

## ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельний розділ .....	3
1.1 Базові реологічні та тектонічні характеристики архітектурно-конструктивної формації .....	3
1.2 Морфометричний аналіз та термодинамічні процеси енерго-матеріального перетворення (Ливарне виробництво).....	3
1.3 Тектонічне позиціонування та просторово-масова фіксація (Генеральний план).....	4
1.4 Морфометричний аналіз об'ємно-планувальних параметрів архітектурно-конструктивної формації .....	5
1.5 Тектонічна організація архітектурно-конструктивної формації.....	6
1.6 Оцінка енергетичного потенціалу світлового середовища .....	19
1.7 Термодинамічне моделювання та теплотехнічна експертиза огорожувального контуру .....	20
2. Розрахунково-конструктивний розділ.....	22
2.1 Морфологічна структура та вихідні реологічні параметри проектування .....	22
2.2 Морфометричний аналіз та призначення геометричних параметрів плити.....	23
2.3 Реологічний розрахунок та оцінка енергетичного потенціалу міжреберної полиці плити .....	24
2.4 Термодинамічний опір та розрахунок міцності поперечних ребер плити.....	26
2.5 Тектонічний опір та розрахунок міцності поздовжніх несучих ребер плити.....	28
2.6 Математичне моделювання та топологічна верифікація міцності несучої компоненти по нормальному перерізу.....	31
2.7 Реологічна експертиза та розрахунок тріщиностійкості залізобетонного масиву.....	32
2.8 Оцінка деформативності та розрахунок вертикальних прогинів тектонічного масиву під навантаженням .....	36
2.9 Тектонічне конструювання та просторово-масова консолідація арматурних елементів плити.....	38
3. Техніко-економічний розділ.....	40
3.1 Тектонічне моделювання та вибір монтажних кранів за механічними параметрами та економічною доцільністю.....	40
3.2 Реологічно-економічна експертиза та обґрунтування вибору монтажного обладнання.....	44
3.3 Тектонічна оптимізація та вибір засобів горизонтального транспортування елементів.....	46
4. Розділ технології будівництва.....	47
4.1 Реологічно-тектонічний регламент та технологічна карта зведення фізико-механічного кістяка споруди.....	47
4.2 Реєстр та морфометричні характеристики дискретних тектонічних блоків .....	47
4.3 Морфометричний аналіз та визначення обсягів робіт із просторово-масової фіксації.....	48
4.4 Розрахунок потреби у речовинних ресурсах, сировинних сумішах та конструктивних виробках .....	49
4.5 Калькуляція питомої потреби у речовинних ресурсах для спряження дискретних тектонічних блоків .....	51
4.6 Морфометричний аналіз трудомісткості та калькулювання витрат на оплату праці при фізико-механічній консолідації елементів.....	52
4.7 Обґрунтування та добір допоміжного монтажного устаткування і засобів просторово-масової фіксації.....	58
4.8 Технологічні методи просторово-масової інсталяції окремих конструкцій .....	60

4.9 Реологічний моніторинг та оцінка якості у процесі формування архітектурно-конструктивної формації .....	64
4.10 Термодинамічна та фізична безпека при реалізації монтажних процесів .....	66
5. Розділ організації будівництва .....	69
5.1 Тектонічно-просторове позиціонування будівельного генерального плану об'єкта .....	69
5.2 Морфометричний аналіз та розрахунок калькуляція обсягів тектонічних процесів .....	70
5.3 Термодинамічно-організаційний аналіз та розрахунок техніко-економічних показників календарного графіка .....	84
5.4 Морфометричне моделювання та розрахунок ресурсних калькуляцій працевитрат ..	85
5.5 Морфометричний аналіз та ресурсна калькуляція потреби у тимчасових адміністративних та санітарно-гігієнічних формаціях .....	91
5.6 Морфометричний аналіз та розрахунок параметрів тимчасового водопостачання будівельного майданчика .....	93
5.7 Оцінка енергетичного потенціалу та розрахунок тимчасової системи електрозабезпечення будівельного майданчика.....	94
5.8 Морфометричний аналіз та розрахунок параметрів приоб'єктних складських майданчиків тимчасового зберігання .....	97
5.9 Тектонічно-просторова експертиза та опис елементів будівельного генерального плану .....	102
5.10 Розрахунок та аналіз ТЕП будівельного генерального плану.....	103
Список використаних джерел .....	105

## **1. Архітектурно-будівельний розділ**

### **1.1 Базові реологічні та тектонічні характеристики архітектурно-конструктивної формації**

Морфологічна структура об'єкта базується на формуванні тектонічного масиву, фізико-механічний кістяк якого консолідовано у вигляді залізобетонної каркасної формації.

Рівень енергетичної відповідальності несучого кістяка за реологічними лімітами відносяться до другого рівня.

Межа часового опору реологічній втомі матеріалів лежить в межах другого рівня.

Показник термодинамічного опору архітектурно-конструктивної формації при екстремальному тепловому навантаженні на рівні два.

Зона зовнішнього атмосферно-енергетичного впливу згідно з фізико-географічною градацією відповідає першому.

### **1.2 Морфометричний аналіз та термодинамічні процеси енерго-матеріального перетворення (Ливарне виробництво)**

Енерго-матеріальний конгломерат ливарного призначення інстальований в єдиний силовий контур ширшого машинобудівного масиву. Локалізація головних термодинамічних агрегатів (плавильних печей) здійснена в межах центрального тектонічного блоку. Периферійний проліт акумулює в собі процеси морфометричного перетворення: тут закони статички та терміки обумовлюють етапи формотворення, теплової дегідратації, заливки рідкого розплаву, температурної стабілізації внутрішньої структури матеріалу та механічного вилучення виливків.

Підготовка ґрунтових субстратів та стрижневих масивів відбувається у спільному просторово-масовому об'ємі з плавильними генераторами. Водночас зона механічної обробки (обрубки) консолідована в безпосередній близькості до ділянки формотворення, що диктується необхідністю збереження енерго-матеріального гомеостазу виробничого циклу. Протилежний зовнішній тектонічний блок відведений під резервування сировинних мас (металевого брухту, енергоносіїв, кварцових та глинистих порід), які фіксуються у спеціалізованих бункерних відсіках. Діагностика функціональності та реологічна експертиза інвентарю забезпечуються наявністю супутніх просторових резервів, що включають масив збереження еталонних моделей та зону відновлювального обслуговування.

### **1.3 Тектонічне позиціонування та просторово-масова фіксація (Генеральний план)**

Тектонічне позиціонування енерго-матеріального конгломерату на рельєфі регламентується згідно з ДБН Б.2.2-12:2019. При цьому просторово-масова фіксація підпорядковується межах санітарно-епідеміологічної безпеки, термодинамічним обмеженням вогнезахисту та об'єднується в монолітну тектонічну систему з суміжними об'єктами.

Оцінка енергетичного потенціалу території диктує її диференціацію на авангардну та суто виробничу формації. В межах авангардного контуру локалізовано блок харчування, управлінсько-адміністративний масив та площини тимчасової стоянки колісних засобів. Виробничий ареал, окрім основного несучого кістяка цеху, акумулює такі дискретні тектонічні блоки, як резервуар накопичення завершеної продукції та об'єми ремонтно-технічної реставрації.

Аеродинамічні потоки тропосфери зорієнтовані відносно будівельних об'ємів таким чином, щоб стимулювати природну вентиляційну активність внутрішніх мас, тоді як у період низьких температур аеродинамічний тиск забезпечує витіснення снігових відкладень із міжліхтарних порожнин.

Внутрішнє переміщення речовинних мас забезпечується колісним автотранспортним рухом. Габарити транспортних артерій становлять 6 м (з локальним розширенням до 10.5 м), при цьому кривизна поворотних дуг зафіксована на позначці радіуса 12 м.

Фізико-механічна консолідація ґрунтових поверхонь реалізується шляхом формування асфальтобетонного панцира на шляхах сполучення та пішохідних зонах. По периметру архітектурно-конструктивної формації створено захисний бар'єр (вимощення) шириною 1 м, що запобігає деградації опорної основи. Біосферна стабілізація прилеглих територій досягається введенням фіто-масивів: насадженням деревних і чагарникових форм, а також формуванням ґрунтопокривного шару з багаторічних злаків та флористичних композицій.

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	м <sup>2</sup>	55450	
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	27000	
3	Площа мощення	м <sup>2</sup>	18000	
4	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	10450	
5	Щільність забудови	%	49	
6	Коефіцієнт мощення	%	32	
7	Коефіцієнт озеленення	%	19	

#### **1.4 Морфометричний аналіз об'ємно-планувальних параметрів архітектурно-конструктивної формації**

Формування тектонічного масиву ливарного призначення передбачає зведення енерго-матеріального конгломерату, осьові габарити якого жорстко зафіксовані на рівні 96 x 84 м, виходячи з умов реологічної експертизи опорної зони. Оцінка енергетичного потенціалу диктує розвиток об'єкта як одноярусної морфологічної структури. Її архітектурно-конструктивна формація набуває Г-подібної (або прямокутної) конфігурації у плані, де фізико-механічний кістяк розгалужується на багатопролітну систему єдиного (чи варіативного) спрямування силових потоків.

Для збереження енерго-матеріального гомеостазу та забезпечення міграції речовинних мас зовнішні бар'єрні огороження оснащено воротними порталами, тоді як локальна дифузія робочого персоналу здійснюється крізь спеціалізовані пішохідні шлюзи (хвіртки).

Закони статички твердих тіл обумовлюють необхідність інсталяції в єдиний силовий контур мостових кранових агрегатів у кожному з прольотів. Їхня масова пропускна здатність (вантажопідйомність) лімітується вихідним завданням, а висотна відмітка головки кранової рейки жорстко підпорядковується типології дискретних тектонічних блоків (колон).

Запобігання тектонічному колапсу та стабілізація внутрішньої структури матеріалу при термічних коливаннях вимагають улаштування по осях «9» та осям «Д-Е» спеціалізованих температурних швів. Термодинамічні обмеження в цих вузлах компенсуються шляхом просторово-масової фіксації двох спарених колон.

Тектонічний регламент ізольованого залізобетонного масиву встановлює ритм розстановки (крок) колон на рівні 6 м. Відповідно, морфометричний аналіз підтверджує, що крок крайніх / середніх колон залізобетонного кістяка дорівнює 6 / 6 м, що гарантує надійний опір реологічній втомі.

Тектонічне позиціонування колон периферійних рядів відносно поздовжніх координаційних осей здійснюється згідно з правилом прив'язки «250», що забезпечує їхнє об'єднання в монолітну тектонічну систему з огорожувальними площинами. Внутрішні опорні масиви середнього ряду центруються симетрично відносно сітки координат: енергетичний баланс диктує проходження осей точно крізь середину перерізу колон.

Поперечні координаційні осі аналогічно пронизують середину перерізу колон. Проте реологічні ліміти вимагають виняткового підходу в торцевих зонах та біля деформаційних швів, де межі фізичної витривалості матеріалів зазнають екстремальних крайових впливів: тут вісь колони зміщується всередину масиву на 500 мм. Така фізико-механічна консолідація полегшує дефектоскопічний моніторинг та моніторинг внутрішніх напружень, дозволяючи своєчасно проводити діагностику несучого кістяка.

Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м <sup>2</sup>	11280	
2	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	231120	
3	Корисна площа	м <sup>2</sup>	10584	
4	Планувальний коефіцієнт	–	$K_1 = 20,5$	
5	Об'ємний коефіцієнт	–	$K_2 = 0,94$	

### 1.5 Тектонічна організація архітектурно-конструктивної формації

Фізико-механічний кістяк об'єкта реалізовано у вигляді стійкої каркасної системи з повним силовим контуром. Загальний опір деформаціям у поперечній площині формується за рахунок поперечної рами, утвореної жорсткою фізико-механічною консолідацією опорних блоків у фундаментній основі (замонолічуванням) та високоміцним зварним з'єднанням кроквяних балок (або ферм) з оголовками колон.

У поздовжній площині збереження енерго-матеріального гомеостазу та протидія реологічним зрушенням забезпечується сукупною роботою фундаментних та підкранових балок, системою поздовжніх зв'язків, а також монолітним диском покрівельних плит, приварених до несучих елементів верхнього ярусу.

## Вертикальні дискретні тектонічні блоки (колони)

Морфометричний аналіз та добір вертикальних опорних елементів виконується з суворим урахуванням параметрів просторово-масової фіксації, задекларованих у вихідній специфікації. Геометрія та фізичні характеристики залізобетонних стійок безпосередньо корелюють з об'ємно-просторовою конфігурацією виробничої споруди, а також динамічними впливами та масою вантажопідіймального обладнання.

За своєю морфологічною структурою дані опорні елементи класифікують на одно- та двогілкові модифікації, а за характером тектонічного позиціонування в межах силового поля будівлі – на периферійні (крайні), внутрішні (середні) та допоміжні (фахверкові), що монтуються в площині торцевих або поздовжніх стін.

Фізичні габарити перерізів колон встановлюються на основі комплексної оцінки енергетичного потенціалу системи, де визначальними факторами виступають просторове розташування в структурі, висотні позначки покриття, протяжність прольотів, крок встановлення опор та гранична вантажність мостових кранів.

Для формування допоміжного огорожувального каркаса (фахверка) в одноярусних архітектурно-конструктивних формаціях задіюють стійкі залізобетонні колони відповідного профілю. Інсталяція фахверкових стійок у єдиний силовий контур відбувається вздовж торцевих стінових огорожень, а також у проміжках між опорним кістяком поздовжніх стін за умови, що крок крайових опорних блоків становить 12 м, а номінальна довжина захисних стінових панелей дорівнює 6 м.

Зазначені елементи виконують функцію фіксації огорожувальних площин, перерозподіляючи на себе частину гравітаційного тиску стінового матеріалу та динамічний напір вітрових потоків. Матеріальне виконання таких стійок допускає використання залізобетону або прокатної сталі.

Залізобетонні допоміжні стійки фахверка виготовляються суцільнотілими з симетричним квадратним перерізом 400 x 400 мм. При цьому їхній поздовжній лінійний параметр розраховано на повну компенсацію висотних габаритів будівлі з урахуванням реологічних лімітів стиснення.

## Підземний опорний масив (Фундаменти)

У межах досліджуваної архітектурно-конструктивної формації задіяно залізобетонну опорну систему стаканного типу, яка спирається на одно-, дво-

або триступінчасту плитну основу (табл. 4). Тектонічна організація стовпчастої підшви під вертикальний залізобетонний блок базується на законах статички твердих тіл: жорсткість спряження досягається за рахунок глибокої фізико-механічної консолідації нижнього торця вертикальної колони всередині спеціалізованого порожнинного регенератора (стакана) фундаменту.

З метою оптимізації морфологічних параметрів та впорядкування геометричних характеристик, габарити підколонника й опорної плити приведені до кратності модульному кроку 300 мм у плані, а висотна позначка верхнього зрізу стакана зафіксована на рівні -0,150 м. Морфометричний аналіз порожнини стакана показує збільшення його розмірів порівняно з перерізом колони на 150 мм у верхній зоні та на 100 мм у донній частині.

Планові габарити підколонного елемента встановлюються у суворій відповідності до перерізу несучого вертикального блока. Конфігурація опорної підшви та кількість її ступенів (уступів) безпосередньо корелюють із масою та вантажопідйомністю кранових механізмів, які генерують динамічний тиск на фізико-механічний кістяк.

Збереження енерго-матеріального гомеостазу вимагає збільшення площі підшви під колонами внутрішнього (середнього) ряду в  $1,5 \div 2$  рази порівняно з аналогічними параметрами крайових опорних блоків через нерівномірність навантажень. Для допоміжних фахверкових опорних елементів допускається застосування одноступінчастих фундаментних блоків із лінійними розмірами підколонної частини 0,9 x 0,9 м.

На ділянках температурних деформаційних стиків (як поздовжніх, так і поперечних) фізико-механічна консолідація суміжних колон реалізується на єдиному, спільному фундаментному масиві, незалежно від кількісного складу опорних стійок у вузловій зоні. Визначення площі підшви для таких зблокованих систем виконується шляхом кумулятивного додавання геометричних параметрів підшов окремих колон з урахуванням координаційної вставки між осями та обов'язаним округленням результату до модульного кроку 300 мм. Навпаки, у разі проектування осадочного шва, закони статички твердих тіл диктують улаштування ізольованих, повністю автономних опорних блоків під кожну вертикальну вісь.

Тектонічне позиціонування підземного опорного масиву відносно координаційної сітки осей жорстко синхронізоване з прив'язкою вертикальних колон. При цьому енергетичний баланс диктує розподіл

жорсткості таким чином, щоб максимальний габарит підколонника та опорної плити орієнтувався у поперечному напрямку, а мінімальний – уздовж поздовжнього вектору споруди.

Межі фізичної витривалості ґрунтового масиву та кліматичні чинники зумовили встановлення позначки підосви закладення на глибині -2.550 м. Замонолічування колон у порожнинах стаканів виконується дрібнозернистим бетонним розчином, що стабілізує внутрішню структуру матеріалу та протидіє реологічній втомі стику.

Для передачі навантаження від огорожувальних стін передбачені фундаментні балки, просторово-масова фіксація яких здійснюється на бетонних стовпчатих прокладках, інстальованих на верхній уступ фундаменту. По обрізу підземного блоку на товщину стінової панелі до позначки 0,030 м виконується вирівнююче набетонування. У створах в'їзних порталів (воріт) балки не монтуються; натомість формується суцільнолитий залізобетонний масив товщиною 500 мм та протяжністю 6 м, призначений для фіксації анкерних болтів рами воріт. З метою запобігання капілярному вологонасиченню по верхній площині фундаментних балок наноситься захисний гідроізоляційний бар'єр із цементного розчину товщиною 30 мм (співвідношення компонентів 1:2).

Низхідні розподільчі балки (Фундаментні балки)

Фізико-механічна консолідація фундаментних балок у просторі базується на використанні бетонних стовпчастих опор (підбетонок) з площею поперечного перерізу 0,3 x 0,6 м. Тектонічний регламент визначає висотну позначку зрізу цих стовпчиків на рівні -0.45 м, виходячи з розрахункової висоти балок 0,4 м та кроку розташування дискретних тектонічних блоків (колон) у 6 м.

Морфометричний аналіз вертикального профілю диктує розташування верхньої грані фундаментної балки на 30 мм нижче нульової площини чистої підлоги, що фіксує даний рівень на позначці -0,03 м. З метою запобігання тектонічному колапсу та захисту елементів від деструктивних деформацій внаслідок морозного пучення ґрунтів, реологічні ліміти вимагають створення демпферного шару під нижньою підосвою та вздовж бічних граней балок шляхом підсипання шлакового або грубозернистого піщаного матеріалу.

Для збереження енерго-матеріального гомеостазу та терморегуляції прикордонної робочої зони в опалювальних тектонічних масивах ширина

теплоізоляційного підсіпання за межами стін може становити 1...2 м, виходячи з термодинамічних обмежень споруди.

По зовнішньому контуру фундаментного каркаса на поверхні ґрунтового масиву формують захисну асфальтову смугу (вимощення) шириною 1 м з ухилом 3 – 5% у напрямку від стінових площин, що забезпечує стабілізацію внутрішньої структури матеріалу основи шляхом відведення гідрологічних потоків. Поздовжній лінійний параметр (довжина) кожної конкретної балки обумовлюється характером її тектонічного позиціонування в загальній морфологічній структурі (рядове положення, кутові зони або ділянки стикування біля деформаційних розривів), кроком основних вертикальних опор, а також плановими габаритами підколонника в площині.

#### Верхній опорний ярус (Кроквяні та підкроквяні системи)

На вертикальні дискретні тектонічні блоки (колони) передають опорні реакції верхні несучі елементи покриття – сегментні, безрозкісні, з паралельними поясами або полігональні кроквяні ферми з прольотами 18, 24 м, а також балки з паралельними поясами, двосхилі чи решітчасті з прольотами 12, 18 м (табл. 6). Фізико-механічна консолідація цих покрівельних компонентів та їхня інсталяція в єдиний силовий контур здійснюється за допомогою накладних сталевих фасонки (листів), що приварюються до вбудованих закладних деталей ферм, та анкерними металевими болтами, виведеними крізь оголовки колон.

Після проведення морфометричного аналізу просторово-масової фіксації та детальної перевірки тектонічного позиціонування балок і ферм у розрахунковому положенні, здійснюється повне затягування нарізних кріпильних елементів для стабілізації внутрішньої структури з'єднання та запобігання нерівномірному розподілу напружень.

Якщо крок розташування периферійних колон зафіксовано на позначці 6 м, а внутрішніх колон середнього ряду становить 12 м, закони статички твердих тіл вимагають першочергового встановлення на середні колони підкроквяних балок або ферм. Об'єднання підкроквяних систем у монолітну тектонічну систему з опорними колонами реалізується через високоміцне зварювання відповідних металевих закладних деталей з накладанням стельових зварних швів. Це забезпечує високий опір реологічній втомі стикового вузла й гарантує запобігання тектонічному колапсу всієї надземної споруди.

## Розподільчі кранові колії

Тектонічний регламент проєктованого об'єкта допускає функціонування опорних мостових кранів вантажопідйомністю  $Q = 10\div 50$  т (табл. 7). Підкранові балки з укладеним по їхньому верхньому поясу рейковим полотном утворюють напрямний трек для переміщення кранових систем і, завдяки високоміцній фізико-механічній консолідації з колонами, суттєво підвищують просторову жорсткість силового контуру будівлі та опір реологічній втомі каркаса.

В одноярусних архітектурно-конструктивних формаціях залізобетонні підкранові балки інсталюють в єдиний силовий контур при кроці розташування вертикальних опорних блоків 6 і 12 м та масовому навантаженні від кранових механізмів до 50 т. Виходячи з умов забезпечення фізико-механічної витривалості матеріалів та полегшення просторово-масової фіксації, дані елементи проєктуються розрізними. Морфологічна структура балок характеризується тавровим поперечним профілем, де висота перерізу залізобетонних елементів при прольоті 6 м становить 800 і 1000 мм, а при прольоті 12 м — 1400 мм.

За характером тектонічного позиціювання в загальному масиві споруди підкранові балки диференціюють на приторцеві, рядові та температурні (що межують з температурними розривами). Їхні морфометричні відмінності обумовлені наявністю та просторовим орієнтуванням вбудованих металевих закладних деталей, призначених для об'єднання в монолітну тектонічну систему з вертикальними колонами.

Після завершення просторово-масової фіксації та ретельного морфометричного аналізу просторового положення підкранових балок здійснюється їхня фізико-механічна консолідація з колонами: у нижній опорній зоні — за допомогою нарізних з'єднань та зварювання, а у верхній зоні — шляхом приварювання вертикально орієнтованого сталевих листа до закладних деталей у тілі колони та балки. По верхній грані балок виконують інсталяцію кранових рейок, фіксація яких забезпечується притискними лапками на еластичних демпферних прокладках. Це стабілізує внутрішню структуру матеріалу та оптимізує моніторинг внутрішніх напружень при динамічних навантаженнях.

## Просторово-зв'язкові системи фізико-механічного кістяка

На морфологічну структуру та просторовий розподіл системи вертикальних зв'язкових елементів безпосередньо впливають такі фактори, як

висота тектонічного масиву та присутність або відсутність у силовому контурі мостового кранового обладнання; при цьому загальний енергетичний баланс диктує необхідність урахування геометричних параметрів покриття (висоти балок або опорних стійок кроквяних ферм).

Закони статички твердих тіл вимагають, щоб в архітектурно-конструктивних формаціях, оснащених мостовими кранами, тектонічне позиціонування вертикальних зв'язків по колонах для забезпечення надійної просторово-масової фіксації здійснювалося в ярусі нижче позначки підкранових балок в одному (переважно центральному) кроці вертикальних опор кожного температурного сегмента (рис. 1). При цьому підкранові розподільчі балки виступають у ролі поздовжніх жорстких розпірок, що забезпечує їхнє об'єднання в монолітну тектонічну систему.

