

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____ Лапенко О.І.

“ _____ ” _____ 2022 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ БАКАЛАВР

Студента Лаврика Владислава Ігоровича

Курс четвертий група 405

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації

«Промислове і цивільне будівництво»

Шифр 192

Керівник: д.т.н., професор Лапенко Олександр Іванович

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):

Родченко О.В.

Київ 2022

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____Лапенко О.І.

“ _____ ” _____ 2022 р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Студенту Лаврику Владиславу Ігоровичу

Курс четвертий група 405

Спеціальність Промислове і цивільне будівництво

Шифр 192

1. Тема проекту Адміністративний центр у м. Ірпінь Київської області

Тему проекту затверджено наказом ректора університету

1) від “ _____ ” _____ 2020 р. за № /ст

2. Вихідні данні до проекту

2.1. Характеристику будинку

2.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

Адміністративна будівля _____

2.1.2. Матеріал головних конструкцій залізобетон, бетон С20/25, арматура А240С, А400С,5, цегла, скло, _____

2.1.3 Інші загальні дані _____

2.2. Навантаження Згідно ДБН В. 1.2-2:2006. «Навантаження і впливи»
постійні та тимчасові навантаження (короткочасні та тривалі) _____

2.3. Район будівництва м. Ірпінь _____

2.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 2.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , т/м ³	Щільність γ_s , т/м ³	Природна вологість ґрунту а. <u>W, %</u>	Глибина залягання підшви шару
ІГЕ-1	ґрунто-рослинний шар	-	-	-	-
ІГЕ-3	Суглинки жовто-бури	1,76	2,0	20	-
ІГЕ-4	Пісок дрібний	1,96	1,68	9	-

Грунтові води на відмітці 2,5-4,2 м.

Особливі умови Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 1,0 м.

2.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика Рельєф ділянки
спокійний з ухилом в південно-східному напрямку.

2.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування пісок – з кар'єру (6 км), щебень (гравій), цемент – з заводу (10 км), металоконструкції – з заводу. Транспортування – вантажним спецавтотранспортом.

2.7. Строки будівництва згідно календарного графіка

2.8. Додаткові данні _____

3. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

3.1. Вступ Загальні характеристики будівлі та її необхідність і актуальність
будівництва

3.2. Аналітичний огляд Актуальність будівництва з урахуванням сучасних
вимог до монолітного будівництва

3.3. Архітектурний розділ Об'ємно-планувальне рішення будівлі,
конструктивна форма, архітектурно-конструктивне рішення, експлікація
приміщень, основні будівельні
конструкції

Обсяг графічного матеріалу 2 листи

3.4. Розрахунково-конструктивний розділ розділ містить креслення

елементів будинку та розрахунково-конструктивну частину: залізобетонна
плита перекриття, залізобетонна колона, залізобетонна балка

Обсяг графічного матеріалу 2 листи

3.5. Основи і фундаменти Розрахунок фундаментів стрічкових

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.6. Технологія будівництва (ремонт) Технологія виробництва основних
видів будівельно-монтажних робіт

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4. Додатки Ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- Архітектурна частина Лапенко О.І.
- Розрахунково-конструктивна частина Лапенко О.І.
- Технологія будівництва (ремонт) Лапенко О.І.

Дата видачі завдання " " 2022 р., термін закінчення
дипломного проекту і надання його до захисту " " червня 2022 р.

Керівник дипломного проекту
 / Лапенко О.І. ./

Завдання до виконання прийняв 2022 р.

Студент

Зміст

Вступ.....	
1. Аналітичний огляд.....	
2. Архітектурно – будівельний розділ.....	
2.1. Загальна частина.....	
2.1.1. Вихідні дані.....	
2.2.1. Функціональне призначення будівлі.....	
2.3.1. Обґрунтування генерального плану об'єкта.....	
2.4.1. Обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкта...	
2.4.2. Об'ємно-планувальні вирішення	
2.5. Конструктивне вирішення адміністративного центру.....	
2.5.1. Фундаменти.....	
2.5.2. Зовнішні стіни.....	
2.5.3. Перемички, бали, плити покриття та перекриття.....	
2.5.4. Внутрішні стіни та перегородки двері та вікна.....	
2.5.5. Підлоги та оздоблення стін.....	
2.8. Техніко економічні показники будівлі.....	
3. Розрахунково-конструктивний розділ.....	
3.1. Розрахунок двосхилої решітчастої залізобетонної балки.....	
3.1.1. Визначення навантажень.....	
3.1.2. Визначення площі поздовжньої арматури.....	
3.1.3. Розрахунок на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої.....	
3.1.4. Розрахунок тріщиностійкості та деформацій.....	
3.1.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури..	
3.1.6. Розрахунок ширини розкриття тріщин, нормальних до	

поздовжньої осі.....

3.2. Розрахунок монолітного ростверку.....

4. Основи і фундаменти.....

4.1. Оцінка інженерно геологічних умов ділянки будівництва.....

4.2. Збір навантажень.....

4.3. Розрахунок пальового фундаменту.....

4.3.1. Розрахунок пальового фундаменту зі стрічковим монолітним ростверком за несучою здатністю.....

4.3.2. Розрахунок одиночної палі на просідання.....

4.3.3. Розрахунок пальового фундаменту під колону.....

4.3.4. Розрахунок куща паль на просідання.....

5. Технологія будівельного виробництва.....

5.1. Технологічна карта на монтаж плит покриття.....

5.1.1. Область застосування.....

5.2. Організація і технологія виконання робіт.....

5.2.1. Вибір вантажопідйомних машин.....

5.2.2. Вибір вантажнозахватних пристосувань.....

5.2.3. Визначення розрахункових параметрів крану, вибір кранів.....

5.2.4. Транспортування та складування плит покриття.....

5.2.5. Основні вимоги до монтажу збірних конструкцій.....

5.2.6. Монтаж плит покриття.....

5.2.7. Електрозварювання стиків і закладних деталей.....

5.2.8. Захист зварного з'єднання від корозії.....

5.2.9. Замонолічування стиків і швів між плитами покриття.....

5.3. Вимоги до якості і приймання робіт.....

5.4 Матеріально-технічні ресурси.....

5.5. Техніка безпеки.....

5.6. Техніко - економічні показники.....

Література.....

Додатки.....

Вступ

Капітальне будівництво – галузь, в якій реалізується по масі більш однієї третьої всієї продукції сфери матеріального виробництва.

Будівлі та споруди являються об'єктами довгострокового використання, та частина цих об'єктів має бути оптимальною з точки зору забезпечення умов високого комфорту та естетичних потреб при врахуванні неординарних рішень.

В наш час, завдяки стрімкому розвитку будівельної галузі, з'явилась можливість втілювати у життя досить незвичайні та оригінальні проекти. За останні 15 років в Україні напрацьована база проектувань та технології виготовлення (опалубки, бетононасоси, транспортування та виготовлення) таких конструктивних рішень, як зведення каркасно-монолітних будівель з будь-яким об'ємно-планувальним рішенням. Одним із таких об'єктів є адміністративний центр із залом на 500 місць. Головною особливістю будівлі є її багатофункціональність. В адміністративному центрі передбачається влаштування універсального глядацького залу, який дозволяє не тільки проведення конференцій, концертів, але й перегляд кінофільмів.

Даний дипломний проект містить розділи, які детально описують розрахунки та конструювання окремих елементів будівлі, технологію їх влаштування, техніко-економічні показники щодо цих елементів та до будівлі в цілому.

Метою даної роботи є проведення всіх необхідних розрахунків по влаштуванню монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів й плит перекриття.

1. Архітектурна частина

Плоскі залізобетонні конструкції (балки-стінки, діафрагми жорсткості, пілони, стіни, підпірні стінки) займають значний відсоток серед сучасних будівельних конструкцій, але методика їх розрахунку потребує відповідних корегувань деяких факторів, найважливішими з яких є несумісність деформацій бетону і арматури, деформаційні ефекти, що виникають в залізобетоні після появи тріщин. Більшість існуючих методів заснована на лінійній залежності між напруженнями та деформаціями в матеріалі конструкцій. Сучасна методика розрахунку таких конструкцій, запропонована професором Карпенком, незважаючи на свою громіздкість (залізобетон розглядається як анізотропний матеріал), не враховує ці фактори.

При збільшенні навантаження на будівлю відбувається руйнування бетону стикових з'єднань, виникають зсуви і розкриття стиків, перекося панелей та тріщини в них. Розвиток деформацій в конструкціях будівлі змінюють характер розподілу зусиль в стінах і роблять його відмінним від розподілу в пружній стадії роботи конструкції. Розрахунок пружної системи не в повній мірі дозволяє оцінити дійсну роботу конструкції будівлі.

В той же час тріщиноутворення в конструкціях і деформації стиків знаходяться в межах, які допускають норми проектування і відповідають експлуатаційній стадії роботи будівлі. Тому вивчення конструкції в цій стадії є важливим для визначення деформаційних властивостей. Але цьому питанню до тепер не приділялося достатньо уваги. Розроблені методи розрахунку будівель з врахуванням нелінійних властивостей матеріалу засновані на використанні дискретних та дискретно-континуальних моделей, що являють собою, як правило, складені стержні та оболонки, стержневі або пластинчасті системи.

2.1 Загальна частина

Основним призначенням архітектури завжди було створення необхідного для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність якої визначалися рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки. Це життєве середовище, яке називається - архітектурою, втілюється в будинках, що мають внутрішній простір, комплексах будинків і споруджень, що організують зовнішній простір - вулиці, площі і міста.

Скорочення витрат в архітектурі і в будівництві в цілому, здійснюється раціональними об'ємно - планувальними рішеннями будинків, правильним вибором будівельних і оздоблювальних матеріалів, полегшенням конструкції, удосконаленням методів будівництва. Головним економічним резервом у містобудуванні є підвищення ефективності використання землі.

Громадські будинки і споруди призначаються для установ культурно-побутового обслуговування населення і для різних видів суспільної діяльності людей: політичної, господарської, адміністративної, наукової й ін.

Громадські будинки і споруди представляють матеріальну базу для великого кола соціальних заходів. Цим визначається їхнє значення в містобудуванні й у будівництві сільських населених пунктів. Безупинне збільшення суспільних фондів споживання, розширення культурно-побутового обслуговування населення і видів суспільної діяльності людей обумовлюють і ріст будівництва, удосконалювання і створення нових типів громадських будинків і споруд.

Громадські будинки і споруди в містах доцільно розміщати в системі так званих суспільних центрів: загальноміських і спеціалізованих, житлових і промислових районів і зон відпочинку, а також громадських центрів

мікрорайонів.

Громадські будинки по своїм об'ємно-планувальним рішенням повинні цілком відповідати своєму призначенню, забезпечувати необхідні зручності для людей, ефективність експлуатації, мати доцільні й економічні конструкції і високі архітектурно-художні якості.

2.1.1. Вихідні дані

В даній частині необхідно розробити архітектурно-будівельне рішення об'єкту будівництва. Даний розділ включає як графічний, так і текстовий матеріал. Графічний матеріал складається з таких креслень: генеральний план із благоустроєм, горизонтальною і вертикальною прив'язками; план першого поверху; повздовжній переріз з необхідними деталями, фасад будинку. Текстова частина включає такі розділи: характеристика ділянки будівництва; функціональне призначення проєктованого об'єкта; обґрунтування генерального плану об'єкта; обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкта; обґрунтування прийнятих будівельних конструкціях; теплотехнічні розрахунки; інженерне обладнання об'єкта; виробнича санітарія і пожежна безпека у проєктованому об'єкті. При виконанні дипломного проєкта застосовувалися та використовувалися будівельні норми та привила, які діють згідно чинного законодавства. Матеріали та конструкції підібрані відповідно до норм, що діють на Україні.

Згідно завдання на дипломний проєкт на тему:

Адміністративний центр у м. Ірпінь, вихідними даними є:

- 1) Завдання на дипломне проєктування.
- 2) Геологічний розріз ґрунтової основи.
- 3) Місце розташування житлового будинку .

Будинок дозвілля розташований в громадському кварталі міста Ірпінь, головним фасадом виходить на головну вулицю міста.

Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються в межах 99,15– 99,75 м.

Рельєф майданчика рівний.

Абсолютні відмітки рельєфу по трасам змінюються в інтервалі абсолютних відміток 98,05 – 101,32 м. Загальний ухил рельєфу простежується на північний захід.

