майданчик, скомпоновані у вигляді побутового містечка. Відстань між зблокованими будівлями повинна бути не менша за 1,5 м. Відстань між групами зблокованих будівель повинна перевищувати 10 м. Відстань від дороги — не менше 1,5 м.

Тимчасові електромережі зображенні схематично: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25 м. На будівельному майданчику розміщені кабельні освітлювальні і силові мережі електропостачання. В будівництві використовуємо струм 380 В для роботи електродвигунів і технологічних потреб та 220 В для освітлення. Кабельні мережі прокладаємо на глибині 0,8 м.

Тимчасове водозабезпечення влаштовуємо по кільцевій схемі. Пожежні гідранти встановлюємо на відстані не більше 100 м між собою, не більше 1,5 м від дороги, не ближче 5 м від будівлі. Фонтанчики для питних потреб встановлюються на відстані до 75 м від робочих місць та в побутовому містечку.

5.12 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ БУДГЕНПЛАНУ

У данному проекті при проектуванні будгенплану визначаємо наступні техніко-економічні показники.

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 5184 / 57420 = 0,09 \quad \text{Площа}(198 \times 290)$$

де F_1 — загальна площа території за генеральним планом, м^2 ;

F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, м^2 .

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{\text{вик}} = (F_2 + F_{\text{т.б.}}) / F_1 = (5184 + (720 + 5650)) / 57420 = 0,201.$$

де $F_{\text{т.б.}}$ — площа, що зайнята тимчасовими будівлями і спорудами, залізницями й автодорогами.

Довжина тимчасових доріг дорівнює 880 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 770 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1 510 м.

5.13. ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

Безпека монтажних робіт.

Елементи конструкцій, що монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розтягування і обертання гнучкими розтяжками. Встановленні в проектне положення елементи повинні бути закріплені так, щоб забезпечити їх геометричну незмінність і стійкість. Розтяжки для тимчасового закріплення конструкцій, що монтуються, необхідно прикріпити до надійних опор. Розтяжки необхідно розташовувати за межами габаритів руху транспорту і будівельних машин.

Навісні драбини та інші необхідні для монтажу пристосування слід встановлювати і закріплювати на конструкціях, що монтуються, до їх підйому. Навісні драбини висотою більше 5 м повинні бути обладнані пристроями для закріплення фала запобіжного поясу (канатами з уловлювачами тощо), огорожені металевими дугами і закріплені на конструкціях. При монтажі монтажники повинні знаходитися на підмостях чи на раніше закріпленій конструкції.

До початку виконання монтажних робіт необхідно визначити порядок обміну умовними сигналами між особою (для того, хто керує монтажем та машиністом крана). Усі сигнали подаються лише однією особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником). Лише сигнал «Стоп» може подати будь-який робітник, який помітив небезпеку.

Якщо конструкція, що монтується, знаходиться за межами поля зору машиніста крана, між ним та монтажниками повинен бути забезпечений надійний зв'язок. Якщо такої можливості немає, призначаються проміжні сигнальники з числа стропальників (такелажників).

Під час перерви у роботі залишати підняті елементи конструкцій і обладнання на гаку крана заборонено.

Роботи з переміщення і установа конструкцій, що мають велику парусність, необхідно зупиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли навчання та перевірку знань з охорони праці, медичний огляд та визнані придатними до виконання даного виду робіт, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче 3-го. Робітники, що допускаються вперше до верхолазних робіт, протягом одного року повинні працювати під безпосереднім наглядом досвідчених робітників, призначених наказом керівника організації.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли це виконується на будівельному майданчику, необхідно робити до піднімання конструкцій на проектну позначку. Після піднімання зазначених конструкцій фарбування чи здійснення антикорозійного захисту допускається виконувати тільки в місцях стиків і з'єднань конструкцій.

Безпека електрозварювальних робіт.

До виконання електрозварювальних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, спеціальну підготовку і перевірку теоретичних знань та практичних навичок із конкретних способів зварювання і визначених видів зварювальних робіт, склали екзамен атестаційній комісії та мають відповідне посвідчення. Електрозварники повинні мати групу з електробезпеки не нижче II.

До виконання електрозварювальних та газополумєневих робіт на висоті 5 м і більше допускаються зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року, розряд зварювальника не нижче III.

Металеві частини електрозварювального оснащення мають знаходитися без напруги, а також повинні бути заземлені зварні вироби.

Безпека переміщення і складування вантажів.

При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, який знаходиться в нестійкому положенні. Перед завантаженням, розвантаженням панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті і очищені від бетону. Перед початком робіт слід підібрати вантажозахватні пристосування відповідно до ваги і характеру вантажу, що піднімається. Стропи повинні бути підібрані з врахуванням числа гілок такої довжини, щоб кут між двома гілками був не більше 90°, та відповідати вантажопідйомності конструкції, що підіймають. Перед підйомом вантажу стріловими самохідними кранами перевірити за вказівником вантажопідйомність, а також встановлений машиністом виліт стріли на відповідність вазі вантажу, що піднімається.

