

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ

О.І. Лапенко
О.І. Лапенко

" 18 " 11 2022 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ
"МАГІСТР"

Тема: Дослідження конструктивних рішень та розрахунків безбалкових та часторебристих перекриттів

Виконав: студент Дубяга Ярослав Володимирович

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

Консультанти з розділів:

Керівник дипломного проєкту *Голоднов* О.І. Голоднов

Охорона праці *Федина* В.П. Федина

Охорона навколишнього середовища *Родченко* О.В. Родченко

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД): *Родченко* О.В. Родченко

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 Дубязі Ярославу Володимировичу

Курс другий група ЦБ 204М

Спеціальність Промислове і цивільне будівництво

Шифр 192

1. Тема проекту Дослідження конструктивних рішень та розрахунок безбалкових та часторебристих перекриттів

Тему проекту затверджено наказом ректора університету

• від "20" 05 2022 р. за № 1528 /ст

2. Вихідні дані до проекту

2.1. Характеристики будинку

2.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

Громадська 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. Луцьк

2.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 2.1. – Глинисті ґрунти
Фізико механічні властивості ґрунтів

Найменування шару	H, м	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	W	W _L	W _p	φ , °	c, кПа	МПа а
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

ґрунтові води на відмітці 11 м.

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 дані _____

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 3 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 1 лист

3.5. Основи і фундаменти Розрахунок фундаментів стрічкових

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

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

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4. Додатки Ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- | | |
|--------------------------------------|----------------------|
| • Архітектурна частина | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Розрахунково-конструктивна частина | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Технологія будівництва (ремонту) | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Організація будівництва | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Наукова частина | <u>Голоднов О.І.</u> |

Дата видачі завдання 08 2022 р., термін закінчення дипломного проекту і надання його до захисту "18" 11 2022 р.

Керівник дипломного проекту Голоднов О.І.

Завдання до виконання прийняв _____ 2022 р.

Студент Дубяга Ярослав Володимирович

/ Дубяга Ярослав Володимирович /

Зміст

Вступ

1. Аналітичний огляд
2. Архітектурний розділ
 - 2.1. Металеві рамні конструкції змінного перерізу
 - 2.2. Типи каркасів із рамних конструкцій змінного перерізу
 - 2.3. Етапи розрахунку рамних конструкцій змінного перерізу
 - 2.3.1. Забезпечення жорсткості та стійкості
 - 2.3.2. Фундаменти
 - 2.3.3. Стіни та перегородки
 - 2.3.4. Несучі елементи каркасу
 - 2.3.5. Покрівля та перекриття
 - 2.3.6. Вікна та двері
 - 2.4. Архітектурно-художнє рішення
 - 2.5. Санітарно-технічне та інженерне обладнання
3. Розрахунково-конструктивна частина
 - 3.1. Розрахунок схеми будівлі в ПК SCAD
 - 3.1.1. Загальні дані
 - 3.1.2. Коротка характеристика методики розрахунку
 - 3.1.3. Розрахункова схема
 - 3.1.4. Статичний розрахунок
 - 3.1.5. Результати розрахунку
 - 3.2. Розрахунок колони
 - 3.2.1. Вихідні дані
 - 3.2.2. Підбір перерізу
 - 3.2.3. Перевірка стійкості
 - 3.3. Розрахунок балки перекриття
 - 3.3.1. Збір навантажень на балку
 - 3.3.2. Підбір перерізу
 - 3.3.3. Перевірка перерізу балки
 - 3.3.4. Розрахунок прогину балки

3.4. Розрахунок балки покриття в ПК SCAD	
3.4.1. Загальна характеристика	
3.4.2. Загруження	
3.4.3. Огинаючі епюри	
3.4.4. Результати розрахунку	
4. Основи та фундаменти	
4.1. Вихідні дані	
4.2. Визначення несучої здатності однієї палі	
4.3. Розрахунок необхідної кількості паль	
4.4. Розрахунок розмірів ростверку	
4.5. Перевірка ростверку на продавлювання колоною	
4.6. Перевірка ростверку на продавлювання кутовою палею	
4.7. Розрахунок міцності похилих перерізів ростверку по поперечній силі	
4.8. Розрахунок ростверку на згин та підбір арматури	
5. Технічна експлуатація	
5.1. Загальні положення	
5.2. Проведення спостереження за будівлями й спорудами у період експлуатації	
5.3. Дефекти будівельних конструкцій	
5.4. Оцінювання технічного стану конструкцій, будівлі, споруди ..	
6. Технологія будівництва	
6.1. Основні положення	
6.2. Підготовчі роботи	
6.3. Земляні роботи	
6.4. Влаштування фундаментів	
6.5. Монтаж колон	
6.6. Монтаж ригеля – арки	
6.7. Влаштування покрівлі та стін	
6.8. Розрахунок траверси для монтажу арки прольотом 36 м	
7. Організація будівництва	

7.1.Вибір і описання методу виконання робіт	
7.2.Визначення тривалості виконання робіт	
7.3.Проектування календарного графіку	
7.4.Будівельний генеральний план	
7.5.Вибір монтажного крану	
7.6.Розрахунок і проектування тимчасових інвентарних будівель	
7.7.Розрахунок складських приміщень і майданчиків	
7.8.Розрахунок потреби будівництва у воді	
7.9.Освітлення будівельного майданчика	
7.10.Забезпечення будівництва електроенергією	
8.Охорона праці	
8.1.Небезпечні та шкідливі виробничі чинники при будівництві . .	
8.2.Організаційні та технічні заходи по усуненню небезпечних	
виробничих чинників	
8.3.Забезпечення пожежної та вибухової безпеки	
9.Охорона навколишнього середовища	
9.1.Аналіз впливу техногенних чинників запроєктованої будівлі на	
навколишнє середовище	
9.2. Розрахунки концентрації шкідливих речовин які мають місце під час	
експлуатації	
9.3. Методи і засоби захисту навколишнього середовища від впливу	
техногенного характеру	
9.3.1.Охорона водних ресурсів	
9.3.2.Охорона та раціональне використання земельних ресурсів	
9.3.3.Прогнозування зміни стану природнього середовища . . .	
10.Наукова частина	
Список використаної літератури	
Додатки	

Вступ

Зростання архітектурних і технологічних вимог до промислового та громадського будівництва неминує призводить до зміни конструктивних форм. Сучасні завдання розвитку будівельної індустрії вимагають інтенсифікації та ефективного виробництва будівельних конструкцій на основі науково-технічного прогресу, який полягає в економії матеріалів і трудовитрат при їх виготовленні та монтажу, а також у надійності будівель та споруд. Внаслідок цього останнім часом в будівництві все частіше застосовують сталезалізобетонні конструкції, які являють собою сполучення металевих профілів із залізобетоном зі стрижневим армуванням. Відомо, що сталезалізобетонні конструкції отримали широке розповсюдження в усьому світі, значний досвід із дослідження та впровадження сталезалізобетонних конструкцій накопичено в нашій країні. Широко досліджені й впроваджені конструкції із зовнішнім армуванням (трубобетон), балки і ригелі зі стрічковим армуванням, комплексні конструкції з внутрішнім жорстким армуванням, брускові конструкції і конструкції з профільним листовим армуванням. Особливо активні дослідження сталезалізобетонних конструкцій, наряду з іншими навчальними та науковими закладами України, в останні роки провадилися в Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка.

Разом з тим за архітектурними та конструктивними міркуваннями часто знаходять застосування залізобетонні безбалкові та часторебристі (кесонні) перекриття. Це зумовлено тим, що тоді забезпечується можливість спорудження будівель будь-якої конфігурації в плані з різними об'ємно-планувальними рішеннями. Створення конструкції каркасу з безбалковим перекриттям, що забезпечує сприйняття не тільки вертикальних, але й горизонтальних навантажень, дає можливість покращити сучасні традиційні методи конструювання каркасних будівель. Такі перекриття мають ряд переваг, серед яких – висока жорсткість при відносно малій будівельній висоті, завдяки чому можна перекривати великі прольоти. Але існують і вади відомих залізобетонних безбалкових та часторебристих конструкцій, зокрема складність будівництва. За витратами

арматури та бетону залізобетонні безбалкові та часторебристі перекриття менш економічні, ніж, наприклад, перекриття з балочними плитами. Тому пошук та дослідження нових типів безбалкових і часторебристих сталезалізобетонних перекриттів, в основу яких покладена концепція поєднання кращих якостей сталевих і залізобетонних конструкцій, які б урахували їх суттєві переваги є актуальним.

Моя дипломна робота виконана на тему: «Дослідження конструктивних рішень та розрахунок безбалкових та часторебристих перекриттів»

«Капітальне будівництво, як одна з найважливіших галузей матеріального виробництва країни, робить вирішальний вплив на прискорення науково-технічного прогресу для всіх інших галузей матеріального виробництва. Немає такої галузі виробництва і взагалі діяльності людей, де не треба було б участі будівельників, продукція будівництва потрібна всюди, де живуть і працюють люди».

Навчання в школі, виконання домашньої роботи збільшують навантаження на організм дитини, діти зовсім мало бувають на повітрі, а вихідні дні проводять біля телевізора. Недостатня рухова активність школярів у повсякденному житті несприятливо позначаються на стані їхнього здоров'я, а відсутність у нашій країні спортивних об'єктів обмежують їх фізичне виховання. Оскільки спортивні об'єкти займають центральне місце у системі спортивної підготовки і фізичного виховання, це негативно позначається на загальному рівні здоров'я населення та на досягненнях українських спортсменів. Спортивні об'єкти мають свою специфіку – вони потребують більших витрат на опалення, освітлення, забезпечення устанавленого нормативами санітарного рівня порівняно з іншими будівлями. Відповідно вони потребують особливого проекту, який б враховував всі фактори, що впливають на їх функціонування, і міг використовувати тенденції розвитку фізкультурно-оздоровчих послуг на користь таких закладів та їх відвідувачів.

У зв'язку з цією ситуацією, що склалася в Україні даний комплекс має спортивний напрямок і запроектований проводити навчання дітей місцевих загальноосвітніх шкільних та дошкільних закладів, здатний приймати змагання міжнародного рівня із волейболу, баскетболу, художньої гімнастики та інших

видів спорту. Дана тема є однією з актуальних на сьогоднішній день і найближчі кілька років в цілому.

1. Аналітичний розділ

1.1. Сутність створених збірних сталезалізобетонних плит перекриття

Традиційні збірні плити перекриття є одними з основних елементів несучої конструкції будівлі. У громадських і житлових будинках масового будівництва застосовують для несучої частини перекриттів уніфіковані збірні залізобетонні плити й панелі. У сучасній практиці будівництва застосовується кілька видів залізобетонних плит перекриття, що розрізняються за типом поперечного перерізу: багатопустотні панельні, ребристі й суцільні – та способом армування: зі звичайною або попередньо напруженою арматурою.

З урахуванням вищевикладеного були запропоновані нові типи сталезалізобетонних плит, котрі можна використовувати як окремі конструкції, так і в складі безбалкового й часторебристого перекриття. В основу конструкції збірної залізобетонної плити перекриття зі сталевим обрамленням покладено завдання вдосконалення поперечного перерізу шляхом його оптимізації, зміни технології виготовлення та ефективних засобів забезпечення сумісної роботи бетону зі сталевим елементом, що дає можливість уникнути опалубних робіт, економити матеріали, спростити і прискорити виготовлення й монтаж конструкцій. На рис. 1.1 зображено збірну залізобетонну плиту перекриття зі сталевим обрамленням та її поперечний переріз. Така конструкція складається зі сталевих рами, яка може бути виготовлена з кутиків за допомогою електрозварювання, залізобетонної плити й арматурної сітки, що влаштовується до початку бетонування конструкції.

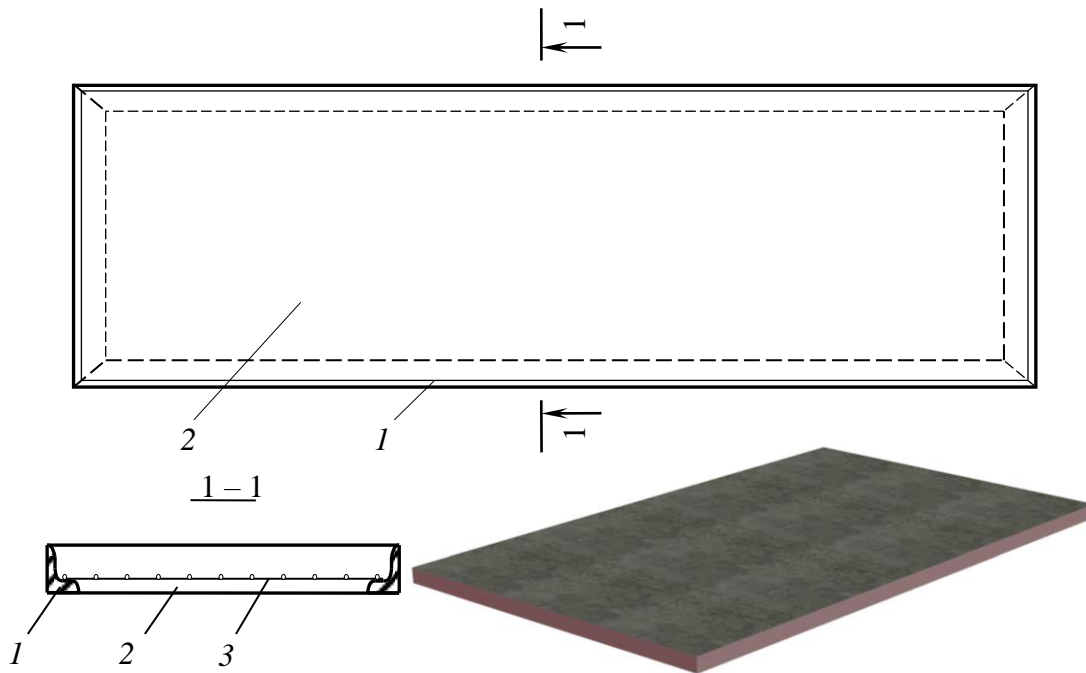


Рис. 1.1. Збірна залізобетонна плита перекриття зі сталевим обрамленням
1 – сталеві рами; 2 – залізобетонна складова; 3 – арматурна сітка

Виготовлення збірної залізобетонної плити перекриття зі сталевим обрамленням може виконуватися безпосередньо на будівельному майданчику без застосування опалубки. Такі конструкції мають низку переваг, зокрема: простота монтажу, відсутність опалубки, відносно мала трудомісткість, економія енерговитрат, спрощення арматурних робіт без застосування попереднього напруження; крім того відкриті частини сталевих рам можна використовувати як закладні деталі, що становить у багатьох випадках вагомий зручність.

Як альтернатива існуючим була запропонована збірна комплексна залізобетонна плита перекриття з підсиленням сталевими профілями. Така конструкція відрізняється від ребристих плит тим, що залізобетонні ребра цих конструкцій замінені на сталеві профілі, які працюють сумісно із самою плитою. При цьому досягається раціональний розподіл функцій окремих елементів конструкції за матеріалами: залізобетонна складова цієї конструкції працює переважно на стиск, а сталеві профілі – на розтяг. На рис. 1.2 зображена збірна комплексна залізобетонна плита перекриття з підсиленням сталевими профілями. Плита складається із залізобетонної лінійної конструкції, поздовжніх ребер зі сталевих швелерів та приварених до них поперечних ребер із застосуванням кутиків. Для виготовлення залізобетонної плити використовується арматурний

каркас, а для забезпечення більш надійної сумісної роботи бетону зі сталевими профілями застосовуються арматурні анкери, що приварюються до зовнішніх стінок швелерів.

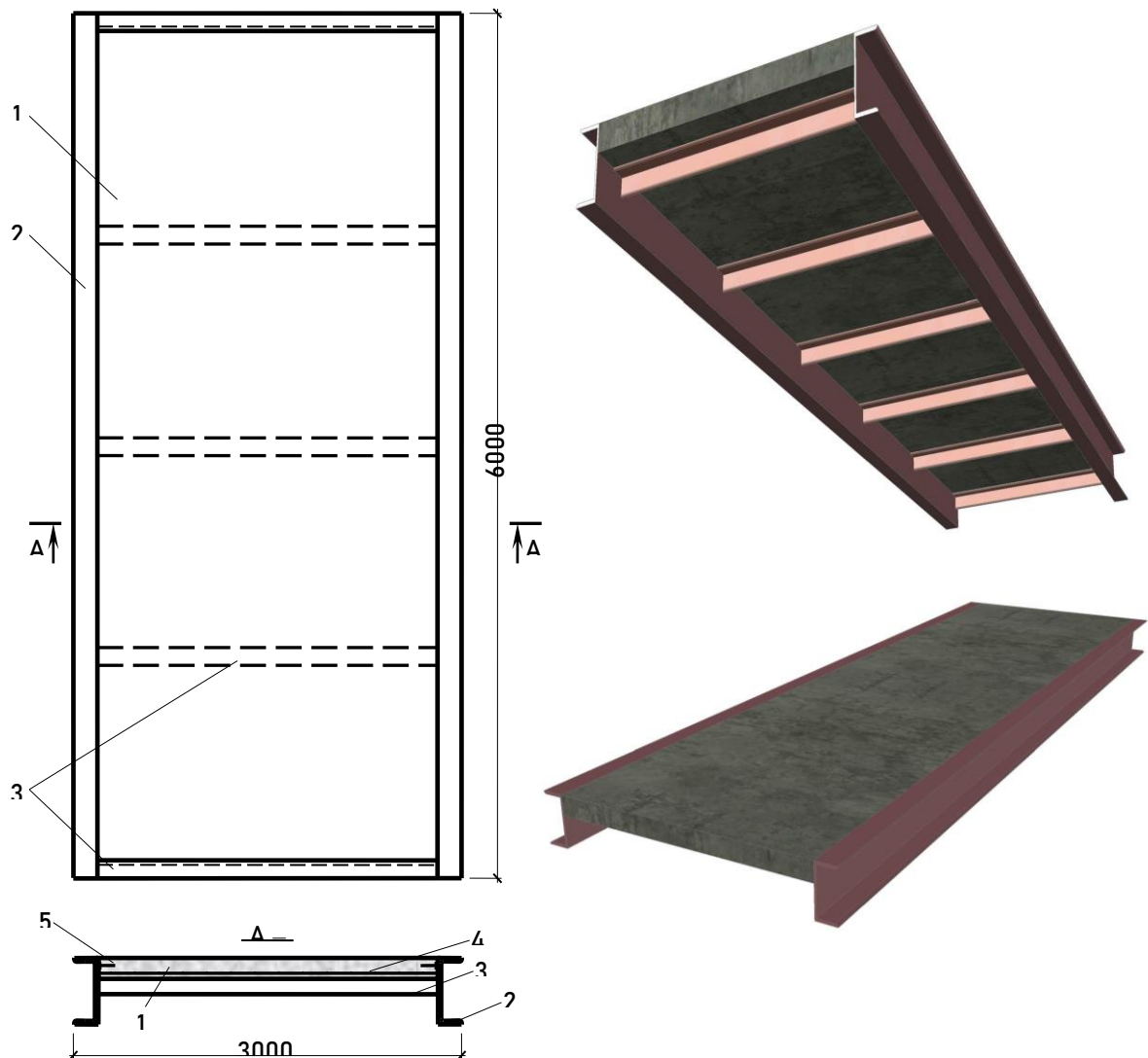


Рис. 1.2. Збірна комплексна залізобетонна плита перекриття з підсиленням сталевими профілями:

- 1 – залізобетонна складова; 2 – поздовжні ребра зі швелерів;
3 – поперечні ребра з кутиків; 4 – арматурний каркас; 5 – арматурні анкери

Виготовлення збірної комплексної залізобетонної плити перекриття з підсиленням сталевими профілями доцільно проводити в перевернутому стані, при цьому каркас зі сталевих профілів слугує опалубкою для залізобетонної плити. Серед переваг, які можна віднести до запропонованої конструкції, також є суттєве спрощення процесу виготовлення плити за рахунок відсутності арматури, попереднього напруження та закладних деталей, у якості яких виступають відкриті

зовнішні частини поличок сталевих швелерів. Сам процес виготовлення такої конструкції може відбуватися безпосередньо на будівельному майданчику, внаслідок чого значно зменшуються транспортні витрати.