Глибина залягання ґрунтових вод – 11 м.,

Клімат регіону відноситься до II-B кліматичної зони при середньомісячній температурі січня -5 °С та при середньомісячній температурі липня 20 °С розрахункова зимова температура -23 °С, зона вологості – нормальна, вологість повітря в липні 36%, сніговий район II, вітровий район II, середня швидкість вітру взимку 5 м/с.

Площадка будівництва розташована на території, забудовану раніше приватними будинками.

Класифікація адміністративного центру:

- клас будівлі - II
- клас по ступені довговічності - II,
- клас по ступені вогнестійкості -II,

Будинок обладнаний двома вантажо-пасажирськими ліфтами вантажопідйомністю = 100 кг.

Фундамент - пальовий з монолітним ростверком і збірними з/б блоками в підвальної частині будівлі.

Стіни – цегляні.

Перекрыття і покриття - збірні залізобетонні з пустотних та ребристих плит.

2.2.1. Функціональне призначення будівлі

Дана будівля передбачає видовищний, спортивний та клубний відпочинок. В розвальному центрі передбачається влаштування універсального глядацького залу, який дозволяє не тільки перегляд

кінофільмів, а й проведення концертів, спектаклів.

Для відвідувачів передбачено вестибуль з гардеробами, фойє з барною стійкою, а також на першому поверсі розташований ресторан на 56 місць з окремим входом з двору. Клубна частина має окремий вхід з вестибулем та гардеробом. В клубній частині передбачені комп'ютерні класи, а також аудиторії для теоретичних занять курсів бухгалтерів. Також на другому поверсі розміщено салон краси, кіно-фото лабораторію, студію звукозапису та ательє. Салон краси складається з: масажної кімнати на два стола, солярію, процедурних, кабінета лікаря, кімнати відпочинку, приймальної та перукарні. На третьому поверсі передбачено спортивний клуб з тренажерним залом, кімнатою для гри в настільний теніс та тенісними кортами, які розташовані на території будинку культури.

Для забезпечення належного рівня санітарних умов на кожному поверсі влаштовуються санвузли, душові кабінки розміщені в роздягальні тренажерного залу, в масажній салону краси, в солярію, в кімнаті інструкторів спортивного клубу та за кулісами.

2.3.1. Обґрунтування генерального плану об'єкта

Розміщення та розміри земельних ділянок будинку дозвілля належить приймати відповідно до ДБН 360-92** „Містобудування. Планування та забудова міських та сільських поселень”. Будівля адміністративного центру розміщується не ближче 12 м від червоної лінії. Відстань від межі ділянки ліцею до стін житлових будинків із входами та вікнами приймається не менше 10 м. По периметру земельної ділянки передбачено захисну зелену смугу (дерева, кущі, газон) завширшки не менше 1,5 м, а з боку вулиць — не менше 3 м.

Передбачено під'їзди для пожежних машин до будівлі, можливість

об'їзду навколо будівлі, а також відкриті ділянки для стоянки автомобілів та іншого транспорту, враховуючи стоянки спеціалізованого транспорту для учнів-інвалідів згідно з діючими нормами ДБН 360-92*. Під'їзди до адміністративного центру мають тверде покриття. Пішохідні потоки та автотранспортні шляхи розділено згідно діючих норм та правил. На ділянці центру передбачено такі функціональні зони: фізкультурно-спортивну, відпочинку, господарську.

Фізкультурно-спортивна зона містить відкриті спортивні майданчики для гри в теніс. Фізкультурно-спортивна зона розміщується суміжно з зоною відпочинку. Майданчики для ігор з м'ячем та метання спортивних снарядів розмішуються на відстані не менше 25 м від вікон навчальних та навчально-допоміжних приміщень будинків (при наявності огорожі заввишки 3 м і завдовжки не менше 15 м), Тенісні корти мають огорожу та знаходяться на відстані 15 м від будівлі. Площадки кортів мають розміри 36x18 їх пропускну здатність 32 людини за зміну згідно з СНиП II-76-78 "Спортивные сооружения" .

Так, як спортивний майданчик знаходиться з боку вікон комп'ютерних класів та приміщень аудиторій застосовуються заходи щодо захисту від шуму за рахунок озеленення.

За умовами інсоляції забезпечене сонячне опромінення фізкультурно-спортивної зони в період з березня по вересень протягом не менше 3-х годин на день. Зона відпочинку містить майданчики активного та тихого відпочинку. Майданчики активного відпочинку прилягають до фізкультурно-спортивної зони, розмішуються біля входів та виходів з ділянки на вулицю. Майданчики для тихого відпочинку розмішуються у комплексі з озелененням.

Площа озеленення земельних ділянок складає 41.5% загальної площі ділянки (включаючи озеленені місця відпочинку). Високорослі дерева

висаджуються на відстані не меншій 10 м від стін з вікнами, а чагарники — не менше 5 м.

Згідно ДБН В.2.2 – 3 – 97 ділянка будинку дозвілля не перетинається вулицями та дорогами.

2.4.1. Обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкта

Даний розділ розробляється згідно ДБН В.2.2.-9-99 "Громадські будівлі та споруди".

Будівля трьохповерхова з підвалом, двох світловою глядацькою залюю, півтора світловим фойє.

Вертикальний зв'язок між приміщеннями відбувається за рахунок трьох основних сходових кліток, решта допоміжні.

2.4.2. Об'ємно-планувальне вирішення глядацької зали

Глядацька зала адміністративного центру багатоцільового використання на 500 місць має наступні технологічні параметри:

Д – відстань (по вісі глядацької зали) від червоної лінії до спинки останнього ряду глядацьких місць – 21.03 м;

Ш – ширина глядацької зали – 14,50 м;

В – висота (середня) глядацької зали – 7,00 м;

Д₁ - відстань (по вісі глядацької зали) від червоної лінії до спинки першого ряду Д₁=4,90 м,

Будинок відноситься до клубу, площа глядацької зали на 500 місць, згідно зі ДБН В.2.2.-9-99 "Громадські будівлі та споруди", складає:

$$S'' = 0,65 \cdot 500 = 325 \text{ м}^2$$

Де 0,65 м² нормативна площа на одного глядача

Площа залу дорівнює $S=344,7 \text{ м}^2$, що відповідає нормативному показнику.

Нормативний об'єм глядацької зали на одного відвідувача:

$$V'' = 4 \cdot 7 \text{ м}^3$$

$$V'' = 4 \cdot 500 = 2000 \text{ м}^3$$

$$V = S \cdot B = 344 \cdot 7 \cdot 7 = 2412,9 \text{ м}^3$$

Глядацькі місця розташовані на ступінчатому полу .

Кількість рядів – 18;

Максимально встановлена кількість місць в одному ряду - 29;

Відстань між спинками місць в рядах – 0,85; 0,9 м;

Горизонтальний кут розміщення глядацьких місць - 30° ;

Вертикальний кут видимості - 10° ;

Перевищення променів зору, направлених на червону лінію сцени для кожного ряду не менше – 0,06 м;

B_n - Перевищення рівня пола ігрової площадки над рівнем пола глядацького зала першого ряду глядацьких місць – 1.0 м ;

2.5.1. Фундаменти

Під адміністративний центр запроектовані пальові фундаменти з $L=5$ м, по пальовій основі запроектований монолітний армований ростверк. По монолітному ростверку фундамент виконується зі збірних бетонних блоків.

При використанні пальових основ під фундаменти:

- підвищується надійність роботи фундаментів,
 - зменшуються грабарства ,
 - зменшується матеріалоемність,
 - можливість працювати в зимовий період без небезпеки промерзання ґрунтової основи
- у випадку затоплення підвалу і замочуванням основи немає небезпеки просадок при подальшій експлуатації.

Негативною стороною пальового фундаменту є трудомісткість при забиванні паль.

2.5.2. Зовнішні стіни.

Дана будівля має жорстку конструктивну схему, в якій міжповерхові перекриття та покриття при вибраних відстанях між поперечними стінами та кладкою працюють як опори. Зовнішні стіни зі звичайної цегли М-75 на розчині М-25. Внутрішні стіни із звичайної цегли М-75 на розчині М-25. Кладка цоколя зовнішніх стін із звичайної глиняної цегли М-100 на розчині М-50. Розчин – цементно-пісчаний. Товщина зовнішньої цегляної кладки стіни будівлі становить 510 мм.

Утеплення будівлі виконано пінополістиролом ззовні. Плити пінополістиролу кріпляться до стін будівлі дюбелями.

Стіни поштукатурені та пофарбовані фасадними фарбами. Штукатурка виконана по металевій сітці.

2.5.3. Перемички, бали, плити покриття та перекриття

Перемички – збірні залізобетонні по серії 1.139-1 вип.1. Перекриття та покриття – попередньо напружені панелі з круглими пустотами довжиною, 2680, 2980, 3280, 5980, по серії 1.141-1 випуск 60;63 довжиною 8980 по серії 1.241-1 випуск 21, плити над глядацькою залою довжиною 5980 – ребристі по серії 1.465-3.

Плити покриття над глядацькою залою спираються на цегляні стіни та на двоххилу решітчасту балку довжиною 17960 за серією 1.462.1-3/89

2.5.4. Внутрішні стіни та перегородки, двері та вікна

Внутрішні стіни та перегородки виконані із звичайної глиняної цегли М-75 на цементно-піщаному розчині М-25. Покрівля рулонна. Ухил покрівлі створюється за допомогою керамзитового гравію. Водовідвід внутрішній. Утеплювач прийнято пінополістерол за теплотехнічним розрахунком.

Вікна значною мірою визначають ступінь комфорту в будівлі і його

архітектурно – художнє рішення. Вікна і вітражі підібрані відповідно до площ освітлюваних приміщень. Верх вікон максимально наближений до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнати. Дерев'яні конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, у зв'язку з чим їх необхідно періодично фарбувати.

В даному дипломному проекті розміри дверей, як внутрішні всередині кабінетів, так і зовнішні посилені. Двері застосовані як однопільні, так і двопільні, розмірами: 2,1; 2,4; 2,7 м висотою і 1,9; 1,5; 1; 0,9; 0,8; 0,7 м шириною. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні по напрямку руху на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні коробки закріплені в отворах антисептованими дерев'яними пробками, що закладаються в кладку під час кладки стін. Для зовнішніх дерев'яних дверей і на сходових клітках в тамбурі - коробки влаштовують з порогами, а для внутрішніх дверей - без порогу. На шляхах евакуації дверні полотна виконують важкозгораємими. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або заміни полотна дверей. щоб уникнути знаходження дверей у відкритому стані або ляскання встановлюють спеціальні пружинні пристрої, які тримають двері в закритому стані і плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнуються ручками, клямками і врізними замками.

2.5.5. Підлоги та оздоблення стін

Підлоги повинні задовольняти вимогам міцності, опору зносу, еластичності, безшумності, зручності прибирання. Підлоги в фойє та в глядацькій залі виконано з штучного паркету; на сходиноківій клітці, в тамбурах, в коридорах та в оркестровій ямі виконані мозаїчні підлоги. Підлога в танцювальній залі диско клубу, який розташовано на другому

поверсі виконано з дошок зі звукоізоляційною прокладкою. Решту приміщень виконано з лінолеуму на теплоізолюючому шарові. Стяжка виконується з розчину по керамзитовій засипці, що є звукоізоляційним шаром. В санвузлах, душових кабінках, фотолабораторії, допоміжних приміщеннях бару, ресторану, та кафе підлоги виконано з керамічної плитки. Позитивними сторонами даної підлоги є їхня гігієнічність, а недоліком велика трудомісткість.

Внутрішнє оздоблювання – поліпшена штукатурка з подальшим пофарбуванням, в навчальних аудиторіях клеєння шпалер. В санвузлах, душових кабінках, фотолабораторії, допоміжних приміщеннях бару, ресторану, та кафе виконано облицювання керамічною плиткою.

2.8. Техніко-економічні показники будівлі

Будівельний об'єм надземної частини розважального центру з неопалюваним горищем визначають як добуток площі горизонтального перерізу на рівні першого поверху вище цоколя (по зовнішніх гранях стін) на висоту, виміряну від рівня підлоги першого поверху до верхньої площини теплоізоляційного шару горищного перекриття. Будівельний об'єм підземної частини будівлі визначають як добуток площі горизонтального перерізу по зовнішньому оконтурі будинку на рівні першого поверху, на рівні вище цоколя, на висоту від підлоги підвалу до підлоги першого поверху.