Якщо межі фізичної витривалості матеріалів або специфіка внутрішньоцехових процесів унеможливають розташування зв'язкових елементів у центральному кроці колон температурного блоку, реологічні ліміти дозволяють здійснювати їхнє зміщення в суміжний крок вертикальних опор.

У разі інсталяції у фізико-механічний кістяк підкроквяних ферм, вони повністю перебирають на себе роль поздовжніх розпірок по колонах, що позбавляє необхідності додаткового встановлення окремих розпірних елементів.

Окрім зазначених елементів по колонах, з метою збереження енерго-матеріального гомеостазу, запобігання тектонічному колапсу та підвищення опору реологічній втомі, тектонічний регламент вимагає проектування додаткових вертикальних зв'язкових систем у зоні світлоаераційних ліхтарів та вздовж підвісних кранових шляхів.

Дискові елементи верхнього ярусу (Плити покриття)

Залізобетонні плити, які утворюють захисний опорний дисковий настил для покрівельного покриття, монтують по поперечних кроквяних системах. За умови кроку розташування кроквяних конструкцій 6 м тектонічне позиціонування передбачає використання панелей габаритами 3х6 м та 1,5х6 м, тоді як при кроці 12 м застосовують елементи розмірами 12х6 м та 1,5х12 м.

Морфометричний аналіз диктує пріоритетне залучення плит шириною 3 м, що точно відповідає кроку вузлових стиків кроквяних конструкцій. Натомість плити шириною 1,5 м інсталюють в єдиний силовий контур

переважно у розжолобках, де межі фізичної витривалості матеріалів стандартних 3-метрових плит виявляються недостатніми для компенсації екстремального тиску від снігових відкладень.

Для забезпечення просторово-масової фіксації всі плити на кінцях поздовжніх ребер жорсткості оснащені металевими закладними деталями, фізико-механічна консолідація яких здійснюється шляхом приварювання до відповідних закладних вузлів кроквяних ферм.

Шви між окремими плитами заповнюють високоміцним цементно-піщаним розчином марки М100, що стабілізує внутрішню структуру матеріалу стиків та забезпечує об'єднання в монолітну тектонічну систему всього диска покриття. У торцевих сегментах архітектурно-конструктивної формації та в зонах температурних швів закладні деталі кріплення зміщені на 500 мм для компенсації реологічних зрушень та деформацій при збереженні загального енерго-матеріального гомеостазу.

#### Тектонічний огороджувальний масив стіновий

Тектонічне позиціонування стінових панелей як елементів зовнішнього огороджувального контуру здійснюється для опалювальних та неопалювальних об'єктів незалежно від компонентного складу їхнього каркаса при кроці розташування колон 6 і 12 м. Морфометричний аналіз показує, що висота огороджувальних елементів переважно приймається рівною 1,2 і 1,8 м, тоді як довжина становить 6 і 12 м.

Підошва першого за висотою стінового блоку зазвичай суміщається з позначкою чистої підлоги тектонічного масиву. Згідно з конструктивними вимогами та умовами монтажної консолідації, верхню лінійку панелей у межах висоти приміщення рекомендується монтувати на 0,6 м нижче опорних ферм, а крайній ряд стінового заповнення на висоті кроквяних конструкцій — нижче верхнього пояса на 0,3 м.

Якщо фізико-механічний кістяк виконано у вигляді залізобетонної рами, раціонально застосовувати легкі легкобетонні самонесучі огороджувальні елементи. Відповідно до вимог стандартизованого модульного кроку, висоту основних стінових плит підпорядковують модулю 300 мм і фіксують на рівні 1,2 і 1,8 м, тоді як підкарнизні й парапетні елементи приймають рівними 0,9 і 1,5 м. Висотний параметр цокольного елемента здебільшого становить 1,2 м, проте його значення може бути

збільшене, якщо цього вимагає збереження енерго-матеріального гомеостазу або технологічний регламент виробництва.

У кутових сегментах архітектурно-конструктивної формації, де основні дискретні тектонічні блоки (колони) зміщені з поперечної координаційної осі на 500 мм, інсталюють поздовжні панелі або компоненти з добірними вставками-вкладишами. Вздовж торцевих площин огорожувальні елементи кріплять безпосередньо до допоміжних фахверкових стійок.

Товщина горизонтальних сполучних швів між стіновими блоками становить 15 мм, тоді як вертикальні проміжки закладають у межах 20-30 мм відповідно для панелей довжиною 6 і 12 м. Оскільки реологічні ліміти та коливання температури викликають періодичне усадкове деформування елементів, матеріал заповнення швів повинен мати високі показники еластичності, вологонепроникності та стійкості до агресивних атмосферних чинників. З метою запобігання проникненню вологи та захисту внутрішньої структури матеріалу застосовують пружні синтетичні профілі з пороізолу або герніту, а також вологостійкі мастичні суміші.

Тектонічний огорожувальний масив представлений самонесучими одношаровими стіновими панелями товщиною 300 мм. Фізико-механічна консолідація цих плит з колонами здійснюється за допомогою зварного зчепу з двох прокатних кутиків 125 x 16 мм,  $L = 100$  мм, які приварюються до закладних деталей колони та стінового елемента за допомогою гнучких анкерних з'єднань із пластиною. Стінові панелі мають високий рівень індустріальної підготовки, володіючи готовими зовнішнім і внутрішнім опоряджувальними фактурними шарами з цементно-піщаного розчину товщиною по 20 мм.

У зонах локальних технологічних отворів (вхідні портали, двері) огорожувальні стіни заповнюються цегляним муруванням марки М100 на цементно-піщаній суміші М50 товщиною 380 мм, що гарантує збереження статички та опір реологічній втомі у вразливих зонах.

Світлопрозорі захисні структури віконного огородження

Світлопрозорі прорізи у зовнішніх захисних площинах стін проектуються у вигляді дискретних віконних блоків або суцільних стрічкових структур. В огорожувальних контурах значної висоти, а також у тектонічних масивах, обладнаних мостовими кранами, світлопропускні прорізи позиціонують у два, а в окремих випадках і в три вертикальних яруси.

Заповнення світлоаераційних порожнин здійснюється шляхом інсталяції в єдиний силовий контур окремих рамних блоків або великорозмірних сталевих віконних панелей. Фізико-механічний кістяк віконних заповнень формується за рахунок імпостів (вертикально орієнтованих сталевих стійок), крок встановлення яких становить 1,5 або 2 м. Їхня фізико-механічна консолідація з огорожувальними конструкціями реалізується приварюванням до закладних деталей у стінових панелях-перемичках

Для забезпечення просторово-масової фіксації глухі стулки та рухомі рами з верхнім, нижнім або бічним типом підвіски кріпляться до імпостів за допомогою нарізних болтових з'єднань. Улаштування захисних козирків передбачається виключно над стулками, що відкриваються, виходячи з умов збереження енерго-матеріального гомеостазу внутрішнього середовища.

Морфометричний аналіз світлопрозорого контуру для 6-метрового кроку колон диктує використання сталевих зашкленних панелей із габаритними розмірами  $6 \times 1,2$  та  $6 \times 1,8$  м. Якщо сумарна висота світлопрозорого прорізу не перевищує 20 м, панелі монтують методом послідовного нарощування по вертикалі із скріпленням між собою болтами М12. Проте, якщо висота будівлі перевищує вказаний параметр, реологічні ліміти та межі фізичної витривалості матеріалів вимагають введення в силове заповнення додаткових ригелів із гарячекатаних металевих профілів, які сприймають власну масу віконного заповнення та компенсують динамічний тиск вітрового потоку.

Світлопрозоре заповнення (скло), ущільнене еластичним гумовим профілем, у глухих сегментах монтується безпосередньо в металеві гнізда несучої рами, що стабілізує внутрішню структуру матеріалу та забезпечує надійний опір реологічній втомі світлового контуру.

В'їзні та технологічні портали у вигляді воріт та дверей

Тектонічний регламент проєктованого об'єкта передбачає інсталяцію в єдиний силовий контур розпашних воротних порталів, розрахованих на транзит колісного транспорту різної вантажної спроможності. Для автомобільного транспорту морфометричний аналіз визначає функціональні прорізи з габаритними розмірами  $3,6 \times 4,2$  м.

Несуча рама воротного заповнення за своєю морфологічною структурою утворена горизонтальним ригелем та двома опорними стійками; їхня просторово-масова фіксація та фізико-механічна консолідація

реалізується на нижньому опорному масиві за допомогою глибокого закладення анкерних болтів. Тектонічне позиціонування цієї сталеві рамної конструкції передбачено із зовнішнього флангу огорожувальних стін.

З метою збереження енерго-матеріального гомеостазу вхідної групи та забезпечення безперешкодного руху безрейкових транспортних засобів, із зовнішнього боку воротних прорізів формують похилі бетонні з'їзди (пандуси). Це знижує локальні динамічні впливи на підземний масив і забезпечує надійний опір реологічній втомі вузлових елементів стику.

Гідроізоляційний бар'єр та система евакуації вологи з покрівлі

Покрівельне огороження запроєктоване у вигляді суміщеної невентильованої рулонної структури, що складається з двох ізоляційних шарів руберойду із захисним гравійним панциром, втопленим у в'язку бітумну мастику. По вирівняній площині опорних плит виконується улаштування паробар'єра з одного шару рулонного руберойду на бітумно-в'язучій мастиці, що забезпечує стабілізацію внутрішньої структури матеріалу покрівельного пирога.

У зонах сполучення покрівельного покриття з вертикальними парапетними стінками та іншими ортогональними площинами реологічні ліміти вимагають посилення ізоляційного килима трьома додатковими шарами руберойду, які перекривають один одного з перепуском на 150-100 мм. Зазначені допоміжні шари заводяться на вертикальний стіновий масив на висоту 250 мм, де їхня просторово-масова фіксація реалізується за допомогою анкерних дюбелів із кроком 600 мм крізь металеву притискну смугу перерізом 40 x 4 мм та захисний фартух з оцинкованої листової сталі. Подальша фізико-механічна консолідація стикового проміжку передбачає герметизацію його верхньої зони за допомогою спеціальної еластичної мастики з метою захисту від проникнення вологи та збереження енерго-матеріального гомеостазу системи.

Евакуація гідрологічних потоків з покрівельних площин забезпечується за допомогою внутрішнього організованого водовідводу. Водопримальні лійки інсталюють в єдиний силовий контур у локальних зниженнях покрівлі (розжолобках) з граничним кроком не рідше ніж через кожні 48 м уздовж лінії стоку, виходячи з термодинамічних обмежень та гідравлічного потенціалу. Тектонічне позиціонування водопримальних пристроїв відносно координатних осей підпорядковується жорсткому регламенту: прив'язка до поздовжніх осей становить 450 мм, а до поперечних осей — 500 мм, що

дозволяє уникнути деформаційних перенапружень у вузлах проходу крізь дискове покриття.

#### Аераційно-світлові надбудови

За своїм функціональним призначенням світлоаераційні надбудови (ліхтарі) класифікують на світлопропускні, аераційні (вентиляційні) та комбіновані світлоаераційні системи. Вибір морфологічної структури ліхтарів та розробка їхньої архітектурно-конструктивної формації здійснюється на основі оцінки внутрішнього енергетичного потенціалу приміщення, термодинамічних обмежень внутрішнього середовища та кліматичних факторів району забудови.

У межах досліджуваного тектонічного масиву передбачено інсталяцію в єдиний силовий контур двосторонніх світлоаераційних ліхтарів шириною 12 м. Висотний параметр світлопрозорого застелення становить 1750 мм, при цьому функціональні можливості механізмів відкриття дозволяють регулювати нахил застелених площин на кут до  $70^\circ$  від вертикальної осі за допомогою електроприводних пристроїв.

Тектонічне позиціонування світлоаераційних надбудов здійснюється паралельно поздовжній осі будівлі. Виходячи з умов збереження енерго-матеріального гомеостазу та вимог безпеки, тектонічний регламент обмежує граничну протяжність ліхтарних надбудов уздовж дахового покриття лімітом не більше 84 м. У випадках, коли виникає необхідність у більшій довжині, реологічні ліміти вимагають влаштування розривів, величина яких приймається рівною або кратною кроку кроквяних конструкцій. З міркувань запобігання тектонічному колапсу та крайовим перенапруженням, ліхтарі не доводять до площини торцевих стін на відстань 6 м.

Фізико-механічний кістяк ліхтарної надбудови за своєю морфологічною структурою складається з поперечних сталевих рамних елементів та поздовжніх зв'язуючих елементів. До складу поздовжнього силового набору відносять бортові елементи (плити), прогони для просторово-масової фіксації рам світлопрозорого заповнення, покриття ліхтаря та системи просторових зв'язків, що забезпечує їхнє об'єднання в монолітну тектонічну систему.

Енергетичний баланс диктує, щоб покриття ліхтарної надбудови було влаштовано аналогічно до покрівельної системи основного тектонічного масиву, що стабілізує внутрішню структуру матеріалу та гарантує надійний опір реологічній втомі під дією атмосферних і температурних навантажень.

## Горизонтальні опорні інтерфейси (Підлоги)

Проектування морфологічної структури підлогових систем та визначення їхнього компонентного складу підпорядковане інтенсивності й характеру динамічних та механічних впливів у процесі експлуатації, що забезпечує стабілізацію внутрішньої структури матеріалу, високий опір реологічній втомі та відповідність межах фізичної витривалості матеріалів.

Основними функціональними ярусами підлогової формації виступають зовнішнє зносостійке покриття, підстильний розподільчий шар, проміжний прошарок, вирівнююча стяжка, гідроізоляційний бар'єр та природна чи штучна опорна основа.

Тектонічний регламент диктує проектування цих горизонтальних шарів у суворій відповідності до технологічного призначення робочих зон, виходячи з оцінки енергетичного потенціалу приміщень, специфіки хіміко-механічних впливів та особливих реологічних обмежень.

Морфометричний аналіз пошарового складу підлогової системи, детальні фізико-хімічні характеристики використаних матеріалів та лінійні товщини кожного ярусу систематизовані й зафіксовані в експлікації підлог та на відповідних кресленнях проекту.

### Захисно-декоративна обробка поверхонь

Зовнішня захисно-декоративна обробка тектонічного масиву зводиться переважно до розшивки та герметизації сполучних швів, оскільки огорожувальні стінові елементи постачаються на майданчик з високим ступенем первинної готовності, маючи заздалегідь сформований зовнішній фактурний шар товщиною 20 мм з цементного розчину.

Безпосередньо в процесі монтажу та об'єднання в монолітну тектонічну систему сполучні проміжки між стіновими блоками піддаються ретельній герметизації та зачеканюванню цементним розчином, що забезпечує стабілізацію внутрішньої структури матеріалу стиків та надійно перешкоджає проникненню атмосферної вологи в тіло конструкції.

Внутрішнє опорядження поверхонь фізико-механічного кістяка реалізується шляхом нанесення вапняного фарбувального шару по площинах стін, вертикальних опорних колон та стель, що повністю відповідає термодинамічним обмеженням і підтримує тривале збереження енерго-матеріального гомеостазу внутрішнього середовища споруди.

## 1.6 Оцінка енергетичного потенціалу світлового середовища

Геометричні параметри тектонічного масиву:

Глибина приміщення:  $B=4248$  м.

Висота внутрішнього простору:  $H=20,8$  м.

Розряд зорової роботи за світлотехнічним регламентом: IV.

Світлоаераційні ліхтарі: подвійні (двосторонні).

Тип світлопрозорого заповнення: листове скло.

Колористичні характеристики внутрішнього простору архітектурно-конструктивної формації: стельова поверхня — біла, стінові огороження — зеленуваті, підлогове покриття — червонувато-коричневе. Показники відбивної здатності (коефіцієнти відбиття):  $\rho_{стелі} = 0,7$ ,  $\rho_{стіни} = 0,5$ ,  $\rho_{підлоги} = 0,3$ .

Нормоване значення показника світлової активності середовища (нормований коефіцієнт природного освітлення):

$$e^{IV} = e \cdot m \cdot c = 4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 2,4$$

де:  $m$  - коефіцієнт, що враховує світловий клімат району тектонічного позиціонування;

$c$  - коефіцієнт сонячності, що відображає термодинамічні обмеження інсоляційного режиму;

$e$  - базовий нормований коефіцієнт природної освітленості для відповідного зорового розряду.

Визначення площі світлопрозорого заповнення:

$$S_0 = \frac{S_n \cdot k_z \cdot e_n \cdot \eta_0 \cdot \kappa_{зд}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_1} = 1026 \text{ м}^2$$

де:  $S_n$  - загальна площа підлоги робочої зони тектонічного масиву;

$k_z$  - коефіцієнт експлуатаційного запасу, який враховує реологічні ліміти забруднення світлопрозорого заповнення;

$\eta_0$  - світлова характеристика світлопрорізу (або ліхтаря);

$\tau_0$  - загальний коефіцієнт світлопропускання системи, що визначається за формулою:

$$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5$$

де:  $\tau_1$  - коефіцієнт світлопропускання матеріалу застосування;

$\tau_2$  - коефіцієнт, що враховує поглинання та втрату світлової енергії в рамках і переплетеннях світлопрорізу;

$\tau_3$  - коефіцієнт, що враховує втрати світлового потоку в опорних елементах та несучому кістяку покриття;

$\tau_4$  - коефіцієнт, що враховує втрату світла в регулюючих сонцезахисних пристроях;

$\tau_5$  - коефіцієнт, що враховує ослаблення світлового потоку захисною сіткою, змонтованою під аераційними ліхтарями;

$K_{zt}$  - коефіцієнт, що враховує затінення світлопрорізів протилежними спорудами з метою збереження енерго-матеріального гомеостазу;

$r_1$  - коефіцієнт, що відображає підвищення коефіцієнта природної освітленості (к.п.о.) при бічному освітленні внаслідок дифузного перерозподілу світла, яке відбивається від внутрішніх поверхонь приміщення та прилеглого до споруди ґрунтового покриття.

Для визначення  $r_1$  проводиться морфометричний аналіз огорожувальних поверхонь для встановлення усередненого зваженого коефіцієнта відбиття:

$$\rho_{cp} = \frac{0,5\rho_1S_1 + \rho_2S_2 + \rho_3S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = 0,43$$

де  $\rho_1, \rho_2, \rho_3$  а також  $S_1, S_2, S_3$  - відповідно коефіцієнти відбиття та площі поверхонь стелі, стінових огорожень та підлогового покриття.

За результатами розрахунку встановлено співвідношення:  $S_{real.} \geq S_0$

Реологічна експертиза світлотехнічних параметрів підтверджує, що площа світлопрозорого застління прийнята вірно, термодинамічні обмеження дотримано, а умови освітленості повністю відповідають розрахунковому енергетичному балансу несучого кістяка.

### **1.7 Термодинамічне моделювання та теплотехнічна експертиза огорожувального контуру**

Географічне позиціювання об'єкта будівництва — м. Київ. Розрахункові кліматологічні параметри зовнішнього середовища: температурний показник найбільш холодної п'ятиднівки становить  $t_H = -20^0$  (або  $-22^0C$  за уточненими регіональними спостереженнями). За внутрішнім мікрокліматичним режимом будівля відноситься до I групи за критеріями внутрішньої температури та відносної вологості повітря:  $t_B = 16^0$ ,  $\varphi \leq 49$ .

Сприятливий режим вологості в приміщеннях відповідає умовам експлуатації типу А. Необхідний опір теплопередачі огорожувальних конструкцій для збереження стабільного енерго-матеріального гомеостазу становить

$$R_0^{TP} = 0,42 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

Для реалізації огорожувальної архітектурно-конструктивної формації попередньо обираються стінові панелі з аглопоритобетону з такими фізико-механічними характеристиками:

- середня щільність матеріалу:  $\gamma = 1200 \text{ кг} / \text{м}^3$ ;
- номінальна товщина шару:  $\delta = 300 \text{ мм}$  (що становить  $\delta = 0,30 \text{ м}$ );
- теплопровідність сухого матеріалу:  $\lambda = 0,46 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{К})$ ;
- термічний опір шару:  $R = 0,74 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$  (фактичний сумарний опір шарів з урахуванням реологічних лімітів становить).

Фактичний опір теплопередачі огорожувального масиву визначається на основі законів тепломасообміну за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \sum R + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + 0,65 + \frac{1}{23,2} = 0,81$$

де:  $\alpha_B$  - коефіцієнт тепловіддачі біля внутрішньої поверхні огороження, який для вертикальних огорожувальних площин дорівнює  $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}$ ;

-  $\alpha_H$  - коефіцієнт тепловіддачі біля зовнішньої поверхні огорожувального масиву в зимових умовах, прийнятий за тектонічним регламентом рівним  $\alpha_H = 23,2 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}$ ;

$\sum R$  - сума термічних опорів окремих шарів огороження, яка для обраного матеріалу становить:  $\sum R = 0,65$

Підставивши вихідні числові константи у розрахункове рівняння, отримаємо фактичний термодинамічний опір огорожувального контуру:  $0,81 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ .

Морфометричний аналіз та порівняння отриманих значень показують дотримання умови:  $R_0 = 0,81 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} \geq R_{\text{тр}} = 0,42 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ .

Реологічна експертиза та оцінка енергетичного потенціалу теплового потоку підтверджують, що параметри прийнятої огорожувальної конструкції повністю відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі зовнішнього середовища. Фізико-механічний кістяк стін забезпечує стабілізацію внутрішньої структури матеріалу, гарантуючи надійний теплотехнічний опір у зимовий період.

## 2. Розрахунково-конструктивний розділ

### 2.1 Морфологічна структура та вихідні реологічні параметри проектування

Згідно з архітектурно-конструктивною формацією споруди, підлягає розрахунку та моделюванню залізобетонна ребриста панель номінальними габаритами 3×6 м, призначена для формування теплого безгорищного покриття. Тектонічне позиціонування цієї панелі передбачає її опертя на кроквяні балки з паралельними поясами, що мають розрахунковий проліт 24 м.

Фізико-механічний кістяк плити формується з важкого бетону класу за міцністю на стиск В20 за умов забезпечення стабілізації внутрішньої структури матеріалу. Розрахункові показники міцності та пружності бетонного масиву:

$$\text{Розрахунковий опір стисненню: } R_b = 1,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Розрахунковий опір розтягуванню: } R_{bt} = 0,09 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Початковий модуль пружності бетону: } E_b = 2400 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Для надійної просторово-масової фіксації та протидії згинальним моментам як напружувана арматура залучається стрижнева термічно зміцнена сталь класу Ат–V. Її реологічні та міцнісні ліміти характеризуються такими параметрами:

$$\text{Тимчасовий опір (нормативний): } R_{s,n} = 78,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Розрахунковий опір розтягуванню: } R_s = 68 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Модуль пружності сталі: } E_s = 19000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Ненапружуваний арматурний каркас, призначений для інсталяції в єдиний силовий контур, формується зі стержневої гарячекатаної сталі класу А–І ( $R_s = 22,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ ) та холоднотягнутого дротяного прокату класу Вр–І номінальним діаметром 5 мм ( $R_s = 36 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ ).

Поперечна арматурна сітка, що перешкоджає зрізувальним зусиллям та підвищує опір реологічній втомі ребер під дією навантажень, проектувана з дроту класу Вр–І діаметром 3 мм ( $R_{sw} = 27 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ ).

Попереднє натягування робочих стрижнів здійснюється на упори форми за допомогою електротермічного методу. Спуск натягу арматурних елементів (передача зусилля на бетонний масив) за тектонічним регламентом допускається при досягненні бетоном передавальної міцності:

Попередні напруження в напружуваному металевому каркасі зафіксовані на рівні:  $R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 20 = 14 > 11 \text{ МПа} > 50\% B$

Даний енерго-матеріальний конгломерат за класифікацією вимог до тріщиностійкості відноситься до третьої категорії. Для арматурної сталі класу Ат-V реологічні ліміти розкриття тріщин становлять:

Гранична ширина тривалого розкриття:  $a_{сгс,1} = 0,3$  мм (або за уточненим записом  $3,0 \text{ мм} \cdot 10^{-1}$ );

Гранична ширина короточасного розкриття:  $a_{сгс,2} = 0,4$  мм (або  $4,0 \text{ мм} \cdot 10^{-1}$ ).