Серед різноманіття залізобетонних попередньо напружених конструкцій мають місце запропоновані, збірні плити із зовнішньою попередньо напруженою арматурою, сутність якої полягає у простоті її виготовлення та створенні натягу арматури в умовах будівництва.

Як зазначено в розділі 1, широке застосування знаходять монолітні конструкції перекриття в незнімній опалубці. В якості такої опалубки може використовуватися профільований настил. Основною проблемою таких конструкцій є надійне забезпечення сумісної роботи бетону зі сталевим настилем. Відомі засоби забезпечення сумісної роботи бетону з настилем, що полягають в улаштуванні спеціальних анкерів, виготовлення профілю з "насічками", що дещо ускладнює саму конструкцію, а також процес її виготовлення. Запропоновано залізобетонну плиту перекриття по профільованому настилу, особливістю якої є те, що перед початком бетонування на внутрішню поверхню профільованого настилу наноситься шар клею, який твердіє разом з бетоном. При цьому, вдається відмовитись від використання додаткових анкерних засобів для забезпечення сумісної роботи бетону та настилу, що призводить до скорочення термінів виготовлення самої конструкції.

Запропоновані збірні плити перекриття можуть широко застосовуватися при зведенні громадських будівель різного призначення, оскільки вони забезпечують гнучкість і трансформативність планувальних рішень, а також у тих випадках, коли перекриття є основним елементом, що забезпечує загальну просторову жорсткість будинку, і тоді, коли воно має складну в плані форму, внаслідок чого типові конструкції збірних перекриттів не можуть бути застосовані. В деяких випадках розглянуті сталезалізобетонні плити можна використовувати в системі безбалкових конструкцій перекриття.

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальні дані

Багатоцільовий комплекс шкільного та дошкільного навчання у м. Луцьку має спортивний напрямок і запроектований проводити навчання дітей місцевих загальноосвітніх шкільних та дошкільних закладів, здатний приймати змагання міжнародного рівня із волейболу, баскетболу, художньої гімнастики та інших видів спорту. Його обладнано глядацькою залогою на 1000 місць. Конструкція місць запроектована таким чином, аби створювати максимальний огляд. Комплекс містить спортивний зал, методичний кабінет, навчальні приміщення, санвузли, роздягальні та інші побутові приміщення. По другому поверсі комплекс має глядацьку галерею. Комплекс дозволяє проводити заняття, змагання в будь яку пору року.

За відносну позначку ± 0.000 приймаємо підлогу спортзалу.

Навантаження. Постійні (згідно з вихідними даними технічного завдання), снігові, вітрові та тимчасові тривалі навантаження (від технологічного та іншого обладнання, від людей) прийнято згідно з ДБН В.1.2.2:2006 "Навантаження і впливи" [4].

2.2. Об'ємно-планувальні рішення

Запроектована будівля в плані має форму прямокутника розмірами 60×36.5 м. Який в свою чергу ділиться деформаційним швом на дві частини: вбудовані побутові приміщення і спортивний зал. При цьому вбудовані побутові приміщення мають підвал і три поверхи, а в спортивному залі на рівні другого поверху розміщена оглядова галерея. Поверхня підлоги спортивного залу гладка, горизонтальна та не слизька. Для спортивних ігор з м'ячем передбачена ударам м'яча конструкція світлових ліхтарів та проїомів.

В підвалі знаходяться санвузли та гардеробні. На першому поверсі розташовується пожежний пост, спорядна і санвузли для мало мобільних чоловіків та жінок. На другому та третьому поверхах запроектовані гардеробні для кожної команди окремо, в яких є туалет, умивальник та дві душові. Також є окремі

гардеробні з санвузлом і душовою для тренерів. На третьому поверсі є кімнати для суддів та учбові кабінети.

Навколо споруди встановлюється водонепроникна відмостка шириною 1,5м.

Об'ємно-планувальні рішення спортивного залу розроблено з вимогами ДБН-В 2.2-13-2003 "Спортивні та фізкультурно-оздоровлювальні споруди" .

Згідно з цим документом трибуни повинні відповідати таким вимогам:

- місця для глядачів розташовуються за межами арени;
- трибуни глядачів розташовані по повздовжніх сторонах спортивної арени;
- встановленні тимчасові місця для сидіння не повинні відкидатися чи рухатися;

- місця в рядах повинні бути з'єднані між собою;
- розміри місць для сидіння на трибунах мають глибину 0,8м;
- мають спинку висотою не менше 30 см та шириною не менше 45 см;
- огороження – 1.2м по верху і торцях трибун;
- ширина проходу між трибунами;
- трибуни розділені на 3 стаціонарних, 5 телескопічних груп (секцій).

Допоміжні приміщення:

- площа допоміжних приміщень розраховувалась виходячи з загальної кількості місць глядачів трибун та тимчасових місць;

- туалети і умивальники в гардеробах розраховані в співвідношенні 1/30;
- висота допоміжних приміщень від підлоги до стелі прийнято 3м.

Протипожежні вимоги прийнято за ДБН-В 2.2-13-2003:

- ступінь вогнестійкості будівлі – II;
- комплекс, а також простір під трибунами обладнано автоматичною системою пожежогасіння;

- передбачено системи оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей в відповідності з вимогами ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва" [6].

Евакуацію глядачів з трибун передбачено через рівномірно розташовані виходи. Ширина евакуаційних виходів з будівлі не менше 1.5 м

Максимальна протяжність шляху евакуації від найвіддаленішого глядацького місця до входу складає – не більше 24 м

Під'їзд до споруди можна здійснити з чотирьох сторін.

Водопостачання та каналізація:

- комплекс оснащено системою постачання технічної та питної води, протипожежним водопостачанням, каналізацією, яка приєднана до міської системи;
- передбачено подачу гарячої води для душових, медичного кабінету, масажної та санвузлів.

Детальні об'ємно-планувальні рішення представлені в графічній частині дипломного проекту. Експлікація приміщень показана в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1.

Експлікація приміщень

№ приміщення	Назва	Площа, м ²	Кат.* приміщення
	Підвал		
001	Вестибюль	157.01	
002	Санвузол чоловічий	47.28	
003	Санвузол жіночий	56.50	
004	Гардероб	85.55	
005	Сходи	37.99	
006	Сходи	22.15	
007	Сходи	22.15	
	Всього по підвалу	428.69	
	Перший поверх		
101	Спортзал	1710.94	
102	Фойє	256.84	
103	Сходи	37.20	
104	Сходи	22.15	
105	Сходи	22.15	
106	Кімната	13.60	
107	Санвузол для маломобільних жінок	5.10	
108	Санвузол для маломобільних чоловіків	6.11	
109	Комора прибирального інвентаря	14.02	
110	Коридор	26	
111	Снарядна	36.08	
112	Пожежний пост	14.31	
113	Тамбур	15.07	
	Всього по першому поверху	2179.57	

Продовження таблиці 2.1.

Другий поверх			
201	Кабінет тренера	22.92	
202	Душева	3.24	
203	Санвузол	3.46	
204	Кабінет тренера	23.38	
205	Санвузол	3.46	
206	Душева	3.24	
207	Кімната відпочинку	14.40	
208	Кабінет тренера	24.50	
209	Санвузол	3.46	
210	Душева	3.24	
211	Кімната відпочинку	11.34	
212	Кімната відпочинку	11.34	
213	Кабінет директора	28.11	
214	Санвузол	3.46	
215	Душева	3.24	
216	Медичний кабінет	22.03	
217	Санвузол	3.46	
218	Коридор	109.52	
219	Сходи	22.15	
220	Сходи	22.15	
221	Навчальний кабінет	18.06	
222	Навчальний кабінет	21.34	
223	Навчальний кабінет	12.54	
224	Навчальний кабінет	15.67	
	Всього по другому поверху	409.71	

Закінчення таблиці 2.1.

	Третій поверх		
301	Кімната для суддівської бригади	15.76	
302	Методичний кабінет	47.58	
303	Учбовий кабінет	15.76	
304	Кімната 1-го та 2-го суддів	19.46	
305	Душова	3.23	
306	Санвузол	3.45	
307	Гардеробна для команди	26.52	
308	Санвузол	3.45	
309	Душова	3.23	
310	Масажна	11.46	
311	Масажна	11.46	
312	Гардеробна для команди	26.51	
313	Санвузол	3.46	
314	Душова	3.23	
315	Гардеробна для тренера	19.46	
316	Санвузол	3.45	
317	Душова	3.24	
318	Коридор	54.07	
319	Сходи	22.15	
320	Сходи	22.15	
	Всього по третьому поверху	319.08	
	Всього	3337.05	

2.3. Конструктивні рішення

2.3.1 Забезпечення жорсткості і стійкості

Просторова жорсткість і стійкість каркаса будівлі забезпечується спільною роботою рам, системою вертикальних і горизонтальних зв'язків. Вертикальні зв'язки, що забезпечують загальну стійкість, встановлюються в центрі блоку і в крайніх прольотах. Для забезпечення жорсткості і у стійкості ригеля рами використовується система горизонтальних зв'язків по верхньому поясу і система вертикальних зв'язків, що запобігає закручування елементів ригеля.

2.3.2 Фундаменти

Фундаменти прийняті стовпчасті ростверк з бетону С20/25, палі С60.30-6 нижня відмітка ростверку розташована на позначці -3.950. Під фундаменти влаштовується бетонна підготовка товщиною 100мм. Розміри ростверку прийняті 1500x1500x500 мм. Армування ростверку фундаментів виконано арматурними сітками зі стрижнів діаметром 18мм. А500С.

2.3.3 Стіни і перегородки

Стіни комплексу виконані із панелей типу «Сендвіч». Роль обшивки виконують профільовані листи С44-1000-0.8. Утеплювач-мінераловатні плити щільністю 100кг / м³ і товщиною 200мм. Кріплення панелей виробляється до стінових прогонів самосвердлувальні шурупами довгою 300мм. Зовні і всередині спортивного залу стіни пофарбовані олійними фарбами.

Перегородки запроектовані цегляними товщиною 120 мм. У приміщеннях душових перегородки оздоблено плиткою. Розріз , вузли сполучення і кріплення панелей представлені в графічній частині проекту.

2.3.4. Несучі елементи каркасу

Основним несучим елементом каркаса є арка прольотом 36 метрів і колони суцільного перерізу. Арка виконана зі сталі С245, складається з чотирьох відправних елементів по 9м. Конструктивні особливості вузлів сполучення

елементів ферми, колони і ферми, колони і бази колони докладно представлені в графічній частині дипломного проекту

Між конструкціями каркасів спортзалу і побутових приміщень (між осями 3-4) передбачено деформаційний шов.

Колони – зварні двотаври змінного перерізу по висоті. Ступінь вогнестійкості колон – R 120 МО.

Ригелі – арки двотаврового перерізу, зварні. Ступінь вогнестійкості ригелів – R 120 МО.

Стійки фахверки – металеві з прокатних профілів.

2.3.5. Покрівля та перекриття

Покриття запроектовано із профільованого настилу по прокатним балкам настилу. Балки настилу прийняті прокатні двотаври. Пароізоляція виконана із одного слою «Унифлекс» з проклеюванням швів. Нахлест в бокових швах пароізоляції 80-100 мм, в торцях 150 мм. В якості утеплювача прийняті теплоізоляційні плити "Rockwool" товщиною – 190 мм.

Покрівля влаштована по арках та арочних світлових ліхтарях.

Склад покриття:

- конструктивний несучий металопрофіль – Т135;
- пароізоляція – $\gamma=1,20$ кг/м²;
- утеплювач – мінераловатні плити "Rockwool" товщиною 190мм;
- покрівельний метало профіль – система кайр.

Перекриття побутових приміщень виконано з збірних залізобетонних кругло пустотних плит розмірами 1200х6000 та 1500х6000 мм.

Стеля виконана підвісною, гіпсокартонні листи кріпляться до каркасу з металевого профілю прикріпленого в свою чергу до несучих конструкцій будівлі, в технічних приміщеннях – вирівнюючий шар цементного розчину.

2.3.6. Вікна та двері

Вікна комплексу запроектовані пластиковими з потрійним склінням. Площа вікон призначена виходячи з нормативних вимог природної освітленості і

стандартів. Зовнішні двері прийняті пластиковими з склінням, внутрішні дерев'яні глухі. Двері на шляхах евакуації відкриваються назовні. Конструкція дверей усередині будівлі прийнята так, щоб вони не заважали пересуванню [7].

Двері спортивного залу, через які транспортується спортивне обладнання, а також пройоми в інвентарні приміщення для зберігання обладнання запроектовані шириною не менше 1.8 м.

2.4. Архітектурно-художнє рішення

Запроектована будівля вносить за рахунок рішення кольорів і своєї форми різноманітність в існуючу забудову, покращуючи вигляд міста.

Форми та обсяги прийняті відповідно з функціональним призначенням.

Зовнішня обробка-фарбування стін фасадними фарбами.

Внутрішнє оздоблення - облицювання стель гіпсовими рельєфними плитками, облицювання стін у санвузлах, душових, кабінеті лікаря, виконана керамічною плиткою, фарбування стін спортивного залу, коридорів, вестибюлів виконана олійними фарбами.

2.5. Санітарно-технічне та інженерне обладнання

Проектована будівля обладнано сучасними санітарно-технічними та інженерними системами. Будівлі включає в себе систему опалення, трубопроводи холодної та гарячої води, каналізаційні пристрої. У будівлю обладнані електричні та телефонні мережі. Передбачено підключення даних інженерно-технічних систем до прилеглих мереж міського водопостачання, газопостачання, енергопостачання.

У будівлі передбачена система штучної вентиляції і природна в санвузлах через вентиляційні канали .

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок схеми будівлі в ПК SCAD

3.1.1. Загальні дані

Розрахунок виконаний за допомогою проектно-обчислювального комплексу SCAD. Комплекс реалізує звичайно-елементне моделювання статичних і динамічних розрахункових схем, перевірку стійкості, вибір невідповідних сполучень зусиль, підбір арматури залізобетонних конструкцій, перевірку несучої здатності сталевих конструкцій. У представленій нижче пояснювальній записці описані використані при розрахунках об'єкта методи розрахунку комплексу SCAD.

3.1.2. Коротка характеристика методик розрахунку

В основу розрахунку покладено метод кінцевих елементів з використанням в якості основних невідомих переміщень і поворотів вузлів розрахункової схеми. У зв'язку з цим ідеалізація конструкції виконана у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: система представлена у вигляді набору елементів стандартного типу (стрижнів, пластин, оболонок і т.д.), званих кінцевими елементами і приєднаних до вузлів.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента і вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону та ін

Вузол у розрахунковій схемі методу переміщень представляється у вигляді абсолютно жорсткого тіла зникаюче малих розмірів. Положення вузла в просторі при деформаціях системи визначається координатами центру й кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних з вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що володіє шістьма ступенями свободи - трьома лінійними зміщеннями і трьома кутами повороту.

Всі вузли та елементи розрахункової схеми нумеруються. Нумери, присвоєні їм, слід трактувати тільки, як імена, які дозволяють робити необхідні посилання.

Основна система методу переміщень вибирається шляхом накладення в кожному вузлі всіх зв'язків, що забороняють будь-які вузлові переміщення. Умови рівності нулю зусиль у цих зв'язках являють собою вирішують рівняння рівноваги, а зміщення зазначених зв'язків - основні невідомі методу переміщень.

У загальному випадку в просторових конструкціях у вузлі можуть бути присутніми всі шість переміщень:

- 1 - лінійне переміщення уздовж осі X;
- 2 - лінійне переміщення уздовж осі Y;
- 3 - лінійне переміщення уздовж осі Z;
- 4 - кут повороту з вектором уздовж осі X (поворот навколо осі X);
- 5 - кут повороту з вектором уздовж осі Y (поворот навколо осі Y);
- 6 - кут повороту з вектором уздовж осі Z (поворот навколо осі Z).

Нумерація переміщень у вузлі (ступенів свободи), представлена вище, використовується далі всюди без спеціальних застережень, а також використовуються відповідно позначення X, Y, Z, UX, UY і UZ для позначення величин відповідних лінійних переміщень і кутів повороту.

У відповідності з ідеологією методу скінченних елементів, справжня форма поля переміщень усередині елемента (за винятком елементів стрижневого типу) наближено представлена різними спрощеними залежностями. При цьому похибка у визначенні напруг і деформацій має порядок $(h / L)^k$, де h - максимальний крок сітки; L - характерний розмір області. Швидкість зменшення помилки наближеного результату (швидкість збіжності) визначається показником ступеня k , який має різне значення для переміщень і різних компонент внутрішніх зусиль (напруг).

3.1.3. Розрахункова схема

Системи координат

Для завдання даних про розрахунковій схемі можуть бути використані різні системи координат, які надалі перетворюються в декартові. Надалі для опису розрахункової схеми використовуються наступні декартові системи координат:

Глобальна правостороння система координат XYZ, пов'язана з розрахунковою схемою

Локальні правосторонні системи координат, пов'язані з кожним кінцевим елементом.

Тип схеми

Розрахункова схема визначена як система з ознакою 5. Це означає, що розглядається система загального вигляду, деформації якої та її основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлових точок уздовж осей X, Y, Z і поворотами навколо цих осей.