Площу забудови розраховують як площу горизонтального перерізу будинку на рівні цоколя, включаючи усі виступаючі частини і покриття, що мають, (ганок, веранди, тераси).

Площу приміщень вимірюють між поверхнями стін і перегородок на рівні підлоги. Загальна площа – це сума площ всіх приміщень.

Будівельний об'єм будівлі – 25233,43 м³;

Об'єм підземної частини будівлі – 1776,5 м³;

Площа забудови – 2494,0 м²;

Загальна площа – 4752.16 м²;

Робоча площа – 4752.16 м²;

Площа на одного відвідувача – 4,61 м²;

K₁ - Відношення загальної площі до робочої площі – 0,75;

K₂ - Відношення будівельного об'єму до загальної площі – 7,06;

2. Розрахунково-конструктивна частина

В цьому розділі приведено розрахунок двосхилої решітчастої залізобетонної балки над глядацькою залогою, проліт 18м крок 6м, також розраховано та законструйовано монолітний з/б ростверк.

3.1. Розрахунок двосхилої решітчастої залізобетонної балки

Бетон важкий класу В35:

коефіцієнт умов роботи $b_2 = 0,9$, $R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа, $R_b = 17,5$ МПа, $R_{bt} = 1,15$ МПа, $E_b = 3,1 \cdot 10^4$ МПа ([5], ч.І, табл.12,13,16).

Попередньо напружена арматура класу А-V:

$R_{s,ser} = 785$ МПа, $R_s = 680$ МПа, $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа ([5], ч.І, табл. 19,22,25).

Арматура класу А-III :

$d \leq 10$ мм - $R_s = 355$ МПа, $d > 10$ мм - $R_s = 365$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа ([5], ч.І, табл.21,25).

Арматура класу Вр-I діаметром 5 мм:

$R_s = 360$ МПа, $R_{sw} = 260$ МПа, $E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа ([5], ч.І, табл.22,25).

3.1.1 Визначення навантажень

На балку передаються навантаження від власної ваги покрівлі і снігу. Ці навантаження підраховані та наведені в табл.1.

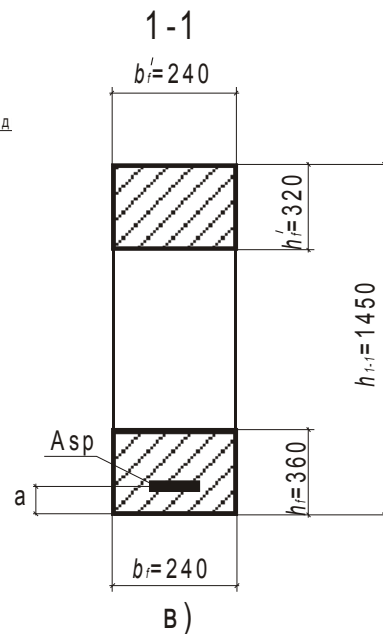
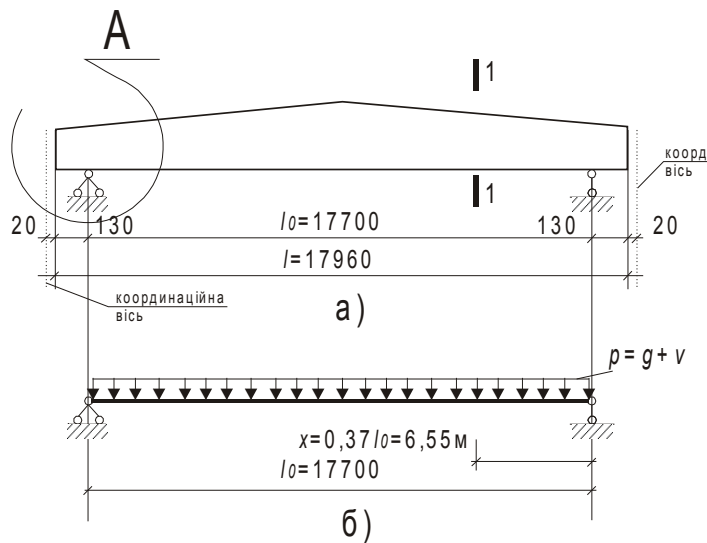


Рисунок
3.11
Балка (б,
в)
До

розрахунку балки при визначенні площі

а) загальний вигляд балки; б)

розрахункова схема балки; в) схема перерізу балки; г) загальний вигляд опорної частини балки

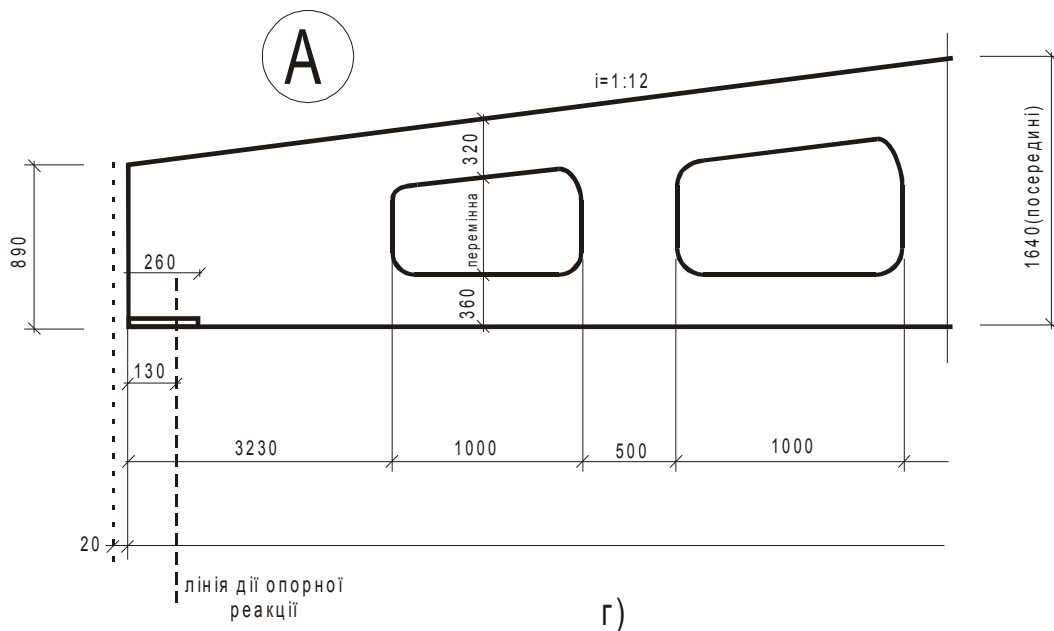


Рисунок 3.12 загальний вигляд опорної частини балки

3.1.2 Визначення площі поздовжньої арматури

Для визначення площі A_{sp} поздовжньої робочої арматури застосуємо розрахункову схему, зображену на рис.11. Зважаючи на те, що навантаження від покриття на балку передається через ребра плит у вигляді зосереджених сил із кількістю, більшою від 4, то навантаження до балки при визначенні A_{sp} прикладають у вигляді рівномірно розподіленого інтенсивності:

$$p = (g + s)B + g_b,$$

$$g_b = G \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n / l,$$

$$g_b = 84 \cdot 1,1 \cdot 0,95 / 17,96 = 7,04 \text{ кН/м},$$

Отримуємо: $p = (2,6 + 0,93) \cdot 6 + 7,04 = 52,90 \text{ кН/м}.$

Від дії зовнішнього навантаження p у перерізах балки виникають згинальні моменти, значення яких обчислюються за формулою

$$M_x = \frac{px}{2}(l_0 - x).$$

Для визначення необхідної площі арматури значення моменту M_x обчислюємо у перерізі 1-1 на відстані $x=0,37l_0$ від опори, тобто там, де міцність двосхилих балок найменша, а тому площа арматури має бути найбільшою:

$$M_x = \frac{52,90 \cdot 6,55}{2}(17,7 - 6,55) = 1931,71 \text{ кНм}.$$

Оскільки розглядається переріз 1-1 на відстані $x=0,37l_0$ від опори (рис.11), то його висота:

$$h_{1-1} = 890 + (130 + 0,37 \cdot 17700) \frac{1}{12} = 1450 \text{ мм},$$

$$h_{0,1-1} = h_{1-1} - a = 1450 - \frac{300}{2} = 1300 \text{ мм}.$$

Установлюємо місце розташування нейтральної лінії за умовою

$$M_x \leq M'_f.$$

$$\begin{aligned} M_x &= 1931,71 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \leq M'_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = \\ &= 17,5 \cdot 280 \cdot 420 \cdot (1300 - 0,5 \cdot 420) = 2243 \cdot 10^6 \text{ Нмм}. \end{aligned}$$

Оскільки умова виконується, то нейтральна лінія знаходиться в межах верхнього пояса.

Площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури визначимо, використовуючи формули (30) і (31) [5]. Спочатку обчислюємо значення

$$\alpha_m = \frac{M_x}{R_b b_f h_{0,1-1}^2}$$

При умові α_m (R) ([5], табл. 26) з таблиці 28 [6] знаходимо η , обчислюємо γ_{s6} і визначаємо A_{sp} за формулою

$$A_{sp} = \frac{M_x - R_s A_s \zeta h_{0,1-1}}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_{0,1-1}},$$

$$\text{де } \gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta$$

- за [5], п. 3.7.

Площею арматури A_s , якщо вона встановлюється з конструктивних міркувань, можна знехтувати для запасу несучої здатності балки.

Для вихідних даних

$$\alpha_m = \frac{1931,71 \cdot 10^6}{17,5 \cdot 280 \cdot 1300^2} = 0,233,$$

$$R = 0,48 \text{ при } \frac{\sigma_{sp} + \Delta \sigma_{sp}}{R_s} = 0,6 \quad ([5], \text{ табл. 26, с. 71, примітка 1});$$

$$m = 0,167 \quad R = R (1 - 0,5 R) = 0,48(1 - 0,5 \cdot 0,48) = 0,365, \\ = 0,27; \quad = 0,865.$$

У даному випадку оскільки $\gamma_{s6} = 0,27 > \eta = 0,5 \cdot 0,48 = 0,24$, $\eta = 1,15$ ([6], п.3.7)

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,27}{0,48} - 1 \right) = 1,13.$$

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури без урахування звичайної арматури:

$$A_{sp} = \frac{M_{1-1}}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_{0,1-1}} = \frac{1931,71 \cdot 10^6}{1,13 \cdot 680 \cdot 0,865 \cdot 1300} = 2233 \text{ мм}^2.$$

Для армування балки приймається арматура

$$8 \text{ 20 A-V, площа якої } A_{sp,f} = 2513 \text{ мм}^2.$$

3.1.4 Розрахунок на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги

Розрахунок елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності вздовж похилої смуги між похилими тріщинами повинен виконуватися згідно з п. 3.21 [5] за умовою:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b_f' h_0,$$

де Q – поперечна сила, що приймається на відстані від опори не меншій, ніж h_0 ;

φ_{w1} – коефіцієнт, який ураховує вплив поперечних стержнів, нормальних до поздовжньої осі елемента, і визначається за формулою:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3,$$

$$\text{де } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 6,45,$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_f' S} = \frac{157}{280 \cdot 200} = 2,8 \cdot 10^{-3},$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,45 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} = 1,09 < 1,3;$$

φ_{b1} – коефіцієнт, котрий визначається за формулою

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b,$$

де $\beta = 0,01$ - для важкого бетону,

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 17,5 = 0,825.$$

Підставляючи обчислені значення, маємо:

$$\begin{aligned} 0,3 \cdot 1,09 \cdot 0,825 \cdot 17,5 \cdot 280 \cdot 760 &= 1004919 \text{ Н} = \\ &= 1004,9 \text{ кН} > Q_{\max} = 406,28 \text{ кН}, \end{aligned}$$

Тобто несуча здатність балки на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги забезпечена.

3.1.6. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Арматура A_{sp} натягується механічним способом на упори. За формулою

$$0,32R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,95R_{s,ser}$$

назначається величина попереднього напруження σ_{sp} арматури A_{sp} .

Необхідно, щоб $\sigma_{sp} \geq 0,6R_s = 0,6 \cdot 680 = 408 \text{ МПа}$ ([5], п.3.6).

Обчисливши попередньо

$$\sigma_{sp} = 0,95R_{s,ser} = 0,95 \cdot 785 = 745,75 \text{ МПа},$$

остаточно приймаємо $\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа}$.