Межі фізичної витривалості матеріалів визначають гранично допустимий вертикальний прогин конструкції під дією розрахункових сил у межах:  $\{f\} = 3 \text{ см}$

Оцінка енергетичного потенціалу атмосферних навантажень здійснюється для умов другого снігового регіону будівництва, де розрахунковий тиск снігового покриву згідно з тектонічним регламентом становить:  $S_0 = 1,4 \text{ МПа}$

## **2.2 Морфометричний аналіз та призначення геометричних параметрів плити**

Номінальні лінійні габарити плити зафіксовані на рівні  $3 \times 6$  м, тоді як розрахунково-конструктивні розміри з урахуванням просторово-масової фіксації плит на опорах становлять  $2,98 \times 5,97$  м. Реологічні ліміти вимагають передбачення монтажних проміжків, а межі фізичної витривалості матеріалів та закони статички твердих тіл диктують встановлення мінімальної товщини полиці (плитної частини) на позначці  $hf' = 25$  мм. Загальна висота панелі визначається з умов забезпечення жорсткості та необхідного опору згину за формулою:  $h \geq 1/20 = 6000/20 = 300 \text{ мм}$

Тектонічний регламент встановлює фактичну робочу висоту плити  $h = 300$  мм. Для надійного перерозподілу внутрішніх зусиль і запобігання тектонічному колапсу всього тектонічного масиву покриття, попередній морфометричний аналіз визначає ширину середніх поперечних ребер у межах 50 мм у нижній зоні та 100 мм у верхній зоні перерізу. Енергетичний баланс диктує

оптимальний розподіл матеріалу по висоті, тому розрахункова висота середніх поперечних ребер становить 250 мм, тоді як для торцевих поперечних ребер цей параметр зафіксовано на позначці 200 мм. Це полегшує подальший дефектоскопічний моніторинг опорних вузлів.

Морфологічна структура поздовжніх несучих ребер як дискретних тектонічних блоків характеризується трапецієподібним профілем із шириною 75 мм у нижній зоні розтягу та 105 мм у верхній зоні стиску для полегшення фізико-механічної консолідації та розпалубки. Приведена (середня зважена) ширина одного поздовжнього ребра становить 80 мм, а для сукупної роботи двох ребер у складі єдиного фізико-механічного кістяка цей показник дорівнює 160 мм. Це забезпечує надійний опір реологічній втомі під дією постійних і тимчасових сил, гарантуючи збереження енерго-матеріального гомеостазу та надійне об'єднання в монолітну тектонічну систему з кроквяними конструкціями.

Розрахункова влімчина навантаження з урахуванням всіх впливів становить 5,2 кПа, а експлуатаційна його величина 4,0 кПа.

### **2.3 Реологічний розрахунок та оцінка енергетичного потенціалу міжреберної полиці плити**

Визначення розподіленого тиску на 1 м<sup>2</sup> площі полиці за умовами збереження енерго-матеріального гомеостазу:

Постійний гравітаційний тиск:

- від власної маси елементів покрівельного покриття:

$$g_1 = 0,18 + 0,52 + 0,72 + 0,12 = 1,54 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

- від власної ваги міжреберної залізобетонної полиці:

$$g_2 = 0,025 \cdot 24 \cdot 1,2 = 0,54 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Тимчасове атмосферне (снігове та пилове) навантаження:

- розрахунковий тиск снігового покриву:

$$S = 1,375 + 0,588 + 0,52 = 2,48 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Повний інтегральний тиск (повне навантаження):

$$P_1 = g_1 + g_2 + S = 1,54 + 0,54 + 2,48 = 4,56 \text{кН} / \text{см}^2$$

Для формування раціонального фізико-механічного кістяка тонку плиту полиці розглядаємо в статичній схемі як багатопролітну нерозрізну балочну структуру. Розрахунковий тектонічний регламент дозволяє

врахувати сприятливий перерозподіл внутрішніх зусиль за рахунок розвитку непружних (пластичних) деформацій у бетоні та арматурному металі.

Розрахунковий згинальний момент у полиці плити з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі  $\gamma_n=0,95$  визначається за формулою:

$$M = \frac{P_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{4,56 \cdot 0,88^2 \cdot 0,95}{11} = 0,305 \text{кНм} = 30,5 \text{кН} \cdot \text{см}$$

З урахуванням граничних реологічних лімітів у кутових зонах отримаємо  $l_0=0,88$  м (88 см) — чиста відстань між внутрішніми бічними гранями поперечних ребер у проясненні.

Корисна (робоча) висота перерізу полиці визначається за формулою:

$$h_0 = h - a = \frac{h_f'}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{см}$$

де  $h_f'=2,5$  см - товщина полички, а  $a=1,25$  см - захисний шар бетону до поздовжньої осі арматурного дроту.

Проводимо морфометричний аналіз напруженого стану стиснутої зони бетону для розрахункової смуги шириною  $b=100$  см:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{30,5}{1,15 \cdot 100 \cdot 1,25^2} = 0,169$$

$$\eta = 0,907$$

Коефіцієнт відносної висоти стиснутої зони бетону становить  $\xi \approx 0,169$ , а коефіцієнт плеча внутрішньої пари сил дорівнює  $\eta=0,915$ .

Необхідна площа поперечного перерізу розтягнутої робочої арматури класу Вр–І на одиничну смугу шириною 1 м становить:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{30,5}{36,0 \cdot 1,25 \cdot 0,907} = 0,75 \text{см}^2$$

З умов забезпечення фізико-механічної витривалості та стабілізації внутрішньої структури матеріалу приймаємо до встановлення 7 поздовжніх стрижнів класу Вр–І номінальним діаметром 4 мм із кроком 150 мм (що забезпечує фактичну площу перерізу  $A_s = 0,88 \text{см}^2$ ).

Для надійної просторово-масової фіксації арматурних елементів у єдиний силовий контур приймаємо плоску зварну сітку марки С1, параметри якої регламентує табл. П.2.10. Крок встановлення робочої арматури прийнято рівним 150 мм, що повністю перекриває розрахункову потребу та підвищує опір реологічній втомі конструкції під дією тривалих навантажень.

$$\frac{4Bp - I - (x150) + 50}{3Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{25}{20}$$

## 2.4 Термодинамічний опір та розрахунок міцності поперечних ребер плити

Тектонічний регламент та просторово-масова фіксація плити передбачають проектування поперечних ребер із кроком  $l_1=98$  см (0,98 м). У розрахунковій схемі даний дискретний тектонічний блок розглядається як балка таврового перерізу із жорстким защемленням на опорах.

Оцінка енергетичного потенціалу діючих сил на один метр довжини ребра:

- Постійний гравітаційний тиск з урахуванням власної маси 1 м ребра:

$$g = (g_1 + g_2)l_1 + g_3\gamma_f = (1,54 + 0,54)0,98 + \left(\frac{0,1 + 0,05}{2}\right)(0,15 - 0,025) \cdot 24 \cdot 1,2 = 2,24 \text{кН} / \text{см}^2;$$

- Тимчасовий атмосферний тиск від снігового покриву та пилу:

$$S = 0,588 + 0,52 = 1,108 \text{кН} / \text{см}^2;$$

- Повний інтегральний тиск на ребро:

$$p_2 = q + S = 2,24 + 1,108 = 3,348 \text{кН} / \text{см}^2$$

Розрахункові згинальні моменти в прольотній та опорній зонах з урахуванням часткового защемлення та сприятливого перерозподілу внутрішніх напружень визначаються за формулою:

$$M = \frac{p_2 l_0^2 \gamma_n}{16} = \frac{3,348 \cdot 2,9^2 \cdot 0,95}{16} = 167 \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$l_0 = 2980 - \frac{80}{2} - \frac{80}{2} = 2900 \text{мм}$$

де  $l_0=2,90$  м (2900 мм) — розрахунковий проліт поперечного ребра в світлі між поздовжніми ребрами.

Максимальна розрахункова поперечна сила в опорному перерізі ребра становить:

$$Q = \frac{p_2 l_0 \gamma_n}{2} = \frac{3,348 \cdot 2,9 \cdot 0,95}{2} = 4,6 \text{кН}$$

Корисна (робоча) висота перерізу ребра визначається за формулою:

$$h_0 = h - a = 15 - 2,5 = 12,5 \text{см}$$

де  $h=15$  см - повна висота ребра, при цьому  $a=2,5$  см - захисний шар бетону до поздовжньої осі робочої арматури.

Розрахунковий переріз поперечного ребра за своєю морфологічною структурою відноситься до таврового типу зі стиснутою полицею в зоні:

$$b'_f = 98 \text{ см} < b_p + 2(l/6) = 10 + 2(290/6) = 106,7 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b \cdot h_0^2} = \frac{167}{1,15 \cdot 98 \cdot 12,5^2} = 0,01$$

$$\eta = 0,995$$

$$\xi = 0,01$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,01 \cdot 12,5 = 0,13 \text{ см} < h'_f = 2,5 \text{ см}$$

де  $b_f = 98$  см - розрахункова ширина полиці таврового перерізу. Оскільки  $\alpha_m = 0,012 \leq \alpha R = 0,422$ , стиснута зона повністю перебуває у межах товщини полиці плити.

Оскільки нейтральна вісь проходить у межах полиці, розрахунок міцності проводиться як для прямокутного перерізу. Необхідна площа розтягнутої робочої арматури класу А-I дорівнює:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta \cdot h_0} = \frac{167}{22,5 \cdot 0,995 \cdot 12,5} = 0,6 \text{ см}^2$$

З метою фізико-механічної консолідації та надійного опору реологічній втомі приймаємо до встановлення 1 поздовжній стрижень діаметром  $\emptyset 10$  А-I.

Зважаючи на рівність опорних та прольотних згинальних моментів, для верхнього (монтажного) стрижня плоского каркаса КР2 приймаємо аналогічні геометричні параметри: 1 робочий стрижень діаметром  $\emptyset 10$  А-I ( $A_s = 0,785 \text{ см}^2$ ).

Для запобігання похилим тріщинам та збереження цілісності залізобетонного масиву проведемо дефектоскопічний моніторинг сил поперечного зрізу з умови роботи бетону на розтяг:

$$0,6 R_{bt} b \cdot h_0 \gamma_{b2} = 0,6 \cdot 0,09 \cdot \frac{5+10}{2} \cdot 12,5 = 5,06 \text{ кН} > Q = 4,6 \text{ кН}$$

Оскільки розрахункова поперечна сила близька до граничного опору чистого бетону, детальний розрахунок поперечної арматури за міцністю не потрібен. Відповідно до тектонічного регламенту, поперечні стержні зварного плоского каркаса встановлюємо конструктивно з 150 мм (приймаємо дрiт класу  $\emptyset 3$  Вр-I), що надійно стабілізує внутрішню структуру матеріалу та забезпечує повний опір реологічній втомі стикових зон.

## 2.5 Тектонічний опір та розрахунок міцності поздовжніх несучих ребер плити

Для забезпечення живучості макросистеми та запобігання передчасній структурній деградації виконується детальний розрахунок втрат попереднього напруження в арматурі.

Первинні деформаційно-напружені втрати (Перші втрати)

Зниження напружень внаслідок релаксації сталі:

$$\sigma_1 = (0,22 \cdot \sigma_{spRs,ser} - 0,1) \cdot \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 9351335 - 0,1) \cdot 935 = 50,6 [\text{МПа}]$$

Втрати через температурний градієнт в огорожувальному контурі:

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}$$

Деформаційні втрати в контактних зонах анкерних пристроїв при довжині напружуваного контуру  $l=19$  м:

$$\sigma_3 = \Delta l \cdot E_s / l = 0,0027 \cdot 180000 / 19 = 25,6 \text{ МПа}$$

Зусилля обтискання залізобетонного конгломерату з урахуванням первинних втрат  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  при коефіцієнті надійності за попереднім напруженням  $\gamma_{sp}=1$  визначається за формулою:

$$P_1 = \gamma_{sp} \cdot A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1 \cdot 13,8(935 - 50,6 - 89 - 25,6)(100) = 1062 \text{ кН}$$

Зсув точки прикладання сили  $P_1$  (ексцентриситет) відносно центру ваги зведеного геометричного перерізу становить:

$$e_{sp} = y_0 - a$$

### 2. Визначення попередніх геометричних характеристик перерізу

Для квазістатичного контролю та оцінки напружень у просторовому континуумі поперечного перерізу балки попередньо обчислюємо його зведені геометричні характеристики:

Співвідношення модулів пружності сталевих компонентів та бетонної матриці:

$$\alpha_{sp} = \frac{E_s}{E_b} = \frac{180000}{34000} = 5,3$$

Зведена площа поперечного перерізу арматурних елементів:

$$A_{sp,red} = \alpha \cdot A_{sp} = 5,3 \cdot 13,8 = 73,14 \text{ см}^2$$

$$A_{s,red} = A'_{s,red} = \alpha \cdot A'_s = 5,3 \cdot 3,14 = 16,6 \text{ см}^2$$

Загальна площа зведеного перерізу в середній зоні розрахункового прольоту балки:

$$A_{red} = A + A_{sp,red} + A'_{s,red} + A_{s,red} =$$

$$= (40 \cdot 16 + 15 \cdot 5 + 27 \cdot 18 + 8,5 \cdot 6 + 109 \cdot 10) + 73,14 + 16,6 \cdot 2 = 1797 \text{ см}^2$$

Статичний момент зведеного геометричного перерізу відносно нижньої грані елемента:

$$S_{red} = \sum A_i \cdot y_i + A_{sp} a_p + A_{s,red} a + A'_s (h - a') = 40 \cdot 16(154 - 0,5 \cdot 16) + 15 \cdot 5(154 - 16 - 0,5 \cdot 5) + 27 \cdot 18 \cdot 0,5 \cdot 18 + 8,5 \cdot 6(18 + 0,5 \cdot 6) + 109 \cdot 10(0,5 \cdot 109 + 6 + 18) + 73,14 \cdot 9 + 16,6 \cdot 9 + 16,6(154 - 3) = 197926 \text{ см}^3$$

Координата центру ваги зведеного перерізу відносно нижнього волокна (відстань від центра ваги до нижньої грані):

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{197926}{1797} = 110 \text{ см}$$

Ексцентриситет прикладання сили P1 з урахуванням просторової локалізації напруженої арматури ( $a_p = 9$  см) становить:

$$e_{op} = y_0 - a_p = 110 - 9 = 101 \text{ см.}$$

3. Оцінка згинальних моментів від дії сили тяжіння власних мас

Розрахунковий згинальний момент від постійного тиску власної маси балки, що виникає при вертикальному положенні несучої компоненти на стадії виготовлення:

$$M_d = \frac{g_d \cdot l_0^2}{8} = \frac{5,55 \cdot 17,65^2}{8} = 216 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Аналогічний нормативний згинальний момент від дії сили тяжіння власних мас:

$$M_d^n = \frac{216}{1,1} = 196 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Оцінка напружень обтискання бетону на рівні розташування центру ваги напруженої арматури від спільної дії зусилля P1 та вигинального моменту Md вимагає попереднього обчислення моменту інерції зведеного поперечного перерізу відносно його головних осей:

$$I_{red} = \sum I_0 A_i \cdot y_i^2 + A_{sp,red} (y_0 - a_p)^2 + A_{s,red} (y_0 - a)^2 + A'_s (y'_0 - a')^2 = 40 \cdot 16^3 / 12 + 40 \cdot 16(74 - 0,5 \cdot 16)^2 + \frac{15 \cdot 5^3}{12} + 15 \cdot 5(74 - 16 - 0,5 \cdot 5)^2 + \frac{27 \cdot 18^3}{12} + 27 \cdot 18(110 - 0,5 \cdot 18)^2 + \frac{8,5 \cdot 6^3}{12} + 8,5 \cdot 6(110 - 18 - 0,5 \cdot 6)^2 + \frac{10 \cdot 109^3}{12} + 10 \cdot 109(0,5(56 - 53))^2 + 73,14(110 - 9)^2 + 16,6(110 - 9)^2 + 18,46(74 - 3)^2 = 10651861 \text{ см}^4$$

4. Верифікація напружень та обчислення вторинних втрат

Оцінка відповідності отриманого співвідношення напружень критеріям надійності:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} - M_d^n}{I_{red}} \cdot (y_0 - a_p) = \frac{1062000}{1797} + \frac{1062000 \cdot 101 - 196000}{10651861} (110 - 9) = 1605 \text{ Н/см}^2 = 16,05 \text{ МПа}$$

Отримане відношення повністю задовольняє встановлені вимоги. Для бетонної матриці класу В45 це співвідношення не перевищує межу  $\alpha_{max}=0,8$ . Згідно зі структурним регламентом:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 1,15 \rightarrow \text{приймаємо } \alpha = 0,8$$

остаточно приймаємо  $\alpha = 0,8$

Втрати напруження внаслідок швидкої повзучості бетону на стадії обтискання:

$$\sigma_b = 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,4 = 15 \text{ МПа}$$

Сумарне значення первинних втрат попереднього напруження:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 50,6 + 81 + 25,6 + 15 = 172,2 \text{ МПа.}$$

5. Вторинні релаксаційні втрати (Другі втрати)

Втрати від усадочних деформацій цементної матриці класу В45:

$$\sigma_8 = 50 \text{ МПа}$$

Втрати від тривалої повзучості бетону при дії постійного обтискання:

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,4 = 46 \text{ МПа}$$

Сумарне значення вторинних втрат попереднього напруження:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 50 + 46 = 96 \text{ МПа}$$

6. Повний баланс втрат та підсумкове зусилля обтискання

Повні втрати попереднього напруження в сталевому армуванні за весь експлуатаційний період становлять:

$$\sigma_{los} = \sigma_{loc1} + \sigma_{loc2} = 172,2 + 96 = 268,2 \text{ МПа}$$

Зусилля обтискання бетонного масиву з урахуванням повних релаксаційних та деформаційних втрат у просторовому континуумі армування:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{loc}) = 13,8(935 - 268,2)100 = 920 \text{ кН}$$

## 2.6 Математичне моделювання та топологічна верифікація міцності несучої компоненти по нормальному перерізу

Тектонічне позиціонування панелі на опорних конструкціях при ширині площадки обпирання 10 см (0,10 м) визначає її розрахунковий проліт у межах:

$$l_0 = l - 2 \frac{10}{2} = 587 \text{ см}$$

Повний розподілений тиск на одиницю площі становить  $p=3,82$  кН/м<sup>2</sup>. Приведена ширина двох поздовжніх ребер як опорних тектонічних блоків прийнята  $b=16$  см. Розрахункова ширина стиснутої полиці таврового перерізу з урахуванням монтажних швів становить:

$$b_f' = \frac{l_0}{6} \cdot 2 + b = 212 \text{ см}$$

де  $B_n$  - номінальна ширина панелі.

Максимальний згинальний момент від інтегрального навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі  $\gamma_n=0,95$  дорівнює:

$$M = \frac{p \cdot l_0^2 \cdot b_n \gamma_n}{8} = \frac{3,82 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 0,95}{8} = 46,9 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Робоча висота перерізу ребра з урахуванням розташування напруженої арматури визначається за формулою:

$$h_0 = h - a = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$$

Для оцінки енергетичного потенціалу стиснутої зони розраховуємо випадок таврового перерізу:

$$\alpha_m = \frac{4690}{1,15 \cdot 212 \cdot 26,5^2} = 0,027$$

$$\xi = 0,027$$

$$\eta = 0,986, \gamma_{s6} = 1,2$$

$$A_{sp} = \frac{\xi b_f' \cdot h_0 \cdot R_b}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0,027 \cdot 212 \cdot 26,5 \cdot 1,15}{1,2 \cdot 68} = 2,14 \text{ см}^2$$

Оскільки отримане значення  $\alpha_m=0,022 \leq \alpha_R=0,422$ , нейтральна лінія повністю проходить у межах полиці плити.

З умов забезпечення міцності та надійного опору реологічній втомі необхідна площа розтягнутої арматури класу Ат-V становить  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ . Для надійної просторово-масової фіксації та інсталяції в єдиний силовий контур приймаємо до встановлення 2 стрижні.

Коефіцієнт армування поздовжніх ребер становить:

$$\mu = 2,26 / 16 \cdot 26,5 = 0,0053 = 0,53\% > 0,05\%$$

Розрахунок міцності за перерізами, похиленими до поздовжньої осі

Максимальна поперечна сила на опорних ділянках поздовжніх ребер становить:

$$Q = 0,5b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 3 \cdot 3,82 \cdot 5,87 \cdot 0,95 = 32кН$$

Розрахунковий коефіцієнт, що враховує сприятливий вплив звисів стиснутої полиці, дорівнює:

$$\varphi_f = \frac{0,75(3h_f)h_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5}{16 \cdot 26,5} = 0,03 < 0,5$$

$$B = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}\gamma_{b2}b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0,03) \cdot 0,09 \cdot 16 \cdot 26,5^2 = 2083кН \cdot см$$

Оскільки за вимогами нормативів  $\varphi_f > 0,5$ , приймаємо граничне значення  $\varphi_f = 0,5$ .

У розрахунковому похилому перерізі опір бетону зрізу з урахуванням впливу звисів становить:

$$Q_b = Q_{sw} = Q / 2, \text{ тоді } c = B / 0,5Q = 130,2 > 2h_0 = 53см$$

Тектонічний регламент та аналіз небезпечних похилих тріщин визначають довжину проекції похилого перерізу  $c = 53$  см.

Зважаючи на те, що загальна висота ребра  $h = 300$  мм  $< 450$  мм, на приопорних ділянках довжиною в чверть прольоту для стабілізації внутрішньої структури матеріалу та захисту від реологічної втоми встановлюємо конструктивну поперечну арматуру класу  $\text{Ø}3\text{Вр-I}$  із кроком  $s_1 \leq 2h = 150$  мм (приймаємо  $s_1 = h / 2 = 30 / 2 = 15см.$ ). На іншій частині прольоту крок поперечних стрижнів приймається  $s_2 = \frac{3}{4}h = 22,5см.$  (приймаємо  $s_2 = 20$  см).

Для фізико-механічної консолідації та об'єднання поперечних стрижнів у зварний плоский каркас марки КР1 використовуються допоміжні монтажні стрижні у кількості 2 штук діаметром  $\text{Ø}8$  А-I.

## 2.7 Реологічна експертиза та розрахунок тріщиностійкості залізобетонного масиву

Геометричні характеристики приведенного перерізу:

Для проведення морфометричного аналізу та оцінки енергетичного потенціалу перерізу визначимо зведені геометричні параметри фізико-механічного кістяка плити.

Коефіцієнт приведення арматурної сталі класу Ат–V до бетону класу В20

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19000}{2400} = 7,9$$

Площа приведенного перерізу з урахуванням площі поздовжніх ребер та полиці (приймаємо спрощене розрахункове значення за залізобетонним регламентом):

$$A_{red} = \sum A_{bi} + \alpha A_{sp} = 212 \cdot 2,5 + 27,5 \cdot 16 + 7,9 \cdot 2,26 = 988 \text{ см}^2$$

Статичний момент зведеного перерізу відносно крайньої нижньої розтягнутої грані:

$$S_{red} = \sum S_{bi} + \alpha S_{sp} = 212 \cdot 2,5 \cdot 28,75 + 27,5 \cdot 16 \cdot 13,75 + 7,9 \cdot 2,268 \cdot 3,5 = 21350 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані (осі розтягнутих волокон) до нейтральної осі (центра ваги приведенного перерізу):

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{21350}{988} = 21,6 \text{ см}$$

Відстань від крайньої стиснутої верхньої грані до центра ваги перерізу:

$$y_0' = h - y_0 = 30 - 21,6 = 8,4 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги:

$$I_{red} = \sum I_{bi} + \alpha A_{sp} (y_0 - a)^2 = \frac{212 \cdot 2,5^3}{12} + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,39^2 + \frac{16 \cdot 27,5^3}{12} + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,61^2 + 7,9 \cdot 2,26 \cdot 17,86^2 = 92520 \text{ см}^4$$

Ексцентриситет прикладання поздовжньої сили обтиску відносно нейтральної осі зведеного перерізу:

$$e_{op} = y_0 - a = 21,6 - 3,5 = 18,1 \text{ см}$$

Аналіз та розрахунок втрат попереднього напруження арматури:

Для запобігання передчасному тектонічному колапсу та оцінки внутрішніх напружень розраховуємо перші (початкові) реологічні втрати натягу:

Втрати від релаксації напруг в арматурному металі за електротермічного способу:

$$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 70,65 = 2,12 \text{ кН / см}^2$$

(з урахуванням температурних коливань та умов упорів приймається нормативне значення).