Кількісні характеристики розрахункової схеми

Розрахункова схема характеризується наступними параметрами:

Кількість вузлів - 682

Кількість кінцевих елементів - 939

Загальна кількість невідомих переміщень і поворотів - 3961

Кількість завантаженні - 13

Кількість комбінацій завантаженні – 7

3.1.4. Статичний розрахунок

Статичний розрахунок системи виконаний в лінійній постановці.

Умови примикання елементів до вузлів

Точки примикання кінцевого елемента до вузлів (кінцеві перетину елементів) мають однакові переміщення із зазначеними вузлами.

Виняток становлять стрижневі елементи для яких передбачено наявність шарнірів і або повзунів, що вирішують кутові і або лінійні переміщення вузлів і кінцевих перетинів елементів щодо вузлів розрахункової схеми.

Результати розрахунку

У цьому звіті результати розрахунку представлені вибірково. Вся отримана в результаті розрахунку інформація зберігається в електронному вигляді.

Переміщення

Обчислені значення лінійних переміщень і поворотів вузлів від комбінацій завантаженні представлені в таблиці 3.2. Мінімальні та максимальні переміщення

(комбінацій сил)

Правило знаків для переміщень

Правило знаків для переміщень прийнято таким, що лінійні переміщення позитивні, якщо вони спрямовані убік зростання відповідної координати, а кути повороту позитивні, якщо вони відповідають правилу правого гвинта (при погляді від кінця відповідної осі до її початку рух відбувається проти годинникової стрілки).

Зусилля і напруження

Розраховані максимальні та мінімальні значення зусиль і напружень в елементах від комбінацій завантаженні представлені в таблиці 3.1.