Передаточна міцність бетону назначається згідно з п.2.3 [5]

$$R_{bp} = 0,65 \cdot B = 0,65 \cdot 35 = 22,75 \text{ МПа}.$$

Остаточно значення R_{bp} приймається кратним 5, тобто

$$0,5B = 0,5 \cdot 35 = 17,5 \text{ МПа} < R_{bp} = 25 \text{ МПа} > 11 \text{ МПа}.$$

Перші втрати $\sigma_{\Pi} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$ попереднього напруження в арматурі визначаються за таблицею 4 [5].

Величина втрат σ_1 від релаксації напружень арматури

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 700 - 20 = 50 \text{ МПа}.$$

Утрати σ_2 від температурного перепаду для бетону В35 за відсутності точних даних

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,2 \text{ МПа}.$$

Утрати σ_3 від деформацій анкерів, розташованих біля натягувальних пристроїв,

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{19000} 1,9 \cdot 10^5 = 20 \text{ МПа},$$

де $l=19000 \text{ мм}$.

Величина втрат σ_4 від тертя арматури об поверхню обгинальних пристроїв $\sigma_4 = 0$, оскільки арматура прямолінійна.

Утрати σ_5 від деформації сталюї форми $\sigma_5 = 0$, через те що арматура натягується на упори стенда.

Величину втрат σ_6 від швидкоплинної повзучості для бетону, який зазнав теплового оброблення, обчислюють при значенні попереднього напруження σ_{sp1} з урахуванням утрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$ при $\gamma_{sp} = 1$.

$$\begin{aligned} \sigma_{sp1} &= \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5 = \\ &= 700 - 50 - 81,2 - 20 - 0 - 0 = 368,8 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Відповідно зусилля обтиснення

$$P = \sigma_{sp1} \cdot A_{sp} = 368,8 \cdot 2513 = 926794 \text{ Н.}$$

Напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp}

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Py_{sp}^2}{I_{red}} = \frac{926794}{2,25 \cdot 10^5} + \frac{926794 \cdot 588,9^2}{764855 \cdot 10^5} = 8,32 \text{ МПа,}$$

$$\text{де } y_{sp} = y_0 - 0,5h_f = 738,9 - 0,5 \cdot 300 = 588,9 \text{ мм}$$

Те ж саме для крайнього верхнього волокна

$$\begin{aligned} \sigma'_{bp} &= \frac{P}{A_{red}} - \frac{Py_{sp}(h_{1-1} - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g(h_{1-1} - y_0)}{I_{red}} = \\ &= \frac{926794}{2,25 \cdot 10^5} - \frac{926794 \cdot 588,9(1450 - 738,9)}{764855 \cdot 10^5} + \frac{233,7 \cdot 10^6(1450 - 738,9)}{764855 \cdot 10^5} = -0,96 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

де M_g - згинальний момент від власної ваги балки,

$$M_g = \frac{g_b}{2\gamma_f} x(l-x) = \frac{7,04}{2 \cdot 1,1} 6,55(17,7 - 6,55) = 233,7 \text{ кНм;}$$

l - відстань між опорами при складуванні балки;

g_b, γ_f, x - величини з п. 4.1.2.

Коефіцієнт α ([5], табл.4, п.6)

$$\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 25 = 0,875 > 0,8, \text{ тому приймаємо } \alpha = 0,8.$$

$$\text{При } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,32}{25} = 0,333 < \alpha = 0,8.$$

Остаточні втрати

$$\sigma_6 = 34 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 34 \frac{8,32}{25} = 11,32 \text{ МПа; } \sigma_6' = 0.$$

За даними обчислень знаходимо, що перші втрати

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = \\ &= 50 + 81,2 + 20 + 0 + 0 + 11,32 = 162,52 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Другі втрати $\sigma_{12} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$

Значення втрат $\sigma_7 = 0$.

Втрати σ_8 від усадки важкого бетону класу В35 при тепловому

обробленні

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$$

Утрати σ_9 від повзучості бетону визначаємо для величини попереднього напруження з урахуванням перших утрат

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 700 - 162,52 = 537,48 \text{ МПа.}$$

Напруження в арматурі A_s й A'_s відповідно будуть дорівнювати

$$\sigma_s = \sigma_6 = 11,32 \cdot \text{МПа}, \quad \sigma'_s = \sigma'_6 = 0.$$

Зусилля обтиснення P_1 після перших утрат σ_{sp1} та його ексцентриситет

$e_{op,1}$

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 537,48 \cdot 2513 - 11,32 \cdot 616 - 0 = 1343714 \text{ Н};$$

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \\ = \frac{537,48 \cdot 2513 \cdot 588,9 - 11,32 \cdot 616 \cdot 588,9}{1343714} = 588,9 \text{ мм,}$$

$$y_s = y_o - 0,5h_f = 738,9 - 0,5 \cdot 300 = 588,9 \cdot \text{мм.}$$

Напруження стиску в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp}

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \\ = \frac{1343714}{2,25 \cdot 10^5} + \frac{1343714 \cdot 588,9 \cdot 588,9}{764855 \cdot 10^5} - \frac{233,7 \cdot 10^6 \cdot 588,9}{764855 \cdot 10^5} = 10,27 \text{ МПа.}$$

Те ж саме для крайнього верхнього волокна

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op1} (h_{1-1} - y_o)}{I_{red}} + \frac{M_g (h_{1-1} - y_o)}{I_{red}} = \\ = \frac{1343714}{2,25 \cdot 10^5} - \frac{1343714 \cdot 588,9 \cdot (1450 - 738,9)}{764855 \cdot 10^5} + \frac{233,7 \cdot 10^6 (1450 - 738,9)}{764855 \cdot 10^5} = -1,56 \text{ МПа.}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{10,27}{25} = 0,41 < 0,75,$$

$$\sigma_9 = 128\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 128 \cdot 1 \frac{10,27}{25} = 52,6 \text{ МПа,}$$

де $\alpha = 1$ ([5], табл. 4),

$$\sigma'_9 = 0.$$

Утрати

$$\sigma_{10} = 0, \sigma_{11} = 0.$$

Другі втрати

$$\sigma_{12} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 52,6 = 87,6 \text{ МПа}.$$

Повні втрати

$$\sigma_l = \sigma_{11} + \sigma_{12} = 162,5 + 87,6 = 250,1 \text{ МПа},$$

що більше від 100 МПа ([5], п.1.16).

4. Основи та фундаменти

4.1. Оцінка інженерно- геологічних умов ділянки будівництва

Згідно з додатками до завдання фізико-механічні властивості ґрунтів:

Фізико-механічні властивості ґрунтів

Таблиця 4.1

Найменування шару	H, м	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	W	W _L	W _p	φ ,	c, кПа	E ,МПа
Рослинний шар	0,9	1,55	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	2,0	1,54	2,68	0,159	0,24	0,17	20	18	6
Суглинок	1,6	1,71	2,68	0,179	0,28	0,18	22	22	14
Суглинок	1,6	1,8	2,71	0,169	0,30	0,19	23	25	17
Лес	6,0	1,8	2,68	0,169	0,24	0,17	23	27	18

Рівень ґрунтових вод 11 м від поверхні землі.

1. Оцінку проводимо згідно ДБН В.2.1-10-2009 “Основи і фундаменти будівель та споруд”.

2. Перший шар ґрунту – рослинний шар – не може служити в якості основи фундаменту, тому повинен бути пройдений тілом фундаменту.

Таблиця 4.2

№	Найменування	Розрахункова	Шар 2	Шар 3	Шар 4	Шар 5

характеристик	формула					
Число пластичності	$I_p = W_L - W_p$	0,07	0,1	0,11	0,07	
Показник текучості	$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$	0,157 (твердий)	- 0,01 (твердий)	- 0,19 (твердий)	-0,014 (твердий)	
Щільність сухого з ґрунту	$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}$	1,33	1,45	1,54	1,54	
Коеф. пористості	$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$	1,02	0,85	0,76	0,74	
Ступінь вологості	$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}$	0,419	0,566	0,603	0,612	
Коефіцієнт пористості на границі текучості	$e_L = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot W_L$	0,418	0,439	0,452	0,357	
Показник I_{ss}	$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e}$	-0,297	-0,221	-0,175	-0,22	

Визначимо просадковість за даними додатку до завдання.

$$\sigma_{zg} = \gamma_{sb} \cdot H_{sl}$$

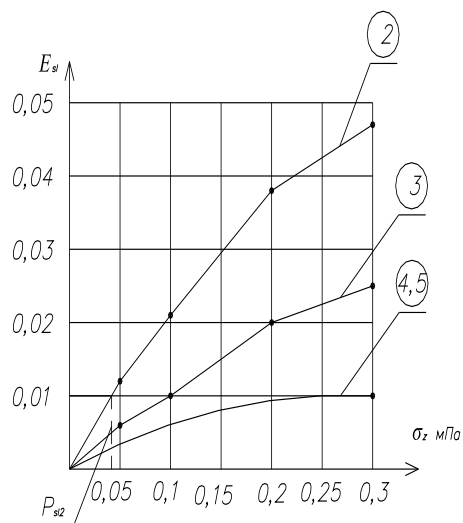
Додаток 4.1

Ґрунт	Потужн		eq	zq	zqs	zqeq
Рослинний шар	0.9	15.5	17.9	13.95	16.09	8,04
Суглинок	2	15.4	17.8	44.75	51.74	27,7
Суглинок	1.6	17.1	18.6	72.11	81.56	58,5
Суглинок	1.6	18	19.3	100.91	112.41	86,5
Лес	6	18	19.2	208.91	227.77	155

Будуємо графік залежності відносного просідання E_{sl} від вертикального тиску

Таблиця 4.3

Грунт	Відносна просадковість E_{sl} ґрунтів при тиску			
	0.05	0.1	0.2	0.3
Рослинний шар	0.012	0.021	0.038	0.047
Суглинок	0.006	0.01	0.02	0.025
Суглинок	-	-	-	0.01
Суглинок	-	-	-	0.01
Лес	-	-	-	-



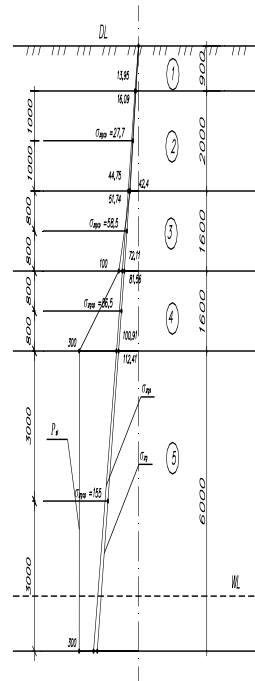
З графіка знаходимо

$$P_{sl2} = 42.4 \frac{\kappa H}{m}$$

$$P_{sl3} = 100 \frac{\kappa H}{m}$$

$$P_{sl4,5} = 300 \frac{\kappa H}{m}$$

Будуємо епюру тиску замоченого ґрунта від власної ваги



З епюри визначаємо відносну просадковість при середньому тиску σ_{zgcp}

$$E_{sl2} = 0,006$$

$$E_{sl3} = 0,007$$

$$E_{sl4} = 0,0055$$

$$E_{sl5} = 0,008$$

Просадка від власної ваги буде дорівнювати:

$$S_{slc2} = 0,006 \cdot 2 = 0,012 \text{ м} = 1,2 \text{ см}$$

$$S_{slc3} = 0,007 \cdot 1,6 + 0,012 = 0,023 \text{ м} = 2,3 \text{ см}$$

$$S_{slc4} = 0,0055 \cdot 1,6 + 0,023 = 0,0318 \text{ м} = 3,2 \text{ см}$$

$$S_{slc5} = 0,008 \cdot 6 + 0,032 = 0,512 \text{ м} = 51,2 \text{ см}$$

Висновок:

- Шар 2 просадковий і не може служити основою для фундаменту.
- Шар 3 не просадковий - може служити основою для фундаментів
- Шар 4 не просадковий - може служити основою для фундаментів
- Шар 5 не просадковий - може служити основою для фундаментів.

В якості основи для фундаментів приймаємо шар 4, фундаменти виконуємо з забивних висячих призматичних паль.