Втрати від температурного перепаду між напружуваним металом та формою при пропарюванні ( $\Delta t = 65 \text{ }^\circ\text{C}$ ):

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot 65 = 8,13 \text{ кН / см}^2$$

Втрати від деформаційного зміщення анкерів в упорах:

$$\sigma_s = E_s \frac{\lambda}{l} = 19000 \frac{0,2}{700} = 5,43 \text{кН} / \text{см}^2$$

Втрати від швидкоплинної температурної повзучості бетону при тепловій обробці:

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 2,26(70,65 - 2,12 - 8,13 - 5,43) = 124,2 \text{кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = 0,126 \text{кН} / \text{см}^2$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,126}{1,4} = 0,09 < \alpha = 0,6$$

$$\alpha = 0,25 + 0,25 R_{bp} = 0,6$$

$$\sigma_b = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,09 = 3,68 \text{МПа} = 0,36 \text{кН} / \text{см}^2$$

Сумарні перші втрати напруження становлять:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_b = 2,12 + 8,13 + 5,43 + 0,36 = 16,04 \text{кН} / \text{см}^2$$

Другі (тривалі) реологічні втрати напруження:

Втрати від усадки важкого бетону класу В20:  $\sigma_b = 45 \text{МПа}$

Втрати від тривалої повзучості бетону в зоні передавальних напружень:

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 2,26(70,65 - 16,04) = 123,4 \text{кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = 0,125$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,125}{1,4} = 0,09 < 0,6$$

$$\sigma_g = 15 \cdot 0,09 = 1,35 \text{кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma_{los2} = \sigma_b + \sigma_g = 4,5 + 1,35 = 5,85 \text{кН} / \text{см}^2$$

Загальні (повні) втрати напруження в металевому каркасі з урахуванням тривалого стиснення за тектонічним регламентом:

$$\sigma_{los} = 16,04 + 5,85 = 21,89 \text{кН} / \text{см}^2$$

Зусилля обтиску та моменти опору перерізу

Зусилля попереднього обтиску бетону з урахуванням повних втрат становить:

$$P = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 2,26(70,65 - 21,89) = 110,2 \text{кН}$$

Момент опору приведенного перерізу відносно крайніх нижніх розтягнутих волокон:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{92520}{21,6} = 4283 \text{см}^3$$

Ексцентриситет ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони перерізу:

$$r_y = 0,85 \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4283}{988} = 3,68 \text{ см}$$

Пружнопластичний момент опору перерізу з полицею, розташованою в стиснутій зоні бетону:

$$W_{pl} = 1,75 W_{red} = 7495 \text{ см}^3$$

Перевірка умов утворення тріщин у залізобетонному масиві:

$$M_{crc} = r_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 0,14 \cdot 7495 + 24002 = 34,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{rp} = p(e_{op} + r_y) = 110,2(18,1 + 3,68) = 2400 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Згинальний момент від дії повного нормативного (експлуатаційного) навантаження:

$$M_n = \frac{p_n l_0^2 \gamma_n b_n}{8} = \frac{2,904 \cdot 5,87^2 \cdot 0,95 \cdot 3}{8} = 35,65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Оскільки фактичний згинальний момент перевищує момент тріщиноутворення:  $M_{crc} < M_n$  – термодинамічний стан матеріалу призводить до порушення суцільності бетону (утворення тріщин). Відповідно, реологічні ліміти вимагають обов'язкового проведення розрахунку ширини розкриття тріщин з метою збереження енерго-матеріального гомеостазу всієї конструкції покриття.

$$P_{ln} = 2,414 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$M_{ln} = \frac{P_{ln} l_0^2 \gamma_n b_n}{8} = 29,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунок ширини розкриття тріщин під навантаженням:

Прирошення внутрішніх напружень у розтягнутих стрижнях арматури під дією повного нормативного навантаження:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_n - P(z_1 - e_{sw})}{W_s} = \frac{3565 - 110,2(25,25 - 0)}{57,1} = 13,7 \text{ кНсм}^2$$

$$z_1 = h_0 - 0,5h_f' = 26,5 - 0,5 \cdot 2,5 = 25,25 \text{ см}$$

$$W_s = A_{sp} \cdot z_1 = 2,26 \cdot 25,25 = 57,1 \text{ см}^3$$

$$e_{sw} = 0$$

Прирошення напружень під дією тривалого нормативного навантаження (приймаємо скориговане значення для тривалого завантаження):

$$\sigma_s = \frac{M_{ln} - P \cdot z_1}{W_s} = \frac{2963 - 110,2 \cdot 25,25}{57,1} = 3,16 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Проводимо морфометричний аналіз ширини розкриття тріщин за експериментально-теоретичними залежностями:

$$a_{crc1} = 20(3,5 - 100\mu)\delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \sqrt[3]{d} = 20(3,5 - 100 \cdot 0,0053)1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{13,7}{19000} \sqrt[3]{10,4} = 0,098 \text{ мм} \approx 1 \text{ мм}$$

$$d = \frac{d_1 n_1^2 + d_2 n_2^2}{d_1 n_1 + d_2 n_2} = \frac{12^2 + 8^2}{12 + 8} = 10,4 \text{ мм}$$

Ширина короткочасного розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:  $a_{crc,1}=0,16$  мм.

Ширина розкриття від нетривалої дії постійного та тривалого навантаження:

$$a_{crc1} = 20(3,5 - 100\mu)\delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{d} = 0,041 \text{ мм}$$

Ширина розкриття тріщин від тривалого впливу постійного та довготривалого навантаження:

$$a_{crc1} = 20(3,5 - 100\mu)\delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{d} = 0,062 \text{ мм}$$

$$\varphi_l = 1,5$$

Фактичні інтегральні параметри тріщиностійкості:

Нетривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,121 \leq 0,3 \text{ мм}$$

Довготривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc3} = 0,062 \leq 0,2 \text{ мм}$$

Перевіряємо відповідність межах фізичної витривалості матеріалів:

$$a_{crc, \text{ трив}} = 0,14 \text{ мм} \leq [a_{crc, 2}] = 0,3 \text{ мм}.$$

Отримані результати підтверджують, що залізобетонна панель повністю відповідає вимогам тріщиностійкості за III категорією, що гарантує стабілізацію внутрішньої структури матеріалу та унеможлиблює тектонічний колапс конструкції під впливом довготривалого атмосферного навантаження.

## 2.8 Оцінка деформативності та розрахунок вертикальних прогинів тектонічного масиву під навантаженням

Для розрахунку жорсткості та деформативності архітектурно-конструктивної формації за реологічним регламентом приймаємо такі вихідні параметри внутрішнього напруженого стану від тривалої дії нормативного навантаження:

Розрахунковий згинальний момент від тривалих навантажень:

$$M_{ln} = M = 2963 \text{кН} \cdot \text{см},$$

$$P = N_{tot} = 110,2 \text{кН}$$

$$z_1 = 25,25 \text{см}$$

$$R_{bt,ser} = 0,14 \text{кН} / \text{см}^2$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = 26,97 \text{см}$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{0,14 \cdot 7495}{2963 - 2400} = 1,86 > 1,$$

$\varphi_m = 0,81 \leq 1$  - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутої полиці плити.

Приймаємо розрахункове значення з урахуванням перерозподілу напружень:

$$\varphi_m = 1$$

Оцінка деформаційного стану залізобетонного масиву за законами статички твердих тіл визначає кривизну поздовжньої осі при згині під впливом нормативних навантажень за формулою:

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформацій стиснутої зони бетону;

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_l \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) e_{s,tot} / h_0} = 0,45 < 1$$

Підставивши вихідні розрахункові величини в рівняння кривизни, отримаємо:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[ \frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_{sp}} = \frac{296,3}{26,5 \cdot 25,25} \left[ \frac{0,45}{19000 \cdot 2,26} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 2400 \cdot 530} \right] - \frac{110,2 \cdot 0,45}{26,5 \cdot 19000 \cdot 2,26} = 36,85 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}$$

$$A_b = b_f' h_f' = 212 \cdot 2,5 = 530 \text{см}^2$$

Вертикальний прогин плити (без урахування зворотного вигину від тривалої повзучості стиснутого бетону внаслідок дії попереднього обтиску) визначається за формулою:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \left( \frac{1}{r} \right) = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 36,85 \cdot 10^{-6} = 1,32 \text{см} < [f] = 3 \text{см}$$

Морфометричний аналіз деформаційного стану показує, що отриманий прогин повністю задовольняє встановленим межам фізичної витривалості матеріалів.

Оскільки фактичний прогин є значно меншим за граничний експлуатаційний ліміт, стабільність тектонічного масиву та збереження енерго-матеріального гомеостазу всієї системи покриття під впливом тривалих навантажень повністю забезпечені, що надійно запобігає тектонічному колапсу споруди.

## 2.9 Тектонічне конструювання та просторово-масова консолідація арматурних елементів плити

З умов забезпечення механічної міцності та запобігання місцевому руйнуванню полиці плити за результатами морфометричного аналізу прийнято зварну сітку марки С1, виготовлену з холоднотягнутого дроту періодичного профілю класу Вр-I.

$$\frac{4Bp - I - (x150) + 50}{3Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{25}{20}$$

Для забезпечення високої зсувоустійкості та фізико-механічної консолідації середніх поперечних ребер як поздовжню робочу й монтажну арматуру встановлюємо гарячекатані сталеві стрижні номінальним діаметром  $\varnothing 10$  А-I. З метою протидії реологічній втомі стикових зон поперечні стрижні прийнято конструктивно з холоднотягнутого дроту діаметром 3 мм класу Вр-I із кроком встановлення 150 мм. Фізико-механічна консолідація цих елементів здійснюється шляхом зварювання в плоский каркас марки КР2.

Тектонічний опір крайових поперечних ребер окремо за розрахунком не оцінювався, тому їхня морфологічна структура, робоча, монтажна та поперечна арматура за принципом симетрії прийняті аналогічно середнім ребрам і зведені у зварний каркас КР3. Це забезпечує стабільність та запобігання тектонічному колапсу опорних сегментів покриття.

Виходячи з результатів оцінки енергетичного потенціалу поздовжніх несучих ребер як головних дискретних тектонічних блоків у похилих перерізах, поперечні з'єднувальні елементи встановлено конструктивно з дроту діаметром 3 мм класу Вр-I. При цьому для надійної просторово-масової фіксації крок стрижнів на приопорних відрізках становить 15 см (150 мм), а в середній третині розрахункового прольоту збільшується до 20 см (200 мм). Монтажні поздовжні елементи прийняті з гарячекатаної сталі діаметром  $\varnothing 8$  А-I. Сукупність цих стрижнів інсталюється в єдиний силовий контур плоского зварного каркаса марки КР1, що стабілізує внутрішню структуру матеріалу ребра.

З метою локального підсилення та збереження цілісності опорних вузлів плити при передачі значних опорних реакцій, реологічні ліміти вимагають встановлення зварних сіток марки С2 у кількості 4 штук. Поперечне армування кожної сітки розраховано на сприйняття зрізувальних зусиль за формулою:  $Q = 0,2A_{sp}R_s = 0,2 \cdot 2,26 \cdot 68 = 30,7 \text{ кН}$  що спрощує подальший

дефектоскопічний моніторинг опорних вузлів та запобігає локальному зминанню бетону.

Кінцеві ділянки поздовжніх ребер у зоні анкерування напруженої арматури підсилюються додатковим непрямым армуванням у формі гнутих зварних сіток С2, виконаних із дроту класу  $\text{Ø}4\text{Вр-I}$  із кроком поперечних стрижнів 100 мм. Довжина зони встановлення цих сіток за тектонічним регламентом становить не менше ніж:  $15d=15*12=180\text{мм}$  де  $d=12$  мм - номінальний діаметр робочих напружуваних стрижнів. Це забезпечує надійне об'єднання в монолітну тектонічну систему металу та бетону.

Для покращення монолітності стикових зон поздовжніх та торцевих поперечних ребер у кутових відсіках плити передбачається інсталяція кутових сіток марки С3, зігнутих під кутом  $90^\circ$  з арматурного дроту класу  $\text{Ø}4\text{Вр-I}$ . Довжина анкерування кожної полиці кутової сітки в обидва боки від лінії стику становить 350 мм, що підвищує загальний опір реологічній втомі вузлових елементів.

Локальні розширення (вуги) плити армуються додатковими плоскими сітками марок С4 та С5, виготовленими з дроту класу  $\text{Ø}3\text{Вр-I}$ . В кутових опорних зонах для надійної просторово-масової фіксації плити на кроквяних балках та її включення у сукупну роботу покриття розміщують металеві закладні деталі марок М1 та М1н, які приварюються до робочого каркаса та забезпечують стабільність і збереження енерго-матеріального гомеостазу всієї конструктивної системи покриття.

### 3. Техніко-економічний розділ

#### 3.1 Тектонічне моделювання та вибір монтажних кранів за механічними параметрами та економічною доцільністю

Фізико-механічна консолідація та інсталяція дискретних тектонічних блоків у єдиний силовий контур вимагає залучення вантажопідіймального обладнання (одного або кількох монтажних кранів). Їхній вибір підпорядковується тектонічному регламенту і здійснюється на основі морфометричного аналізу геометричних та масових характеристик монтованих елементів. До ключових розрахункових параметрів самохідних стрілових кранів відносять: необхідну висоту підйому гака  $H_m$  для конкретної архітектурно-конструктивної формації, потрібну масу вантажу (монтажну вагу)  $Q$  та розрахункову довжину стріли крана  $L$ .

Морфометричний розрахунок потрібної висоти підйому вантажного гака.

Необхідна висота підйому вантажного гака для просторово-масової фіксації будь-якого елемента в межах тектонічного масиву розраховується за формулою:

$$H_k = h_0 + h_z + h_e + h_{cm}$$

де:  $h_0$  - вертикальна відстань від рівня стоянки монтажного крана до відмітки опорної поверхні, на яку позиціонується елемент;

$h_z$  - гарантоване перевищення нижнього торця монтованого вертикального елемента над рівнем опорного вузла перед його остаточним опусканням (приймається в межах від 0,5 до 1,0 м);

$h_e$  - висота (або товщина) самого монтованого блока, що визначається за специфікацією елементів фізико-механічного кістяка;

$h_{cm}$  - конструктивна висота вантажозахватного оснащення (стропів, траверс, зачепів).

Розрахунок необхідної вантажопідйомності монтажного обладнання

Потрібна вантажна спроможність крана на розрахунковому вильоті стріли визначається з умов збереження статичної та запобігання тектонічному колапсу системи за формулою:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4$$

де:  $q_1$  - власна маса (вага) монтованого залізобетонного блока;

$q_2$  - вага стропів, зачепів та інших вантажозахватних засобів;

$q_3$  - маса жорстких траверс та рамних пристосувань;

q4 - сукупна вага допоміжного тимчасового оснащення (монтажних риштувань, розчалок, кондукторів тощо).

Довжина стріли розраховується за параметрами того елемента, який вимагає максимальної висоти підйому вантажного гака для забезпечення його просторово-масової фіксації. Енергетичний баланс диктує вибір оптимального кута нахилу стріли до горизонтальної площини:  $\alpha=75^\circ$  (або в межах  $70^\circ \dots 80^\circ$ ).

Довжина стріли обчислюється за формулою:

$$L_c = \frac{H_K + h_n + h_c}{\sin \alpha}$$

Виліт вантажного гака (стріли) визначається як:

$$L_K = L_c \cdot \cos \alpha + d$$

Розрахункові шаблони за типами тектонічних елементів:

Вертикальні опорні колони:

$$Q_2^{nom} = 12,1 + 0,24 + 0,11 + 0,12 + 0,06 = 12,63m;$$

$$H_2^{nom} = 0 + 0,5 + 16,95 + 1 = 18,45m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{16,95 - 1,5 + 0,5 + 1 + 2}{\sin 75^\circ} = 19,62m$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 19,62 \cos 75^\circ + 1,5 = 6,58m;$$

Поздовжні балки крану:

$$Q_2^{nom} = 4,2 + 0,39 = 4,59m;$$

$$H_2^{nom} = 11,85 + 0,5 + 0,6 + 2,8 = 15,75m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{11,85 - 1,5 + 0,5 + 0,6 + 2,8 + 1,5}{\sin 75^\circ} = 16,88m$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 16,88 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 5,87m;$$

Низхідні фундаментні балки:

$$Q_2^{nom} = 0,7 + 0,01 = 0,71m;$$

$$H_2^{nom} = 0 + 0,5 + 0,45 + 2 = 2,95m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{0 - 1,5 + 0,45 + 0,5 + 2 + 1,5}{\sin 75^\circ} = 3,05m$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 3,05 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 2,29m;$$

Стінові огорожувальні панелі:

$$Q_2^{nom} = 1,3 + 0,1 = 1,4m;$$

$$H_2^{nom} = 15,75 + 0,2 + 1,2 + 2 = 19,15m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{15,75 - 1,5 + 0,5 + 1,2 + 2 + 1,5}{\sin 75^\circ} = 19,83 \text{ м}$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{ui} = 19,83 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 6,63 \text{ м};$$

Дискові плити покриття:

$$Q_2^{nom} = 2,3 + 0,53 = 2,83 \text{ м};$$

$$H_2^{nom} = 15,6 + 2,95 + 0,5 + 0,3 + 1,6 = 20,95 \text{ м};$$

$$h_0 = H_m + O_2 - h_{ui} = 15,6 + 2,95 + 0,5 - 1,5 = 17,55 \text{ м}$$

$$l_0 = \frac{l_k}{2} + \frac{b_n}{2} + O_1 = 6/2 + 0,25/2 + 1 = 4,13 \text{ м}$$

Розрахунок довжини стріли за умов монтажу на мінімальному вильоті  
Оптимальний кут нахилу стрілового обладнання до горизонту  
приймається рівним

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{\frac{h_0}{l_0}} = 2,06$$

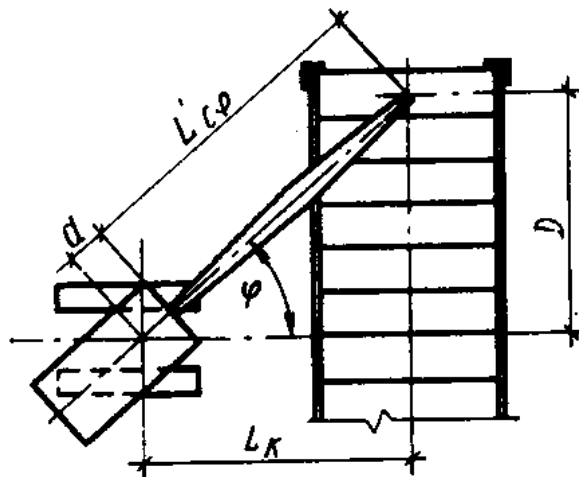
$$\alpha = 64,11^\circ$$

Довжина стрілового профілю обчислюється за виразом:

$$L_c^{nom} = l_0 / \cos \alpha + h_0 / \sin \alpha = 4,13 / \cos 64,11^\circ + 17,55 / \sin 64,11^\circ = 28,97 \text{ м}$$

Проекція стрілового обладнання на горизонтальну площину  
становить:

$$l_c^{nom} = L_c^{nom} \cos \alpha = 28,97 \cos 64,11^\circ = 12,65 \text{ м}$$



Необхідний виліт вантажного гака (стріли) визначається як:

$$l_6^{nom} = l_c - l_{ui} = 12,65 - 1,5 = 11,15 \text{ м}$$

— горизонтальна відстань від осі обертання крана до осі п'яти стріли.

Розрахунок геометричних параметрів при монтажі кількох елементів з однієї стоянки

У разі просторово-масової фіксації групи елементів без переміщення опорної бази крана, відстань від поздовжньої осі руху (проходки) крана до поздовжньої осі найбільш віддаленої плити покриття обчислюється за формулою:

$$Y = \frac{l}{2} + \frac{b_{nl}}{2} = 30/2 + 3/2 = 16,5\text{ м}$$

де  $l$  - номінальний проліт будівлі.

Кут повороту стрілового обладнання від поздовжньої осі проходки крана до геометричного центра найбільш віддаленого дискретного тектонічного блока (плити):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Y}{l_c} = \frac{16,5}{12,65} = 1,3$$

$$\varphi = 52,43^\circ$$

Оскільки монтаж крайніх елементів архітектурно-конструктивної формації вимагає підвищеного радіуса дії, спочатку розраховуємо виліт подовженого стрілового профілю:

$$l_e^{nom} = \frac{l_e^{nom}}{\cos \varphi} = \frac{11,15}{\cos 52,43^\circ} = 18,29\text{ м}$$

Проекція подовженої стріли на горизонтальну площину:

$$l_{cn} = l_e^{nom} - l_{uu} = 18,29 - 1,5 = 16,79\text{ м}$$

$$\operatorname{tg} \varphi \alpha = \frac{h_0 + h_2 - \Delta h}{l_{cn}} = \frac{17,55 + 3,3 - 3}{16,79} = 1,06$$

$$\varphi \alpha = 46,67^\circ$$

$$\Delta h = \left( \frac{l_{np}}{2} - b_{nl} \right) i = \left( \frac{30}{2} - 3 \right) \cdot 0,25 = 3\text{ м}$$

$$h_2 = 1,5 + 2 + 0,3 + 1 - 1,5 = 3,3\text{ м}$$

Необхідна робоча довжина подовженого стрілового обладнання становить:

$$L_{cn}^{nom} = \frac{l_{cn}}{\cos \alpha \varphi} = \frac{16,79}{\cos 46,67^\circ} = 24,29\text{ м}$$

## Вантажопідйомні характеристики монтажних кранів і їх вибір

№ п/п	Елемент	Технічні параметри кранів				Марка крану
		$H_c^{ном}$	$Q_c^{ном}$	$l_c$	$L_c^{ном}$	
1.	Колони	18,45	12,63	6,58	19,62	СКГ – 30 КС-5263
2.	Підкранові балки	15,75	4,59	5,87	16,88	
3.	Ферми	22,65	18,45	7,6	23,45	СКГ – 40А КС – 6362
4.	Плити покриття	20,95	2,83	18,29	24,29	
5.	Стінові панелі	19,15	1,4	6,63	19,83	Э-1258Б
6.	Фундаментні балки	2,95	0,71	2,29	3,05	МКТ-6-45

### 3.2 Реологічно-економічна експертиза та обґрунтування вибору монтажного обладнання

Розрахунок витрат на фізико-механічну консолідацію елементів тектонічного масиву базується на визначенні собівартості механізованих процесів за класичною економіко-тектонічною залежністю:

$$C_0 = 1,08 \sum C_{м-зм.} \cdot T_{оч} + 1,5 \sum Z_{пл.}$$

де:  $C_{маш.-зм}$  - собівартість експлуатації крана кожного окремого типу за одну машино-зміну;

$\sum Z_{пл}$  - заробітна плата монтажної ланки, визначена за підсумками калькуляції працевитрат;

1,08 та 1,5 - нормативні коефіцієнти, що враховують загальнобудівельні накладні витрати.

$$C_{м-зм.} = \left( \frac{E}{T_{оч}} + A + C_{м.е} \right) \cdot 8$$

Складові частини розрахункового рівняння згідно з вимогами нормативів регламентують врахування таких факторів:

$E$  - одноразові витрати на транспортування крана до майданчика, збирання, розбирання, проведення пусконаладжувальних робіт та спорудження допоміжного інвентарю;

$A$  - річні амортизаційні відрахування, витрати на технічне обслуговування та підтримання механізмів у робочому стані;

$T_{оч}$  - тривалість залучення крана на об'єкті (визначена у робочих змінах);

8·Смаш.-год - погодинні експлуатаційні витрати, що включають витрати на проведення поточних ремонтів та регламентне обслуговування (за винятком капітального ремонту).