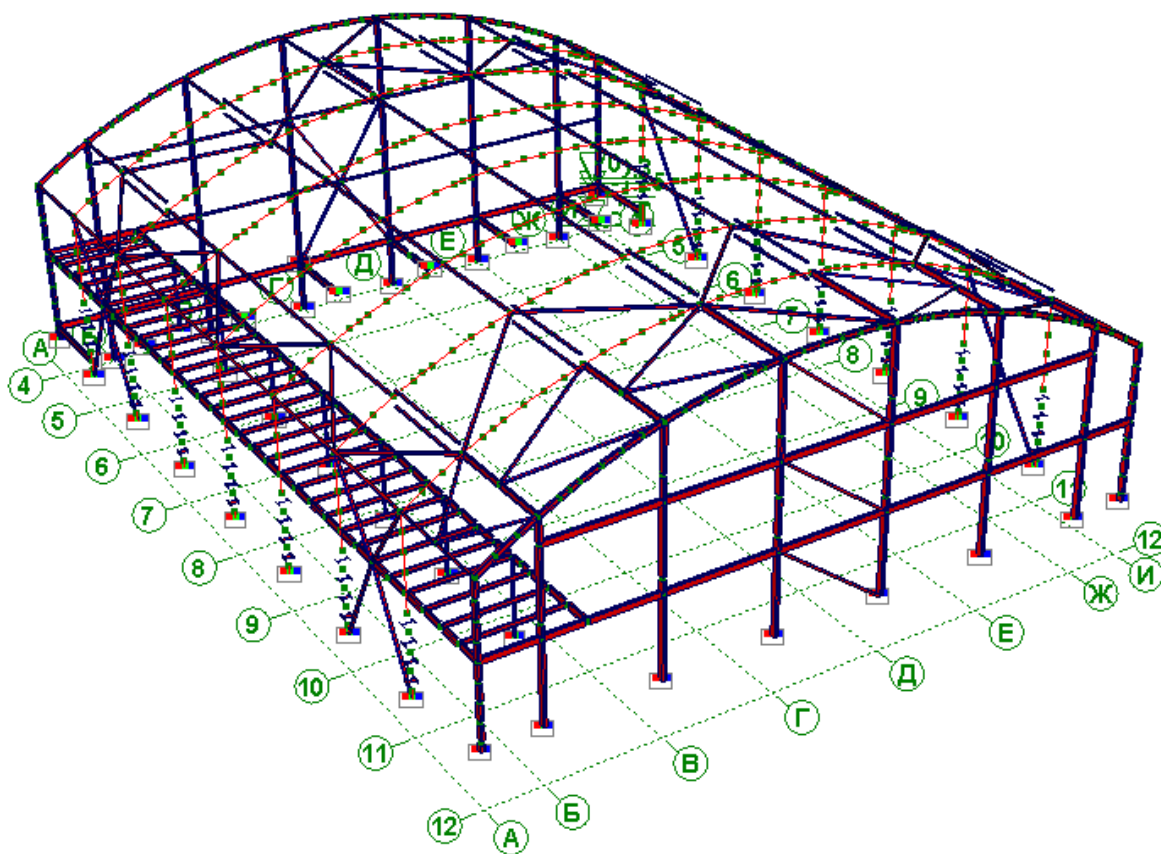


Рис. 3.1. Схема металевого каркасу спортзалу

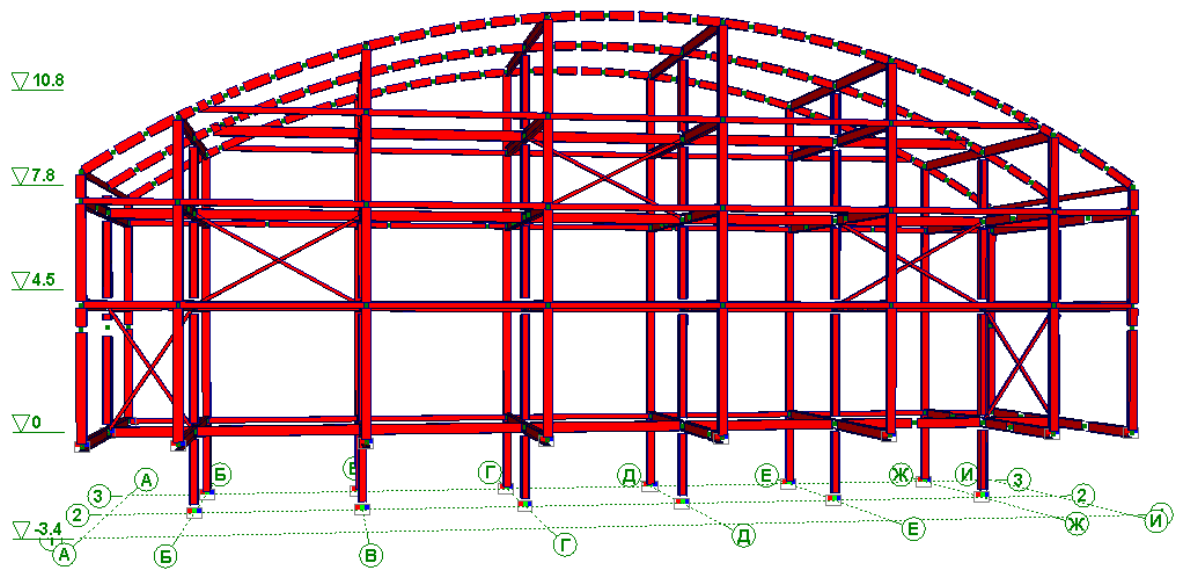


Рис.3.2. Схема металевого каркасу побутових приміщень

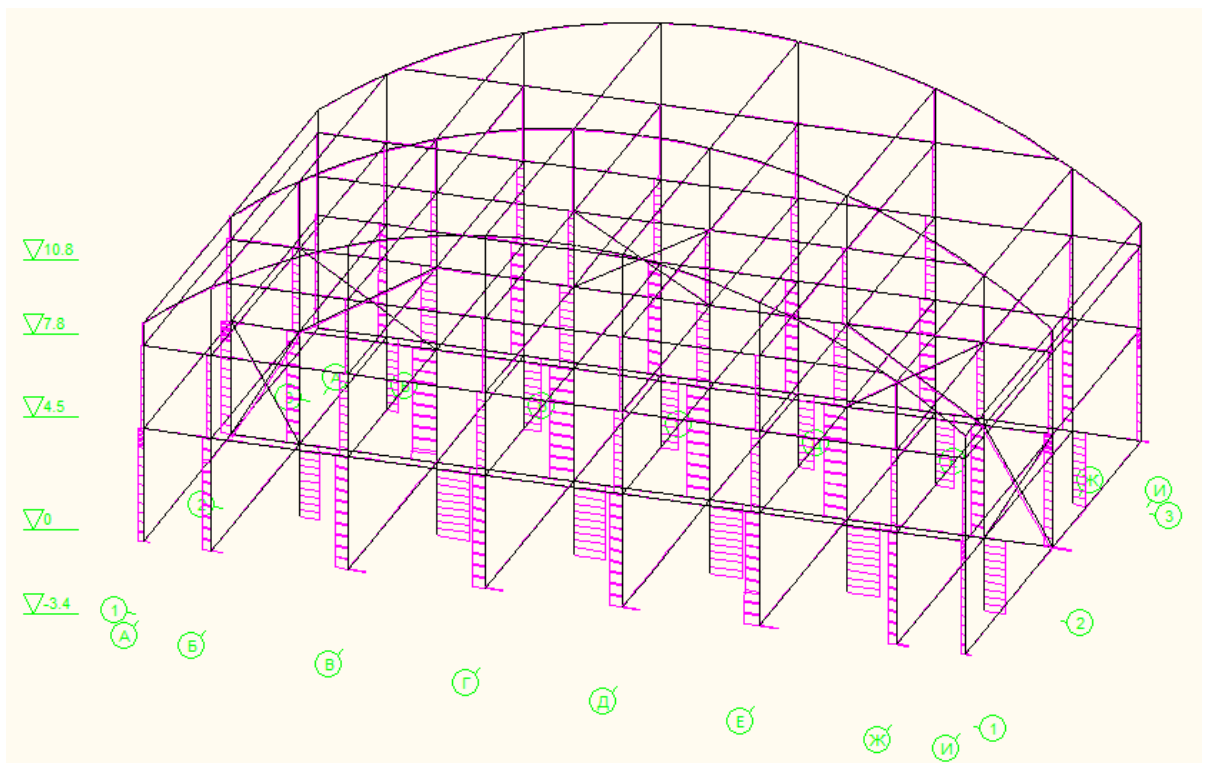


Рис. 3.3. Епюра внутрішніх зусиль N

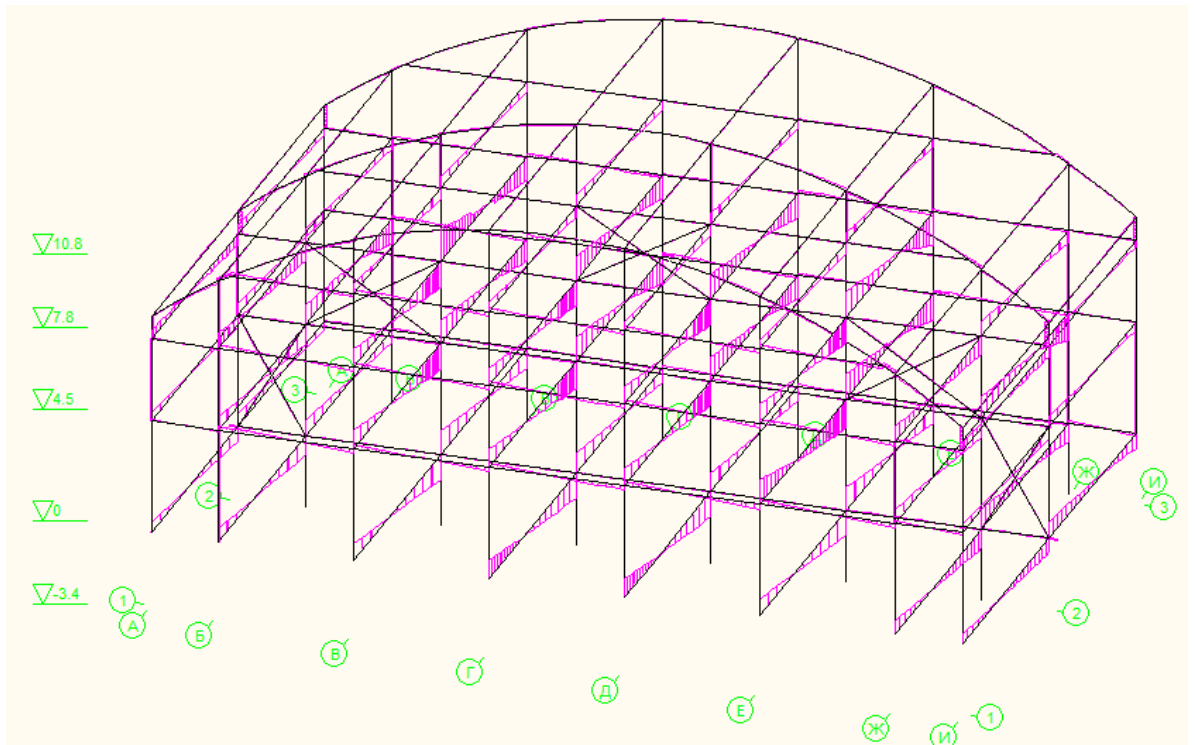


Рис. 3.4. Епюра внутрішніх зусиль Q_z

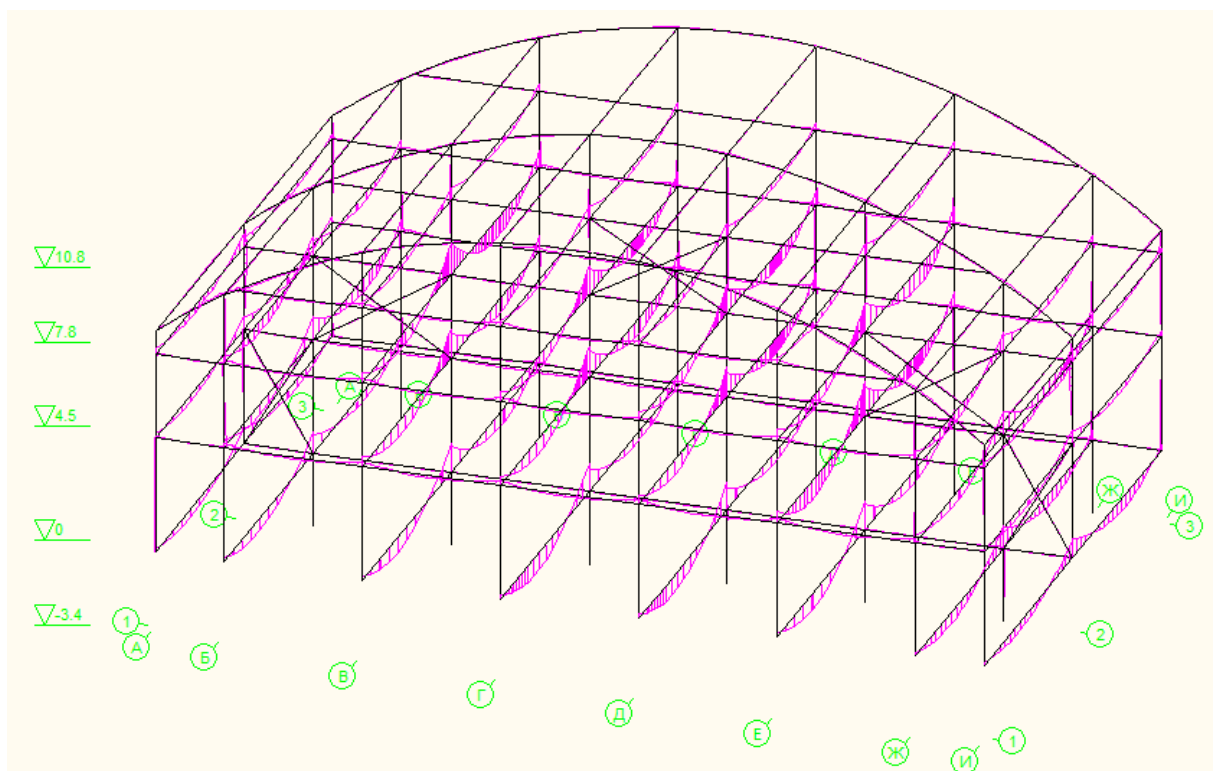


Рис. 3.5. Епюра внутрішніх зусиль M_u

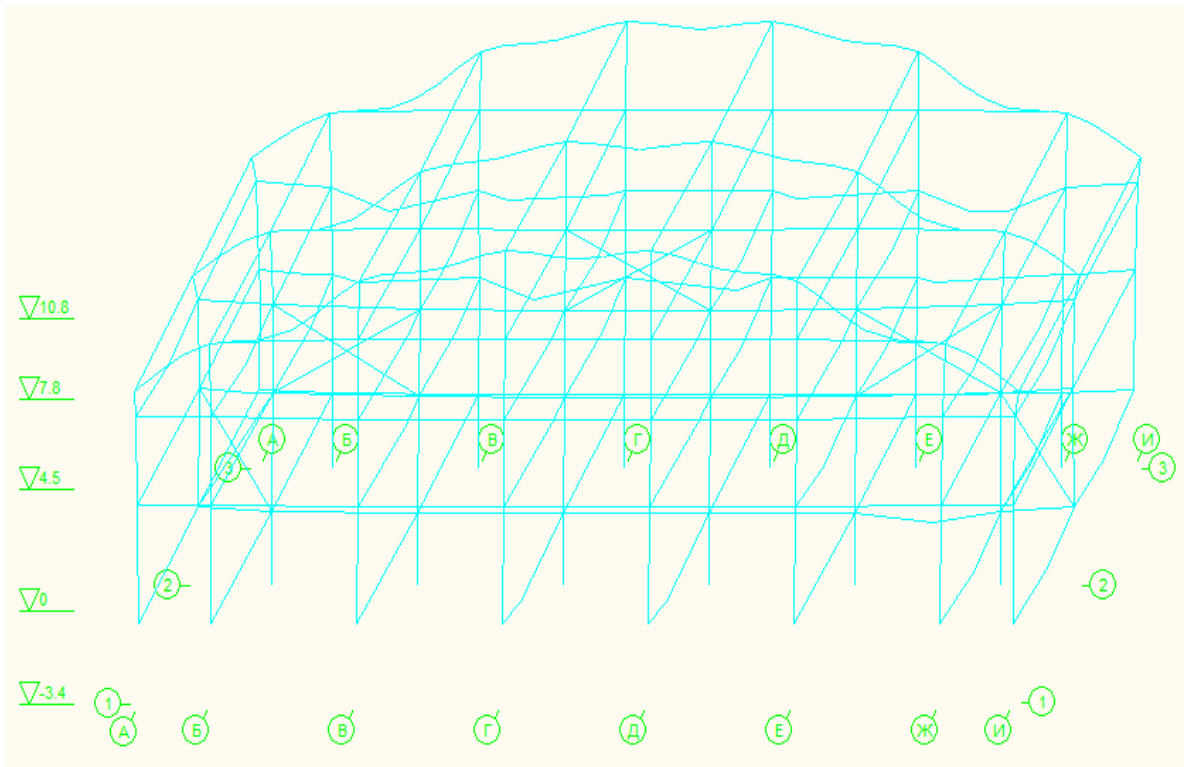


Рис.3.6.Деформована схема

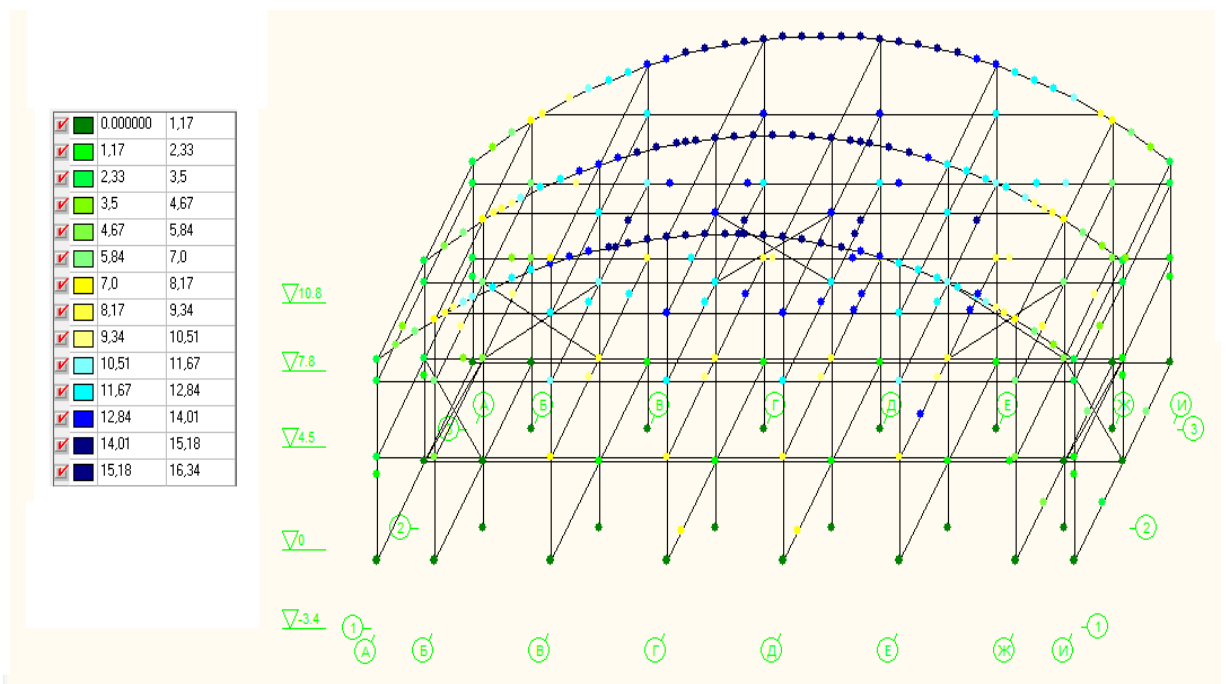


Рис.3.7.Переміщення вузлів (мм) від комбінації зусиль

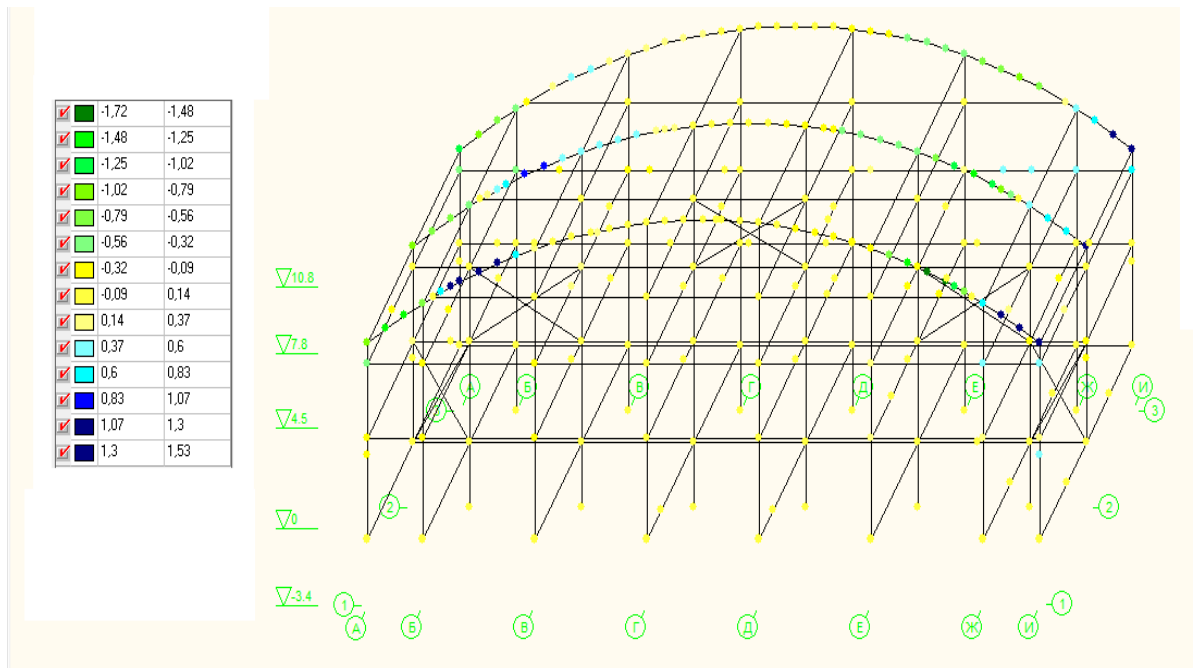


Рис.3.8.Переміщення вузлів (мм) по осі Y основної системи координат від комбінації зусиль

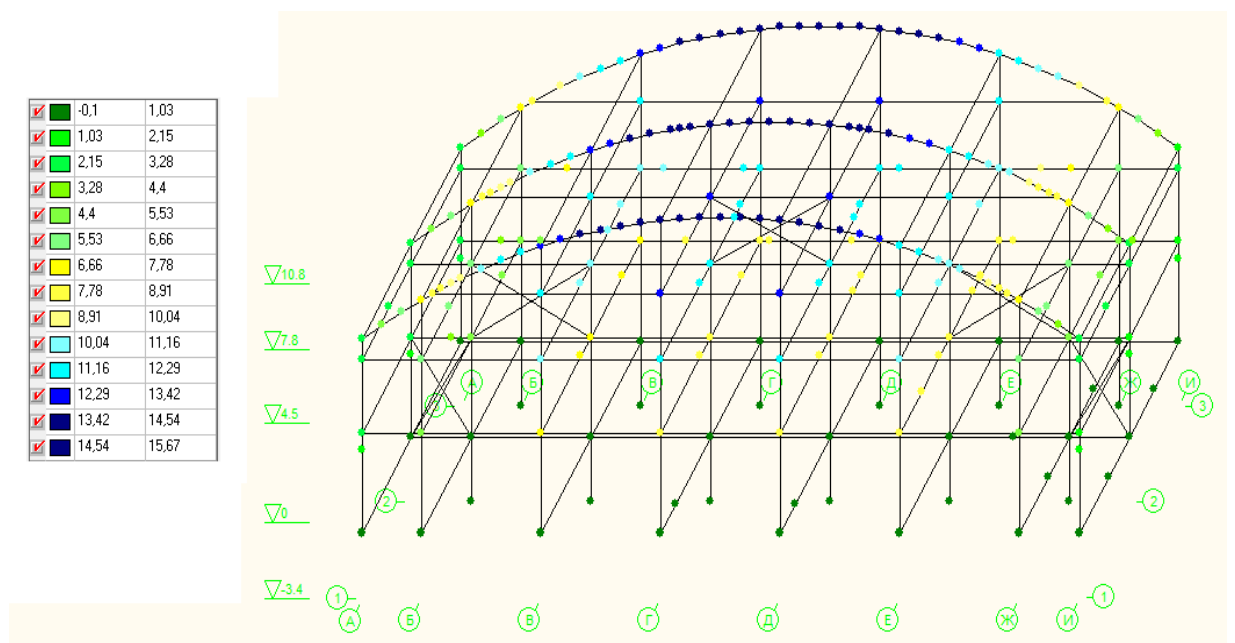


Рис.3.9.Переміщення вузлів (мм) по осі X основної системи координат від комбінації зусиль

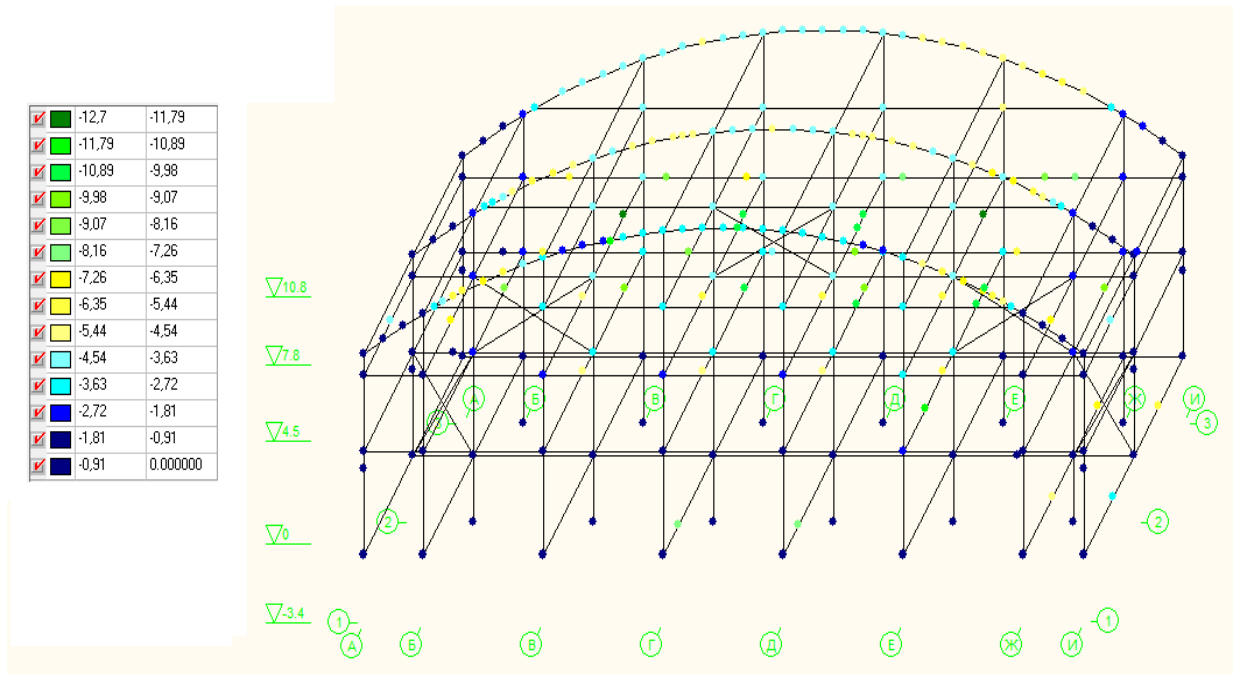


Рис.3.10.Переміщення вузлів (мм) по осі Z основної системи координат від комбінації зусиль

3.1.5.Результати розрахунку

Мінімальні та максимальні зусилля на напруження (комбінацій сил)

Одиниці виміру: (Т), (м).

Список вузлів/елементів: всі

Список загрузень/комбінацій: всі

Список факторів: всі

Таблиця 3.1.

Мінімальні та максимальні зусилля та напруження (комбінацій сил)

Фактор	Максимальні значення				Мінімальні значення			
	Значення	Елемент	Переріз	Комбінація	Значення	Елемент	Переріз	Комбінація
N	6,313	82	1	2	-165,454	46	3	2
Mk	0,004	528	1	4	-0,004	530	1	4
My	17,506	494	3	3	-30,371	430	3	4
Qz	29,339	502	1	1	-29,463	495	3	4
Mz	7,76	161	1	4	-8,478	161	3	4
Qy	4,921	161	1	4	-6,059	165	1	4

Мінімальні та максимальні переміщення (комбінацій сил)

Одиниці виміру: (мм).

Список вузлів/елементів: всі

Список загрузень/комбінацій: всі

Список факторів: всі

Таблиця 3.2.

Мінімальні та максимальні переміщення (комбінацій сил)

Фактор	Максимальні значення			Мінімальні значення		
	Значення	Вузол	Комбінація	Значення	Вузол	Комбінація
X	5,343	191	2	-1,715	207	4
Y	15,671	218	4	-0,816	239	1
Z	0	2	1	-12,769	300	2
Ux	4,13	144	1	-5,114	228	4
Uy	6,683	275	2	-6,518	279	2
Uz	1,076	274	4	-1,018	281	4

Розрахункові поєднання зусиль показані в додатку В таблиці 3.3.

3.2. Розрахунок колони

3.2.1. Вихідні дані

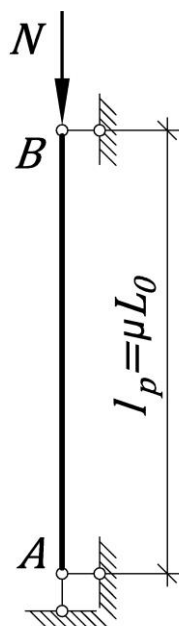


Рис.3.11. Розрахункова схема

Визначення геометричних та силових параметрів

Розрахункова довжина в площі згину (OX)

$$l_{efx} = \mu l_{0x} = 1 \cdot 293 = 293 \text{ (см).}$$

Розрахункова довжина в площі згину (OY)

$$l_{efy} = \mu l_{0y} = 1 \cdot 293 = 293 \text{ (см)}$$

Повздовжня сила N взята з таблиць РСУ з урахуванням найнесприятливішої комбінації зусиль

$$N = 1599.44 \text{ (кН)}$$

3.2.2. Підбір перерізу

Для попереднього підбору перерізу задамо марку сталі С245 з

$$R_y = 24,50 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right) = 24500 \left(\frac{\text{Н}}{\text{м}^2} \right), \gamma_c = 0,95 \text{ коефіцієнт умов роботи}$$

Коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,25$ (для класу наслідків (відповідальності) СС3) згідно ДБН В.1.2-14-2009.

Для схеми 17 Додаток Б приблизне значення радіусів інерції $i_x = 0,43h$ і $i_y = 0,24b$. Задаємося гнучкістю колони $\lambda = 85$. Тоді $\varphi = 0,67$:

потрібний радіус інерції перерізу:

$$i_d = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{293}{85} = 3.45 \text{ (см)}$$

потрібна ширина колони

$$b = \frac{i_d}{0.24} = \frac{3.45}{0.24} = 14.38 \text{ (см)}$$

потрібна площа поперечного перерізу

$$A_n = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1599440 \cdot 1,25}{0.67 \cdot 24500 \cdot 0,95} = 128,21 \text{ (см}^2\text{)};$$

Приймаємо стінку 260x10 мм. Тоді , потрібна площа полки:

$$A_f = (A_n - A_w)/2 = 0.5(128,21 - 26 \cdot 1) = 51,11 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо полку 300x20 мм, $A_f = 60 \text{ (см}^2\text{)}$

$$b_{ef} = 0.5(b_f - t_w) = 0.5(30 - 1) = 14.5 \text{ (см)}$$

Для забезпечення місцевої стійкості стінки і полок необхідно приймати відношення h_{ef}/t_w і b_{ef}/t_f

Визначаємо фактичні характеристики перерізу:

$$A = 26 \cdot 1 + 30 \cdot 2 \cdot 2 = 146 \text{ (см}^2\text{)}$$

$$J_x = \frac{bh^3 - 2((b - t_w)/2)h_{ef}^3}{12} = 25024 \text{ (см}^4\text{)}$$

$$J_y = 2t_f b^3/12 = 2 \cdot 2 \cdot 30^3/12 = 9000 \text{ (см}^4\text{)}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{25024}{146}} = 13.09 \text{ (см)}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{9000}{146}} = 7.85 \text{ (см)}$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{293}{7.85} = 37.33; \varphi_y = 0,9$$

3.2.3.Перевірка стійкості

Перевірка загальної стійкості

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{1599440 \cdot 1,25}{0,9 \cdot 146} = 15215 \left(\frac{\text{Н}}{\text{см}^2} \right) = 152,15 \text{ (МПа)}$$

152,15 МПа < $R_y \gamma_c = 245$ МПа, отже загальна стійкість колони забезпечена.

Перевіряємо місцеву стійкість стінки

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{30}{1} = 30;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 37,33 \sqrt{\frac{245}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,3$$

Визначаємо $k_{max,w} = h_{ef}/t$ за ДБН В.2.6-163:2010 $\bar{\lambda} \leq 2,0$

$$(1,2 + 0,35\bar{\lambda}^2) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,79 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{245}} = 51,90 > 30;$$

стінка стійка.

Перевіряємо місцеву стійкість полки по формулі:

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{14,5}{1} = 14,5 < k_{max,w} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,3) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{245}} = 20,6$$

$$b_{ef} = \frac{30 - 1}{2} = 14,5 \text{ (см)}$$

Таким чином, розрахунки показали, що стінка та полка прийнятого складного двотаврового перерізу стійкі.

Визначаємо необхідність встановлення ребер жорсткості по умові

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{30}{1} = 30 < 2,3 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{245}} = 66,69;$$

ребра жорсткості не потрібні.

3.3. Розрахунок балки перекриття

3.3.1. Збір навантажень на балку

Вага конструкцій підлоги по перекриттях в осях 1-3 прийнята згідно серії 2.244-1 В.6 Ч II ст.452 Вага 163 кг/м². Корисне навантаження прийнято за ДБН В.1.2-2:2006. «Навантаження та впливи» як для перекриттів в установах освіти. Збір всіх навантажень на міжповерхове перекриття показано в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4.

Розрахунки постійних навантажень від конструкцій перекриття

Позначка	Вид навантаження	Склад	Нормативне навантаження (кг/м ²)	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}	Розрахункове навантаження (кг/м ²)
	Постійне	Багатопустотні залізобетонні плити	300	1,1	330
		Конструкція підлоги за серією 2.244-1-157	163	1,3	212
				Разом	
	Тимчасове короткочасне	Корисне навантаження за ДБН як для установ освіти.	400	1,2	480
				Разом	480
	Разом				

Навантаження на перекриття прийнято рівномірно-розподіленим.

Розрахункове навантаження на перекриття, включаючи власну вагу конструкцій складає $q_0 = 1022 \left(\frac{\text{кг}}{\text{м}^2}\right) \cdot 1,25 = 1278 \left(\frac{\text{кг}}{\text{м}^2}\right) = 13 \text{ (кН/ м}^2\text{)}$.