4.2. Збір навантажень

Використовуємо дані про вагу конструкції будівлі та дані про тимчасове навантаження визначаємо вантажні площі перерізів I-I – $S = 4,5 \cdot 1 = 4,5 \text{ м}^2$ та II-II – $S = \text{м}^2$ $(4,5 + 3) \cdot 6 = 45$

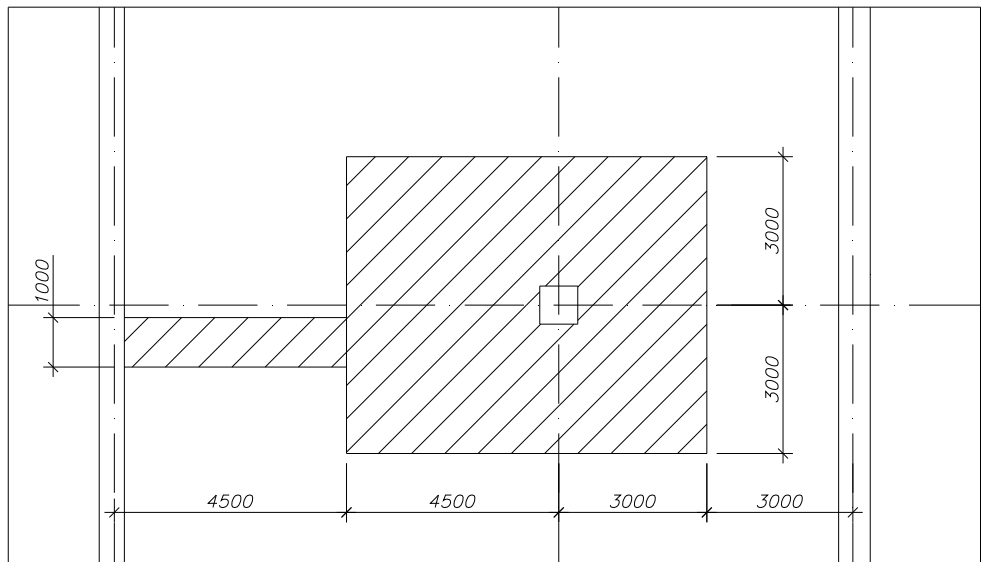


Рисунок 1. Вантажні площі

Навантаження

Таблиця 4.4

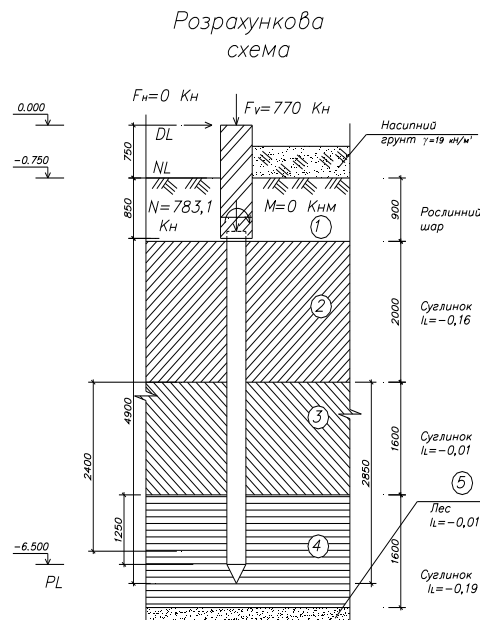
Найменування навантажень	Перерізи фундаментів	
	I-I	II-II
Постійні		
1 Вага покриття	4.5 3.9=17.55	45 3.9=175.5
2 Міжповерхове покриття	3.52*2*4.5=29.52	3.52*2*45=295,2
4 Перегородки	4,5	21,3
5 Стіна	101	111

6	Пройоми	0,675	0
		153.25	590,7
Тимчасові			
9	Снігове навантаження	3,15	7
1	Тимчасове навантаження	16	160
		16.7	172,3
Всього			
		170	770

4.3. Розрахунок пальового фундаменту

4.3.1. Розрахунок пальового фундаменту зі стрічковим монолітним ростверком за несучою здатністю

Переріз I-I несуча зовнішня стіна.



Приймаємо ростверк висотою 0,3 м підшва якого розташована на відмітці -1.600, відмітка поверхні знаходиться на відмітці -0.750. Так як будівля триповерхова нехтуємо вітровим навантаженням і вважаємо прикладання навантаження на відмітці 0.000 центральним $F_v = 170$ кН.

Так як в якості основи прийнятий шар 4 приймаємо палю С-5-30 довжиною 5м. квадратного перерізу з довжиною сторони $b_p = 0,3$ м, паля заглиблена в шар 4 на 1,25 м.

Спряження палі в ростверку приймається шарнірним. Довжина палі в ростверку складає 100 мм. Розрахункова довжина палі:

$$l_p = 5 - 0,1 = 4,9 \text{ м}$$

Визначення несучої здатності висячої палі при $A=0,09 \text{ м}^2$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_{CR} = 1$; $u = 1,2 \text{ м}$; $H=2,85 \text{ м}$ згідно з ДБН "Свайні фундаменти", знайдемо

інтерполяцією: $R=4191 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$, а при $H_1 = 2,4$ м визначимо $f=54,2 \text{ кН}$.

Несуча здатність складатиме:

$$F_{dv} = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 4191 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 54,2) = 458,5 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження допустиме на одну палю складатиме:

$$N = \frac{458,5}{1,4} = 327,5 \text{ кН.}$$

Відстань між палями:

$$l = \frac{N}{F_v} = \frac{327,5}{170} = 1,9$$

$l = 1,9 \text{ м}$ – це більше мінімально допустимої відстані між палями

$3 \cdot b_p = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$. проте максимальна відстань між палями складатиме -

$$6 \cdot b_p = 6 \cdot 0,3 = 1,8 \text{ м.}$$

Тоді приймаємо $l_\phi = 1,8 \text{ м}$.

Якщо ширина стіни складає 0,51 м і при однорядному розміщенні палі приймаємо ширину ростверку 0,5 м. відстань від поверхні палі до краю ростверку складатиме – 0,1 м.

Вага ростверку становитиме:

$$G = 1,8 \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 24 = 8,64 \text{ кН.}$$

Фактичне навантаження становитиме

$$N_\phi = (F_v + G) \cdot l_\phi = (170 + 8,64) \cdot 1,8 = 320,55 \text{ кН} < N = 327,5 \text{ кН.}$$

Умова за першим граничним станом виконана.

4.3.2. Розрахунок одиночної палі на просідання

Умовно розділемо ґрунт на 2 частини, від поверхні землі до вістря палі шар I, від вістря шар II. $l_{pI} = 5,75\text{м}$ $l_{pII} = 0,5 \cdot 5,75 = 2,875\text{м}$. Встановлюємо значення коефіцієнта Пуассона ν і розраховуємо модуль зсуву для кожного шару основи за формулою:

Визначаємо характеристики шарів ґрунту для I шару. E вибираємо із умов проекту, згідно даним ДБН за формулою.

Характеристики шарів ґрунту

Таблиця 4.5

	$E, \text{МПа}$		G
Шар I			
1	0	0	0
2	15	0,27	5,9
3	14	0,27	5,51
4	11	0,35	4,07
Шар II			
5	11	0,35	4,07

Знаходимо $G_I = \frac{0 + 5,9 \cdot 2 + 5,51 \cdot 3,75 + 4,07 \cdot 5,51}{2 + 3,75 + 5,51} = 4,87$

$G_{II} = 4,07$.

Коефіцієнт Пуассона визначаємо за формулою

$$\nu = \frac{\sum h_i \nu_i}{\sum h}$$

$$\nu_I = \frac{0 + 0,27 \cdot 2 + 0,27 \cdot 3,75 + 0,35 \cdot 5,51}{11,26} = 0,31$$

$\nu = 0,35$.

Обчислюємо коефіцієнти k і k_1 за формулою $k (k_1) = 2,82 - 3,78 +$

2.18². в цьому випадку дорівнює середньому арифметичному. $=0,33$.

$$k = 2.82 - 3.78 \cdot 0,33 + 2.18 \cdot 0,33^2 = 1,81$$

$$k_1 = 2.82 - 3.78 \cdot 0,31 + 2.18 \cdot 0,31^2 = 1,86.$$

Тепер визначимо відносну жорсткість стояка палі на стиск, якщо бетон класу В 22,5, ($E_b = 26 \cdot 10^6$ кПа) за формулою:

$$\chi = \frac{E_b A}{G_1 l_p^2} = \frac{26 \cdot 10^6 \cdot 0.09}{4870 \cdot 4.9^2} = 3.5$$

Визначаємо коефіцієнти, що відповідають абсолютній жорсткості палі за формулами:

$$\beta_{жс} = 0,171 \ln \frac{k_v G_1 l_p}{G_2 b_p} = 0,171 \ln \frac{1.81 \cdot 4.87 \cdot 4,9}{4.07 \cdot 0.3} = 0.759$$

$$\alpha_{жс} = 0,171 \ln \frac{k_v l_p}{b_p} = 0,171 \ln \frac{1.86 \cdot 4,9}{0.3} = 0.733$$

знаходимо коефіцієнт 1. Встановлюємо умову розрахунку:

$$\frac{G_1 l_p}{G_2 b_p} = \frac{4.87 \cdot 4,9}{4.07 \cdot 0.3} = 46.67 > 1$$

осідання визначається як для висячої палі.

Визначаємо осідання за формулою:

$$S = \beta \frac{N}{G_1 l_p}$$

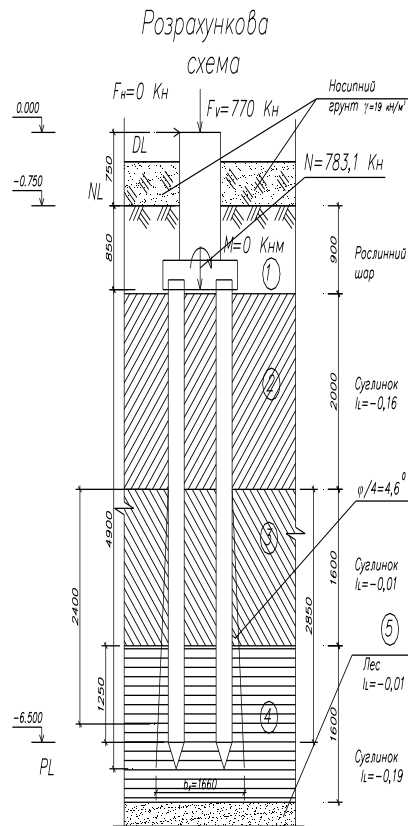
Для цього визначимо $\beta = \frac{\beta_{жс}}{\lambda_1} + (1 - \frac{\beta_{жс}}{\alpha_{жс}}) / \chi = \frac{0.759}{0.81} + (1 - \frac{0.759}{0.733}) / 3.5$

Звідси $S = 0.94 \frac{576.56}{4.87 \cdot 4,9} = 0.012$

Просідання допустиме.

4.3.3. Розрахунок пального фундаменту під колону

Переріз II-II цегляна колона.



Приймаємо ростверк висотою 0,3 м підшва якого розташована на відмітці -1.600, прикладання навантаження на відмітці 0.000 вважаємо центральним $F_v = 770$ кН.

Так як в якості основи прийнятий шар 4 приймаємо палю С-5-30 довжиною 5м. квадратного перерізу з довжиною сторони $b_p = 0,3$ м, паля заглиблена в шар 4 на 1,25 м.

Так як в якості основи прийнятий шар 4 приймаємо палю С-5-30 довжиною 5м. квадратного перерізу з довжиною сторони $b_p = 0,3$ м, паля заглиблена в шар 4 на 1,25 м.

Спряження палі в ростверку приймається шарнірним. Довжина палі в ростверку складає 100 мм. Розрахункова довжина палі:

$$l_p = 5 - 0,1 = 4,9 \text{ м}$$

Визначення несучої здатності висячої палі при $A = 0,09 \text{ м}^2$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_{CR} = 1$;

$$u = 1.2$$

м; $H = 2,85 \text{ м}$ згідно з ДБН, знайдемо інтерполяцією: $R = 4191 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$, а

при $H_1 = 2,4 \text{ м}$ визначимо $f = 54.2$ кН.

Несуча здатність складатиме:

$$F_{dv} = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 4191 \cdot 0.09 + 1.2 \cdot 1 \cdot 1.25 \cdot 54.2) = 458.5 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження допустиме на одну палю складатиме:

$$N = \frac{458.5}{1.4} = 327.5 \text{ кН.}$$

Кількість палей в куці дорівнює:

$$n = \frac{\sum F_v + 0.1 \cdot \sum F_v}{N} = \frac{770 + 0.1 \cdot 770}{327.5} = 3.9$$

Тоді приймаємо $n = 4$ палі.