Порівняльний морфометричний аналіз проводиться для двох комплектів вантажопідіймального обладнання:

Для монтажу вертикальних опорних колон та поздовжніх підкранових балок:

Варіант 1: пневмоколісний кран типу КС-5363;

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{КС-5363}} = 34,71 \text{ грн}(202 - 1439)$$

Варіант 2: гусеничний кран типу СКГ-30.

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{СКГ-30}} = 36,86 \text{ грн}(202 - 1244)$$

Для встановлення кроквяних ферм покриття та дискових плит покриття:

Варіант 1: пневмоколісний кран типу КС-6362;

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{КС-6362}} = 45,82 \text{ грн}(202 - 1440)$$

Варіант 2: гусеничний кран типу СКГ-40А.

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{СКГ-40А}} = 44,83 \text{ грн}(202 - 1245)$$

Для інсталяції в єдиний силовий контур стінових панелей та підземних фундаментних блоків:

Варіант 1: пневмоколісний кран типу МКТ-6-45;

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{МКТ-6-45}} = 33,61 \text{ грн}(202 - 1438)$$

Варіант 2: гусеничний кран типу Э-125ВБ.

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{Э-125ВБ}} = 25,77 \text{ грн}(202 - 1243)$$

На основі зведених калькуляцій проведемо порівняльний розрахунок загальної собівартості механізованих робіт на об'єкті для обох конкурентних варіантів:

$$C_o^1 = 1,08(34,71 \cdot 273,96 + 45,82 \cdot 369,8 + 33,61 \cdot 480,11) + 1,5 \cdot 117549,49 = 222321,31 \text{ грн}$$

$$C_o^2 = 1,08(36,86 \cdot 273,96 + 44,83 \cdot 369,8 + 25,77 \cdot 480,11) + 1,5 \cdot 117549,49 = 218496,87 \text{ грн}$$

За результатами техніко-економічного аналізу з урахуванням реологічних умов будівельного майданчика до реалізації приймаємо комплект обладнання за Варіантом 2 (на основі гусеничних кранів СКГ-30, СКГ-40А та Э-125ВБ).

Питома собівартість улаштування залізобетонного об'єму конструкцій становить:

$$C=C/V=218496,87/1336,212=163,52 \text{ грн./м}^3$$

Питома трудомісткість монтажних робіт обчислюється за формулою:

$$q=Q/V= 6828,87/1870,452=5,11 \text{ люд.-год./м}^3$$

Порівняльний аналіз підтверджує, що обраний гусеничний комплект обладнання за Варіантом 2 забезпечує оптимальне збереження енерго-матеріального гомеостазу та раціональний розподіл капітальних витрат при зведенні будівлі.

### 3.3 Тектонічна оптимізація та вибір засобів горизонтального транспортування елементів

Тектонічний регламент та логістичне позиціонування об'єкта диктують виконання просторово-масової фіксації та інсталяції в єдиний силовий контур збірних залізобетонних елементів безпосередньо з тимчасового приоб'єктного складу матеріальних систем, розташованого в межах робочого радіуса дії монтажних кранів.

№	Транспортуємий елемент	Маса, т	Розміри, мм			Вид транспорт. засобу	Марка тягача	Вантажопід. т	Кільк.	Заг. маса, т
			L	B	H					
1.	Колони	12,1	14400	800	400	МАЗ-509А	ПП-12	25	2	24,2
		9,2	11850	700	400				2	18,4
		7,4	11850	700	400				3	22,2
		5,64	14100	400	400				4	22,56
		3,51	11700	400	300				7	24,57
2.		4,2	5950	600	1000	МАЗ-504В	УПР-1812	18	4	16,8
3.	Кроквяна ферма 30 м 24 м 18 м	16,7	30000	350	3450	КрАЗ-258	2ПФ-80	20	1	16,7
		11,2	23940	250	2950				1	11,2
		8,1	18000	240	3000				2	16,2
4.	Плити покриття	2,3	5970	2960	300	КРАЗ-258Е1	ПЛ-1724	16,5	7	16,1
5.	Фундаментні балки	0,7	5050	150	450	ЗИЛ-130Б1	У-80	7,6	10	7
6.	Стінові панелі	1	6000	200	1200	МАЗ-504БВ	НАМИ-790Б	13	13	13
		1,3	6000	200	1800				10	13

## 4. Розділ технології будівництва

### 4.1 Реологічно-тектонічний регламент та технологічна карта зведення фізико-механічного кістяка споруди

Дана технологічна карта є основним реологічно-технічним регламентом, що визначає сувору послідовність просторово-масової фіксації та фізико-механічної консолідації збірних елементів при формуванні одноярусної залізобетонної архітектурно-конструктивної формації. Межі застосування карти охоплюють монтаж і тимчасове кріплення дискретних тектонічних блоків у складі єдиного несучого кістяка, а також розробку методів забезпечення стійкості конструкцій на всіх етапах будівництва.

### 4.2 Реєстр та морфометричні характеристики дискретних тектонічних блоків

Виходячи з вихідного реологічного регламенту, альбомів робочих креслень, офіційних каталогів серійних індустриальних конструкцій та довідкових фізико-механічних даних, формується систематизована специфікація дискретних тектонічних блоків, призначених для послідовної інсталяції в єдиний силовий контур будівлі.

*Специфікація збірних елементів*

№ п/п	Назва елементів	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м.			Об'єм, м <sup>3</sup>		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	ЗК132-6 2К108-4	36 30	14,4 11,85	0,8 0,7	0,4 0,4	4,84 2,96	174,24 88,8	12,1 7,4	435,6 222
2	Колона середнього ряду	9К108-1	15	11,85	0,7	0,4	3,68	55,2	9,2	138
3	Фахверкова колона	ЗКФ141-1 2КФ117-1	6 12	14,1 11,7	0,4 0,4	0,4 0,3	2,26 1,4	13,56 16,8	5,64 3,51	33,84 42,12
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ 6-4с	84	5,95	0,6	1	1,66	139,44	4,2	352,8
5	Кроквяна ферма 30 м	ФС-30-18	15	30	0,35	3,45	6,7	100,5	16,7	250,5
6	Кроквяна ферма 24 м	ФС-24-18	18	23,94	2,95	0,25	4,47	80,46	11,2	201,6
7	Кроквяна ферми 18 м	ФП18	15	18	3	0,24	3,2	48	8,1	121,5
8	Плити покриття 6 м	ПНП-20-24	336	5,97	2,96	0,3	1,07	359,52	2,3	772,8
9	Фундаментні балки 6м	ФБ6-41	50	5,05	0,15	0,45	0,27	13,5	0,7	35
10	Стінові панелі 6×1,2 м	ПС-6-2	558	6	0,2	1,2	0,4	223,2	1,0	558
11	Стінові панелі 6×1,8 м	ПС-6-3	6	6	0,2	1,8	0,52	3,12	1,3	7,8
12	Стійки воріт	СВ – 4,8	12	4,8	0,4	0,4	0,576	6,912	1,44	17,28
13	Ригелі воріт	РВ-6	6	6	0,4	0,7	2,16	12,96	5,4	32,4
Всього			1199				1336,212		3221,24	

### **4.3 Морфометричний аналіз та визначення обсягів робіт із просторово-масової фіксації**

Виходячи з параметрів, задекларованих у вихідному тектонічному регламенті, розраховується сукупний обсяг робіт із монтажу елементів. Зведені результати математичного обліку реєструються у формі аналітичної таблиці.

При оцінці енергетичного потенціалу та кількісних параметрів фізико-механічної консолідації необхідно комплексно враховувати супутні та допоміжні процеси, що забезпечують монолітність і перешкоджають реологічній втомі вузлів спряження:

- інсталяцію та замонолічування вертикальних опорних колон у порожнинах фундаментних стаканів дрібнозернистим бетонним розчином;
- фізико-механічну консолідацію та замонолічування стикових проміжків підземних фундаментних балок;
- електрозварювання металевих закладних деталей у вузлах спряження підкранових балок з колонами;
- високоміцне зварювання опорних з'єднань кроквяних ферм та дискових плит покриття для створення надійного замкнутого силового контуру;
- заливку та герметизацію швів огороджувального стінового масиву пружними еластичними мастиками та розчинами.

У зведеній відомості обсягів робіт також належить у повному обсязі відобразити операції з первинного розвантаження та логістичного позиціонування дискретних тектонічних блоків, які постачаються на будівельний майданчик. Це є необхідною умовою для стабілізації внутрішньої структури матеріалу, підтримання збереження енерго-матеріального гомеостазу та запобігання тектонічному колапсу на етапі зведення архітектурно-конструктивної формації.

№ п/п	Назва робіт	Одиниці виміру	Формула підрахунку	Для збірних елементів	
				Маса, т	Обсяг, м <sup>3</sup>
1	Монтаж колон				
	Крайнього ряду 2К108-4	шт.	30	222	88,8
	3К132-6	шт.	36	432,6	174,24
	Середнього ряду 9К108-1	шт.	15	138	55,2
	Фахверкових 3КФ141-1	шт.	6	33,84	13,56
	2КФ117-1	шт.	12	42,12	16,8
2	Заробка стиків колон з фундам.	шт.	99	—	—
3	Монтаж підкранових балок 6м	шт.	84	352,8	139,44
4	Електрозварювання стиків підкранових балок з колонами	пм	$1,1 \cdot 84 = 92,4$	—	—
5	Монтаж кроквяних				
	Ферм 30м	шт.	15	250,5	100,5
	Ферм 24м	шт.	18	201,6	80,46
	Ферм 18м	шт.	15	121,5	48
6	Електрозварювання стиків кроквяних ферм з колонами	пм	$1,5 \cdot 48 = 72$	—	—
7	Монтаж плит покриття 6м	шт.	336	772,8	359,52
8	Електрозварювання плит покриття з фермами	пм	$0,25 \cdot 336 = 84$	—	—
9	Заробка стиків плит покриття	пм	$N = (a + b) \cdot n + P/2 = (6 + 3) \cdot 336 + 336/2 = 3192$	—	—
10	Монтаж стінових панелей 6×1,2 м	шт.	558	558	223,2
	6×1,8 м		6	7,8	3,12
11	Електрозварювання стінових панелей з колонами	пм	$0,2 \cdot 564 = 112,8$	—	—
12	Заробка швів стінових панелей	пм	$M = a \cdot n + P = 3720$ - внутрішні $M = (a + b) \cdot n + P = 4400,4$ - зовн.	—	—
13	Монтаж фундам. балок 6 м	шт.	50	35	13,5
14	Монтаж стійок воріт	шт.	12	17,28	6,91
15	Монтаж ригелів воріт	шт	6	32,4	12,96
16	Електрозварювання ригелів зі стійками	пм	$0,6 \cdot 6 = 36$	—	—
17	Розвантаження ЗБК	т	4104,02	—	—

#### 4.4 Розрахунок потреби у речовинних ресурсах, сировинних сумішах та конструктивних виробах

На підставі детального морфометричного аналізу обсягів робіт та вимог діючого тектонічного регламенту (ДБН) складається детальна калькуляційна відомість витрат базових сировинних матеріалів, композитних єднальних розчинів і дискретних тектонічних блоків, а також формується зведена кумулятивна відомість сумарної потреби в енерго-матеріальних ресурсах споруди.

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потреб. матер.	Од вим	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-4	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 4т	100шт	0,12	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,296 0,017 0,3 9,7	12 0,03552 0,00204 0,036 1,164
2	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100шт	0,06	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,377 0,022 0,3 13,8	6 0,02262 0,00132 0,018 0,828
3	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 8т	100шт	0,3	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,024 0,32 14,8	30 0,1332 0,0072 0,096 4,44
4	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт	0,15	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,026 0,32 17,2	15 0,0666 0,0039 0,048 2,58
5	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15т	100шт	0,36	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,026 0,35 18	36 0,15984 0,00936 0,126 6,48
6	7-9-10	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,52	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	52 0,9412 0,1716
7	7-12-9	Укладання ферм прогоном 18 м	100шт	0,15	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 2,52	15 0,024 0,378
8	7-12-15	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,18	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,15 2,52	18 0,0288 0,4536
9	7-12-29	Укладання ферм прогоном 30 м масою до 25т	100шт	0,15	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	15 0,024 0,528
10	7-13-8	Укладка плит покриття довжиною до 7 м, площею до 20 м <sup>2</sup>	100 шт.	3,36	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт. вироби -бетон -розчин	шт. т м <sup>2</sup> т м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,0254 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	336 0,085344 188,832 0,0672 201,6 1,45152 0,4032 28,56 0,672
11	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м <sup>2</sup>	100шт	5,58	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	558 0,558 1,116
12	7-16-3	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею більш 10м <sup>2</sup>	100шт	0,06	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	6 0,006 0,012

13	7-1-15	Монтаж фундаментних балок довжиною 6м	100шт	0,5	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	100шт т т т м <sup>3</sup> м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	50 0,00138 0,0005 0,00467 0,03 2,825 1,525 0,21
14	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	44	-розчин	м <sup>3</sup>	0,84	36,96

#### 4.5 Калькуляція питомої потреби у речовинних ресурсах для спряження дискретних тектонічних блоків

Калькуляційний розрахунок потреби в матеріальних ресурсах проводиться диференційовано за окремими конструктивними ярусами та елементами споруди. Мета даного аналізу — забезпечення умов бездефектного зведення будівлі, збереження енерго-матеріального гомеостазу та запобігання тектонічному колапсу під дією розрахункових експлуатаційних зусиль.

##### *Відомість потреби матеріалів*

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
	Колони	шт.	99
	Підкранові балки	шт.	84
	Кроквяні конструкції	шт.	48
	Плити покриття	шт.	336
	Фундаментні балки	шт.	50
	Стінові панелі	шт.	564
	Ригелі воріт	шт.	6
	Сійки воріт	шт.	12
	Бетон	м <sup>3</sup>	45,557
	Розчин	м <sup>3</sup>	37,842
	Монтажні вироби	т	5,974
	Прокат	т	0,41778
	Проволока	т	0,08584
	Електроди	т	1,03942
	Лісоматеріали	м <sup>3</sup>	1,80552
	Щити	м <sup>2</sup>	2,825
	Руберойд	м <sup>2</sup>	188,832
	Солідол	т	0,00467
	Цвяхи	т	0,00138
	Рогожа	м <sup>2</sup>	201,6

#### **4.6 Морфометричний аналіз трудомісткості та калькулювання витрат на оплату праці при фізико-механічній консолідації елементів**

Калькулювання трудомісткості та суміжних фінансових витрат на оплату праці виступає базисним інструментом для виконання комплексної оцінки енергетичного потенціалу будівництва та проведення техніко-економічних розрахунків. Даний аналіз є вихідним фундаментом для формування календарного регламенту виконання робіт, який може моделюватися у вигляді лінійних графіків, циклограм або сіткових моделей розподілу сил і ресурсів.

При розробці калькуляційного реєстру працевитрат реологічні ліміти вимагають максимально повного охоплення всіх технологічних етапів зведення архітектурно-конструктивної формації. Зокрема, калькуляція повинна детально враховувати первинне логістичне позиціонування (розвантаження) дискретних тектонічних блоків, електрозварювальні роботи для інсталяції елементів у єдиний силовий контур, улаштування та подальше демонтування допоміжних риштувань, кондукторів та інших засобів просторово-масової фіксації.

Облік трудових та фінансових витрат здійснюється за стандартизованими формами будівельної індустрії на основі діючих збірників ЕНиР та ДБН. Структура даного калькуляційного документа акумулює в собі детальний морфометричний опис та обсяг будівельно-монтажних процесів, регламентовані норми часу (трудомісткість) для кожного окремого етапу, сукупні трудовитрати, фінансові витрати на реалізацію намічених обсягів та оптимальний чисельно-кваліфікаційний склад ланки виконавців.

Калькуляція формується на весь обсяг тектонічного масиву за встановленою формою 1, акумулюючи в собі повний спектр працевитрат та фінансових ресурсів для надійного зведення фізико-механічного кістяка споруди, підвищення опору реологічній втомі конструкцій та збереження загального енерго-матеріального гомеостазу системи.

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ п/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНУР	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.	Заробіт-на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 4т масою до 6т масою до 8т масою до 10т масою до 13т	1-5	100т	0,42	<u>4,6</u>	77,30	<u>1,93</u>	32,47	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
				0,34	2,3	63,86	0,97	21,71	
				2,22	<u>3,8</u>	57,14	<u>1,29</u>	126,85	
				1,38	1,9	53,78	0,65	74,22	
				4,36	<u>3,4</u>	50,42	<u>7,55</u>	219,83	
2.	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 4т масою до 6т масою до 8т масою до 10т масою до 15т масою до 20т масою до 25т	4-1-4	шт.	12	<u>4,3</u>	83,45	<u>51,6</u>	1001,40	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
				6	0,86	106,73	10,32	640,38	
				30	<u>5,5</u>	116,44	<u>33</u>	3493,20	
				15	1,1	135,84	6,6	2037,60	
				36	<u>6</u>	174,65	<u>180</u>	6287,40	
3.	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	100м <sup>2</sup>	0,15	8,2	137,80	1,23	20,67	Бетонник 2р-1
				15,49	<u>0,58</u>	9,74	<u>8,98</u>	144,68	
		1-6	м <sup>2</sup>	99	0,29	23,59	118,8	2335,41	Таке-лаж-ник 2р-2
		4-1-25	1стик		1,2				Монтажник 4р-1 3р-1

850,88 16435,84  
157,35

Норма часу на влаштування 1 колони:  $N_c = 850,88/99 = 8,59$  люд.-год.  
 $P = 16435,84/99 = 166,02$  грн.

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ п/п	Назва робіт	Обґрунт по ЕНП	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу <u>люд.год.</u> <u>маш.год</u>	Розцінка грн.	Труд-ть <u>люд.год</u> <u>маш.год</u>	Зар. плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження підкранових балок краном масою до 5т	1-5	100т	3,53	$\frac{4,2}{2,7}$	70,58	$\frac{14,83}{7,41}$	249,15	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6 п.3	1ел.	84	$\frac{6,5}{1,3}$	126,14	$\frac{546}{109,2}$	10595,76	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків	22-1-6	10п.м	9,24	2,5	52,1	23,1	481,40	Електрозв. 4р-1
							<u>583,93</u>	<u>11326,31</u>	
							116,61		

Норма часу на 1 елемент:  $N_1=583,93/84=6,95$  люд.-год.  
 $P=11326,31/84=134,84$  грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ п/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниц. виміру	Кільк.	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження ферм краном з розкладкою в касети масою до 18т до 13т до 10т	1-5	100т	2,51	<u>2,8</u> 1,4	47,05	<u>7,03</u> 3,51	118,10	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
				2,02	<u>3</u> 1,5	50,42	<u>6,06</u> 3,03	101,85	
				1,22	<u>3,2</u> 1,6	53,78	<u>3,9</u> 1,95	65,61	
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 30м прогоном 24м	4-1-5 Пр-1	шт.	15	<u>20,4</u> 3,4	476,69	<u>306</u> 51	7150,35	Монтажн. 6р-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електрозв. 5р-1 Машиніст 6р-1
				18	<u>16,8</u> 2,8	350,11	<u>302,4</u> 50,4	6301,98	
3	Улаштування ферм у проектне положення краном довжиною 18м 24м 30м	4-1-6	1ел	15	<u>8</u> 1,6	166,72	<u>120</u> 24	2500,80	Монтажн. 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
				18	<u>9,5</u> 1,9	197,98	<u>171</u> 34,2	3563,64	
				15	<u>11</u> 2,2	229,24	<u>165</u> 33	3438,60	
4	Електрозварювання стиків кроквяних ферм з колонами	22-1-6	10м.п. шва	7,2	2,5	52,1	18	375,12	Електроз. 4р-1
5	Розвантаження плит краном з розкладкою в касети масою до 3т	1-5	100т	7,73	<u>5,4</u> 2,7	90,75	<u>41,74</u> 20,87	701,50	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 20 м <sup>2</sup>	4-1-7	1ел	336	<u>1,2</u> 0,3	22,15	<u>403,2</u> 100,8	8450,40	Монтажн. 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з ферм	22-1-6	10м шва	8,4	2,5	52,1	21	437,64	Електр. 4р-1
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2 П.7.9	шт.	96	<u>0,37</u> 0,18	7,27	<u>35,52</u> 17,28	697,92	Монтажн. 4р-2,3р-1
				96	<u>0,62</u> 0,31	12,19	<u>59,52</u> 29,76	1170,24	
				шт.					
							<u>1660,37</u> 369,8	35073,75	

Норма часу на 1елемент ЗБК:  $N_n = 1660,37/384 = 4,32$  люд.-год.  
 $P = 35073,75/384 = 91,34$  грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ п/п	Назва робіт	Об'єкт по ЕНУР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Заплата грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 1т масою до 1,5т	1-5	100т	5,58 0,08	$\frac{12}{6,1}$ $\frac{8,8}{4,4}$	201,66 147,88	$\frac{66,96}{34,04}$ $\frac{0,7}{0,35}$	1125,26 11,83	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення краном, площа панелі до 10 м <sup>2</sup> до 15 м <sup>2</sup>	4-1-8	шт.	558 6	$\frac{3}{0,75}$ $\frac{4}{1}$	90,75 78,63	$\frac{1674}{418,5}$ $\frac{24}{6}$	50638,50 471,78	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6 т.2	10м.п. шва	11,28	2,5	52,1	28,2	587,69	Електрозв. 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою в касети масою до 1т	1-5	100т	0,35	$\frac{12}{6,1}$	201,66	$\frac{4,2}{2,14}$	70,55	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення масою до 1,5т	4-1-6 т.2	1ел	50	$\frac{1,1}{0,22}$	21,35	$\frac{55}{11}$	1067,50	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт: масою до 1,5т до 6т	Е1-5	100т	0,17 0,32	$\frac{8,8}{4,4}$ $\frac{3,8}{1,9}$	147,88 63,86	$\frac{1,5}{0,75}$ $\frac{1,22}{0,61}$	25,14 20,44	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	Е4-1-6	1 ел.	6 12	$\frac{2,8}{0,56}$ $\frac{1,4}{0,28}$	58,35 27,17	$\frac{16,8}{3,36}$ $\frac{16,8}{3,36}$	350,10 326,04	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	52,1	0,9	18,76	Електрозв. 4р-1

1890,28 54713,59  
480,11

Норма часу на 1елемент:  $N_n = 1890,28/632 = 2,99$  люд.-год.  
 $P = 54713,59/632 = 86,57$  грн.

*Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями*

№ п/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНУР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
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	440,04	2,7	56,27	1188,11	24761,05	Монтажник 4р-1
2	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	372	1,22	25,42	453,84	9456,24	Монтажник 4р-1
							1641,95	43915,31	

Норма часу на 10 п.м. шва:  $N_1=1641,95/812,04= 4,41$  люд.-год.  
 $P=34217,29/812,04=91,98$  грн.

*Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття*

№ п/п	Назва робіт	Обґрунт. т. по ЕНУР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Приймання бетону з кузова автосамоскида у баддю	4-1-54	100м <sup>3</sup>	0,29	8,2	137,80	2,38	39,96	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м <sup>3</sup>	28,56	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>71,4</u> 34,27	1199,81	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонним розчином	4-1-19	100м шва	31,92	4	78,63	127,68	2509,87	Монтажник 4р-1 3р-1
							<u>201,46</u> 34,27	3749,64	

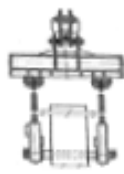
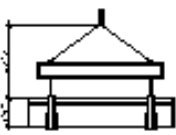
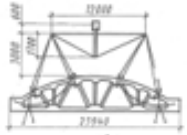
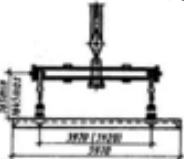
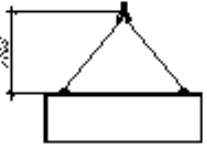
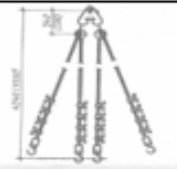
Норма часу на 100 м шва:  $N_1=201,46/31,92= 6,31$  люд.-год.  
 $P=3749,64/31,92=117,47$  грн.