Рівномірно-розподілене навантаження на погонний метр буде складати:

$$q_6 = q_0 \cdot l_6 = 13 \cdot 6 = 78 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}}\right);$$

Розв'язання

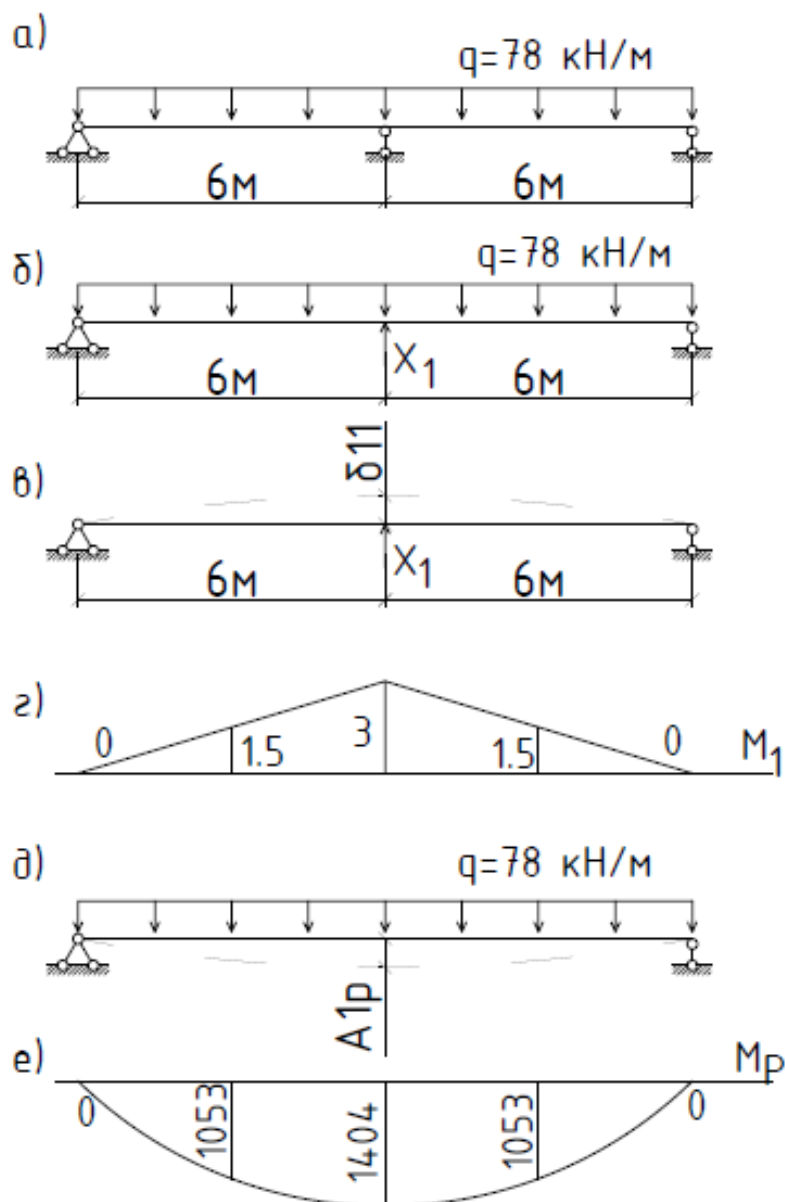


Рис.3.12.Результати розрахунку балки: а) – вихідна статично невизначена схема балки; б) – статично визначена схема балки; в) – переміщення від дії сили X_1 ; г) – епюра моментів від одиничної сили X_1 ; д) – переміщення від дії зовнішніх сил; е) – епюра від дії зовнішніх сил.

Балка яка сприймає навантаження від перекриття має вигляд показаний на рис.3.8. а, дана схема один раз статично невизначена. Канонічне рівняння для один раз невизначеної рами має вигляд:

$$\delta_{11}X_1 + \Delta_{1P} = 0;$$

де δ_{11} та Δ_{1P} визначаємо за формулами:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \sum \int \frac{\overline{M}_1 \overline{M}_1 dz}{EJ} \\ &= \frac{6}{6EJ} [0 \cdot 0 + 4 \cdot 1.5 \cdot 1.5 + 3 \cdot 3] + \frac{6}{6EJ} [3 \cdot 3 + 4 \cdot 1.5 \cdot 1.5 + 0 \cdot 0] \\ &= \frac{18}{EJ} + \frac{18}{EJ} = \frac{36}{EJ} \end{aligned}$$

$$\delta_{11} = \frac{36}{EJ};$$

$$\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \sum \int \frac{\overline{M}_1 M_p dz}{EJ} \\ &= \frac{6}{6EJ} [0 \cdot 0 + 4 \cdot 1053 \cdot 1.5 + 3 \cdot 1404] \\ &\quad + \frac{6}{6EJ} [1404 \cdot 3 + 4 \cdot 1053 \cdot 1.5 + 0 \cdot 0] = -\frac{10530}{EJ} - \frac{10530}{EJ} = -\frac{21060}{EJ} \end{aligned}$$

$$\Delta_{1P} = -\frac{21060}{EJ}$$

З канонічного рівняння визначимо невідому силу X_1 :

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{21060}{EJ} \cdot \frac{EJ}{36} = 585 \text{ (кН)}$$

Ординати епюри $M_{розр}$, $Q_{розр}$ отримуємо, розглядаючи спільну дію на основну систему зовнішнього навантаження і знайденого значення невідомого X

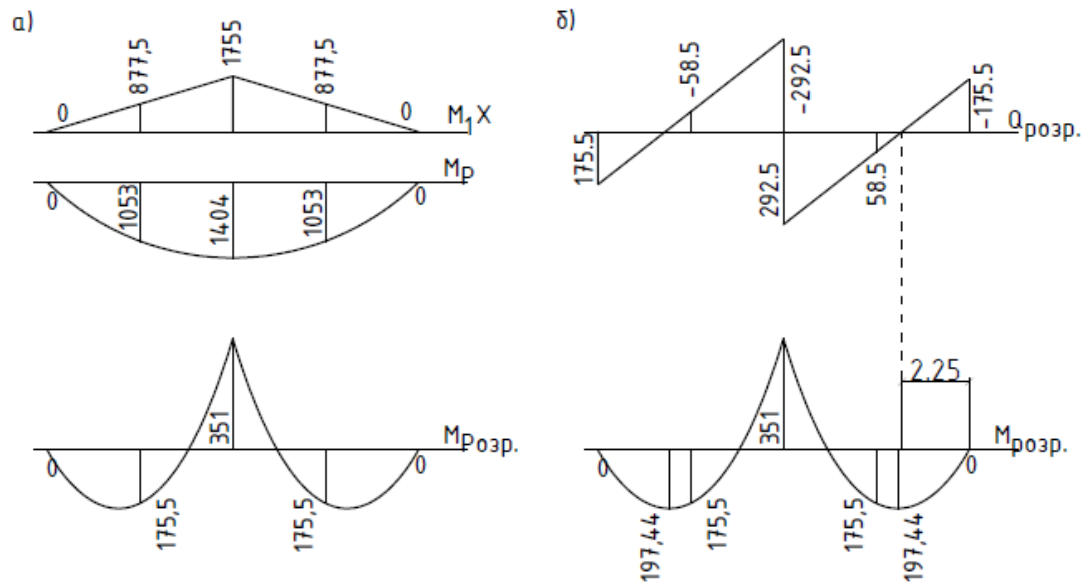


Рис.3.13. Побудова розрахункових епюр: а) – згинаючих моментів; б) – поперечних сил

Максимальне розрахункове значення згинаючого моменту M та перерізуючої сили Q для балки:

$$M_{\text{розн.}} = 351 \text{ (кНм)}; \quad Q_{\text{розн.}} = 292,5 \text{ (кНм)}$$

У відповідності зі значенням M підбираємо переріз балки по формулах першого граничного стану та перевірку прогину балки по умові другого граничного стану.

3.3.2. Підбір перерізу

Приймаємо сталь С255 з розрахунковим опором $R_y = 24,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$ тоді потрібний момент опору перерізу рівний:

$$W_{\text{пот}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c} = \frac{35100}{24,5 \cdot 0,9} = 1581,83 \text{ (см}^3\text{)};$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи для балок суцільного перерізу згідно таблиці 1.1.1. ДБН В.2.6.-163 Металеві конструкції

по сортаменту приймаємо двотавр №50, $W_x = 1589 \text{ (см}^3\text{)} \quad J_x = 39727 \text{ (см}^4\text{)}$ масою 78,5 (кг/мп).

3.3.3.Перевірка стійкості балки

Перевіряємо мінімальну висоту балки з умови жорсткості:

$$h = k\sqrt{W_{\text{пот}}/t_w} = 1.15\sqrt{1582/1} = 45.85 \text{ (см)}$$

що менше за 50 см. Умова виконується.

Розрахунок зусилля в балці

Розрахунок зусилля в балці складає:

$$\sigma = \frac{M}{1.1 \cdot W_x} = \frac{35100000}{1.1 \cdot 1589} = 20081 \left(\frac{\text{Н}}{\text{см}^2} \right) < R_y \gamma_c = 2450 \cdot 1.1 = 2695 \left(\frac{\text{Н}}{\text{см}^2} \right)$$

3.3.4.Розрахунок прогину балки

Відносний прогин балки буде:

$$\frac{f}{l} = \left(\frac{5}{384} \right) \left(\frac{ql^3}{EJ_x} \right) = \left(\frac{5}{384} \right) \left(\frac{127.8 \cdot 600^3}{20.6 \cdot 10^6 \cdot 39727} \right) = 0.00044 < 0.004 \left(\frac{1}{250} \right)$$

Отже, прогин не перевищує допустимий, умова виконується.

3.4.Розрахунок балки покриття в ПК SCAD

3.4.1.Загальна характеристика:

Група конструкції по таблиці: 1

Розрахунковий опір сталі $R_y = 2,4$ (Т/см²)

Коефіцієнт умов роботи 0,9

Коефіцієнт надійності за відповідальністю 1,25

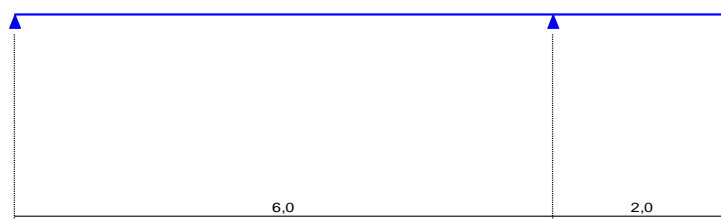


Рис.3.14.Конструктивне рішення

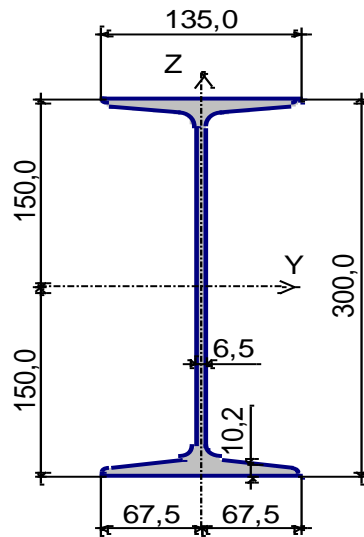


Рис.3.15.Переріз двутавр з ухилом полок по ГОСТ 8239-89 №30
Геометричні характеристики двутавра №30 показані в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5.

Геометричні характеристики перерізу

	Параметр	Значення	
A	Площа поперечного перерізу	46,5	см ²
A _{v,y}	Умовна площа розрізу вздовж осі Y	15,541	см ²
A _{v,z}	Умовна площа розрізу вздовж осі Z	17,187	см ²
I _y	Момент інерції відносно осі Y	7080,0	см ⁴

Закінчення таблиці 3.5.

I _z	Момент інерції відносно осі Z	337,0	см ⁴
I _t	Момент інерції при крученні	17,4	см ⁴
I _w	Секторіальний момент інерції	70756,561	см ⁶
i _y	Радіус інерції відносно осі Y	12,339	см
i _z	Радіус інерції відносно осі Z	2,692	см
W _{y+}	Максимальний момент опору відносно осі Y	472,0	см ³
W _{y-}	Мінімальний момент опору відносно осі Y	472,0	см ³
W _{z+}	Максимальний момент опору відносно осі Z	49,926	см ³
W _{z-}	Мінімальний момент опору відносно осі Z	49,926	см ³

$W_{pl,y}$	Пластичний момент опору відносно осі Y	543,04	см ³
$W_{pl,z}$	Пластичний момент опору відносно осі Z	96,634	см ³
a_{y+}	Ядровий розтяг вздовж додатного напрямку осі Y(U)	1,074	см
a_{y-}	Ядровий розтяг вздовж від'ємного напрямку осі Y(U)	1,074	см
a_{z+}	Ядровий розтяг вздовж додатного напрямку осі Z(V)	10,151	см
a_{z-}	Ядровий розтяг вздовж від'ємного напрямку осі Z(V)	10,151	см

3.4.2.Завантаження

Завантаження 1 - Постійне

Пояс, до якого прикладене навантаження: верхній

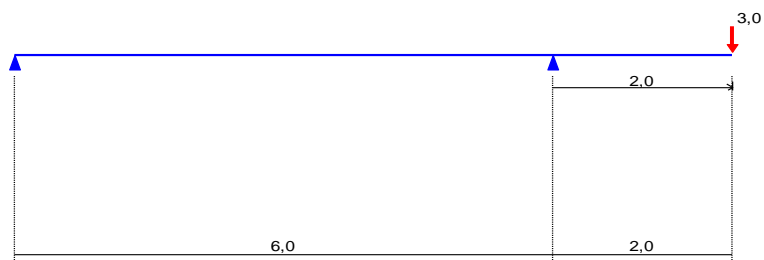


Рис.3.16.Завантажена схема балки

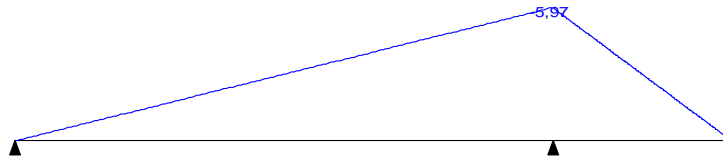


Рис.3.17.Еюра моментів ($T^*м$)



Рис.3.18.Еюра перерізувачи сил (T)

3.4.3.Огинаючи еюри

З урахуванням коефіцієнтів поєднання

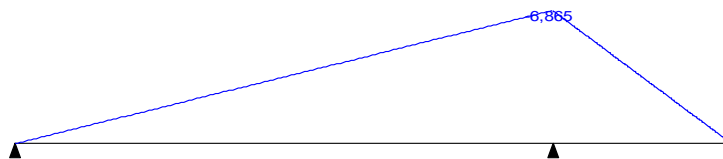


Рис.3.19.Основне поєднання. Максимальний згинаючий момент ($T^*м$)

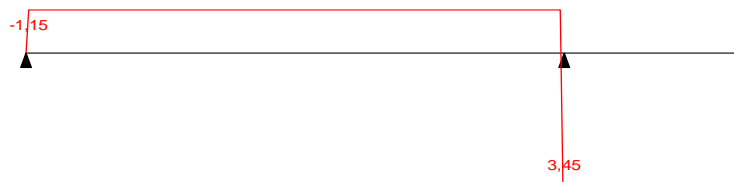


Рис.3.20.Основне поєднання. Перерізувача сила, та що відповідає максимальному моменту (T)

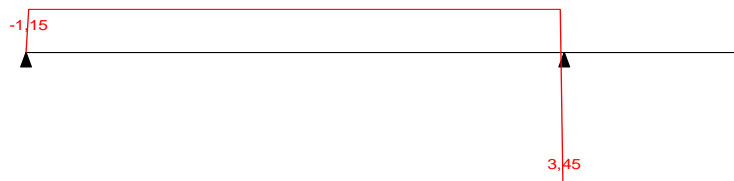


Рис.3.21.Основне поєднання. Максимальна перерізувача сила (T)

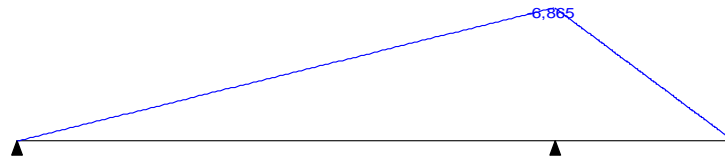


Рис.3.22.Основне поєднання. Згинаючий момент, що відповідає максимальній перерізуючій силі (T^*m)

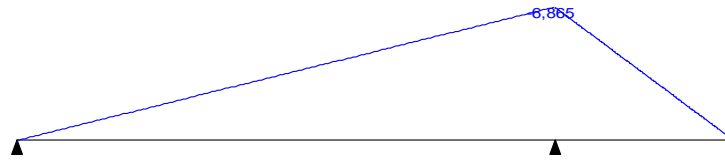


Рис.3.23.Основне поєднання. Мінімальний згинаючий момент (T^*m)



Рис.3.24.Основне поєднання. Перерізуюча сила, що відповідає мінімальному моменту (T)



Рис.3.25.Основне поєднання. Мінімальна перерізуюча сила (T)

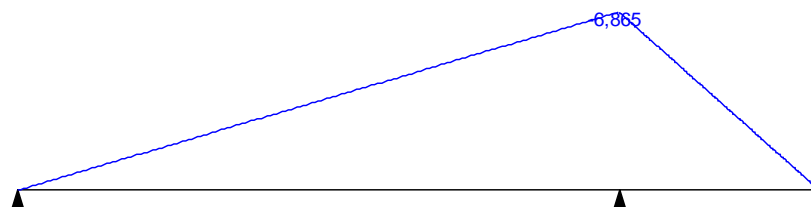


Рис.3.26.Основне поєднання. Згинаючий момент, що відповідає мінімальній перерізуючій силі (T^*m)

Сили реакції в опорах показані в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6.

Опорні реакції

	Сила в опорі 1 (Т)	Сила в опорі 2 (Т)
По критерию M_{\max}	-1,15	4,6
По критерию M_{\min}	-1,15	4,6
По критерию V_{\max}	-1,15	4,6
По критерию V_{\min}	-1,15	4,6

3.4.4.Результати розрахунку

Коефіцієнти використання балки при дії поперечної сили, моменту та стійкості згину при дії моменту приведені в таблиці 3.7.

Таблиця 3.7.

Результати розрахунку

Перевірено за СНиП	Фактор	Коефіцієнт використання
п.5.12	Міцність при дії поперечної сили V_z	0,16023
п.5.12	Міцність при дії згинаючого моменту M_y	0,676789
п.5.15	Стійкість плоскої форми згину при дії моменту M_y	0,676789

Коефіцієнт використання 0,676789 - Стійкість плоскої форми згину при дії моменту забезпечена

4. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

4.1. Вихідні дані

Згідно завдання на проектування необхідно розрахувати пальовий фундамент під колону багатоцільового комплексу шкільного та дошкільного навчання в м. Луцьк на дію навантаження від сталеві колони.

Ґрунтові умови приведені на рис.4.1.