Укладка вантажу виконується рівномірно без порушення встановлених для складування габаритів, без загромождження проходів і під'їздів. Матеріали (конструкції) необхідно розмішувати на вирівняних майданчиках та вживати заходів, що запобігають самовільному зсуву, осіданню, опаданню і розкочуванню. Майданчики для складування повинні мати стоки поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неуцільнених ґрунтах. Складувати конструкції та матеріали на будівельному майданчику і робочих місцях необхідно так:

- стінові панелі — у касети чи піраміди;
- плити перекриття — у штабелі висотою не більше ніж 2,5 м на підкладках із прокладками;
- колони та підкранові балки — у штабелі висотою до 2,0 м на підкладках із прокладками;
- кроквяні та підкроквяні ферми — на металеві кондуктори;
- дрібносортовний метал — у стелаж висотою не більше ніж 1,5 м

У разі розміщення автомобілів на вантажно-розвантажувальних майданчиках відстань між автомобілями, що стоять один за одним, має бути не менше ніж 1,0 м, а між автомобілями, що стоять поряд, не менше ніж 1,5 м.

У разі, якщо вантажний автомобіль знаходиться біля будівлі (споруди), відстань між ним і заднім бортом автомобіля або граничною межею вантажу повинна бути не менше ніж 0,5 м. Відстань між автомобілем і штабелем вантажу повинна бути не менше ніж 1,0 м.

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

Внутрішні автомобільні шляхи на будівельних майданчиках повинні бути обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху України. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виконання робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год - на поворотах.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення повинні бути освітлені, не засліплюючи працюючих. Обладнання систем освітлення конструктивно не повинно створювати ризик ураження електрострумом. Виконання робіт у місцях, рівень освітленості яких не відповідає вимогам, не допускається.

6. ОХОРОНА ПРАЦІ

6.1 БЕЗПЕКА ПІД ЧАС БУДІВНИЦТВА ЦЕХУ.

Безпека під час будівництва складального цеху вимагає суворого дотримання нормативних вимог, забезпечення працівників засобами захисту та належного контролю за робочими процесами. Головна відповідальність за створення безпечних умов покладається на роботодавця та генерального підрядника.

Дотримуйтесь наступних ключових етапів та правил безпеки:

1. Організаційні заходи

1.1 До роботи допускаються особи, що пройшли медогляд, спеціальне навчання, інструктажі та перевірку знань.

1.2 Будівництво повинно вестися за затвердженим планом, який детально описує безпечне виконання всіх монтажних та загальнобудівельних робіт.

1.3 Територія майданчика має бути огорожена, обладнана попереджувальними знаками та забезпечена якісним освітленням для роботи у вечірній час.

2. Засоби колективного та індивідуального захисту (ЗІЗ)

2.1 Захисні засоби: Працівники повинні забезпечуватись касками, спецодягом, спецвзуттям, а за потреби — захисними окулярами та респіраторами.

2.2 Безпека на висоті: Під час монтажу каркаса, покрівлі або обшивки цеху обов'язкове використання огорожень, страхувальних систем, запобіжних поясів та надійних риштувань.

3. Експлуатація машин та механізмів

3.1 Вантажопідіймальні крани: Робота з кранами вимагає розробки спеціальних схем стропування. Керувати механізмами мають лише атестовані кранівники та стропальники. [\[1\]](#)

3.2 Технічний стан: Обладнання, інструменти та вантажозахватні пристрої повинні регулярно перевірятися (наявність відповідних маркувань та актів випробувань). [\[1\]](#)

6.2 ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА

1. На зварювання та різання металу обов'язково оформлюється наряд-допуск.

2. Радіус очищення місця від горючих матеріалів має бути не менше 5 метрів.

3. Обов'язкова наявність вогнегасників (вуглекислотних або порошкових) та ящиків з піском біля місць робіт.

4. Проходи, виходи та під'їзди для пожежної техніки завжди мають бути вільними.

5. Дозволено суворо у спеціально обладнаних місцях з урнами та табличками.

6. Горючі будівельні матеріали та утеплителі зберігаються окремими групами з протипожежними розривами.

7. На майданчику, особливо у місцях проведення зварювальних чи інших вогневих робіт, обов'язкова наявність укомплектованих пожежних щитів та вогнегасників.

6.3 ЕЛЕКТРОБЕЗПЕКА

1. До монтажу та обслуговування мереж допускаються лише електрики з відповідною групою допуску.

2. Усі кабелі на майданчику мають бути підвішені або захищені від механічних пошкоджень коругацією/коробами.

3. Підключення всього електроінструменту та побутових здійснюється виключно через пристрої захисного вимкнення.

4. Металеві каркаси будівель, що зводяться, риштування та корпуси обладнання підлягають обов'язковому заземленню.

5. Для роботи всередині металевих ємностей або у вологих зонах використовуються світильники з напругою до 12-42 В.