Конструювання ростверку виконуємо виходячи з мінімальної відстані між палями - $3 \cdot b_p = 3 \cdot 0.3 = 0.9$ м, розміщуємо палі в два ряди, а відстань від поверхні палі до краю ростверку складає - 0,1 м. тоді розміри ростверку становитимуть $b = 0.9 + 0.3 + 2 \cdot 0.1 = 1.4$ м.

Вага ростверку становитиме:

$$G = 1.4 \cdot 1.4 \cdot 0.3 \cdot 1 \cdot 24 = 14.11 \text{ кН.}$$

Фактичне навантаження становитиме:

$$N_{\phi} = \frac{N_v + G}{n} = \frac{770 + 14.11}{4} = 296.7 \text{ кН} < N = 327.5 \text{ кН.}$$

Умова за першим граничним станом виконана.

4.3.4. Розрахунок куца палей на просідання.

Визначаємо середньозважене значення кута внутрішнього тертя ґрунту в межах довжини стовбура палі, зануреного в несучі шари основи:

$$\bar{\varphi}_{II} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4 + \varphi_5 \cdot h_5}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \frac{20 \cdot 2 + 22 \cdot 1.6 + 23 + 1.6 + 23 \cdot 6}{2 + 1.6 + 1.6 + 6} = 18.36^\circ$$

Визначення розмірів у плані умовного фундаменту з подошвою у рівні вістрія палі:

$$y = b_y = 3 \cdot b_p \cdot (n - 1) + b_p + 2 \cdot \frac{1}{p} \cdot \text{tg} \frac{\bar{\varphi}_{II}}{4} = 3 \cdot 0.3 \cdot (4 - 1) + 0.3 + 2 \cdot 4.9 \cdot \text{tg} \left(\frac{18.36}{4} \right) = 1.66 \text{ м}$$

Визначаємо об'єм і вагу умовного фундаменту "паля ростверк

грунт”:

$$G = b_y \cdot d_y \cdot \gamma_0 = 1,66^2 \cdot 4,9 \cdot 19,5 = 262,55 \text{кН}$$

Визначаємо середній тиск по підшві умовного фундаменту:

$$p = \frac{F_v^H + G}{b_y} = \frac{770 + 262,55}{1,66^2} = 375,4 \text{кПа}$$

Визначаємо опір ґрунту основи на рівні підшви умовного фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [1,1 \cdot M_y \cdot k_z \cdot b_y \cdot \gamma_{II} + 1,1 \cdot M_q \cdot d_y \cdot \gamma'_{II} + 3 \cdot M_c \cdot c_{II}]$$

γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи, які приймаємо. Вони становлять:

$$\gamma_{c1} = 1,2 \quad \gamma_{c2} = 1,0 \quad \text{при } L/H = 5$$

k, k_z – коефіцієнти, які приймаємо $k = k_z = 1,0$

b_y – ширина підшви умовного фундаменту, м

$$M_y = 0,18$$

$$M_q = 1,73$$

$$M_c = 4,17$$

c_{II} – розрахункове значення умовного зчеплення.

γ_{II} – середнє розрахункове значення умовної ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви умовного фундаменту. Приймаємо

γ'_{II} – теж саме, які залягають вище підшви фундаменту. Приймаємо γ'_{II} :

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma'_{II(1)} \cdot h_1 + \gamma'_{II(2)} \cdot h_2 + \gamma'_{II(3)} \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{19,4 \cdot 2,15 + 19,2 \cdot 3,1 + 19 \cdot 4,37}{2,15 + 3,1 + 4,37} = 19,15$$

Тоді отримаємо:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \cdot [1,1 \cdot 0,18 \cdot 1 \cdot 3,56 \cdot 19 + 1,1 \cdot 1,73 \cdot 11,72 \cdot 19,15 + 3 \cdot 4,17 \cdot 33] = 1024 \text{кПа}$$

Виконуємо перевірку попередньої умови при розрахунку основи по деформаціям:

Попередні умови розрахунку основи за деформаціями виконується:

$$p = 375,4 \text{ кПа} < R = 1024 \text{ кПа} .$$

Визначаємо потужність стиснутої товщі основи.

Потужність стиснутої товщі під подошвою умовного фундаменту складає:

$$H_c = k \cdot b_y = 2,2 \cdot 1,66 = 7,8 \text{ м} , \text{ де}$$

k пр відношенні $\eta = 1$ за становить: $k = 2,2$.

Визначаємо середньозважене значення модуля деформації в межах стиснутої товщі основи.

Середньозважене значення модуля деформації в навчальних цілях для спрощення розрахунку приймаєм E , тобто того ґрунта куди занурюємо палю.

Визначаємо осідання основи за формулою:

$$\sigma_{zg0} = 0,5 \cdot 17,6 + 3,25 \cdot 19,4 + 3,1 \cdot 19,2 + 4,37 \cdot 19 = 214,4 \text{ кПа}$$

$$s = 1,44 \cdot \frac{\eta}{1+\eta} \cdot \frac{P - \sigma_{zg0}}{E} \cdot b_y = 1,44 \cdot \frac{1,25}{1+1} \cdot \frac{0,467 - 0,2144}{9.000} \cdot 356 = 7,93 \text{ см}$$

Перевіряємо умову розрахунку основи за деформаціями $s < s_u$:

Отже умова виконується.

5. Технологія будівництва

5.1. Технологічна карта на монтаж плит покриття

5.1.1. Область застосування

Дана технологічна карта призначена для виконання монтажу плит покриття в будівлі адміністративного центру. Розміри в плані будівлі 42x55,5 м, висотою в три поверхи, висота колосниковою сцени 19,6 м, висота сходової клітки, яка виходить на дах сцени має висоту 22 м. Тому на будівництві об'єкта працюють два баштових крана.

Перекрыття складаються з пустотних плит покриття, які спирається на цегляні стіни та ребристих плит покриття, які спираються на решітчасту балку над глядацькою залом та на цегляну стіну.

Балка перекидає проліт 18 метрів і має вагу 8.4 т. Балки встановлені з кроком 6 м. Розміри пустотних плит: 1,2x6 м вагою – 2,145 т, 1,5x6 м вагою – 2,8 т, 1,2x3 м вагою – 1,08 т, 1,2x3,3 вагою – 1,28 т м, 1,2x9 м вагою – 3,28 т, 1,5x9 м вагою – 4,1 т.

Для забезпечення потокової організації будівництва виконують технологічне і просторове проектування, визначають параметри часу. Просторове проектування потоку передбачає членування будинку в плані на захватки. Параметри часу характеризують тривалість окремих процесів на захватці і модуль циклічності й інтервал часу між суміжними процесами – крок потоку.

5.2. Організація і технологія виконання робіт

5.2.1. Вибір вантажопідійомних машин

Процес монтажу плит покриття вимагає організації безперервної подачі на робочі місця монтажників плит покриття та розчину, які здійснюються вантажопідійомними машинами. На будівництві будинку дозволля використовуюємо баштові крани. Ці крани також використовують для подачі матеріалів при кладці стін поверхів, при монтажі сходових площадок, маршів та ін. , що необхідно врахувати при виборі кранів.

5.2.2. Вибір вантажнозахватних пристосувань

Для кожного виду вантажу треба вибрати відповідні захватні пристосування (стропи, траверси, захватки). Для монтажу двосхилих балок вибираємо траверсу, а для монтажу плит покриття строп чотирьохвітковий, для подачі розчину вибираємо інвентарний ящик місткістю 0,3 м³.

Технічні характеристики вантажозахватних пристосувань і обладнання для подачі вантажів наведено нижче у таблиці.

Технічні характеристики вантажозахватних пристосувань і обладнання

Таблиця 5.1

Призначення	Назва	Вантажо-підйомність	Власна маса, т	Розрахункова висота, м
Для монтажу двосхилих балок	Траверса	15,6	1	2,2
Для підйому плит покриття	Строп чотиривіт-й	4	0,023	2,2
Для розчину місткістю 0,3 м ³	Інвентарний ящик контейнер	-	0,050	0,35

5.2.3. Визначення розрахункових параметрів крану, вибір кранів

Спочатку треба визначити на схемі розміщення кранів біля будинку (див. рисунок) і розташування приоб'єктивного складу матеріалів і збірних конструкцій, дотримуючись нормативних габаритів. Щоб підібрати необхідний баштовий кран визначають такі розрахункові параметри:

- Розрахункова маса вантажу.

$$m(\text{балка}) = (\text{балка}) + (\text{траверса}) = 8,4 + 1 = 9,4 \text{ т.}$$

$$m(\text{плита П5}) = (\text{строп}) + (\text{маса плити}) = 0,09 + 4,1 = 4,19 \text{ т.}$$

$$m(\text{розчин}) = (\text{інвентарний ящик}) + (\text{строп}) + (\text{густина розчину}) (\text{місткість}) \\ = 0,050 + 0,090 + 1,5 \cdot 0,3 = 0,59 \text{ т.}$$

- Розрахункова висота піднімання крюка., де h_0 – висота опори, на яку встановлюється вантаж відносно рівня стоянки крана; h_3 – запас по висоті між опорою і низом вантажу (приймають 0,5 – 1 м.); h_e – висота вантажу; h_c – розрахункова висота вантажозахватного пристосування. Всі величини вимірюються в метрах

$$H_{\Gamma}^{\text{бал}} = 8,95 + 1 + 1,64 + 2,2 = 13,79 \text{ м}$$

$$H_{\Gamma}^{\text{нл}} = 20,6 + 1 + 0,3 + 4,2 = 26,1 \text{ м}$$

$$H_{\Gamma}^{\text{роз}} = 20,6 + 1 + 0,35 + 4,2 = 26,15 \text{ м}$$

- Потрібний виліт крюка L^{nm} дорівнює горизонтальній проекції стріли від осі обертання крана до осі крюка, що знаходиться над центром ваги елемента, при подачі найбільш віддаленого від осі крана елемента.

$$L_{\text{бал}} = a + b = 18 / 2 + 9 + 2,31 + 4 = 24,31$$

$$L_{\text{нл}} = a + b = 3 + 9 + 5,13 + 2,25 = 19,38$$

Згідно з розрахунковими параметрами вибираємо два крани, які працюють одночасно і розділяють об'єкт будівництва на дві захватки.

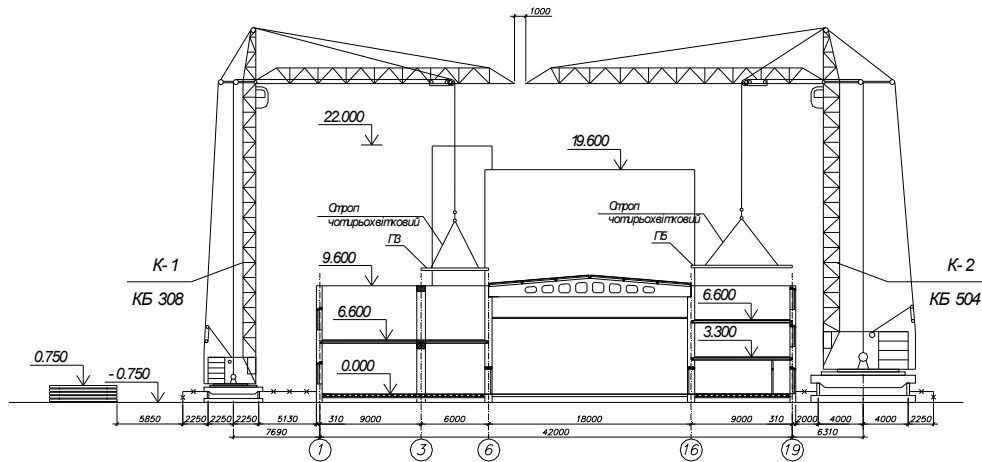


Рис. 5.1 Два крани, які працюють одночасно.

- Потрібний виліт крюка L^{nm} дорівнює горизонтальній проекції стріли від осі обертання крана до осі крюка, що знаходиться над центром ваги елемента, при подачі найбільш віддаленого від осі крана елемента.

$$L_{\text{бал}} = a + b = 18/2 + 9 + 2,31 + 4 = 24,31$$

$$L_{\text{пл}} = a + b = 3 + 9 + 5,13 + 2,25 = 19,38$$

Згідно з розрахунковими параметрами вибираємо два крани, які працюють одночасно і розділяють об'єкт будівництва на дві захватки.