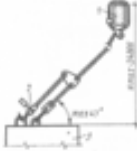

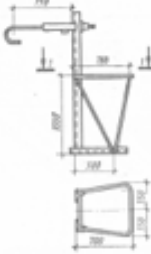



#### 4.7 Обґрунтування та добір допоміжного монтажного устаткування і засобів просторово-масової фіксації

Монтажні пристрої та допоміжне інвентарне оснащення за своєю морфологічною структурою та технологічним призначенням диференціюють на три основні категорії:

- засоби зачеплення та вантажозахоплення для підйому, просторового переміщення та подальшої інсталяції дискретних тектонічних блоків у єдиний силовий контур будівлі;
- пристосування для тимчасового підсилення, просторово-масової фіксації та морфометричного контролю положення елементів у просторі перед їхньою остаточною фізико-механічною консолідацією;
- супутні захисно-технологічні конструкції (інвентарні риштування, підвісні робочі майданчики, переставні підмостки, драбини та огороження).

*Відомість монтажних пристосувань*

№ п/п	Назва монтуюмих елементів	Вага, т	Ескіз	Назва монтажних пристосувань	характеристика		
					Вантажність	Вага, т	Розрахункова висота, м
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Колони	3,51 5,64 7,4 9,2 12,1		Траверса, ПІ Промстальконструкція 20527М-13	16	0,24	1
2	Підкранові балки	4,2		Траверса, ПК Главстальконструкція, 185	5	0,39	2,8
3	Установка кроквяних ферм прольотом 18, 24, 30 м	16,7		Траверса, Промстальконструкція 15946р-11	25	1,75	3,6
4	Вкладання плит покриття 3х6м	2,3		Траверса, ПІ Промстальконструкція, 2006-78	4	0,53	1,6
5	Установлення стінових панелей довжиною 6 м	1 1,3		Траверса, ПІ Промстальконструкція 15946-10	2,5	0,1	2
6	Монтаж фундаментних балок	1,5		Строп, чотирьох гілковий ПІ Промстальконструкція, 21059М-28	3	0,01	2

1	2	3	4	5	6	7	8
7	Вивірка та тимчасове кріплення колон в стакан фундаменту	-		Клиновий вкладиш, ЦНІІОМТП, №7	-	0,01	-
8	Тимчасове кріплення колон, ферм, балок	-		Розчалка, ПІ Промстальконструкція, 2008-09	-	0,1	-
9	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Навісна площадка з підвісною дробиною, ПК Главстальконструкція, 229	-	0,12	-
10	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Навісна люлька, ПІ Промстальконструкція, 21059М	0,1	0,06	-
11	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Приставна драбина з майданчиком	-	0,11	-
12	Підйом робочих, інструментів та матеріалів при монтажі стінових панелей	-		Люлька (ПІ Промстальконструкція, №4533)	0,5	-	-
13	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Тимчасове огороження, ПІ Промстальконструкція, 4570Р-2	-	-	-

#### **4.8 Технологічні методи просторово-масової інсталяції окремих конструкцій**

Тектонічне позиціонування вертикальних колон одноярусних споруд

Просторово-масова інсталяція вертикальних колон одноярусних споруд у проектне положення реалізується на основі закономірностей розподілу мас методом кутового обертання у вертикальній площині з попереднім розкладанням (тектонічним позиціонуванням) цих дискретних блоків безпосередньо у місцях встановлення або з їх безперебійною подачею під вантажний гак із транспортних засобів.

З урахуванням реологічних лімітів та маси конструкцій, залізобетонні колони вагою до десяти тон стропують фрикційними захватними пристроями, тоді як масивніші елементи вимагають залучення штирових замкових систем стропування для надійного збереження статичності під час підйому. Трансформація просторового положення колон у вертикальне орієнтування здійснюється способами чистого обертання або керованого ковзання опорного башмака:

Метод чистого обертання: передбачає синхронне поздовжнє переміщення монтажного крана вздовж поздовжньої осі колони із одночасним поворотом елемента навколо нижнього опорного ребра (башмака) під дією зусилля вантажного гака. При цьому нижній торець колони жорстко утримується від зсуву в горизонтальній площині, що стабілізує внутрішню структуру матеріалу та запобігає виникненню динамічних перенапружень у точці опори.

Метод ковзання: полягає в тому, що при незмінному просторовому положенні стріли крана і виключно вертикальному підйомі гака вгору, опорний башмак колони примусово переміщується у бік кранової установки по спеціально облаштованому накочувальному колійному треку на монтажному візку. Це обмежує виникнення неконтрольованих інерційних сил та забезпечує плавний опір реологічній втомі матеріалу конструкцій.

Метод обертання стріли: ґрунтується на тому, що стрілове обладнання нерухомого монтажного крана здійснює керований поворот у вертикальній площині у бік опорного башмака, тоді як низ колони залишається статично нерухомим. Сама кранова машина під час підйому та позиціонування не змінює точки своєї стоянки, перебуваючи на радіусі дії (вильоті стріли) від геометричної точки стропування та опорного стику, що дозволяє

безперешкодно інсталювати колону у фундаментний стакан при заданому вильоті стріли.

Тектонічне позиціонування поздовжніх підкранових

Перед початком просторово-масової фіксації та підйому ці горизонтальні елементи укладають на приоб'єктному складі паралельно до їхнього майбутнього проектного положення на мінімальній відстані від вертикальних опорних колон. Великогабаритні балки зі значною гравітаційною масою раціонально інсталювати в єдиний силовий контур безпосередньо з транспортних засобів («з коліс»), що оптимізує енергетичний баланс монтажного майданчика та виключає зайві перевантажувальні операції.

Під час вертикального переміщення балочний елемент утримують за допомогою гнучких пенькових відтяжок; це запобігає виникненню неконтрольованих коливань, повністю виключає ризик ударних динамічних впливів на вертикальний кістяк колон і дозволяє плавно коригувати просторовий розворот конструкції.

Після позиціонування балки на опорних консолях колон виконують морфометричний аналіз (інструментальну перевірку за допомогою будівельного рівня та нівеліра) для контролю відповідності верхньої горизонтальної площини проектній позначці та розбивочним осям (рискам), нанесеним на колони. Збіг геометричної поздовжньої осі балки з проектним вектором регулюють шляхом локального горизонтального переміщення її торцевих ділянок.

Демонтаж вантажозахватних стропів з балки дозволяється виключно після улаштування та фіксації страхувального каната, що забезпечує стабільність та захист від випадкових зміщень.

Остаточне високоміцне зварювання вузлів і замонолічування стиків здійснюють після завершення процесів монтажу, геодезичного морфометричного аналізу та перевірки напружено-деформованого стану всіх балок у межах розрахункового прольоту або ділянки тектонічного масиву, обмеженої температурним швом. Це гарантує надійне об'єднання елементів у монолітну тектонічну систему та створює високий опір реологічній втомі стикових вузлів.

Тектонічне позиціонування кроквяних та підкроквяних ферм і балок покриття

Підготовчий цикл перед просторово-масовою фіксацією кроквяних елементів у єдиний силовий контур будівлі об'єднує такі процеси: укрупнювальне складання (якщо це диктує геометричний параметр), тимчасове оснащення конструкцій навісними люльками і драбинами, стропування, кутовий розворот поперек прольоту, а також улаштування тимчасових кріпильних розпірок (або розчалок), монтажних відтяжок та страхувального каната.

З метою збереження умов безпеки праці та уникнення аварійних зміщень, страхувальний металевий канат натягують уздовж ферми вище її нижнього пояса. Цей елемент є необхідним для безпечного переміщення монтажників по конструкції під час розстроплення та виконання наступних зварювальних операцій на висоті.

Морфометричний аналіз та контроль точності позиціювання кроквяної ферми здійснюють шляхом суворого суміщення розбивочних осей (геометричних рисок) на опорному вузлі ферми та на оголовках колон.

Підкроквяні дискретні тектонічні блоки (балки та ферми) найчастіше інсталиують в одному технологічному потоці з підкрановими балками або безпосередньо після їх укладання, використовуючи ту саму опорну стоянку монтажного крана.

Під час фізико-механічної консолідації кроквяних та підкроквяних систем, монтажники та зварювальники мають перебувати безпосередньо у зонах опорних вузлів. Для забезпечення їхньої стійкості та стабільності робочих операцій тектонічний регламент вимагає використання інвентарних підмостей різного типу та переставних драбин із захищеними майданчиками. Це запобігає виникненню небажаних динамічних впливів, які можуть призвести до порушення суцільності швів у процесі зварювання, забезпечує надійний опір реологічній втомі матеріалу та виключає тектонічний колапс вузла.

Просторово-масова фіксація дискових плит перекриття та покриття

У багатоярусних каркасних архітектурно-конструктивних формаціях первинні дискові плити перекриття монтують із залученням тих самих інвентарних монтажних підмостей, які використовувалися для зведення захисних стін та ригелів, тоді як подальші елементи укладають безпосередньо з робочої зони раніше змонтованих плит.

Просторово-масова фіксація горизонтального диска перекриття починається з інсталяції зв'язкових (розпірних) плит, які тектонічно

позиціонують у проміжках між вертикальними опорними колонами. Встановлення розпірних залізобетонних елементів здійснюють безпосередньо після завершення фізико-механічної консолідації поперечних ригелів.

При формуванні покриттів одноярусних споруд першою укладають одну з периферійних (крайніх) плит, для чого задіюють ті ж підмости, з яких раніше здійснювався монтаж кроквяних балок або ферм. Подальше тектонічне позиціювання плит виконується послідовно із використанням площини вже змонтованого настилу.

Реологічні ліміти вимагають, щоб вивільнення плит від вантажозахватних стропів здійснювалося виключно після їхньої фізико-механічної консолідації з кроквяними конструкціями шляхом надійного приварювання до закладних деталей щонайменше у трьох місцях обпирання.

З метою стабілізації внутрішньої структури матеріалу та запобігання тектонічному колапсу диска покриття під дією вітрових чи монтажних сил, тимчасове зварювальне прихоплювання (прихват робочими швами зменшеної товщини) категорично не допускається. Енергетичний баланс диктує необхідність негайного накладання зварних швів повної проектної товщини, що гарантує надійне об'єднання плит у монолітну тектонічну систему та опір реологічній втомі стикових вузлів.

Тектонічне позиціювання стінового огорожувального масиву

Просторово-масова фіксація елементів стінового огороження розпочинається виключно після повного завершення зведення та фізико-механічної консолідації основних несучих систем каркаса (вертикальних опорних колон, кроквяних ферм, поздовжніх зв'язків) та горизонтального диска покриття на конкретному робочому секторі (захватці) в межах деформаційного температурного розриву. Для тектонічного позиціювання стінових панелей зазвичай залучають монтажне кранове обладнання стандартної конфігурації. Робочі зони для монтажного персоналу організовують із внутрішньої сторони будівлі, застосовуючи інвентарні захисні ліси, мобільні підмости та телескопічні вишки-підйомники. Це забезпечує стабільність робочих процесів та полегшує стабілізацію внутрішньої структури матеріалу швів.

Впровадження більш ефективного технологічного підходу передбачає заміну стандартних кранових установок монтажними машинами зі спеціалізованим баштово-стріловим навісним обладнанням. Енергетичний

баланс та хронометраж робочих процесів показують, що питомі витрати праці при переході на таку вдосконалену схему зменшуються вдвічі порівняно із традиційними методами монтажу.

Тектонічне позиціонування огорожувальних стінових блоків здійснюється послідовно у напрямку знизу вгору на всю висоту архітектурно-конструктивної формації. Такий підхід забезпечує планомірний розподіл мас, мінімізує небезпечні деформації повзучості у горизонтальних швах та гарантує надійний опір реологічній втомі стінового масиву під сукупним впливом власної ваги та динамічного тиску вітрових потоків.

#### **4.9 Реологічний моніторинг та оцінка якості у процесі формування архітектурно-конструктивної формації**

Діагностика несучого кістяка та моніторинг якості на етапі просторово-масової фіксації елементів здійснюється у кілька послідовних стадій згідно з тектонічним.

Вхідний контроль матеріальних ресурсів: на етапі первинного (вхідного) моніторингу залізобетонних елементів, сировинних сумішей та композитних матеріалів перевіряють їхній візуальний стан, відповідність морфологічній структурі проекту, вимогам державних стандартів та чинним нормативам. Також ретельній перевірці підлягає наявність і повнота супроводжувальної технічної документації, паспортів якості та сертифікатів відповідності.

Виробнича реологічна експертиза: здійснюється під час підготовчого періоду та безпосереднього виконання будівельних процесів. Цей етап охоплює: вхідний аудит графічних схем, розрахункових моделей та робочої документації; перевірку вихідних матеріалів, єднальних розчинів та вантажопідйомного обладнання; операційну оцінку окремих будівельно-монтажних процесів; а також приймальну діагностику несучого кістяка закінчених конструкцій.

Операційний моніторинг: виконують паралельно з реалізацією окремих етапів зведення споруди або відразу після їх повного завершення. У процесі операційного аудиту оцінюють суворе дотримання технологічного регламенту збирання, відповідність сформованих вузлів проектним рішенням, державним будівельним нормам та правилам.

Під час цієї процедури здійснюється детальний морфометричний аналіз просторового позиціонування, перевірка геометричних розмірів та профілів

дискретних тектонічних блоків, правильність чергування технологічних операцій і пошарового нанесення матеріалів. Одночасно проводиться дефектоскопічний моніторинг сил, оцінка фізичних, міцнісних, електрохімічних та інших реологічних характеристик речовинних елементів на етапі їх консолідації та перетворення на монолітний тектонічний масив.

Операційне оцінювання здійснюється відповідно до вимог ДБН, технологічних карт та спеціалізованих регламентів контролю. У цих документах детально зафіксовано перелік процесів, що підлягають перевірці, відповідальні інженерно-технічні служби, гранично допустимі відхилення конструктивних параметрів від проектної геометрії (граничні реологічні межі), методи та інструментальні засоби вимірювань, а також періодичність і обсяг моніторингу внутрішніх напружень та деформацій.

Приймальна діагностика та фіксація параметрів несучої системи

Приймальна діагностика несучого кістяка є фінальною перевіркою працездатності сформованих вузлів із встановленням їхньої повної відповідності розрахунковому проекту та вимогам діючого тектонічного регламенту. Під час приймального аудиту оцінюють такі параметри:

- суворе дотримання меж допустимих реологічних відхилень (просторових допусків від проектних координат), регламенту проведення монтажних робіт, будівельних норм та проектних обмежень;
- наявність сертифікатів і паспортів на сировинні суміші, єднальні матеріали та готові конструкції, а також повну відповідність їхніх фізико-механічних характеристик вимогам проекту та державним стандартам за підсумками лабораторних випробувань;
- правильність заповнення загального та спеціалізованих журналів виконання робіт;
- інструментальну точність геодезичного позиціонування, фактичний просторовий стан дискретних тектонічних блоків та інші параметри забезпечення загальної статичної конструкцій.

Оцінці підлягають як повністю завершені етапи формування тектонічного масиву, окремі відповідальні конструктивні частини, так і приховані роботи, просторовий стан яких фіксується у спеціальних актах проміжної оцінки.

Приймання закінченої архітектурно-конструктивної формації здійснюється спеціалізованими інженерно-технічними службами, оснащеними високоточними технічними засобами дефектоскопічного

моніторингу, що забезпечують максимальну достовірність оцінки. Одержані результати фіксують на виконавчих схемах, кресленнях, у загальному журналі робіт та спеціалізованих реєстрах виконання будівельно-монтажних, бетонних та зварювальних операцій.

Фіксація якості прихованих робіт оформлюється актами за участю представників технічного нагляду. Дані акти формуються відразу після завершення окремого технологічного етапу безпосередньо перед початком наступного процесу. Подальша просторово-масова фіксація елементів категорично забороняється за відсутності офіційного акта огляду та схвалення попереднього етапу, оскільки це порушує умови збереження енерго-матеріального гомеостазу та підвищує ризики тектонічного колапсу.

Оцінка відповідності відповідальних конструктивних елементів за мірою їх готовності виконується спільно з представниками технічного нагляду, а при зведенні складних вузлів — із залученням фахівців авторського нагляду для своєчасної діагностики несучого кістяка та моніторингу внутрішніх напружень.

#### **4.10 Термодинамічна та фізична безпека при реалізації монтажних процесів**

До процесів просторово-масової фіксації та фізико-механічної консолідації елементів допускається виключно атестований персонал, який пройшов повний курс спеціалізованого навчання з безпеки.

Перед початком робіт тектонічний регламент вимагає встановлення інвентарного захисного огороження небезпечної зони; робота підйомних кранів та суміжних машин підпорядковується жорсткому технологічному графіку, причому всі сигнальні команди машиністу подає безпосередньо керівник ланки (бригадир). Енергетичний баланс диктує обов'язкове укомплектування кожної кранової установки автоматичним пристроєм обмеження вантажопідйомності, а всі робочі механізми мають проходити періодичне технічне діагностування. Вантажозахватне та такелажне оснащення до початку робіт підлягає обов'язковому статичному та динамічному випробуванню з кумулятивним подвійним навантаженням для перевірки межі фізичної витривалості матеріалів. Категорично забороняється залишати утримувані вантажним гаком елементи у зваженому стані на висоті.

Виконання висотних (верхолазних) монтажних операцій на відкритому просторі забороняється при динамічному напорі вітру силою 6 балів і більше, а також під час випадання атмосферних опадів (дощу, снігопаду) чи при виникненні ожеледиці. Тектонічне позиціонування стінових огорожувальних панелей заборонено проводити при вітровому навантаженні силою від 5 балів, що обумовлено підвищеною парусністю цих елементів та необхідністю запобігання тектонічному колапсу під час монтажу.

З метою збереження загального енерго-матеріального гомеостазу будівельні майданчики та безпосередні зони монтажу мають бути укомплектовані:

- справними засобами праці, монтажним інвентарем та оснащенням у необхідному кількісному обсязі;
- системами двостороннього сигнального зв'язку;
- інвентарними захисними бар'єрами для локалізації небезпечних зон та рухомих вузлів будівельних машин і підйомних установок;
- системами колективного захисту від можливого падіння сторонніх предметів із вищих ярусів;
- пристроями для електростатичного заземлення металевих риштувань, підмостей, будівельних механізмів та системами грозозахисту (блискавковідводами).

Робочий персонал забезпечується сертифікованими засобами індивідуального захисту та спецодягом; монтажники повинні володіти необхідною кваліфікацією та навичками безпечного виконання технологічних операцій. Це стосується роботи в екстремальних температурних умовах зимового періоду, на значній висоті, при використанні хімічно активних і протиморозних добавок для розчинів, а також при виконанні процесів, пов'язаних з електротермічним натягуванням арматури, зварюванням та іншими небезпечними фізичними впливами.

Протипожежний захист тектонічного масиву детально регламентується у відповідних розділах проектно-технічної документації, де зафіксовані такі рішення:

- правила складування та безпечного утримання легкозаймистих, горючих та вибухонебезпечних речовин, а також порядок регулярної утилізації їхніх залишків та відходів з території майданчика;
- правила тектонічного позиціонування та огороження зон виконання зварювальних робіт для обмеження температурного впливу та іскор;

- схема розміщення засобів первинного пожежогасіння (пожежних постів, гідрантів, вогнегасників та інвентарю).

Категорично забороняється підйом і просторове переміщення залізобетонних елементів, які не мають спеціалізованих монтажних петель або сертифікованих стропувальних отворів. Очищення поверхонь дискретних тектонічних блоків від бруду, льоду або снігового покриву має проводитися виключно на землі до початку їх вертикального підйому. Забороняється перебування монтажників на елементах під час їх підйому та переміщення в просторі. Також діє сувора заборона на перебування людей під монтованими елементами до моменту їх встановлення в проектне положення та завершення надійної фізико-механічної консолідації.

## **5. Розділ організації будівництва**

### **5.1 Тектонічно-просторове позиціонування будівельного генерального плану об'єкта**

Проектування будівельного генерального плану об'єкта базується на принципах просторово-масової фіксації всіх тимчасових і постійних елементів для бездефектного зведення архітектурно-конструктивної формації. Цей документ регламентує оптимальне тектонічне позиціонування вантажопідйомних механізмів, логістичних шляхів, сировинних майданчиків та допоміжних споруд з метою збереження енерго-матеріального гомеостазу будівельного майданчика.

#### **Стрілове обладнання та небезпечні робочі зони**

Тектонічний регламент і закони статички твердих тіл диктують точне визначення координат стоянки та шляхів переміщення монтажних кранів. Розрахункова робоча область стрілового обладнання та небезпечні зони виходу вантажного гака підлягають комплексному морфометричному аналізу. Межі небезпечних зон огорожуються інвентарними технічними засобами, що запобігає динамічним впливам на прилеглі структури та унеможлиблює тектонічний колапс у процесі підйому великовагових дискретних тектонічних блоків.

#### **Логістичні артерії та тимчасові дороги**

Організація внутрішньомайданчикowego руху колісних засобів передбачає трасування тимчасових транспортних артерій. Їхні геометричні параметри (ширина проїжджої частини, радіуси повороту дуг) підбираються з урахуванням габаритів важких автопоїздів, які доставляють елементи фізико-механічного кістяка споруди. Фізико-механічна консолідація дорожнього покриття виконується за допомогою щебенево-піщаного або тимчасового залізобетонного панцира для протидії реологічній втомі колії під дією інтенсивних транспортних навантажень.

#### **Приоб'єктні склади матеріальних систем**

Для тимчасового зберігання та дефектоскопічного моніторингу конструкцій перед їхньою установкою в проектне положення передбачено влаштування приоб'єктних складських майданчиків. Просторово-масова фіксація залізобетонних стійок, балок та плит на складах здійснюється з урахуванням їхньої ваги, габаритів та реологічних вимог до укладання. Енергетичний баланс диктує розміщення відкритих та закритих сировинних

зон у безпосередній близькості до траєкторії руху стріли монтажного крана для оптимізації монтажних циклів.

Допоміжні споруди та тимчасові енергомережі

Санітарно-побутове обслуговування персоналу та енергозабезпечення будівництва вимагає тектонічного позиціонування мобільних інвентарних споруд побутового призначення. Підведення тимчасових мереж електропостачання, водопроводу та водовідведення виконується з урахуванням термодинамічних обмежень та пожежного регламенту. Усі електротехнічні траси та системи освітлення робочих місць піддаються діагностиці для стабілізації енергопостачання та захисту від аварійних ситуацій.

## **5.2 Морфометричний аналіз та розрахункова калькуляція обсягів тектонічних процесів**

Обчислення масштабів технологічних впливів і процесів здійснюється на підставі первинних графічних проєкцій тектонічного масиву (планів, фасадних розгорток, вертикальних розрізів), супутніх додатків, а також розрахункових параметрів, отриманих у ході проєктування робіт з улаштування монолітних залізобетонних фундаментних основ та зведення фізико-механічного кістяка каркасної архітектурно-конструктивної формації із збірних залізобетонних дискретних тектонічних блоків.

Усі розрахункові викладки та кількісні параметри систематизуються і зводяться в упорядковану табличну форму, що диктується тектонічним регламентом для оптимізації подальшого дефектоскопічного моніторингу, моніторингу внутрішніх напружень та оцінки енергетичного потенціалу споруди на етапі її фізико-механічної консолідації.