6. Заборонені будь-які «скрутки». Дозволені лише сертифіковані роз'єми, розподільчі щити та муфти.

7.ВИСНОВКИ

У результаті виконання дипломної роботи було розроблено проєкт удосконалення технологічних процесів та організації роботи складального цеху:

1. Архітектурно-будівельна частина

- Запроєктовано одноповерхову промислову будівлю складального цеху розмірами 84х48м та 96х18м та висотою 20,85м.
- Обґрунтовано конструктивну схему будівлі: обрано повний залізобетонний каркас, що забезпечує необхідну жорсткість під кранові навантаження мостового крану вантажопідйомністю 10 т.
- Конструктивні елементи (фундаменти, колони, ферми, покриття) підібрано відповідно до чинних ДБН з урахуванням кліматичних та геологічних умов району будівництва.

2. Технологія будівельного виробництва (ТБВ)

- Розроблено технологічні карти на провідні будівельні процеси: влаштування монолітних фундаментів, монтаж колон та підкранових балок.
- Обґрунтовано вибір основних будівельних машин та механізмів. За техніко-економічними показниками для монтажу каркаса цеху обрано автокран КС-2561Е, автобетонозмішувач СБ-69.
- Визначено оптимальні методи виконання робіт, які забезпечують високу якість конструкцій та дотримання правил техніки безпеки.

3. Організація будівництва (ОБВ)

- Складено календарний план (графік) будівництва складального цеху, згідно з яким загальна тривалість зведення об'єкта становить [вказати кількість] місяців (або робочих днів).
- Розроблено будівельний генеральний план (будгенплан) на період [наприклад: монтажу наземної частини], де раціонально розміщено тимчасові будівлі, інженерні мережі, зони складування та шляхи руху транспорту.
- Запропоновано заходи з охорони праці, протипожежної безпеки та захисту навколишнього середовища під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Усі прийняті у проєкті рішення є технічно обґрунтованими, відповідають сучасним будівельним нормам України та забезпечують економічну ефективність будівництва за рахунок зниження трудомісткості на 15% та скорочення термінів робіт.

8.ДЖЕРЕЛА

1. МВ до виконання лабораторних робіт з дисципліни "Технологія будівельного виробництва" за темою "Технологія зведення монолітних залізобетонних фундаментів" – Кривий Ріг.: КНУ, 2021 р., 64 с.
2. МВ до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни "Зведення і монтаж будинків та споруд" Частина 2. – Кривий Ріг.: КНУ, 2020 р., 64 с.
4. «Правила производства и приёма работ» СНиП 3.02.01-87 М:- Стройиздат. 1987 г.
5. ЕНиР. Сборник Е4-1. «Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций». Выпуск 1. Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1987. 64с.
6. ЕНиР. Сборник Е 6. «Плотничные и столярные работы в зданиях и сооружениях». Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1988. 56с.
7. ЕНиР. Сборник Е 11. «Изоляционные работы». Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1988. 64с.
8. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».
9. ДБН Д.2.7-2000 «Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів».
10. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. — Мінрегіонбуд України. К, 2011. — 67 с.
11. ЕНиР, сборники Е-1, Е-4, Е-5, Е-22.
12. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. — Мінрегіонбуд України. К., 2001. — 104 с.
13. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. — Мінрегіонбуд України. К., 2012. — 94 с.
14. Валовой О.І., Валовой М.О. "Організація будівництва" (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 517с.
15. Валовой О.І., "Проектування, технологія та організація будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд"; «Видавничий дім» КТУ 2007.- 503с.
16. Валовой О.І., Валовой М.О. "Технологія будівельного виробництва" (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 612с.
17. Організація будівництва /С.А.Ушацький, Ю.П.Шейко, Т.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А.Ушацького. Підручник.– К.: Кондор, 2007р.-521с.
18. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму

підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2012.

19. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2011.

20. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. Плоский В.О., Гетун Г.В. — 2015 р. — 617 с.

21. Байков В.Н., Сиганов Э.Е. Железобетонные конструкции — М.: Стройиздат, 1985. — 767с.

22. Благовещенский Ф. А. Архитектурные конструкции — М.: Архитектура-С, 2008. — 230 с.

23. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011.—127 с.

24. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. — К.: Кондор-Видавництво, 2012. — 380 с.

25. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15:2019. — К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. — 42 с.

26. Лисициан М.В., Пашковский В.Л., Петунина З.В. Архитектурное проектирование жилых зданий — М.: Архитектура-С, 2006. — 488 с.

27. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. — К.: Мінбуд України, 2006. — 60 с.

28. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. — К.: Мінрегіонбуд України, 2018. — 36 с.

29. Пономарев В.А. Архитектурное конструирование — М.: Архитектура-С, 2008. — 738 с.

30. Русскевич Н.Л., Ткач Д.И., Ткач М.Н. Справочник по инженерно-строительному черчению — К.: Будівельник, 1987. — 264 с.