Кран К-1 – КБ 308 має наступні параметри:

Грузопід'ємність – 3,2-8 т

Виліт – 25 м

Висота підйому вантажу – 32,5-42 м.

Кран К-2 – КБ 504 має наступні параметри:

Грузопід'ємність – 6,2-10 т

Виліт – 30 м

Висота підйому вантажу – 60 м.

5.2.4. Транспортування та складування плит покриття

Залежно від габаритних розмірів і маси плит покриття приймаємо для перевезення плит довжиною 3 - 6м і вагою від 1,08 т до 2,8т бортовий автомобіль ЗИЛ-133ГЯ вантажопідйомністю 10 т з розмірами вантажної площадки: 6,1х2,328м. Для перевезення плит довжиною 9 м і вагою – 3,28-4,1 т приймаємо тягач МАЗ 504 А з напівприцепом – УПР-1212 вантажопідйомністю – 12 т довжиною – 8,4-12,4 м

Укладають збірні залізобетонні плити у транспортні засоби на дерев'яні підкладки і прокладки прямокутного перерізу. Товщина прокладок повинна бути не менше 30 мм і на 20 мм більше висоти стропувальних петель. При багатоярусному навантаженні однотипних конструкцій прокладки розміщують на одній вертикалі одну над одною по лінії підйомних пристроїв (петель). Зсув прокладок допускається не більше 10 мм. Між плитами і бортами вантажної платформи залишають зазори не менше 50 мм.

При зберіганні конструкцій плит покриття на приоб'єктному складі виконують такі роботи: майданчик для складу ретельно планують, забезпечують відвід поверхневої води; складують конструкції та розміщують штабелі в зоні дії монтажного крана з урахуванням послідовності монтажу; підкладки розташовують на вирівняній щільній основі, а прокладки в усіх рядах розміщують точно за вертикаллю одна над одною; проходи між штабелями роблять шириною не менше 0,7 м, а зазори між суміжними штабелями – 0,2 м.

Залізобетонні плити покриття розміром 1,5х6,0 і 3х6 м зберігають у штабелі до шести рядів по висоті. Дерев'яні прокладки, висота яких перевищує виступаючу частину монтажних петель на 20 мм, укладають по торцях плити в місцях розташування опорних закладних частин одна над одною.

Таблиця 5.2

Назва машини і механізмів	Марка	Технічна характеристика	Кількість, шт.
1	2	3	4
Кран башений	КБ 308	Вантажопід-ть-5т	1
Кран башений	КБ 504	Вантажопід-ть -10т	1
Автомобілі бортові	ЗИЛ-133ГЯ	Вантажопід-ть 10т	За розрахунком
Тягач	МАЗ 504	Вантажопід-ть 12т	За розрахунком
Напівпричепи	УПР-1212	Вантажопід-ть 12т	За розрахунком

5.2.5. Основні вимоги до монтажу збірних конструкцій

Всі роботи з монтажу конструкцій покриття виконують відповідно до ДБН А.3.2-2-2009, робочих креслень, проекту виконання робіт і технологічних карт.

Вибір методу монтажу виробничих будівель залежить від ступеня укрупнення конструкцій, послідовності встановлення конструктивних елементів у плані, черговості зведення каркаса і влаштування підпільних інженерних, комунікацій, способу наведення конструкцій на опори. Розрізняють такі методи монтажу: окремими конструктивними елементами, укрупненими конструкціями, великими просторовими блоками; роздільний (диференційний), комплексний (суміщений), змішаний (комбінований); відкритий, закритий; вільний, примусовий.

Роздільний (диференційний) метод полягає у монтажі збірних конструкцій різних типів у межах монтажно-ї захватки або прольоту за кілька проходжень крана. При комплексному (суміщеному) методі збірні конструкції встановлюють у межах монтажно-ї захватки або прольоту за одне проходження крана (по комірках). Змішаний (комбінований) метод

передбачає елементи покриття — в межах кожної комірки.

При відкритому методі спочатку влаштовують підпільні комунікації, потім монтують каркас будівлі, а при закритому— ведуть монтаж будівлі, далі влаштовують підпільні комунікації.

Вільний метод полягає у наведенні конструктивного елемента на опори при гнучких стропях без обмеження переміщення елемента в просторі. Примусовий метод дає можливість установлювати конструктивний елемент у проектне положення на 90° за допомогою спеціального монтажного оснащення.

5.2.6. Монтаж плит покриття

Монтаж залізобетонних плит покриття масою до 2,5 т виконує ланка (дві півланки) монтажників із п'яти чоловік. Першу півланку складають монтажники 5-го і 3-го розряду. Друга півланка включає трьох робітників: монтажника з суміжною професією електрозварника 4-го розряду М4, монтажника з суміжною професією бетонника 3-го розряду і електрозварника 5-го розряду. У процесі приймає участь машиніст крана.

Перша півланка зайнята безпосередньо на монтажі плити. Члени другої півланки приймають участь у монтажі плит і виконують заповнення швів.

При монтажі плит покриття їх піднімають і переміщують до місця встановлення плавно без ривків, розкачування і обертання. Піднімання здійснюють за два етапи: спочатку плиту піднімають на 200...300 мм, щоб перевірити стійкість крана, надійність гальма і стропування, потім — на потрібну висоту.

Плити покриття вкладають по верхніх поясах решічастих балок, а також по цегляних стінах, після їх закріплення відповідно до проекту. При вкладанні ребристих плит покриття особливо ретельно контролюють положення

опірних ребер і розміри площадок опору, які мають бути не меншими 50 мм.

Для піднімання плит використовують чотиривіковий строп з гаками. Плити покриття при монтажі укладають у проектне положення, не допускаючи перекосів і утворення великих зазорів.

Монтаж ведуть у такій послідовності: від одного краю через гребінь до другого. На кожній несучій конструкції покриття завчасно розмічають місце укладання першої плити. Стикують плити покриття з верхнім поясом балки зварюванням закладних деталей. При цьому один із чотирьох кутів плити (суміжний з раніше укладеними плитами) залишають незвареним. Для надання жорсткості шви після монтажу плит замонолічують цементнопіщаним розчином.

Монтажники працюють з драбин-стрім'янок і дощатих трапів, які містяться на раніше вкладених плитах.

Встановлені плити покриття вивіряють за вертикаллю, щодо положення у плані і за висотою.

5.2.7. Електрозварювання стиків і закладних деталей

Основні вимоги до виконання електрозварювальних робіт викладені в ДБН А.3.2-2-2009 , ДБН В.3.1-5-2009, ДБН В.2.5-27-2006. Перед початком зварювальних робіт виконують перевірку правильності встановлення конструкцій і положення зварюваних деталей. Закладні деталі безпосередньо перед зварюванням ретельно очищають металевими щітками і скребачками від напливів бетону, бітума, іржі, криги, жирових плям та інших забруднень.

Зварювання стиків і закладних деталей збірних конструкцій доручається електрозварникам, які мають посвідчення і допуск до виконання таких робіт. Ручне електродугове зварювання здійснюють при

температурі зовнішнього повітря до мінус 30 °С. При цьому належить підвищувати зварювальний струм на 1 % при зниженні температури нижче 0°С на кожні 2,5...3°С.

При зберіганні на складі електродів більше трьох місяців або на місці виконання робіт більше двох тижнів їх прожарюють в електричній шафі протягом 1 год. Температура прожарювання повинна бути не нижче: для електродів типу 3-42 і 3-46— 180...200°С, електродів 3-42А і 3-50А* 300...350°С.

Для зварювання стиків залізобетонних конструкцій найчастіше застосовують ручне електродугове зварювання. При цьому використовують зварювальні трансформатори або генератори.

Для даного об'єкту встановлюють два трансформатори – СТШ-250. Діаметр електродів при ручному електрозварюванні залежить від положення шва і товщини зварювальних листів.

Величину зварювального струму вибирають залежно від марки і діаметра електрода, положення шва в просторі виду зварюваного з'єднання. Майстер, під наглядом якого виконують зварювальні роботи щоденно фіксує в спеціальному журналі дані про процес виконання зварювання (СНІП 3.03.01-87).

5.2.8. Захист зварного з'єднання від корозії

Захист стиків залізобетонних конструкцій від впливу агресивного зовнішнього середовища регламентують СНІП 2.03-11-85, СНІП 3.03-01-87 і СНІП 3.04.01-87.

Антикорозійний захист зварних швів і окремих ділянок металевих деталей виконують у процесі монтажу після зварювальних робіт до заповнення і герметизації швів. Перед нанесенням антикорозійного покриття поверхні закладних деталей, зв'язків і зварних швів очищають від залишків

зварного шлаку, бризків металу та інших забруднень.

Найпростішим антикорозійним покриттям є фарбування поверхні лаками, фарбами і емалями в два-три шари. Одержало поширення покриття зварних швів цинковими протекторними грунтами на основі поліхлорвінілового лаку або епоксидної смоли, в такому складі: цинковий порошок — 65...75 %, поліхлорвініловий лак (епоксидна смола) — 35... 25%.

Ацетон використовують для знежирення поверхонь, які захищають. Цинковий протекторний грунт наносять на поверхню швів і закладних деталей пензлем у 2-3 шари, загальна товщина покриття при цьому складає від 5 до 4 мм.

Для захисту сталевих закладних деталей і зварних з'єднань використовують також антикорозійні обмазки: цементно-полістирольну, цементно-поліхлорвінілову, цементно-казеїнову.

Найпоширеніші в будівництві антикорозійні покриття — цинкові, цинк-алюмінієві і алюмінієві, їх наносять переважно портативними установками газополум'яного напилення порошкоподібних матеріалів УПН-6-63 (табл. 5.11) або ручними електрометалізаторами ЭМ-9, ЭМ-10-66, МЭС-2-65 та ін.

Перед нанесенням антикорозійного покриття способом газополум'яного напилення з поверхні зварного шва і закладних деталей видаляють ручними або механічними щітками зварний шлак, кіпоть, іржу, бруд. Поверхню очищають до металевго блиску і нагрівають до температури 250... 300 °С. На металеву поверхню, яку захищають, наносять порошок цинку або полімеру, який, проходячи через полум'я розпилюючої газової горілки, утворює щільне захисне покриття. Порошок цинку, цинко-алюмінієвого сплаву або полімеру повинен бути добре висушений і просіяний через сито з розміром чарунок 0,15x0,15 мм.

Цинкове покриття газополум'яним напиленням наносять в один шар, цинк-полімерне—в два: спочатку цинковий підшар, потім шар полімеру.

Полімерне покриття також наносять у два шари. На ізоляцію 1 м² поверхні товщиною 0,1 мм витрачають 0,9...1 кг цинку.

При нанесенні антикорозійного покриття способом електродугової металізації поверхні зварних швів і закладних деталей очищають від зварного шлаку, іржі і обробляють піскоструминним апаратом до шорсткості, яка забезпечує надійне зчеплення покриття з основою.

Принцип роботи електрометалізаційних апаратів полягає у тому, що дві цинкові дротини, які знаходяться під струмом, при зіткненні розплавляються електричною дугою, а краплі металу розпилюються струменем стиснутого повітря. Використовують цинковий дріт діаметром 1,5 і 2 мм марок Ц1 і Ц2 (ГОСТ 13073—77*).

Цинкове покриття наносять у 2...3 шари при загальній товщині покриття 0,1...0,15 мм і в 3...4 шари — 0,15—0,2 мм.

Якість покриття вважають задовільною, якщо шар цинку має дрібнозернисту структуру, матову металеву поверхню без спучування, тріщин або інших дефектів, а також міцне зчеплення з основою. Товщину нанесеного шару перевіряють магнітними товщиномірами МТП-1 або ЛІТА-2. У процесі оцинкування особливо стежать за тим, щоб захисним шаром були щільно покриті кути і гострі грані деталей. Середня витрата цинку на 1 м² покриття складає близько 2 кг.

Роботи з антикорозійного захисту щоденно фіксують у журналі антикорозійних робіт і оформляють актами огляду схованих робіт (ДБН В.3.1-5-2009).

5.2.9. Замонолічування стиків і швів між плитами покриття

Замонолічують стики тільки після перевірки правильності встановлення конструкцій, приймання зварних з'єднань, виконання антикорозійного захисту металевих деталей.