Специфікація збірних елементів

1 5	Назва елементів	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м <sup>3</sup>		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Колона край- нього ряду	ЗК144-8	36	15,45	0,8	0,6	4,8	172,8	12,0	432
		1КД156	14	16,95	1,3	0,5	6,38	89,32	16,0	224
2	Колона серед- нього ряду	2КД156	7	16,95	1,9	0,6	9,64	67,48	24,1	168,7
3	Фахверкова колонна	ЗКФ153-1	2	15,3	0,4	0,4	2,45	4,9	6,12	12,24
		9КФ169-1	12	16,9	0,6	0,4	1,4	33,6	9,15	109,8
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-4С	32	0,595	0,6	1,0	1,66	53,12	4,2	134,4
5	Підкранова балка 12 м	БКНВ6-3С	24	11,95	0,65	1,4	33,6	185,2	11,7	280,8
6	Кроквяна ферма 24 м	ФБ-24-1V- 8А	14	23,94	0,28	3,3	6	84	15	210
7	Кроквяна балка 12 м	1БДР-12-1	18	11,96	0,24	1,39	1,9	34,2	4,7	84,6
8	Плити покриття 6 м	ПНС-10	128	5,97	1,49	0,3	0,62	79,36	1,4	179,2
9	Плити покриття 12 м	ПНП-20	192	11,96	1,49	0,45	2,01	385,92	5,2	998,4
10	Фундаментні балки 6м	ФБ6-41	34	5,05	0,15	0,45	0,27	9,18	0,7	23,8
11	Фундаментні балки 12м	ФБН-1	6	10,7	0,3	0,4	1,16	6,96	2,9	17,4
12	Стінові панелі 6×1,2 м	ПСЛ-17	578	6	0,24	1,2	1,7	982,6	1,9	1098,2
13	Стінові панелі 12×1,2 м	ПСЛ-24	90	12	0,3	1,2	3,4	306	4,8	432
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			1553					2588,492		4554,82

## ВІДОМІСТЬ ОБ'ЄГІВ РОБІТ

№ заїп	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (96 \times 12 + 72 \times 36) \times 1,15 = 3744 \times 1,15$	1000 м <sup>2</sup>	4,306
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 3744 \times 0,15$	1000 м <sup>3</sup>	0,562
3	Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковша 0,5 м <sup>3</sup> у відвал $(V_v = S \times h - V_r) = 3744 \times 2,75 - 1030$	1000 м <sup>3</sup>	9,27
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{об} + V_{за} + V_{до} + S \times (0,1 + 0,02)) = 33 + 309 + 240 + 3744 \times 0,12$	1000 м <sup>3</sup>	1,03
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) $(\text{кільк. фонд.} \times S_b \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 10 + 2,7 \times 2,1 \times 55 \times 0,1$	100 м <sup>3</sup>	0,33
6	Бетонна підготовка під фундаменти $(\text{кільк. фонд.} \times S_b \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 10 + 2,7 \times 2,1 \times 55 \times 0,1$	100 м <sup>3</sup>	0,33
7	Влаштування монолітних фундаментів $(V_{об} = \Sigma \text{кільк. фонд.} \times V_b) = 53 \times 5,23 + 2 \times 8,68 + 10 \times 1,4$	100 м <sup>3</sup>	3,09
8	Влаштування фундаментів під обладнання $(V_{об} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк. прольотів}) = 80 \times 3$	100 м <sup>3</sup>	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $53 \times 16,64 + 2 \times 27,18 + 10 \times 5,04$	100 м <sup>2</sup>	9,87
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $53 \times 4,32 + 2 \times 2,52 + 10 \times 1,44$	100 м <sup>2</sup>	2,48
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. $(V_v)$	1000 м <sup>3</sup>	9,27
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці $(V_v)$	1000 м <sup>3</sup>	9,27
13	Монтаж колон	шт.	71
14	Монтаж підкранових балок	шт.	56
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м <sup>2</sup>	3744
16	Монтаж конструкції огорожі $(S_b = P \times h) = 144 \times 12 + 144 \times 10,8 + 96 \times 1,2$	м <sup>2</sup>	3398
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м <sup>2</sup>	37,44
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	37,44
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м <sup>2</sup>	37,44
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м <sup>2</sup>	37,44
21	Оздоблення покрівельною сталлю $(0,7 \times L) = 0,7 \times (216 + 144)$	100 м <sup>2</sup>	2,52
22	Фарбування стін з середини приміщень $(S_v)$	100 м <sup>2</sup>	33,98
23	Фарбування фасадів $(S_v)$	100 м <sup>2</sup>	33,98
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % $S_v$ )	100 м <sup>2</sup>	10,19
25	Фарбування конструкцій покриття $(S \times 1,6)$	100 м <sup>2</sup>	59,9
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м <sup>2</sup>	37,44
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	37,44

28	Влаштування чистої підлоги ( $t=20$ мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	37,44
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S <sub>н</sub> )	100 м <sup>2</sup>	10,19
30	Сантехнічні роботи ( $V_{\text{буд.}} \times 0,03$ )	3%	664,29
31	Електротехнічні роботи ( $V_{\text{буд.}} \times 0,03$ )	3%	664,29
32	Благоустрій території ( $V_{\text{буд.}} \times 0,01$ )	1%	221,43
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ( $V_{\text{буд.}} \times 0,1$ )	10%	3321,51
35	Пусконаладжувальні роботи ( $V_{\text{буд.}} \times 0,005$ )	0,5%	110,72

Калькуляційний регламент та аналітична картка-визначник календарного планування

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру		Трудоємність на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Привалість, дні		
		Одн. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Норм.	Прин.	Люд-год	Маш-год	Норм.	Прин.	Надлен.	Кілк.			Бригада	Кілк.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		
1	Планування майданчика	1000 м <sup>2</sup>	4306	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	2,58	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст фр-1	1	1	1		
2	Зрізання рослинного шару	1000 м <sup>2</sup>	0,562	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	10,99	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст фр-1	1	2	1		
3	Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковша 0,5 м <sup>3</sup> у відвал	1000 м <sup>3</sup>	8,89	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	173,8	-	377,84	328	ЗО-4122 КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст фр-1, Водій 2кт-5	1+5	2	3,5		
			1,47				28,74	62,48	56	2							8,5	
			3,71				72,53	157,68	136									2
	0,35						72,53	157,68	136									
4	Те ж з навантаженням в автосамосилі	1000 м <sup>3</sup>	1,03	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	22,77	-	65,83	64	ЗО-4122 КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст фр-1 Водій 2кт-5	1+5	2	1	1,5	
			0,33				7,29	21,09	16	2								1,5
			0,35				7,74	22,37	24									
	0,35						7,74	22,37	24									

5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III	100 м <sup>3</sup>	0,33 0,2 0,08 0,05	РЭСН 1-164-2	261,8	-	86,39	80	-	-	-	-	2	2	2	1,5 0,5 0,5
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III	100 м <sup>3</sup>	0,33 0,2 0,08 0,05	РЭСН 6-1-19	527,8	94,56	174,17	160	31,2	-	КС-2561В	1	2	2	2	3 1 1
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III	100 м <sup>3</sup>	3,09 1,88 0,79 0,42	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	1052,92	960	204,57	-	КС-2561В	1	1+8	2	2	4,5 2 1
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III	100 м <sup>3</sup>	2,4 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	643,8	576	94,68	-	КС-2561В	1	1+4	2	2	3 3 3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III	100 м <sup>2</sup>	9,87 5,97 2,53 1,37	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	330,66	304	10,96	-	-	-	2	2	2	5,5 2,5 1,5
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту I II III	100 м <sup>2</sup>	2,48 1,46 0,66 0,36	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	78,76	80	8,04	-	-	-	2	2	2	1,5 0,5 0,5
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III	1000 м <sup>3</sup>	8,89 1,47 3,71 3,71	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	122,23	112	ДЗ-19	1	1	2	1	1 3 3

12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці I II III	1000 м <sup>3</sup>	8,89 1,47 3,71 3,71	РСН 1-132-4	- 16,76	-	149	136	ДР-50	1	1	1	2	1,5 3,5 3,5
13	Монтаж колон I II III	Шт	71 45 13 13	Калькуляція	10,55 2,09	749,05 474,75 137,15 137,15	640 400 120 120	-	КС-5263	1	1+5	1+5	2	5 1,5 1,5
14	Монтаж підкранових балок I II III	Шт	56 32 6 18	Калькуляція	9,65 1,94	540,4 308,8 57,9 173,7	400 160 80 160	-	КС-5263	1	1+5	1+5	2	3,5 1 2
15	Монтаж балок покриття 12м Монтаж ферм покриття 24м Монтаж плит покриття I II III	Шт	352 146 103 103	Калькуляція	2,68 0,65	943,36 391,28 276,04 276,04	832 320 256 256	228,8	КС-6362	1	1+4	1+4	2	5 4 4
16	Монтаж стінових панелей 6, 12 м Монтаж фундаментних балок 6, 12 м Монтаж елементів воріт I II III	Шт	726 318 122 286	Калькуляція	4,09 1,05	1285,02 1300,62	1120 1120	588,06	МКТ-6-45 ДН-100-300	1	1+5	1+5	2	6 2,5 5,5
17	Ущільнення ґрунту щебнем I II III	100 м <sup>3</sup>	37,44 11,52 12,96 12,96	РСН 1-136-1	1,21 1,21	45,3 13,94 15,68 15,68	48 16 16 16	48	-	-	2	2	0,5 0,5 0,5	

18	Улаштування чорнової підлоги I II III	100 м <sup>2</sup>	37,44 11,52 12,96 12,96	РЗСН 11-14-1	47,87	-	1792,26 551,46 620,4 620,4	1520 480 520 520	-	-	-	5Р-2, 2Р-1 Бетонник 4Р-2	5	2	6 6,5 6,5
19	а) Влаштування пароізоляції в один шар I II III	100 м <sup>2</sup>	37,44 11,52 12,96 12,96	РЗСН 12-20-4	14,69	-	549,99 169,23 190,38 190,38								
20	б) Влаштування утеплювача плитного I II III	100 м <sup>2</sup>	37,44 11,52 12,96 12,96	РЗСН 12-18-3	63,67	-	2363,8 733,48 815,16 815,16								
21	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки I II III	100 м <sup>2</sup>	37,44 11,52 12,96 12,96	РЗСН 12-22-1	38,39	-	1437,31 442,25 497,53 497,53								
22	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III	100 м <sup>2</sup>	37,44 11,52 12,96 12,96	РЗСН 12-2-1	30,1	-	1126,95 346,75 390,1 390,1								
23	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III	100 м <sup>2</sup>	2,52 1,51 0,25 0,76	РЗСН 12-15-1	132,8	-	334,66 200,53 33,2 100,93								



30	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III	100 м <sup>2</sup>	11,66 5,53 1,16 3,5	РДСН 15-176-3	Капитулиця	163,02	-	1661,17	-	-	-	-	-	-	-	-	16	2	8,5 4 6	
31	г) Фарбування конструкцій покриття I II III	100 м <sup>2</sup>	59,9 18,42 20,74 20,74	РДСН 15-180-6	Капитулиця	42,9	-	2569,72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Σ (оздоблювальні роботи)	100 м <sup>2</sup>	138,05 60,81 29,68 47,56	Капитулиця	Капитулиця		-	5551,29	4736	-	-	-	-	-	-	-	16	2	8,5 4 6	
32	Влаштування чистої підлоги I II III	100 м <sup>2</sup>	37,44 11,52 12,96 12,96	РДСН 11-15-3	Капитулиця	42,2	-	1579,96	1440	-	-	-	-	-	-	-	10	2	3 3 3	
33	Пусконаладжувальні роботи			0,5%				110,72	120								10	2	1,5	
34	Благоустрій території			1%				221,43	240								10	2	1,5	
35	Здача об'єкту			3 дні													10	2	3	
36																				



Захватки	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	Закладання проводів	Сателітні роботи	Електротехнічні роботи	Уцілювання шелем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Обробочальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
I	0 3,5 5	0 3 3,5	0 2,5 3	0 6,5 2,5	0 6 6,5	0 3 6	0 8,5 3	0		
II	3,5 1 6,5	1 3 2	2,5 2,5 3,5	6,5 7 -1,5	6 6 7,5	3 3 9	8,5 4 -2,5			
III	4,5 2,5 11	6 3 1	5 2,5 4	13,5 7 -6	12 6 8,5	6 3 12	12,5 6 -3,5	0 1,5 1,5	0 1,5 1,5	0 3 3
$\Sigma T_i$	7	9	7,5	20,5	18	9	18,5	1,5	1,5	3
Змінн	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10
max T <sub>i</sub>	11	3,5	4	2,5	8,5	12	3			

**Розрахункова матриця**

Захватки	Планування ландшафтика та зрізання рослинного покриву	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітного фундаменту	Влаштування фундаменту під обладнання	Вертикальна та горизонтальна підготовка фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підрамовник базок	Монтаж конструкцій покрива	Монтаж конструкцій оголози	Влаштування покрива
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0	2	20,5	25	29,5	32,5	41	43	48	51,5	56,5	62,5
	2	4,5	4,5	4,5	3	7	1,5	5	3,5	5	6	5
II	2	0	6,5	14	25	0	39,5	0,5	48	0	56,5	0
	6,5	25	25	29,5	32,5	39,5	42,5	48	51,5	56,5	62,5	67,5
III		10	1,5	2	3	3	3,5	1,5	1	4	2,5	5
		16,5	8,5	26,5	3	31,5	4	46	2	52,5	1	65
ΣГ <sub>і</sub>	2	24,5	7,5	7,5	31,5	42,5	46	49,5	52,5	60,5	65	72,5
	2	10	1,5	1	3	2	3,5	1,5	2	4	5,5	5,5
Зміни	26,5	0	7,5	24	32,5	3	44,5	0	51	6	64,5	2
	2	2	2	7,5	9	12	8,5	8	6,5	13	14	15,5
Робітники	1,2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20

Завдання	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	Закладання провідів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Упільнення цевом та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Обробковальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Влаштування терпорулі	Здача об'єкту
I	73,5 3,5 6	77 3 0	81 2,5 1	83,5 6,5 0	92 6 2	104 3 6	107 8,5 0			
II	77 1 4,5	80 3 2	83,5 2,5 0,5	90 7 4	98 6 1	107 3 3	115,5 4 5,5			
III	78 2,5 0	83 3 2,5	86 2,5 0	97 7 8,5	104 6 0	110 3 0	119,5 6 6,5	125,5 1,5 127	127 1,5 128,5	128,5 3 131,5
ΣТ <sub>і</sub>	7	9	7,5	20,5	18	9	18,5	1,5	1,5	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10

### 5.3 Термодинамічно-організаційний аналіз та розрахунок техніко-економічних показників календарного графіка

Загальна тривалість зведення об'єкта, отримана як підсумок морфометричного аналізу розрахункової числової сітки часових параметрів та календарного регламенту:  $T_z=131,5$  днів.

Коефіцієнт щільності будівельних потоків  $K_{щ}$ , який відображає відносний рівень насичення фронтів робіт та дискретних ділянок тектонічного масиву спеціалізованими виконавцями, обчислюється як відношення сукупної тривалості всіх процесів до тієї ж величини з додаванням сумарного часу організаційних перерв у системі:

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 223,5 / (223,5 + 131,5) = 0,63$$

де  $T_{дн}=223,5$  днів - сумарна кількість робочих днів, передбачених графіком.

Коефіцієнт суміщення будівельно-монтажних процесів  $K_c$ , що характеризує рівень просторового поєднання паралельних робіт у загальному потоці, визначається як різниця між одиницею та відношенням розрахункової тривалості будівництва до сумарної протяжності всіх окремих процесів:

$$K_c = 1 - \frac{T_z}{\sum T_{ij}} = 1 - (131,5 / 223,5) = 0,412$$

Показник змінності використання робочої сили та технічних ресурсів (коефіцієнт змінності)  $K_{зм}$  обчислюється як відношення загального обсягу відпрацьованих змін до сумарної календарної тривалості робіт:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (444,5 / 223,5) = 1,99$$

де  $T_{зм}$  - загальний обсяг трудовитрат у змінах, що визначається кумулятивним підсумовуванням за розрахунковим виразом:

$$\text{де } T_{зм} = 1 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 15,5 + 2 \cdot 7 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 18,5 + 1 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 3 = 444,5 \text{ — загальна кількість змін;}$$

$$T_{дн} = 223,5 \text{ (днів) — загальна кількість.}$$

Коефіцієнт нерівномірності динамічного руху робочої сили  $K_n$ , що відображає ступінь відхилення чисельності робітників від середнього значення, визначається за формулою:

$$K_n = \frac{Ч_{\max}}{Ч_{\text{ср}}} = (72/25) = 2,88$$

де  $\Psi_{\max}=72$  робітників - пікова (максимальна) денна чисельність виконавців на об'єкті;

$\Psi_{\text{сер}}$  - усереднена чисельність робочої сили, що розраховується з урахуванням загальної трудомісткості та планової тривалості будівництва:

$$\Psi_{\text{сер}} = T_3 N = 131,53184,5 \approx 25 \text{ робітників}$$

де  $N$  - загальний обсяг людино-днів (кумулятивна сума щоденної чисельності на окремих захватках і процесах), що обчислюється за виразом:

$$\begin{aligned} N = & 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1 + 12 \cdot 17,5 + 16 \cdot 4,5 + 34 \cdot 1,5 + 22 \cdot 1,5 + 14 \cdot 6 + 4 \cdot 2,5 + 8 \cdot 2 + 20 \cdot 1,5 + \\ & + 16 \cdot 5 + 24 \cdot 1,5 + 12 \cdot 0,5 + 24 \cdot 3 + 12 \cdot 2 + 24 \cdot 6 + 12 \cdot 3,5 + 52 \cdot 4,5 + 40 \cdot 3 + 52 \cdot 3,5 + \\ & + 60 \cdot 1 + 20 \cdot 2,5 + 8 \cdot 0,5 + 18 \cdot 2,5 + 28 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2,5 + 10 \cdot 3,5 + 30 \cdot 12 + 40 \cdot 3 + \\ & + 72 \cdot 3 + 52 \cdot 3 + 32 \cdot 12,5 + 10 \cdot 1,5 + 20 \cdot 4,5 = 3184,5 \text{ (робітників)} \end{aligned}$$

Цей реологічно-організаційний баланс підтверджує раціональне використання фронтів робіт та дискретних ділянок огороження, що гарантує стабільне збереження енерго-матеріального гомеостазу будівельного майданчика.

#### **5.4 Морфометричне моделювання та розрахунок ресурсних калькуляцій працевитрат**

Морфометричне моделювання та розрахунок калькуляційних параметрів здійснюється з метою детальної оцінки енергетичного потенціалу технологічних процесів та раціонального розподілу робочих ресурсів у межах будівельного майданчика. В основі калькулювання лежить математичне обчислення загальних трудовитрат робочого персоналу ( $T_{\text{роб}}$ ), машиномісткості ( $T_{\text{маш}}$ ) та грошових витрат на оплату праці ( $Z$ ) для кожного дискретного процесу зведення фізико-механічного кістяка архітектурно-конструктивної формації.

Для математичного моделювання калькуляцій залучають такі взаємозв'язані розрахункові залежності:

Загальна нормативна трудомісткість виконання окремого процесу робочим персоналом (у людино-годинах, люд.-год):  $T_{\text{роб}} = V_i \cdot N_{\text{ч.роб}}$

де  $V_i$  - фізичний обсяг конкретного виду робіт з просторово-масової фіксації елементів, отриманий за результатами попереднього морфометричного аналізу;

$N_{\text{ч.роб}}$  - норма часу для робітників, що встановлюється діючим тектонічним регламентом.

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ з/п	Назва робіт	Об'єм по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один виміру	Кільк ість	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Грудо-міст.	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	<u>3,4</u>	234,87	<u>0,41</u>	28,18	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
				1,1	<u>1,7</u>		<u>0,2</u>		
					<u>3,2</u>	221,06	<u>3,52</u>	243,17	
				4,32	<u>1,6</u>		<u>1,76</u>		
					<u>3</u>	207,24	<u>12,96</u>	895,28	
	<u>1,5</u>		<u>6,48</u>						
	<u>2,8</u>	193,42	<u>6,27</u>	433,26					
	<u>1,4</u>		<u>3,14</u>						
	<u>2,6</u>	179,61	<u>5,82</u>	303,54					
	<u>1,3</u>		<u>2,91</u>						
2.	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 8т масою до 10т масою до 15т	4-1-4	шт.	2	<u>6</u>	478,56	<u>12</u>	957,12	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
				12	<u>1,2</u>		<u>2,4</u>		
					<u>7</u>	558,32	<u>84</u>	6699,84	
				36	<u>1,4</u>		<u>16,8</u>		
	<u>9</u>	717,84	<u>324</u>	25842,24					
	<u>1,8</u>		<u>64,8</u>						
3.	Установка двохгілкових колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 20т масою до 30т	4-1-4	шт.	14	<u>11</u>	888,14	<u>154</u>	12433,96	Монтажник 6р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
				7	<u>2,2</u>		<u>30,8</u>		
					<u>12</u>	968,88	<u>84</u>	34879,68	
	<u>2,4</u>		<u>16,8</u>						
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	100м <sup>3</sup>	0,27	8,2	566,46	2,21	71,94	Бетонник 2р-1
		1-6	м <sup>3</sup>	26,97	<u>0,58</u> 0,29	40,07	<u>15,64</u> 7,82	1080,69	Такелажник 2р-2
4-1-25	1стик	71	1,2	96,94	85,2	6882,74	Монтажник 4р-1 3р-1		

745,52 90751,64  
148,08

Норма часу на влаштування 1 колони:  $N_4=371,18/71=10,5$  люд.-год.  
 $P=7158,37/71=1278,19$  грн.

*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	Кільк.	Норма часу <i>люд.год. маш.год</i>	Розцінка грн.	Труд-ть <i>люд.год. маш.год</i>	Зар. плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
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	388,79  582,34	Такелажник к 2р-2 Машиніст бр-1
2	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6 п.3	1ел.	32	<u>6,5</u> 1,3	518,44	<u>208</u> 41,6	16590,08	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст бр-1
3	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 11т	4-1-6 п.3	1ел.	24	<u>7,5</u> 1,5	598,2	<u>300</u> 60	14356,80	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст бр-1
4	Електрозварювання стиків	22-1-6	10п.м	7,28	2,5	214,1	18,2	1558,65	Електрозв. 4р-1

540,26    33476,66  
108,63

Норма часу на 1 елемент:  $N_4=540,26/56=9,65$  люд.-год.  
 $P=33476,66/56=597,80$  грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ з/п	Назва робіт	Об'єкт по ЕНУР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кільк	Норма часу люд.год маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження ферм та балок краном з розкладкою в касети масою до 6т до 18т	1-5	100т	0,85 2,1	$\frac{3,8}{1,9}$ $\frac{2,8}{1,4}$	262,5 193,42	$\frac{3,23}{1,62}$ $\frac{5,88}{2,94}$	223,13 406,18	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24м	4-1-5 Пр-1	шт.	14	$\frac{16,8}{2,8}$	1405,49	$\frac{235,5}{39,2}$	19676,86	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	18 14	$\frac{5}{1}$ $\frac{9,5}{1,9}$	428,2 813,58	$\frac{90}{18}$ $\frac{133}{26,6}$	7707,60 11390,12	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	$\frac{8,8}{4,4}$ $\frac{3,8}{1,9}$	607,9 262,5	$\frac{15,75}{7,88}$ $\frac{37,92}{18,96}$	1088,14 2619,75	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 10 м <sup>2</sup> площею до 20 м <sup>2</sup>	4-1-7	1ел	128 192	$\frac{0,84}{0,21}$ $\frac{1,2}{0,3}$	63,72 91,03	$\frac{107,52}{26,88}$ $\frac{230,4}{57,6}$	8156,16 17477,76	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	1712,8	Електр. 4р-1
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2 П.7.9	шт. шт.	57 57	$\frac{0,37}{0,18}$ $\frac{0,62}{0,31}$	30,6 51,27	$\frac{21,09}{10,26}$ $\frac{35,34}{17,67}$	1744,2 2922,39	Монтажн. 4р-2, 3р-1

$\frac{943,63}{227,61}$  75810,21

Норма часу на 1 елемент ЗБК:  $N_4=943,63/352=2,68$  люд.-год.  
 $P=75810,21/352=215,37$  грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ з/п	Назва робіт	Об'єкт по ЕНУР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу люд.год. маш.год.	Розцінка грн.	Груд-ть люд.год. маш.год.	Заплата грн.	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
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	497,38 290,14	<u>12,89</u> 6,44 <u>41,92</u> 20,96	890,31 2895,6	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення краном, S до 10 м <sup>2</sup> S до 15 м <sup>2</sup>	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	828,96 373,03	<u>2,88</u> 1,46 <u>0,92</u> 0,24	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	1ел	34 6	<u>1,1</u> 0,22 <u>1,9</u> 0,38	87,74 151,54	<u>37,4</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>1,22</u> 0,61	103,34 84	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>16,8</u> 3,36 <u>16,8</u> 3,36	1438,74 1438,8	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	0,9	77,18	Електрозв. 4р-1

1308,63 105168,98  
334,94

Норма часу на 1елемент:  $H_c=1308,63/320=4,09$  люд.-год.  
 $P=105168,98/320=328,65$  грн.

*Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями*

№ з/п	Назва робіт	Об'єкт 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.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
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	566,16	2,7	231,23	1528,63	130913,18	Монтажник 4р-1
2	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	254,8	1,22	104,48	310,86	26621,50	Монтажник 4р-1

1839,49    157534,68

Норма часу на 10 п.м. шва:  $N_{\text{ч}}=1839,49/820,96= 2,24$  люд.-год.

$P=157534,68/820,96=191,89$  грн.

*Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття*

№з п/п	Назва робіт	Об'єкт по ЕНиР	Один виміру	Кільк.	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	Склад ланки
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Приймання бетону з кузову автосамоскида у баддю	4-1-54	100м <sup>3</sup>	0,7	8,2	566,46	5,74	396,52	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м <sup>3</sup>	70,48	<u>2,5</u> 1,2	172,7	<u>176,2</u> 84,58	12171,90	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонним розчином	4-1-19	100м шва	37,08	4	323,12	145,32	11981,29	Монтажник 4р-1 3р-1

327,26  
84,58    24549,71

Норма часу на 100 м шва:  $N_{\text{ч}}=327,26/37,08= 8,83$  люд.-год.

$P=24549,71/37,08=662,07$  грн.

## 5.5 Морфометричний аналіз та ресурсна калькуляція потреби у тимчасових адміністративних та санітарно-гігієнічних формаціях

Проектування тимчасових архітектурно-конструктивних формацій, що забезпечують енерго-матеріальний гомеостаз будівельного майданчика, здійснюється за регламентованою послідовністю тектонічного аналізу:

- деталізується чисельний склад персоналу, що залучається до формування фізико-механічного кістяка об'єкта;
- формується перелік тимчасових тектонічних блоків, що підлягають просторово-масовій фіксації на території будівельного майданчика.

Сукупність робочої сили, що забезпечує функціонування будівельного майданчика, включає: безпосередніх виконавців робіт (робітників), інженерно-технічний персонал (ІТП), адміністративних службовців та молодший обслуговуючий персонал (МОП).

Згідно з джерелом акумуляції фінансових ресурсів, тимчасові тектонічні блоки диференціюються на титульні (що перебувають на балансовому обліку замовника) та нетитульні (на балансі будівельно-монтажної організації, БМО). За функціональним призначенням, що відповідає збереженню енергетичного потенціалу та підтримці робочих процесів, їх класифікують на виробничі, громадські, складські, службові та санітарно-побутові формації. За морфологічною структурою та конструктивними особливостями розрізняють інвентарні та неінвентарні споруди. В свою чергу, інвентарні модифікації можуть бути збірно-розбірними, контейнерними, пересувними або виконаними у вигляді легких оболонкових структур.

Калькуляція чисельності робочої сили:

Максимальна інтенсивність залучення робочої сили, регламентована календарним графіком динаміки людських ресурсів, становить 72 особи.

Сукупний штат персоналу, що забезпечує енерго-матеріальний гомеостаз будівельного майданчика, визначається:

$$72 : 0,85 = 84 \text{ особи}$$

Чисельність підрозділів охорони та молодшого обслуговуючого персоналу (МОП) становить:

$$84 \cdot 0,03 = 3 \text{ особи}$$

Контингент інженерно-технічного персоналу (ІТП) та адміністративних службовців складає:

$$84 - 72 - 3 = 9 \text{ осіб}$$

Навантаження на першу зміну розподіляється таким чином:

$$72 \cdot 0,70 = 50$$

представників ІТП та адміністративних службовців, а також

$$9 \cdot 0,80 = 7 \text{ осіб}$$

співробітників охорони та МОП

$$3 \cdot 0,80 = 2 \text{ особи}$$

Сукупна чисельність персоналу, що забезпечує функціонування об'єкта у першу зміну, становить:

$$50 + 9 + 2 = 61 \text{ особа}$$

З них жіноча частина контингенту складає:

$$61 \cdot 0,3 = 18 \text{ осіб}$$

чоловіча частина  $61 - 18 = 43$  особи

#### Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м <sup>2</sup>	Розрахункова площа, м <sup>2</sup>	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м <sup>2</sup>	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Адміністративні приміщення</b>							
Кантора виконроба	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	84	0,2	16,8	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	2	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
<b>Санітарно-побутові приміщення</b>							
Гардеробна з лавами	72	0,6	43,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	50	0,82	41	9×2,7×3,8	Контейнерна	45,6	2
Умивальна групова	50	0,06	3	Пов'язується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	43	0,07	3,01	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	18	0,14	2,52	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	50	0,2	10	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	61	1	61	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Їдальня на 50 місць	61	1	61	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	61	0,05	3,05	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	61	0,1	6,1	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	18	0,12	2,16	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

## 5.6 Морфометричний аналіз та розрахунок параметрів тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Для забезпечення безперебійного виконання технологічних операцій з улаштування монолітних фундаментів та фізико-механічної консолідації дискретних тектонічних блоків, а також для задоволення побутових потреб працюючих і потреб пожежної безпеки, тектонічний регламент вимагає проектування тимчасової водопровідної мережі. Розрахунок потреби будівництва у воді виконується з урахуванням збереження енерго-матеріального гомеостазу та запобігання тектонічному колапсу на будівельному майданчику.

Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
<b>Виробничі потреби:</b>			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
<b>Технологічні потреби:</b>			
Оздоблювальні роботи	373,11	м <sup>2</sup>	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	120,77	м <sup>2</sup>	7,5
<b>Санітарно-побутові потреби:</b>			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	61	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	61	люд. на зміну	25
Ідальня	61	люд. на зміну	12,5

Морфометричний аналіз та визначення поперечних діаметрів тимчасових водопровідних комунікацій

Загальні кумулятивні секундні витрати води на об'єкті з урахуванням суміщених потреб пожежогасіння, виробництва та побуту становлять:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{нар}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{техп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,5288 \text{ л/с.}$$

Магістральний (загальний) тимчасовий водопровід:

Розрахунковий діаметр трубопроводу на вводі будівельного майданчика визначається за формулою:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = 2 \sqrt{\frac{15,5288 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,83 \text{ мм}$$

де  $v$  - розрахункова швидкість руху водної маси в трубах (згідно з тектонічним регламентом приймається рівною  $v=1,5$  м/с для виключення перевищення допустимих втрат напору).

Виходячи з реологічних лімітів втрати тиску та сортаменту промислових труб, приймаємо трубопровід загального тимчасового водопостачання стандартизованим діаметром 125 мм

Трубопровід на виробничі та технологічні потреби.

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0709) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,47 \text{ мм}$$

Діаметр труб для забезпечення технологічних процесів (приготування розчинів, поливання бетону для стабілізації внутрішньої структури матеріалу та опору реологічній втомі стиків), з урахуванням розрахованої секундної витрати води на технологічні потреби. Виробничий гідро-тракт, що підтримує реологію розчинів, обмежується 15 мм

Трубопровід на санітарно-побутові потреби:

Діаметр мережі для задоволення санітарно-гігієнічних та господарсько-побутових потреб працюючого контингенту в інвентарних мобільних спорудах:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{\text{зосн}} + q_{\text{дал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0715 + 0,0715 + 0,231) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 16,74 \text{ мм}$$

Виходячи з розрахункових секундних витрат у побутовому секторі, для збереження стабільного енерго-матеріального гомеостазу та рівномірного водовідбору з урахуванням того, що санітарно-побутова дифузія вимагає трубного профілю 20 мм.

## **5.7 Оцінка енергетичного потенціалу та розрахунок тимчасової системи електрозабезпечення будівельного майданчика**

Споживання електричної енергії в межах будівельного майданчика на етапі просторово-масової фіксації та фізико-механічної консолідації елементів підпорядковується суворим термодинамічним обмеженням і диференціюється за такими основними напрямками.

Виробничо-технологічні потреби: спрямовані на стабілізацію внутрішньої структури матеріалу залізобетонного кістяка за умов зимового бетонування (електропрогрівання бетонної суміші в стиках, електротермічне натягування стрижневої арматури, прогрівання цегляного мурування вузлів спряження та підігрівання вихідних розчинних компонентів).

Силове живлення механізмів: забезпечення робочим струмом електродвигунів будівельних машин, вантажопідйомних кранів, зварювальних постів, насосних установок та засобів механізації, що

інсталювані в єдиний силовий контур будівництва.

Освітлювальне навантаження:

- внутрішнє — забезпечення необхідної видимості в мобільних інвентарних спорудах та закритих приміщеннях;
- зовнішнє — створення безпечних світлотехнічних умов на робочих місцях монтажників, у зонах приоб'єктних складів та вздовж внутрішньомайданчикових транспортних артерій.

Зведена кумулятивна потреба в електричній потужності визначає параметри проектування та вибір типу тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідна розрахункова потужність джерела живлення Странс визначається за умов пікового навантаження та одночасної роботи всіх споживачів за формулою:

$$P = \frac{\alpha}{\cos\psi} (\Sigma P_c \cdot K_{1n} + \Sigma P_m \cdot K_{2n} + \Sigma P_{os} \cdot K_{3n} + \Sigma P_{oz} \cdot K_{4n} +)$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт, що враховує втрати напруги та активної потужності в тимчасових силових кабельних мережах залежно від їх протяжності (приймається в межах  $\alpha=1,05\dots1,10$ );

$P_c$  - сумарна номінальна силова потужність встановлених електродвигунів монтажних кранів, машин та механізмів, кВт;

$P_t$  - необхідна потужність для технологічних споживачів (електропрогрівання стиків, зварювальних апаратів тощо), кВт;

$P_{ov}$  - потрібна електрична потужність для внутрішнього освітлення тимчасових споруд та побутових, кВт;

$P_{oz}$  - потужність, необхідна для забезпечення зовнішнього освітлення зон монтажу та доріг, кВт;

$K_{1n}, K_{2n}, K_{3n}, K_{4n}$  - коефіцієнти попиту (одночасності роботи), які залежать від кількісного складу та специфіки споживачів у кожній групі [1, 2];

$\cos\psi$  - коефіцієнт потужності силових споживачів, що відображає реактивні втрати у мережі (для розрахунку приймається середнє значення ( $\cos\psi=0,75$ )).

Така модель забезпечує стабільний розподіл напруги в силовому контурі, виключає перевантаження мережі та гарантує опір реологічній втомі електрообладнання під час інтенсивних монтажних циклів.

*Потреби електроенергії за споживачами*

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати $P_c$ , кВт	Коефіцієнт попиту, $K_{in}$
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 ИВ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

*Електричне освітлення внутрішнє*

Споживачі	Загальна площа, м <sup>2</sup>	Норма потужності на освітлення 1м <sup>2</sup> , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	45,6	15	0,684
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	68,4	15	1,026
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Ідальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,06
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,5	15	0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,5	15	0,128
14. Закритий склад	50	3	0,15
Разом			6,37

*Електричне освітлення зовнішнє*

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м <sup>2</sup> (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1м <sup>2</sup> площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгеплану)	м <sup>2</sup>	50075	2	0,4	20,3
Площа будівлі (монтажна зона)	м <sup>2</sup>	3744	20	3	11,23
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					40,53

Для стабільного функціонування силового контуру та трансформації високої напруги на території будівельного майданчика інсталиують тимчасову трансформаторну підстанцію марки КТПН-72-400 із загальною номінальною потужністю 400 кВт, оснащену силовими трансформаторами типу ТМ 400/6/10 з індивідуальною гравітаційною масою (вагою) по 2,18 т. Для прийому, безпечного розподілу електричного струму та захисту мереж від перевантажень на будівельному майданчику монтують розподільні шафи

серії СП-62 та СПУ-62].

Морфометричний аналіз та розрахунок необхідного світлотехнічного обладнання для зовнішнього освітлення майданчика

Розрахунок кількості загальних освітлювальних приладів проводиться за формулою:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_n},$$

де  $p$  - питома потужність при освітленні прожекторними приладами типу ПЗС-45 (приймається в межах  $p=0,2 \dots 0,3$  Вт/(м<sup>2</sup>·лк));

$E$  - нормований рівень освітленості території (за тектонічним регламентом  $E=2$  лк);

$S$  - розрахункова площа освітлюваного контуру будівельного майданчика (становить  $S=50075$  м<sup>2</sup>);

$P_n$  - електрична потужність однієї лампи прожектора ПЗС-45 (становить  $P_n=500$  Вт).

Підставивши розрахункові параметри у рівняння, отримаємо необхідну кількість світлотехнічних приладів загального освітлення:

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 50075 / 500 = 40 \text{ шт.}$$

Для просторово-масової фіксації приладів передбачено встановлення по дві прожекторні лампи на кожній окремій щоглі (опорі).

Для локального інтенсивного освітлення безпосередніх зон зведення фізико-механічного кістяка та монтажу дискретних тектонічних блоків у нічний час, тектонічний регламент вимагає використання мобільних пересувних освітлювальних щогл із прожекторами у кількості:

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 3744 / 500 = 30 \text{ шт.}$$

Потреба у мобільних засобах освітлення задовольняється встановленням по 3 прожектори на 10 пересувних щоглах, що забезпечує стабільне збереження енерго-матеріального гомеостазу та високий рівень безпеки праці на будівельному майданчику.

## **5.8 Морфометричний аналіз та розрахунок параметрів приоб'єктних складських майданчиків тимчасового зберігання**

Морфометричний розрахунок тимчасових приоб'єктних складських масивів виконується з метою детального визначення корисних і загальних площ для надійного утримання дискретних тектонічних блоків (вертикальних опорних колон, підкранових балок, кроквяних ферм, дискових плит

покриття, стінових панелей) та сировинних сумішей до моменту їх інсталяції в єдиний силовий контур будівлі.

*Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробках*

№	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	100шт	0,02	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	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	100шт	0,12	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,026 0,32 17,2	12 0,05328 0,00312 0,0384 2,064
3	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15т	100шт.	0,36	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	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	100шт.	0,14	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	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	100шт.	0,07	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	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 -електроди	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. -електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	24 0,8928 0,084
8	7-12-5	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,18	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 П	18 0,018 -
9	7-12-15	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,14	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	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 <sup>2</sup>	100 шт.	1,28	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт. вироби -бетон -розчин	шт. т м <sup>2</sup> т м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	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 довжиною 12 м площею до 20 м <sup>2</sup>	100шт	1,92	-плити покр. -проволока -руберойд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м <sup>2</sup> т м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,028 95,29 0,03 89,3 0,582 0,07 13 0,6	192 0,05376 182,9568 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 <sup>2</sup>	100шт	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 <sup>2</sup>	100шт	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	100шт	0,34	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт т т т м <sup>3</sup> м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	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	100шт	0,06	-балки -цвяхи -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт т т м <sup>3</sup> м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	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	100мп.	5,66	-розчин	м <sup>3</sup>	0,84	4,7544

*Зведена відомість потреби в матеріалах, виробих і конструкціях*

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт.	71
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 <sup>3</sup>	61,5894
10	Розчин	м <sup>3</sup>	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 <sup>3</sup>	1,79606
16	Щити	м <sup>2</sup>	2,5828
17	Руберойд	м <sup>2</sup>	254,8928
18	Солідол	т	0,0041536
19	Цвяхи	т	0,0012732
20	Рогожа	м <sup>2</sup>	251,968

Розрахунок площ тимчасових складів

№ з/п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в дні	Потреба		Коефіцієнти		9	10	11	12	13	14	15	16
				Забезпечення на розрахунковий період	Добова	нерівномірності напруження матеріалів	Внерівномірності використання матеріалів								
1	Колони	м <sup>3</sup>	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)	віскр.
2	Підкранові балки	м <sup>3</sup>	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)	віскр.
3	Кроквяні ферми та балки	м <sup>3</sup>	13	118,2	9,077	1,1	1,3	2	25,96	0,07	370,86	1,2	445,03	816	віскр.
4	Плити позрита	м <sup>3</sup>	13	465,28	35,791	1,1	1,3	3	133,54	0,50	307,08	1,2	368,5	2×(34×12)	віскр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м <sup>3</sup>	14	1324,612	94,615	1,1	1,3	5	676,5	1,00	676,5	1,2	811,8	816 2×(34×12)	віскр.
6	Електрооди, 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 виробні 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 швелес	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	Масляні матеріали	т	14	0,0041536	0,000297	1,1	1,3	3	0,0013	0,60	0,0021	1,2	0,0025		закр.
10	Рогожа	м <sup>2</sup>	13	251,968	19,38	1,1	1,3	3	83,15	2,5	33,26	1,2	39,91		закр.
11	Металопродукт	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 обрізані із хвойних порід	м <sup>3</sup>	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 піщаним покриттям РПП-300Б	м <sup>2</sup>	13	254,8928	19,607	1,1	1,3	5	84,34	2,50	34,14	1,2	40,96		навіс
14	Шітти опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м <sup>2</sup>	14	2,5828	0,138	1,1	1,3	5	0,758	20,00	0,038	1,2	0,045		навіс

## 5.9 Тектонічно-просторова експертиза та опис елементів будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план будівельного майданчика спроектовано спеціально для стадії просторово-масової фіксації та інсталяції конструкцій у проектне положення. На БГП нанесені контури будівлі із чітким маркуванням монтажної зони архітектурно-конструктивної формації, а також робочих і небезпечних зон функціонування стрілових кранів.

Монтажна зона, де реологічні ліміти допускають потенційну загрозу падіння елементів під час їхнього встановлення та фізико-механічної консолідації, охоплює периметр на відстані 5 м від контуру стін (зазначена межа встановлена виходячи з умов підйому верхньої стінової панелі). На графічній схемі ця межа позначається штриховою лінією, а безпосередньо на місцевості — попереджувальними написовими щитами та знаками безпеки. Виконання кранових операцій у межах монтажної зони дозволяється виключно за нарядом-допуском. Робоча зона кожного кранового механізму окреслюється радіусом його найбільшого робочого вильоту стрілового обладнання, який позначається на кожній розрахунковій стоянці крана.

Небезпечна зона являє собою просторовий об'єм, у межах якого закони статички та інерції допускають падіння переміщуваних вантажів з урахуванням ймовірного траєкторного розсіювання [1, 2]. Межа цієї зони обчислюється як горизонтальна відстань від осі обертання (стоянки) крана за формулою:

$$R_{нз} = R_{max} + 0,5l_{max} + l_1$$

де  $R_{max}$  - максимальний розрахунковий виліт стріли монтажного крана;

$0,5 \cdot l_{max}$  - половина лінійного габариту (довжини) найбільшого дискретного тектонічного блока, що переміщується;

$l_{без}$  - додатковий захисний інтервал для забезпечення фізичної безпеки, який при висоті підйому елементів  $h \leq 10$  м визначається як  $0,3 \cdot h + 1$  м, а при більших висотних позначках прирівнюється до габаритів монтажної зони.

Тимчасові силові мережі електропостачання нанесені на план схематично з зазначенням трансформаторних підстанцій та розподільних шаф. Робочий радіус стабільного електрозабезпечення однієї розподільчої шафи становить 25 м. По території будівельного майданчика прокладаються кабельні лінії для живлення силових агрегатів та освітлювального обладнання. Енергетичний баланс диктує використання струму напругою 380 В для роботи електродвигунів машин і виконання технологічних операцій

(електропрогрівання тощо), а також напруги 220 В для систем освітлення. З метою захисту від механічних пошкоджень та стабілізації внутрішньої структури ізоляційних матеріалів, кабельні мережі у траншеях прокладаються на безпечній глибині 0,7 м.

### 5.10 Розрахунок та аналіз ТЕП будівельного генерального плану

У процесі проектування будівельного генерального плану для комплексної оцінки раціональності просторового розподілу тимчасових і постійних елементів виконується морфометричний аналіз за такими основними показниками:

Коефіцієнт забудови території (Кз).

Цей показник характеризує щільність розміщення капітальних архітектурно-конструктивних формацій відносно загальних просторових меж та визначається як відношення площі постійної забудови до загальної площі будівельного майданчика:

$$K_z = F_2 / F_1 = 3744 / 52800 = 0,071$$

де  $F_1=52800$  м<sup>2</sup> - загальна площа території будівельного майданчика за генеральним планом;

$F_2=3744$  м<sup>2</sup> -сумарна площа забудови проєктованих та існуючих об'єктів тектонічного масиву.

Коефіцієнт використання площі території будівельного майданчика.

Цей показник відображає ступінь залученості земельних ресурсів під постійні та допоміжні системи і визначається за формулою:

$$K_{\text{вик}} = (F_2 + F_{\text{м.б.}}) / F_1 = (3744 + (612 + 5370)) / 52800 = 0,18$$

де  $F_{\text{т.б.}}=612+5370=5982$  м<sup>2</sup>- сумарна площа, яку займає допоміжний енерго-матеріальний конгломерат (інвентарні санітарно-побутові та адміністративні споруди, тимчасові склади, логістичні проїзди, залізничні колії та автомобільні дороги).

Для оцінки загального обсягу капітальних вкладень у підготовчий період будівельного виробництва зафіксовано такі лінійні параметри тимчасових інженерно-транспортних мереж:

- загальна протяжність автомобільних доріг тимчасового призначення: 880 м;
- сумарна довжина мереж тимчасового водопостачання: 770 м;
- загальна лінійна довжина повітряних та кабельних електромереж: 1510 м.

Ці лінійні показники відповідають межах фізичної витривалості транспортно-енергетичного контуру майданчика та спрямовані на стабільне

збереження енерго-матеріального гомеостазу в процесі зведення будівельного кістяка споруди [1, 2].

## Список використаних джерел

1. Л. Б. Великовський. Архітектура цивільних та промислових будівель.
2. Р. І. Трепененков. Альбом креслень конструкцій і деталей промислових будівель.
3. С. В. Дятков. Архітектура промислових будівель.
4. Л. Ф. Шубін. Архітектура цивільних та промислових будівель. Том V.
5. І. А. Шерешевський. Конструювання промислових будівель та споруд.
6. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування
7. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
8. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Веденников и др.; Под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с., ил.
9. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. — Мінрегіонбуд України. К., 2011. — 67 с.
10. ЕНиР, сборники Е-1, Е-4, Е-5, Е-22. — Госстрой СРСР. М. — 1987.  
ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. — Мінрегіонбуд України. К., 2001. — 104 с.
11. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. — Мінрегіонбуд України. К., 2012. — 94 с.
12. Дикман Л.Г. Организация строительного производства. Учебник для строительных вузов. — М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. — 608 с.
13. Хамзин С.К., Карасев А.К. Технология строительного производства: Учеб. пособие для строит, спец. вузов. — М.: ООО «БАСТЕТ», 2006. — 216 с.: ил.
14. Барч И.З. Строительные краны. Справочное пособие. Изд. 2-ое, перераб. и доп. — К.: «Будівельник», 1974. — 336 с.: ил.
15. Технологія будівельного виробництва; Підручник./ В.К.Черненко, М.Г. Єрмоленко, Г.М. Батура та ін.; за ред. В.К. Чернетка, М.Г. Єрмоленка.— К.: Вища шк., 2002 р.— 430 с.
16. Технология строительного производства / Под ред. О.О. Литвинова, Ю.М.Белякова, —К.: Вища шк. 1985 г. — 479 с.
17. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва / Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2012.
18. 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»/ Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2011.