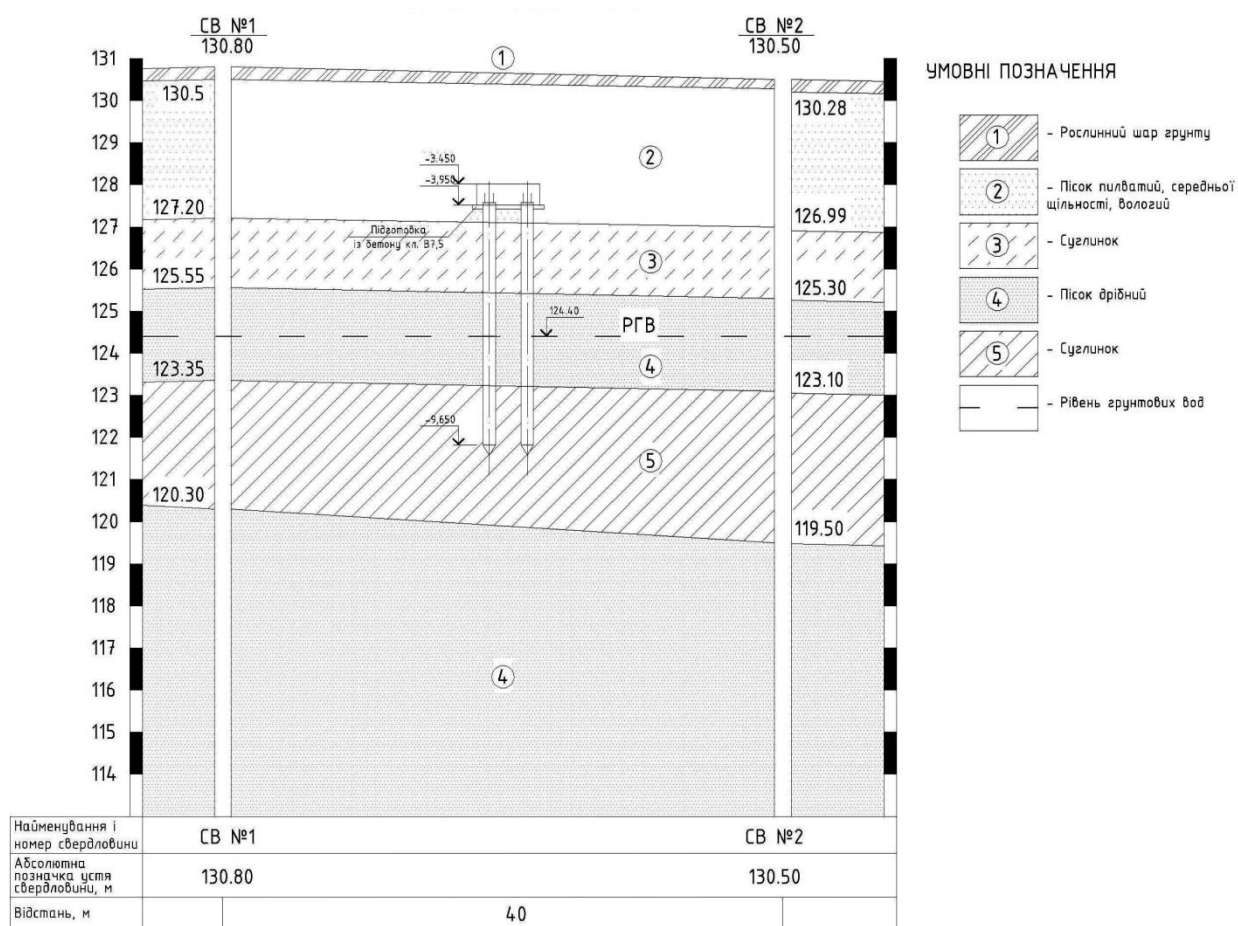


Рис.4.1. Інженерно-геологічний розріз

Приймаємо пальовий фундамент на збірних залізобетонних забивних палях з монолітним залізобетонним ростверком. Палі заглиблюють за допомогою забивання дизель молотом. Приймаємо наступні матеріали ростверку – бетон класу С20/25, арматура класу А500С згідно ДСТУ 3760:2006.

Згідно конструктивних рішень верх ростверку знаходиться на відмітці **-3.470 (м)**.

Задаємось товщиною ростверку 500 (мм).

Попередньо приймаємо палі перерізом 300x300 (мм) та довжиною 6 (м). Палі заглиблюються в ґрунт, прийнятий за основу під їх нижнім кінцем (суглинок-тугопластичний) на 1 (м), що задовольняє вимоги ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1.

Глибина закладання підшви ростверку — **3.970 (м)**.

4.2.Визначення несучої здатності однієї палі

Знайдемо несучу здатність одинично висячої палі, орієнтуючись на рис.4.2. і маючи на увазі, що паля заводиться разом із випусками в ростверк на 300 (мм).

ПОСАДКА ФУНДАМЕНТІВ НА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИЙ РОЗРІЗ

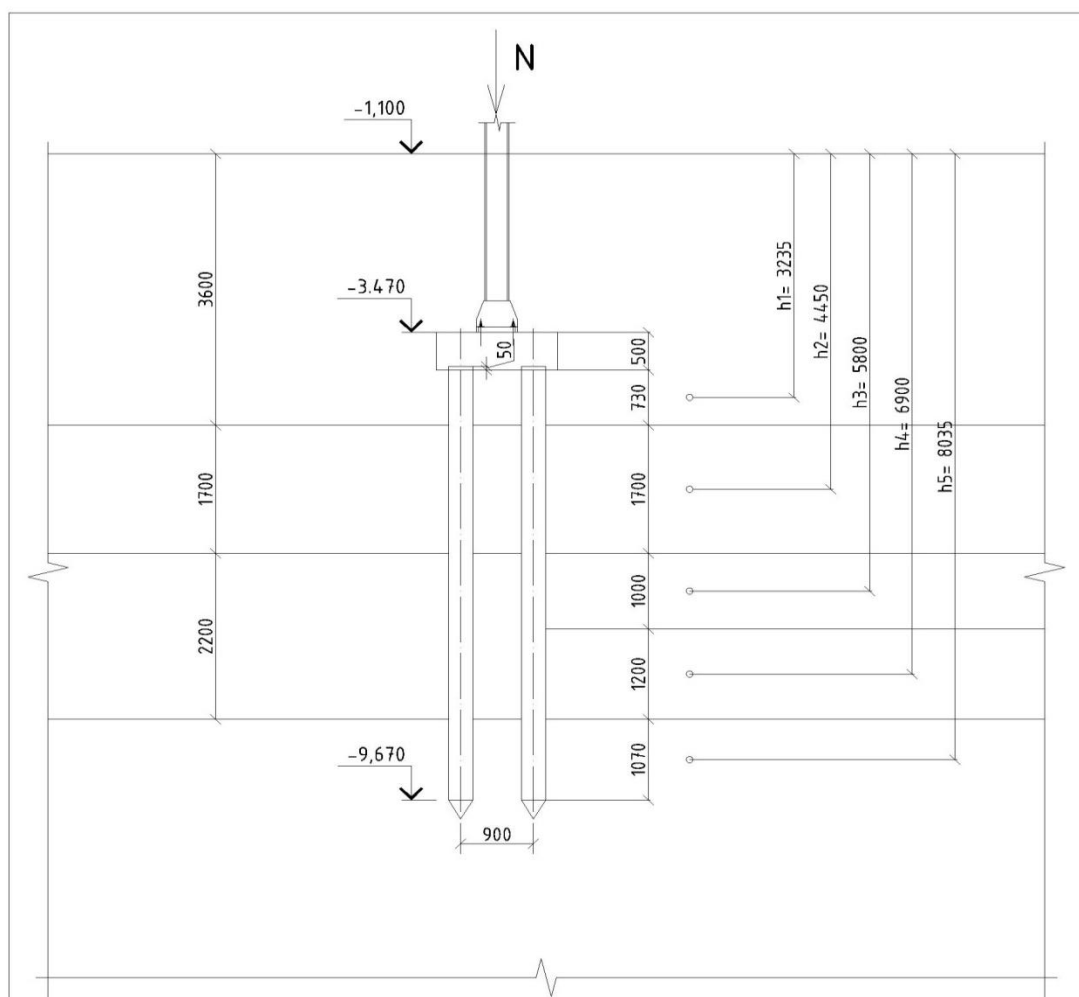


Рис.4.2. Посадка фундаментів на інженерно-геологічний розріз

Площа поперечного перерізу палі $A=0,3 \times 0,3=0,09$ (м²), периметр сваї $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2$ (м).

За ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1 Таблиця Н.2.1 при глибині залягання сваї 8.65 м для дрібного піску знайдемо розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі $R = 2,4$ (МПа).

По ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1 Таблиця Н.2.3 для палі що занурюються за допомогою дизель-молота, знаходимо значення коефіцієнта умов роботи ґрунту під нижнім кінцем сваї $\gamma_{cR} = 1,0$ і по боковій поверхні $\gamma_{cf} = 1,0$.

Для першого шару ґрунту при середній глибині його залягання $h_1 = 3,235$ (м) знаходимо розрахунковий опір по боковій поверхні використовуючи дані таблиці Н.2.2 ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1 $f_1 = 0,0255$ (МПа),

Для третього шару ґрунту при середній глибині його залягання $h_2 = 4,45$ (м) по цій же таблиці для супіску з показником текучості $I_L = 0,36$, знаходимо $f_2 = 0,0316$ (МПа)

Третій шар ґрунту через який проходить паля розбиваємо на 2 з середніми глибинами залягання $h_3 = 5,8$ (м) і $h_4 = 6,9$ (м) для дрібного піску знаходимо $f_3 = 0,0416$ (МПа) і $f_4 = 0,0428$ (МПа)

Для четвертого шару ґрунту при середній глибині його залягання $h_5 = 8,035$ (м) по цій же таблиці для суглинку тугопластичного $I_L = 0,26$, знаходимо $f_5 = 0,0526$ (МПа)

Несучу здатність одиничної висячої палі визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i)$$

$$F_d = 1 (1 \cdot 0,09 \cdot 4,1 + 1 \cdot 1,2 (0,0255 \cdot 1 + 0,0316 \cdot 1,7 + 0,0416 \cdot 1 + 0,0428 \cdot 1,2 + 0,0526 \cdot 1,07)) = 0,711 \text{ (МН)}$$

Максимально допустиме розрахункове граничне навантаження на палю, по ґрунту складає:

$$F = \frac{0,711}{1,4} = 0,508 \text{ (МН)} = 508 \text{ (кН)}$$

4.3. Розрахунок необхідної кількості паль

далі визначимо необхідну кількість паль:

$$n = 2,0 / 0,508 = 3,94$$

У відповідності з конструктивними вимогами задамося кроком паль, прийнявши його рівним $a = 3b = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ (м).

Отже приймаємо 4 палі і розставимо їх по кутам ростверка

4.4. Розрахунок розмірів ростверку

Попередньо приймаємо висоту ростверку рівною 0,5 (м).

Відстань від краю ростверку до зовнішньої сторони палі у відповідності з конструктивними вимогами призначимо рівним $l_p = 15$ (см). Відстань між палями прийmemo рівною: $l = 3b = 0,3 \cdot 3 = 0,9$ (м). Конструкція ростверку і його основні розміри показані на рис 4.3.

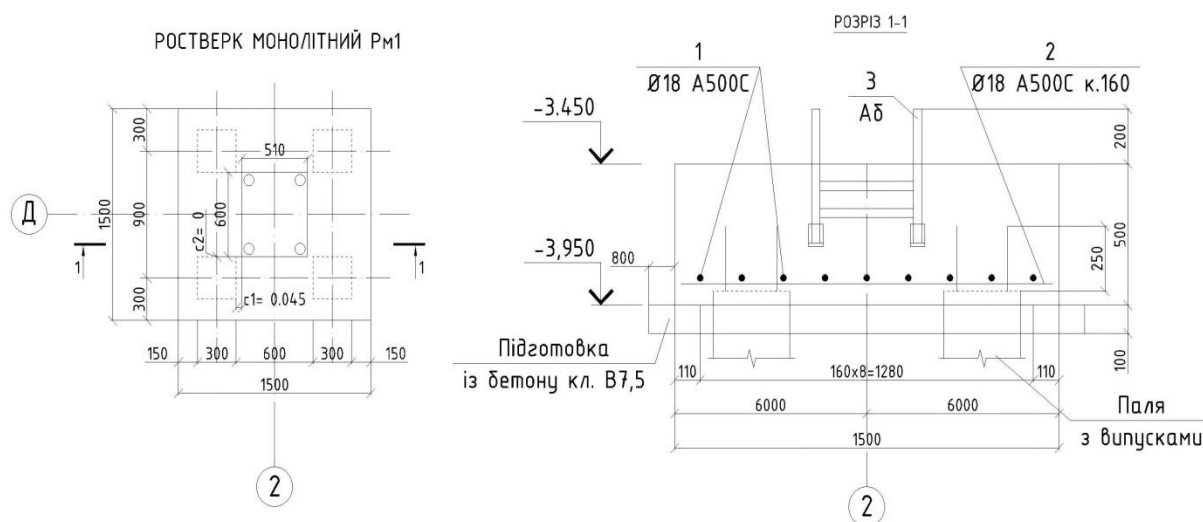


Рис.4.3. Конструкція ростверку і його основні розміри

Клас бетону ростверку по міцності на стиск С20/25, коефіцієнт роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$

$$R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,94 \text{ (МПа)}$$

Знайдемо

вагу

ростверка

$$G_p = abhV_1\gamma_{f1} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2450 \cdot 1,1 = 0,0309 \text{ (МН)} = 3,09 \text{ (кН)}$$

і вага

$$\text{підлоги розміщеної на ростверку } G_n = 0,17 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 2450 \cdot 1,1 = 1,031 \text{ (кН)}$$

Визначимо навантаження, що діє на одну палю по формулі:

$$N = \frac{N + G_p + G_n}{4} = \frac{(1599440 + 3032 + 1031) \cdot 1,25}{4} = 501,094 \text{ (кН)} < 508 \text{ (кН)}$$

4.5.Перевірка ростверку на продавлювання колоною.

Розрахунок ростверку на продавлювання від колони проводимо по формулі:

$$F_{per} \leq 2h_0R_{bt} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{bas} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (a_{bas} + c_1) \right],$$

де F_{per} – розрахункова продавлююча сила. Приймається рівною $F_{per} = 2 \sum F_i$, де $\sum F_i$ – сума реакцій всіх свай;

a_{bas} і b_{bas} – розміри опорної сталеві плити бази колони;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягу для залізобетонних конструкцій з урахуванням умов роботи бетону;

h_0 – робоча висота перерізу ростверку на прямій ділянці, рівна відстані від робочої арматури плити до низу колони;

c_1 – відстань від бічної грані опорної сталеві плити бази колони до паралельної їй площині, що проходить по внутрішній грані найблищого ряду паль, росташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання

c_2 – відстань від поздовжньої грані опорної сталеві плити бази колони до паралельної їй площині, що проходить по внутрішній грані найблищого ряду паль, росташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання

$$h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ (мм)};$$

Так як c_1, c_2 менше ніж $0,4h_0 = 0,4 \cdot 0,45 = 0,18$, то c_1, c_2 приймаємо 0,18.

$$F_{per} \leq 2 \cdot 0,45 \cdot 0,94 \left[\frac{0,45}{0,18} (0,6 + 0,18) + \frac{0,45}{0,18} (0,51 + 0,18) \right] \\ = 0,846 \cdot [1,95 + 1,725] = 3,10905 \text{ МПа} = 3109,05 \text{ (кН)}$$

$$F_{per} = 4 \cdot N = 2004 \text{ (кН)}$$

$$2004 \text{ кН} \leq 3109,05 \text{ (кН)}$$

Отже міцність ростверку від продавлювання колоною забезпечена

4.6.Перевірка ростверку на продавлювання кутовою палею.

Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться з умови:

$$F_{ai} \leq R_{bt} h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right],$$

$$\beta_1 = k_1 \frac{h_{01}}{c_{01}}; \beta_2 = k_2 \frac{h_{01}}{c_{02}};$$

де $b_{01}; b_{02}$ – відстань від внутрішніх граней кутових паль до зовнішніх граней плити ростверка;

$c_{01}; c_{02}$ – відстань від внутрішніх граней кутових паль до найближчих граней ростверка і приймаються 0,18;

β_1 і β_2 – значення коефіцієнтів приймаються рівними 1

$$501 \text{ (кН)} \leq 0,94 \cdot 0,45 \left[1 \left(0,45 + \frac{0,18}{2} \right) + 1 \left(0,45 + \frac{0,18}{2} \right) \right] = 0,556 \text{ МН} = 556 \text{ кН.}$$

Отже міцність плити ростверку від продавлювання кутовою колоною забезпечена.

4.7.Розрахунок міцності похилих перерізів ростверку по поперечній силі

Розрахунок міцності похилих перерізів ростверку по поперечній силі проводиться з умови:

$$Q \leq 1,5bh_0R_{bt} \frac{h_0}{c},$$

де $Q = \sum F_i$ –сума реакцій всіх свай, що знаходяться за межами найбільш навантаженої частини ростверку з вахуванням більшого по величині згинаючого моменту;

b –ширина підосви ростверку;

h_0 –розрахункова висота в перерізі ростверку що розглядається;

c –довжина проєкції похилого перерізу, прийнята рівною відстані від площини внутрішніх граней свай до найближчої грані ростверку.

Значення $\frac{h_0}{c}$ приймається не менше 0,4 і відповідно $Q_{min} = 0,6bh_0R_{bt}$ і не більше 1,67 і $Q_{max} = 2,5bh_0R_{bt}$

$$Q_{min} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,45 \cdot 0,94 = 0,381 \text{ (МПа)},$$

$$Q_{max} = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 0,45 \cdot 0,94 = 1,586 \text{ (МПа)}.$$

$$Q = \sum F_i = 0,501 + 0,501 = 1,02 \text{ (МПа)} \leq Q_{max} = 1,586 \text{ (МПа)}$$

Міцність поперечних перерізів плити ростверку забезпечена.