Розчин для замоноличування стиків приготують на швидкостверднучих портландцементях або портландцементях марки 400 і вище відповідно до проекту.

Рухомість розчину — не більше 10...12 см за осіданням стандартного конуса. Перед замоноличуванням стиків поверхні елементів очищають від сміття і бруду. Стики та шви замоноличують механізованим способом за допомогою розчинонасосів. Догляд за розчином у стиках і швах, контроль режиму витримання, а також контроль якості виконують згідно з СНиП 3.03.01-87.

Дані про роботи по замоноличуванню стиків і швів щоденно заносять у журнал бетонування стиків, який заповнює майстер і перевіряє виконроб (ДБН В.3.1-5-2009).

5.3. Вимоги до якості і приймання робіт

Якість виконання монтажних робіт контролюють інженерно-технічні працівники будівельно-монтажної організації, технічного нагляду замовника, авторського нагляду проектної організації, інспекції державного архітектурно-будівельного контролю (ДАБК) згідно з вимогами ДБН В.3.1-5-2009 і технологічними картами

При виконанні монтажних робіт перевіряють:

- відповідність збірних конструкцій проекту;
- правильність встановлення конструкцій відповідно до робочих креслень (вертикальність, горизонтальність, суміщення осей, товщина швів та ін);
- щільність їх примикання до опорної поверхні і одна до одної в межах допустимих відхилень;
- якість зварювання і заповнення стиків і швів;

- збереження конструктивних елементів і їх опорядження; виконання інших спеціальних вимог проекту.

Проміжному здаванню і прийманню схованих робіт підлягають такі конструкції і роботи:

3. опори і місця спирання конструкцій;
4. зварювання і захист сполучень елементів стиків від корозії;
5. герметизація стиків і швів тощо.

При прийманні змонтованих конструкцій пред'являють такі документи: паспорти на збірні конструкції, виданіприємством-виготовлювачем; сертифікати на матеріали, які застосовувались при монтажі; сертифікати на електроди, які використовувались при зварюванні; робочі креслення конструкцій з нанесенням на них усіх відхилень від проекту, що допущені в процесі монтажу і узгоджені з проектними організаціями; журнали монтажних, зварювальних, антикорозійних робіт, заповнення і герметизації стиків; акти проміжного приймання змонтованих конструкцій; акти при зварюванні і замонолічуванні стиків; дані про результати інструментальної перевірки конструкцій; опис дипломів і посвідчень електрозварників, які працювали при монтажі конструкції.

5.3.1. Калькуляція витрат праці машинного часу і заробітної плати на монтаж плит покриття

Калькуляція складається на весь обсяг робіт, передбаченний технологічною картою, тобто на комплексний процес монтажу плит покриття будинку. Записують калькуляцію в пояснювальній записці у наведену нижче таблицю.

На основі таблиці технологічних розрахунків складають графік виконання робіт.

5.4 Матеріально-технічні ресурси

Підрахунки матеріально-технічних ресурсів подають у пояснювальній записці на весь обсяг робіт, передбаченний технологічною картою. Запис ведуть у табличній формі:

Відомість потреби в інструменті, інвентарі і пристосуваннях

Таблиця 5.3

Найменування	Нормат.документ	Кіл-ть	Призначення
1	2	3	4
Траверса вантажопідйомністю 3 т	—	1	Піднімання плити
Чотиривітковий строп вантажопідйомністю 5 т	ГОСТ 25573 - 83 *	1	Піднімання бункера з розчином
Машина МЗС-1	—	1	Заповнення швів
Драбина з поручнями	—	2	Піднімання монтажників на покриття
Лом сталевий будівельний	ГОСТ 1405—83	1	Виконання монтажних операцій
Кувалда масою. 4.. .8 кг	ГОСТ 11402— 75*	1	Теж
Молоток сталевий	ГОСТ 11042—83	1	Теж
Зубило слюсарне розміром 32X230 мм	ГОСТ 721 1-86 *	1	Очищення зварного шва

Щітка металева	ТУ 494-01-104-76	1	Теж
Рулетка стальна РС-20	ГОСТ 7502—89	1	Контрольні
Метр складаний металевий РЖ-1	ГОСТ 427— 75*	1	заміри Теж
Кельма типу КБ	ГОСТ 9533-81	2	Заповнення швів
Лопата стальна	ГОСТ 19596—87 *	2	Те ж
Відро місткістю 10 л	—	2	»
Бункер для розчину місткістю 0,75 м ³	—	1	»
Ящик для інструменту і пристосувань	—	1	Зберігання інструменту і пристосувань
Канат прядив'яний ϕ 19 мм, довжиною 20 м	ГОСТ 483— 75*	2	Для відтяжок
Пояс запобіжний	ТУ 34-09-10695-84	5	Забезпечення безпечної роботи монтажників
Каска захисна	ГОСТ 12.4.087—84	6	Теж
Щиток захисний з	ГОСТ		Електрозварюванн
світлофільтр одотримач	ГОСТ 12.4.0346578*—78 *	2 2	я стиківТеж
Електрозварювальний апарат	—	1	Теж

5.5. Техніка безпеки

Роботи з дотриманням безпечних методів монтажу, виробничих

будівель із збірних елементів проводять відповідно до проекту виконання робіт і вимог СНиП монтажники проходять медичний огляд, спеціальну підготовку, здають іспити і одержують посвідчення на право виконання робіт. Вантажопідйомні машини і такелажні пристосування до початку роботи і в процесі експлуатації проходять технічний огляд. Особливу увагу приділяють стану канатів, вибраковування яких здійснюють за числом обривів дроту на довжині одного кроку звивки кожної сталки. Крок звивки визначають як відстань між двома точками уздовж центральної осі канату, між яким розміщено стільки сталок, скільки їх є в поперечному перерізі канату.

Згідно з нормами Держгіртехнагляду, канати бракують при: обриві сталок; зменшенні початкового діаметра дроту внаслідок зносу або корозії на 40 % і більше;

Перед підніманням перевіряють масу будівельних конструкцій, справність стропів і пристосувань, відповідність перерізу стропів масі конструктивних елементів і вантажопідйомності крана на даному вильоті гака.

При підніманні конструкцій забороняється підтягувати їх при косому натягуванні канату або поворотом стріли крана; піднімати або відривати краном вантаж, який примерз до землі або заглиблений у землю; переміщати вантаж разом з людьми на ньому; перебувати або проходити під вантажем, який піднімають або опускають; залишати вантаж у підвішеному стані після закінчення роботи або під час перерви.

Команду на піднімання конструкцій подає бригадир або ланковий спеціальними сигналами (рухом рук, прапорців та ін.). Винятком є команда «Стій», яку може подати кожний член бригади, якщо він бачить, що подальша робота крана може призвести до аварії або падіння вантажу.

Для запобігання від розгойдування і ударів об змонтовані конструкції під час піднімання і перенесення, а також забезпечення наведення на проектну позначку збірні конструкції утримують і направляють за допомогою

прядив'яних відтяжок, прикріплених до кінців конструктивного елемента до піднімання.

Особливої обережності і уваги потребують роботи з встановлення конструкцій на висоті. Верхолазні роботи (на висоті більше 5 м від поверхні або робочого помосту) виконують особи не молодші 18 років, які мають не нижче третього тарифного розряду, зі стажем роботи не менше одного року.

Перехід монтажників по встановлених конструктивних елементах, які не мають огорожі, не допускається. Рухатися по фермі або балці дозволяється тільки при наявності надійно закріпленого, туго натягнутого вздовж них на висоті 1,2 м сталюого каната для закріплення карабіна запобіжного поясу.

Риштування і помости забезпечують огорожею на рівні I робочого місця висотою не менше 1 м. При монтажі збірних конструкцій суворо дотримуються черговості встановлення елементів, які передбачені проектом виконання робіт. Конструкції розстроповують тільки після надійного їх закріплення.

При виконанні зварювальних робіт забороняється підключати електрозварювальні апарати безпосередньо до силової або освітлювальної лінії електромережі. Довжина проводів між живильною мережею і пересувним зварювальним агрегатом для ручного дугового зварювання не повинно перевищувати 15 м.

Включають в електромережу і відключають від неї електрозварювальні апарати, а також ремонтують їх тільки електромонтери. Виконувати ці операції електрозварникам забороняється. Корпус зварювального трансформатора надійно заземлюють. Електрозварники повинні працювати в призначеному для цього спецодязі і спецвзутті. Вони забезпечуються шоломом-маскою або щитком з захисними скельцями для захисту обличчя і очей, а від опіків рук — рукавицями. У вологу погоду, крім спецодягу, електрозварникам видають діелектричні рукавички, калоші і килимки.

Електрозварники, які працюють на висоті, забезпечуються сумками для електродів і недогарків, кидати які, особливо з висоти, суворо забороняється. Не допускається виконувати зварювальні роботи на відкритому повітрі під час грози, дощу або снігопаду.

Монтажні крани встановлюють відповідно до проекту виконання робіт на безпечній відстані від діючих ліній електропередачі та відкосів котлованів і траншей (СНІП III-4-80*).

Монтажні роботи припиняють при швидкості вітру 10...12 м/с і більше, при ожеледиці, сильному снігопаді, дощі.

5.6. Техніко - економічні показники

За даними калькуляції та графіка виконання робіт визначають такі техніко-економічні показники на прийнятий обсяг готової продукції:

– Затрати праці:

Нормативні: 42,77.-зм.

– Затрати машинного часу:

Нормативні: 7,41 маш.-зм.

– Заробітна плата робітників: 2386-54грн.-коп.

– Заробітна плата машиністів: 131-05 грн.-коп.

– Тривалість робіт:15 змін.

– Виріток одного робітника за зміну: 1,57т.

– Затрати на механізацію на весь обсяг робі: 2194-26 грн.-коп.

– Сума затрат на заробітну плату та механізацію:
 $2386,54 + 2194,26 = 4760 - 30$ грн.-коп.

Техніко-економічні показники підраховують у пояснювальній записці і виносять на аркуш креслень у правому нижньому куті над штампом.

Література

1. ДБН 360-92 ** "Архітектурне проектування громадянських будівель"
2. ДБН В.2.6-98:2009." Бетонні та залізобетонні конструкції".
3. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення".
4. ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. "Будівельна кліматологія".
5. ДБН В.3.1-5-2009."Організація будівельного виробництва".
6. ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва".
7. Н. Л. Рускевич, Д. И. Ткач М. Н. Ткач "Справочник по инженерно-строительному черчению": Справочник: Киев Будівельник, 1987. – 264с.
8. Архитектурное проектирование общественных зданий и сооружений": Підручник/ И. Н. Соболев А. И. Урбах. М., 1970.-302с.
9. Архитектура гражданских и промышленных зданий том 4 "Общественные здания": Підручник/ Под общ. Ред. В. М. Предтеченского Стройиздат, 1977, 108 с.
10. ДБН В.2.2.-9-99 "Громадські будівлі та споруди".
11. ДСТУ Б В.2.1-2-96(ГОСТ 25100-95) Грунти. Класифікація.
12. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.
13. ДБН В.1.2 2:2006 "Навантаження і впливи".
14. Н.Л. Зоценко, А.В. Яковлев "Примеры расчета оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений"

15. М.Л. Зоценко, та інші. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та
16. Методичні вказівки до розрахунку залізобетонної решітчастої двохсилої балки. Полтава ПолтНТУ 2004. – 33 с. Укладачі А. М. Павліков, О. І. Папенко.
17. Конструювання залізобетонних елементів Навчальний посібник/ П. П. Воскобійник, М. М. Губій, О. А. Довженко. Полтава: Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2002. – 124
18. Технологія будівельного виробництва: Підручник/ В.К. Черненко та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К,: Вища школа.,2002. – 430
19. Монтаж стальных и железобетонных конструкций. Харабет В.В. – К,:Вища школа. ,1984 – 263 с.
20. Методичні вказівки до підготовки розділу „Проект виконання робіт” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
21. Методичні вказівки до проектування та розрахунку будівельних генеральних планів при виконанні курсових і дипломних проектів. Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
22. Додатки до методичних вказівок із проектування та розрахунку будівельних генеральних планів при виконанні курсових і дипломних проектів. Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
23. ДБН А.3.1 – 5 – 96. Організація будівельного виробництва. – Держкоммістобудування України. – К.,1996.
24. ДНАОП 0.00–1.31-99 Правила охорони праці під час експлуатації електронно обчислювальних машин.