4.8. Розрахунок ростверку на згин та підбір арматури

Розрахунок ростверку на згин виконується за формулами:

$$M_{xi} = M_{yi} = \sum F_i x_i,$$

де M_{xi} , M_{yi} – згинаючі моменти в перерізах що розглядаються;

F_i – розрахункове навантаження на палю, нормальні до площі підшви ростверку.

$$M_x = M_y = 501 \cdot 0,45 \cdot 2 = 450 \text{ (кН} \cdot \text{м}^2\text{)},$$

Площа перерізу арматури паралельній стороні a , на всю ширину ростверку визначається:

$$A_{sx} = \frac{M_x}{R_s \nu h_0};$$

Площа перерізу арматури паралельній стороні b , на всю ширину ростверку визначається:

$$A_{sy} = \frac{M_y}{R_s \nu h_0};$$

$$\theta = \frac{M_x}{R_b b h_0} = \frac{0,45}{14,5 \cdot 1,5 \cdot 0,45} = 0,0459$$

Для значення $\theta = 0,0459 \nu = 0,975$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{0,450}{450 \cdot 0,975 \cdot 0,45} = 0,0022792 \text{ (м}^2\text{)} = 22,792 \text{ (см}^2\text{)};$$

Приймаємо арматуру:

в повздовжньому напрямку 9Ø18A500C ($A_s = 22,86 \text{ (см}^2\text{)}$);

в поперечному напрямку 9Ø18A500C ($A_s = 22,86 \text{ (см}^2\text{)}$).

ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ

5.1. Загальні положення

Будинки і споруди характеризуються експлуатаційними якостями: міцністю і стійкістю окремих конструктивних елементів та конструкцій, їх теплозахисними властивостями, герметичністю, звукоізолюючою здатністю і т.п. Під впливом природних і функціональних факторів у процесі експлуатації вони поступово зношуються і руйнуються. при цьому розрізняють фізичний знос (втрата експлуатаційних якостей) і моральне старіння (втрата технологічного та функціонального призначення у зв'язку з досягненнями науково-технічного прогресу). Незалежно від їх призначення всі вони мають відповідати наступним експлуатаційним вимогам:

- будівельні конструкції й будівлі і споруди в цілому повинні мати достатню міцність для того, щоб сприймати експлуатаційне навантаження без руйнування;
- будівлі та споруди повинні бути придатними до нормальної експлуатації, тобто зручними в експлуатації, відповідати вимогам протипожежної, екологічної, санітарної безпеки;
- бути економічними в експлуатації і мати привабливий зовнішній вигляд;
- конструкції мають бути ремонтпридатними, зручними в експлуатації та реконструкції.

Для забезпечення довготривалого зручного використання будівель за їх призначенням необхідна грамотна технічна експлуатація будівель і споруд. Технічною експлуатацією називають заходи, пов'язані з підтриманням будівель у справному стані.

До заходів технічної експлуатації відносяться роботи по забезпеченню нормативних режимів і параметрів, регулювання та доведенню обладнання і систем будівлі та благоустрій території, виявленню з'явившихся в них несправностей, усунення в процесі контролю дрібних пошкоджень. Комплекс зазначених заходів охоплює проведення наступних оглядів і ремонтів: загальний

огляд, частковий огляд, позачерговий огляд, поточний профілактичний ремонт, поточний непередбачений ремонт, вибіркового і комплексний капітальний ремонт. Головна мета проведення оглядів і ремонтів у будинках і спорудах – часткове і повне відновлення зносу окремих конструктивних елементів, інженерного обладнання та оздоблення. Вони повинні проводитися періодично в плановому порядку і в строго встановлені терміни. У процесі проведення оглядів і виявлення дефектів, пошкоджень конструктивних елементів або їх захисних покриттів необхідно встановити головну причину виникнення цих дефектів, усунути її і тільки після цього приступити до виконання ремонтно-відновлювальних робіт.

5.2. Проведення спостереження за будівлями й спорудами у період експлуатації.

Усі будівлі і споруди в процесі експлуатації, а також у період її тимчасового припинення повинні знаходитися під систематичним наглядом інженерно-технічних працівників, відповідальних за збереження цих об'єктів. Для цього на підприємствах, в установах й організаціях незалежно від форми власності та їх діяльності з метою проведення організаційно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення надійної і безпечної експлуатації будівель, споруд й інженерних мереж і запобігання виникненню їх аварій, створюється служба спостереження за експлуатацією будівель та споруд.

Працівники служби спостереження за безпечною експлуатацією будівель і споруд проводять технічні огляди, які підрозділяються на загальні або комплексні, а також часткові або вибіркового.

Рекомендований чисельний склад служби спостереження підприємства залежно від загальної площі виробничих будівель і споруд наведений у таблиці 5.1.

Рекомендований чисельний склад служби спостереження підприємства

Загальна площа виробничих будівель і споруд, тисяч м ² ,	Кількість працівників залежно від загальної площі виробничих будівель і споруд
до 50	Інженер-будівельник — 1 чол.
до 200	Інженер-будівельник — не менше ніж 2 чол. Технік-будівельник — 1 чол.
до 350	Інженер-будівельник — не менше ніж 2 чол. Технік-будівельник — не менше ніж 2 чол.
до 500	Інженер-будівельник — не менше ніж 3 чол. Технік-будівельник — не менше ніж 2 чол.
700 і більше	Інженер-будівельник — не менше ніж 4 чол. Технік-будівельник — не менше ніж 2 чол.

Результати всіх видів оглядів мають бути оформлені актами, в яких зазначають виявлені дефекти, а також приписами із зазначенням заходів і термінів виконання робіт.

За періодичністю робіт, котрі проводяться, технічні огляди поділяються на систематичні або чергові та періодичні або позачергові.

Під час загального огляду обстеженню підлягає вся будівля або споруда в цілому, різні види оздоблення й усі елементи зовнішнього благоустрою чи весь комплекс будівель і споруд.

При частковому огляді обстеженню піддаються окремі будівлі (споруди) комплексу або окремі конструкції, види обладнання (наприклад, ферми і балки будівлі).

Чергові загальні технічні огляди будівель проводяться два рази на рік — весною й восени.

Весняний огляд має на меті обстеження стану будівлі (споруди) після танення снігу чи зимових дощів. Під час весняного огляду уточнюються обсяги

робіт із поточного ремонту будівель (споруд), що проводиться в літній період, і робіт із капітального ремонту для включення їх у план наступного року.

Під час весняного технічного огляду необхідно:

- ретельно перевірити стан несучих та огорожуючих конструкцій і виявити можливі пошкодження, що виникли в результаті атмосферних й інших впливів;

- перевірити механізми елементів вікон, дверей, ліхтарів, воріт та інших пристроїв, що відчиняються;

- привести у порядок водостоки, вимощення і зливоприймачі.

Під час осіннього огляду проводиться перевірка підготовки будівель та споруд до зими. До цього часу повинні бути закінчені всі літні роботи з поточного ремонту.

При проведенні осіннього технічного огляду необхідно:

- ретельно перевірити несучі й огорожуючі конструкції будівель та споруд і вжити заходів щодо усунення різного роду тріщин та проміжків;

- підготувати покриття будівель до зчищення снігу і необхідні для цього засоби (робочий інвентар), а також стан жолобів та водостоків;

- перевірити справність і готовність до роботи в зимових умовах елементів вікон, ліхтарів, воріт, дверей та інших пристроїв, що відчиняються.

Крім чергових оглядів, можуть бути позачергові огляди будівель і споруд після стихійного лиха (пожежі, ураганних вітрів, великих злив чи снігопадів, після коливання поверхні землі в районах із підвищеною сейсмічністю й т. ін.) або аварій.

Під час спостереження за збереженням будівель та споруд необхідно:

- щорічно за допомогою геодезичних приладів проводити інструментальну перевірку положення основних несучих конструкцій виробничих будівель і споруд, на територіях, що підробляються гірничими виробками, на просадочних ґрунтах, а також на основах, що піддаються постійній дії вібрації;

- підтримувати в належному стані планування землі біля будівлі чи споруди для відведення атмосферної води. Спланована поверхня землі повинна мати нахил від стін будівлі. Вимощення навколо будівлі має бути у справному

стані. Щілини між асфальтовими і бетонними вимощеннями (тротуарами) та стінами будівлі повинні бути розчищені, а потім забиті гарячим бітумом, цементним розчином або м'ятою глиною;

- слідкувати за справним станом покрівлі та пристроїв для відведення атмосферних і талих вод із даху будівлі;

- слідкувати за щільністю прилягання покрівлі до стін, парпетів, труб, вишок, антенних пристроїв й інших конструкцій, що виступають;

- вчасно прибирати сніг від стін та з покриття будівель і споруд. При очищенні покрівлі забороняється застосовувати інструменти ударної дії, що можуть пошкодити покрівельні матеріали;

- не допускати складування матеріалів, відходів виробництва та сміття, а також улаштування квітників і газонів безпосередньо біля стін будівлі;

- не допускати викидання відпрацьованих пари чи води безпосередньо біля стін будівлі;

- не допускати розповсюдження у будівлі вологи, що виникає через пошкодження гідроізоляції фундаментів;

- слідкувати за справним станом внутрішніх мереж водопостачання, каналізації і теплопостачання, не допускати витікання у з'єднаннях та через тріщини стінок труб, фасонних частин і пристроїв;

- слідкувати за нормальною роботою вентиляційних систем;

- періодично контролювати стан дерев'яних ферм, перекриттів й інших відповідальних конструкцій будівель та споруд із дерева. Забезпечувати постійне провітрювання поздовжніх просторів у будівлях;

- приділяти особливу увагу елементам дерев'яних конструкцій, що торкаються ґрунту, закладним елементам цегляної кладки чи бетонних (залізобетонних) конструкцій, а також місцям значних температурних перепадів;

- у випадку появи в кам'яних чи бетонних стінах, у залізобетонних колонах, прогонах, фермах, балках і плитах тріщин негайно встановити на них маяки й проводити ретельне спостереження за поведінкою тріщин та конструкції в цілому;

- слідкувати за вертикальністю стін і колон;

- організувати спостереження за станом захисного шару в залізобетонних конструкціях, особливо тих, що знаходяться в агресивному середовищі;

- вести спостереження за станом швів і з'єднуючих металевих конструкцій (зварних, клепаних, болтових);

- організувати ретельне спостереження за станом стиків збірних залізобетонних конструкцій;

- не допускати пробивання отворів у перекриттях, балках, колонах і стінах без письмового дозволу осіб, відповідальних за безпечну експлуатацію будівлі чи споруди;

- приділяти особливу увагу нагляду за конструкціями, які підпадають під вплив динамічних та термічних навантажень або розташовані в агресивному середовищі;

- не допускати перевантажень будівельних конструкцій.

Під час оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій, головним чином, керуються наявністю таких дефектів і пошкоджень:

- тріщини й підвищені деформації від силових впливів (статичних і динамічних);

- корозійні пошкодження бетону, арматури, з'єднувальних закладних деталей;

- пошкодження від поперемінного заморожування — відтавання у зволоженому стані;

- температурні деформації при невідповідності відстаней між температурно-осадковими швами умовам експлуатації;

- тріщини в елементах каркаса та огорожувальних конструкціях від нерівномірного осідання фундаментів (у тому числі на підроблюваних територіях);

- пошкодження від вогню, механічні й ін.

Основними характеристиками, які підлягають визначенню при обстеженні, є:

- геометричні характеристики конструкцій і вузлів їх з'єднання;

- прогини, крени, осідання конструкцій;

- ширина й довжина розкриття тріщин, їх місцеположення та характер;

- міцність бетону;
- водонепроникність бетону;
- глибина перетвореного шару бетону;
- діаметр, кількість і розташування арматури;
- клас арматури, марка сталі, її міцність та деформативні характеристики;
- ступінь пошкодження арматури і закладних деталей корозією.

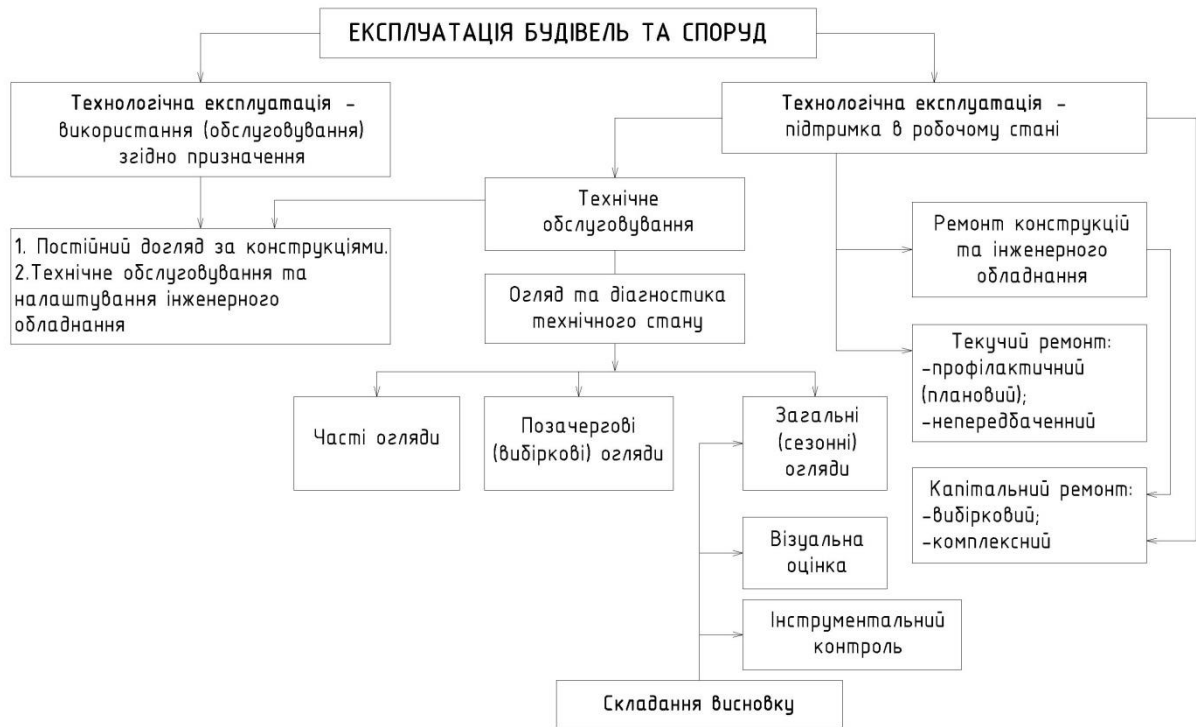


Рис.5.2. Склад заходів по експлуатації будівель та споруд

5.3.Дефекти будівельних конструкцій

Кожний дефект у будівельних конструкціях є відхиленням від технічних вимог і може викликати порушення нормальної роботи споруди. Один дефект може викликати появу інших порушень. Правильно поставлена діагностика на ранній стадії дає можливість запобігти розвитку дефектів та обмежитися при цьому виконанням незначних робіт для їх усунення.

Дефекти в конструкціях будівель можна поділити на зовнішні (поверхневі) і внутрішні (глибинні), невидимі при візуальному огляді; на такі, що легко або важко усуваються; а також такі, які не розвиваються та розвиваються у часі від спільної дії навантаження й середовища.

Зовнішні дефекти в основному належать до числа таких, що легко піддаються виправленню, в той же час глибинні (внутрішні) дефекти можуть викликати необхідність виконання спеціальних робіт для їх усунення.

Кожен дефект характеризується причинами, що його викликали, розмірами, обсягом пошкоджень та прогнозом його можливого розвитку.

Основні види дефектів: нерівності, каверни та чарунки, оголення арматури, раковини, пустоти, сколи, тріщини, деформація.

Пошкодження, пов'язані зі втратою міцності і несучої здатності конструкцій, можуть супроводжуватися перекосами, зсувами, осіданням та зміщенням окремих конструкцій.

Не можна допускати, щоб ослаблені (конструкції з дефектами) переходили в аварійний або непридатний для нормальної експлуатації стан. Захист і посилення таких конструкцій повинні виконуватись до настання їх критичного стану.

5.4.Оцінювання технічного стану конструкції, будівлі, споруди.

Стан окремих конструкцій будівель і споруд визначається ступенем їх пошкодження та зносу. Оцінювання технічного стану конструкцій проводиться з метою встановлення небезпеки їх руйнування, тобто ступеня її критичного стану, а також можливості подальшого використання конструкції (з підсиленням або без нього). Це оцінювання проводиться на основі натурного огляду, інструментальних досліджень, а також перевірних розрахунків або випробувань.

За несучою здатністю та експлуатаційними властивостями конструкції належать до одного із таких станів:

- стан конструкцій I – нормальний. Фактичні зусилля в елементах і перерізах не перевищують допустимих за розрахунком. Відсутні дефекти й пошкодження, які перешкоджають нормальній експлуатації або знижують несучу здатність чи довговічність;

- стан конструкції II – задовільний. За несучою здатністю й умовами експлуатації конструкції відповідають стану I. Мають місце дефекти та пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції. Необхідні заходи щодо захисту конструкцій;

- стан конструкцій III – непридатний для нормальної експлуатації. Конструкція перевантажена, або мають місце дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження її несучої здатності. Але на основі перевірних розрахунків і аналізу пошкоджень можна зробити висновок, що цілісність її на час підсилення буде забезпечена;

- стан конструкцій IV – аварійний. Те саме, що і за станом конструкцій III. Але на основі перевірних розрахунків й аналізу дефектів та пошкоджень неможливо гарантувати цілісність конструкцій на період підсилення, особливо якщо можливий “крихкий” характер їх руйнування. Необхідно вивести людей із зони можливого обвалення, виконати негайне розвантаження, вжити інших заходів для безпеки.

Найбільш характерними і поширеними дефектами та пошкодженнями сталевих конструкцій є:

- наявність гнутих (непрямолінійних) елементів покриття, з'єднань, ригелів стінового огороження;

- наявність розірваних болтів або зварних швів у вузлах з'єднання елементів;

- наявність значних проміжків між фланцями з'єднаних елементів та опорними поверхнями вузлових елементів;

- непроварювання швів кріплення фланців до поясних і стрижневих елементів покриття із ферм або просторових структур;

- наявність слідів корозії на стрижневих і вузлових елементах;

- наявність тріщин, вирізів, виривання на фасонних елементах у вузлах з'єднання стрижневих ферм та опорних вузлів;

- наявність зміщення, перекоосу або провисання опорних вузлів;

- деформування окремих елементів, місцеві прогини на поличках;

- перекіс фланців або опорних майданчиків по відношенню до прикріплених елементів;

- розбіжність між фактичною й прийнятою в проекті розрахунковою і (або) конструктивною схемою – наявність непередбачених проектом кріплень та з'єднань;

- пропущені й невстановлені зварні або болтові з'єднання при кріпленні з'єднань, розпірок та інших елементів;
- наявність вологи в трубчастих елементах ферм, структурних покриттів;
- зміна розрахункової схеми конструкції шляхом випадкового або навмисного обпирання конструкції на стіни, непроектні вузли підвісок, кран-балок і тельферів;

Конструкції вважаються аварійними, якщо мають місце такі дефекти та пошкодження:

- суттєва розбіжність між проектною і дійсною розрахунково-конструктивною схемою здатна призвести до руйнування конструкції;
- тріщини, розриви в зварних або болтових з'єднаннях у вузлах, особливо опорних та зв'язуючих елементів;
- значне і сильне корозійне пошкодження несучих конструкцій та руйнування зв'язуючих елементів;
- значні залишкові деформації несучих елементів каркаса, що свідчать про втрату стійкості їх;
- пропущені й незакріплені зв'язуючі елементи колон і покриттів;
- горизонтальні або вертикальні зміщення опорних вузлів, перекося або осідання;
- значне зношення конструкцій.

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Основні положення

Будівля являє собою одноповерхову, одно пролітну будівлю, прямокутну в плані. Габаритні розміри в осях 60000x36500 мм, висота будівлі – 14300 мм. Каркасом будівлі є П-подібні рами з кроком 6 м, двотаврового перерізу. Панелі стін – сандвіч панелі розміром 6000x1100 мм.

В склад робіт входять:

- підготовчі роботи;
- земляні роботи;
- монтаж фундаменту;
- монтаж каркасу;
- опоряджувальні роботи.

6.2. Підготовчі роботи

Розчистка і планування території

В комплекс робіт по розчистці території входять:

- пересадка та захист зелених насаджень;
- розчистка площадки від зайвих дерев, кущів, викорчовування пеньків;
- зняття родючого шару ґрунту;
- зніс чи розбирання не потрібних будівель;
- від'єднання чи перенесення площадки існуючих інженерних мереж.

Підготовка майданчика до будівництва та його облаштування

Підготовка та облаштування будівельного майданчика включають:

- - спорудження тимчасових доріг і під'їздів до будівельної площадки;
- - прокладання тимчасових комунікацій;
- - майданчики для стоянки будівельних машин;
- - огороження будівельного майданчика;
- - підготовку тимчасових побутових приміщень.

Влаштування тимчасових доріг є складовою частиною інженерного забезпечення будівельного майданчика. Для транспортування вантажів на будівельний майданчик і з неї необхідно максимально використовувати існуючу дорожню мережу і тільки по необхідності передбачати влаштування тимчасових доріг, які слід влаштовувати для двостороннього руху, однополосні дороги допускаються при організації кільцевого руху. Ширина проїзної частини землевозної дороги при двосторонньому русі транспорту повинна бути 6 м, при односторонньому – 3,5 м, ширина узбіччя – не менше 1 м. У обмежених умовах будівельного майданчика ширина узбіччя може бути зменшена до 0,5 м. Узбіччя не передбачається на дорогах без покриття.

Мінімальний радіус доріг на будівельному майданчику 12 м, а найбільший ухил – 6°. При прокладанні доріг у виїмці влаштовано кювети для забезпечення стоку вод з ухилом не менше 3°.

У підготовчий період прокладають мережі тимчасових комунікацій. Сюди входять лінії тимчасового водопостачання, включаючи протипожежний водопровід, тепlopостачання, електропостачання з підведенням електроенергії до всіх вагончиків, інших приміщень і будівель, місць установки електричних механізмів.

На майданчику будівництва влаштовано тимчасові будівлі. До них відносяться роздягальні, їдальня, душові, санвузли, склади для зберігання будівельних матеріалів та інструменту, навіси і т. д.

6.3. Земляні роботи

У будівлі запроектовано підвал, при будівництві якого входять земляні роботи. До яких відносяться: геодезична розбивка та позначення контурів котловану в місці влаштування підвалу, розробка ґрунту та його укріплення, погрузка ґрунту, його вивіз, влаштування земляних конструкцій, засипка виїмок і пазух.

Перед розробкою котловану виробляють детальну розбивку осей будівлі. Перед монтажем фундаменту на дно котловану за допомогою теодоліта переносять всі інші поздовжні і поперечні осі. Правильність виносу осей контролюють,

вимірюючи довжину діагоналей. До початку монтажу конструкцій надземної частини на монтажний горизонт виносять базові осі і виконують детальні геодезичні роботи.

Нижній рівень котловану -3.900 відносно підлоги першого поверху. Риття котловану здійснюється екскаваторами. Під фундаменти виконується щебенева засипка загальною товщиною 500 мм з граніту (нижній шар 300 мм – крупністю 20...40 мм і верхній шар 200 мм – крупністю 5...20 мм).

6.4.Влаштування фундаментів

До початку влаштування фундаментів повинні бути виконані наступні роботи:

- відритий котлован і проведено планування його дна;
- організовано відведення поверхневих вод від майданчика;
- прокладені під'їзні шляхи, підведена електроенергія;
- проведена геодезична розбивка осей і розмітка положення паль і палювих рядів у відповідності з проектом;
- виконана комплектація і складування паль;
- перевезення та монтаж копрового обладнання.

Монтаж копрового обладнання проводиться на майданчику розміром не менше 35 x 15м. Після закінчення підготовчих робіт складають двосторонній акт про готовність і приймання будівельного майданчика, котловану і інших об'єктів, передбачених ПВР.

Пристрій палювого поля. При розвантаженні проводять огляд паль на наявність пошкоджень, дефектів, перевіряють відповідність геометричних розмірів проектним, складають акт огляду паль перед зануренням.

Підйом паль при розвантаженні виробляють двогілковим стропом за монтажні петлі, а за їх відсутності - петлею "зашморгом". Палі на будівельному майданчику розвантажують у штабелі з розсортуванням за марками. Висота штабеля не повинна перевищувати 2,5 м. Палі укладають на дерев'яні підкладки товщиною 12см з розташуванням вістрями в один бік. Розкладку паль в робочій

зоні копра, на відстані не більше 10м роблять за допомогою автокрана на підкладці в один ряд. На об'єкті повинен бути запас палі не менше ніж на 2 - 3 дні.

Геодезичну розбивку палі виробляють після закінчення розбивки основних і проміжних осей будівлі. При розбивці центрів палі користуються компарірованою рулеткою. Розбивку виконують в подовжньому і поперечному напрямках, керуючись робочими кресленнями. Місця забивання палі фіксують металевими штирями довжиною 20 -30 см. Вертикальні позначки головок палі прив'язують до позначки репера.

Занурення палі проводиться в такій послідовності:

- стропування палі і підтягування до місця забивання;
- установка палі в наголовник;
- наведення палі в точку забивання;
- вивірка вертикальності;
- занурення палі до розрахункової відмітки або розрахункового відказу.

Стропування палі для підйому на копер виробляють універсальним стропом, що охоплює палю петлею «зашморгом» в місцях розташування штиря. До копру палі підтягують робочим канатом за допомогою відповідного блоку по спланованому або по дну котловану по прямій лінії.

Молот піднімають на висоту, що забезпечує установку палі. Заведення палі в наголовник виробляють шляхом її підтягування до щогли з подальшою установкою у вертикальне положення. Підняту на копер палю наводять на точку забивання та розгортають пальовим ключем щодо вертикальної осі в проектне положення. Повторну вивірку роблять після занурення палі на 1 м і коригують за допомогою механізмів наведення.

6.5.Монтаж колон

До початку монтажу колон генеральним підрядником повинні бути повністю закінчені і прийняті замовником наступні роботи:

- пристрій фундаментів під монтаж колон;
- зворотна засипка пазух траншей і ям;
- планування ґрунту в межах нульового циклу;

- влаштування тимчасових під'їзних доріг для автотранспорту;
- підготовка майданчиків для складування колон і роботи крана.

Металеві колони спирають на монолітні залізобетонні фундаменти. У нижній частині колони встановлюється башмак, який служить для передачі навантаження від колони на фундамент. До фундаменту башмак колони кріплять анкерними болтами. Торці у колон фрезерують.

Вибір крана для монтажу залежить від геометричних розмірів, маси і розташування монтованих колон, характеристики монтажного майданчика, обсягу та тривалості монтажних робіт, технічних і експлуатаційних характеристик крана.

Доцільність монтажу конструкцій будівлі тим чи іншим краном встановлюють згідно з технологічною схемою монтажу з урахуванням забезпечення підйому максимально можливої кількості монтованих конструкцій із однієї стоянки за мінімальної кількості перестановок крана.

При виборі крана спочатку визначають шлях руху по будівельному майданчику та місця його стоянок.

Перед монтажем колони подають в зону монтажу, укладають на дерев'яні підкладки в один ряд, обладнанні монтажними драбинами і риштуванням, необхідними для монтажу наступних конструкцій. На фундаменти колони спирають обпиранням на заздалегідь встановлені і вивірені опорні деталі, закладені у фундаменти (рис.6.1). В якості опорних деталей, що закладаються у фундамент, застосовують балки, рейки або куточки.

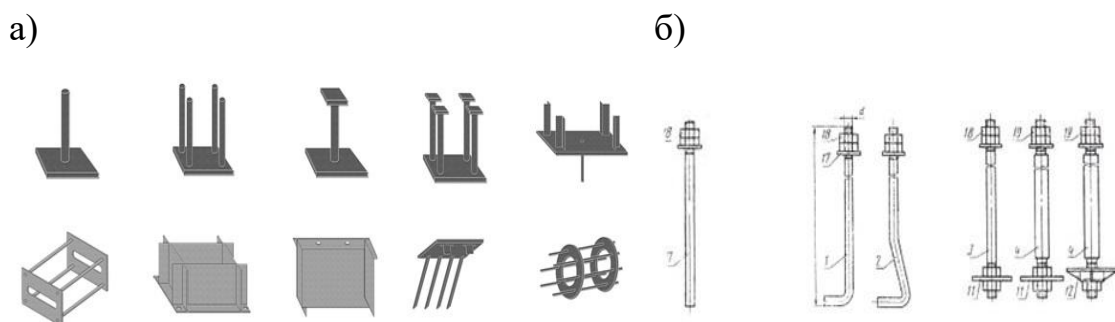


Рис.6.1. Закладні деталі (а) та анкерні болти (б)

Основні операції при монтажі колон: строповка, підйом, наводка на опори, вивірка і закріплення. Стропу колони за верхній кінець, або в рівні обпирання підкранових балок. У деяких випадках для пониження центру ваги до башмака

колони кріплять додатковий вантаж. Колони захоплюють стропами або напівавтоматичними захватними пристосуваннями. Після перевірки надійності стропування колону встановлює ланка з 4-х робітників. Ланковий подає сигнал про підйом колони. На висоті 30-40 см над верхнім обрізом фундаменту монтажники направляють колону на анкерні болти, а машиніст плавно опускає її. При цьому два монтажника притримують колону, а два інших забезпечують поєднання в плані осьових рисок на черевіку колони з ризиками, нанесеними на опорних плитах, що забезпечує проектне положення колони, і вона може бути закріплена анкерними болтами. Додаткового зміщення колони для вивірки по осях і по висоті в цьому випадку не потрібно.

Перед установкою колони необхідно прокрутити гайки по різьбі анкерних болтів. Крім того, різьблення болтів змазують і оберігають від пошкодження ковпачками.

Перші дві змонтовані колони відразу закріплюють постійними зв'язками, а якщо такі зв'язки не передбачені проектом, то тимчасовими жорсткими зв'язками. Спосіб тимчасового кріплення колон вказують у ПВР. Стропи знімають з колони тільки після її постійного закріплення.

Геодезичний контроль правильності встановлення колон по вертикалі здійснюють за допомогою двох теодолітів, у взаємно-перпендикулярних площинах, за допомогою яких проектують верхню осьову риску на рівень низу колони. Установку низу колон в плані виробляють за рисками розбивочних осей, нанесеним на опорну плиту і на колону.

Після перевірки вертикальності ряду колон нівелюють верхні площині їх консолей і торців, які є опорами для ригелів. По завершенню монтажу колон і їх нівелювання визначають позначки цих площин. Виконують це таким чином. На землі перед монтажем колони за допомогою рулетки від верху колони або від консолі відміряють ціле число метрів так, щоб до п'яти колони залишалось не більше 1,5 м і на цьому рівні фарбою проводять горизонтальну риску. Після встановлення колон нівелювання здійснюють з цього горизонту.

Контроль і оцінку якості робіт при монтажі колон виконують згідно з вимогами нормативних документів:

ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.

ДБН В.2.6-33:2008 Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування та експлуатації.

ДБН В.1.3-2:2010. Геодизичні роботи у будівництві

З метою забезпечення необхідної якості монтажу колон монтажньо-складальні роботи повинні піддаватися контролю на всіх стадіях їх виконання. Виробничий контроль поділяється на вхідний, операційний (технологічний), інспекційний і приймальний. Контроль якості виконуваних робіт повинен здійснюватися фахівцями або спеціальними службами, оснащеними технічними засобами, що забезпечують необхідну достовірність і повноту контролю, і покладається на керівника виробничого підрозділу (виконроба, майстра), що виконує монтажні роботи.

Металеві колони, що надходять на об'єкт, повинні відповідати вимогам відповідних стандартів, технічних умов на їх виготовлення та робочих креслень.

До проведення монтажних робіт металеві колони, з'єднувальні деталі, арматура і засоби кріплення, що надійшли на об'єкт, повинні бути піддані вхідному контролю. Кількість виробів і матеріалів, що підлягають вхідному контролю, повинно відповідати нормам, наведеним у технічних умовах і стандартах.

Вхідний контроль проводиться з метою виявлення відхилень від цих вимог. Вхідний контроль вступників металевих колон здійснюється зовнішнім оглядом і шляхом перевірки їх основних геометричних розмірів, маркування, наявності рисок. Якщо відхилення перевищують допуски, заводам-виробникам направляють рекламації, а колони бракують. Колони, з'єднувальні деталі, а також засоби кріплення, що надійшли на об'єкт, повинні мати супровідний документ (паспорт), в якому зазначаються найменування конструкції, її марка, маса, дата виготовлення.

У процесі монтажу необхідно проводити операційний контроль якості робіт. Це дозволить своєчасно виявити дефекти і вжити заходів щодо їх усунення та попередження. Контроль проводиться під керівництвом майстра, виконроба, у відповідності зі схемою операційного контролю якості монтажу колон.

Перед установкою колон ретельно перевіряють якість фундаменту: його розташування, точність опорних поверхонь, місця анкерних болтів. Якщо виявлені зсуви щодо розбивочних осей, металеві колони пересувають по площині фундаменту за допомогою домкратів. При відхиленні верху металевих колон від проектного положення вивірку виробляють шляхом підбиття металевих клинів під опорну плиту колони, при цьому анкерні болти з боку клинів повинні бути ослаблені. Встановлювати колони в проектне положення можна за допомогою натягу розчалок, а також підтягуванням анкерних гайок з одного боку і ослабленням з іншого.

При операційному технологічному контролі слід перевіряти відповідність виконання основних виробничих операцій з монтажу вимогам, встановленим будівельними нормами і правилами, робочим проектом та нормативними документами.

Результати операційного контролю повинні бути зареєстровані в Журналі робіт з монтажу будівельних конструкцій.

По закінченню монтажу колон проводиться приймальний контроль виконаних робіт, при якому перевіряючим представляється наступна документація:

- деталізовані креслення колон;
- журнал робіт з монтажу будівельних конструкцій;
- акти огляду прихованих робіт;
- акти проміжного приймання змонтованих колон;
- виконавчі схеми інструментальної перевірки змонтованих колон;
- документи про контроль якості зварних з'єднань;
- паспорта на колони;
- сертифікати на метал.

6.6 Монтаж ригеля – арки

До початку монтажу арки генеральним підрядником повинні бути повністю закінчені наступні роботи:

- перевірено якість елементів арки, їх розміри і розташування закладних деталей;

- підготовлені місця обпирання і стикування елементів арки;
- арки оснащені необхідними монтажними пристосуваннями (запобіжним канатом, розпівками і відтяжками);
- нанесені риси настановних поздовжніх осей на арках і опорних поверхнях колон. Риски наносяться олівцем або маркером;
- влаштовані тимчасові під'їзні дороги для автотранспорту і підготовлені майданчики для складування арок і роботи крана;
- елементи ферм перевезені та складовані на приоб'єктному складі;
- в зону монтажу арок доставлено необхідні монтажні засоби, пристосування і інструменти.

Складування арок на приоб'єктному складі виробляють вертикально в касети або похило в піраміди. Розвантаження арок на об'єкті, розкладка і установка проводиться автокраном.

Ефективність монтажу арок в значній мірі залежить від застосовуваних монтажних кранів. Вибір крана для монтажу залежить від геометричних розмірів, маси і розташування монтованих арок, характеристики монтажного майданчика, обсягу та тривалості монтажних робіт, технічних і експлуатаційних характеристик крана.

Для забезпечення стійкості конструкцій у процесі їх монтажу та створення безпечних умов при виконанні монтажних робіт на висоті застосовують монтажні пересувні підмостки. Підмостки встановлюють у місцях з'єднання монтажних стиків частин арки з колонами (див. Рис.6.2.).

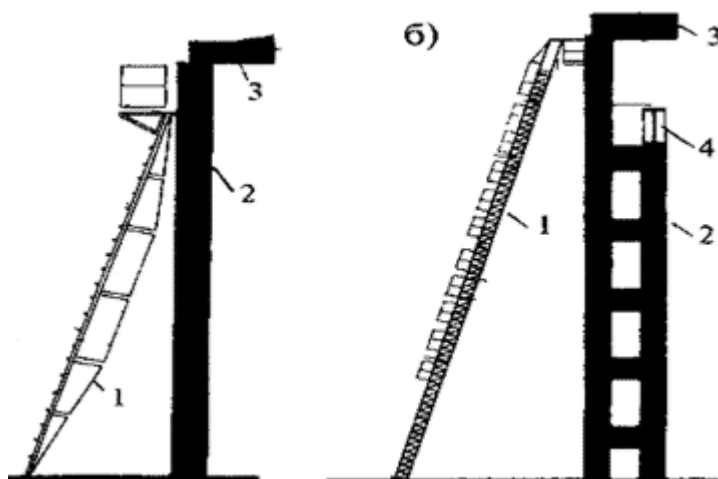


Рис.6.2. Монтажні сходи і підмостки, які застосовуються при монтажі арки

Монтаж арки здійснюється з укрупненого збирання її на землі, та з допомогою траверси підняття та постановки в монтажне положення.

Для стропування елементів арок, затягувань і підвісок застосовують траверси з напівавтоматичними захватами, що забезпечують дистанційну розстроповку.

Монтаж арки виконує бригада монтажників з п'яти чоловік. До роботи також залучають зварщика. Підйом арки машиніст крана починає по команді бригадира. При підйомі арки її положення в просторі регулюють, утримуючи арку від розгойдування, за допомогою канатів-відтяжок двоє монтажників. На висоті близько 0,6 м над місцем спирання арку приймають двоє інших монтажників (що знаходяться на монтажних майданчиках, прикріплених до колон), наводять її поєднуючи риски, що фіксують геометричні осі арки, з рисками осей колон у верхньому перетині і встановлюють у проектне положення. У поперечному напрямку конструкцію при необхідності зміщують бруттом без її підйому. Для зміщення в поздовжньому напрямку її попередньо піднімають.

Для вивіряння та регулювання положення арки на опорі застосовують кондуктори, попередньо встановлені на оголовки колон (дивися Рис.6.3.).

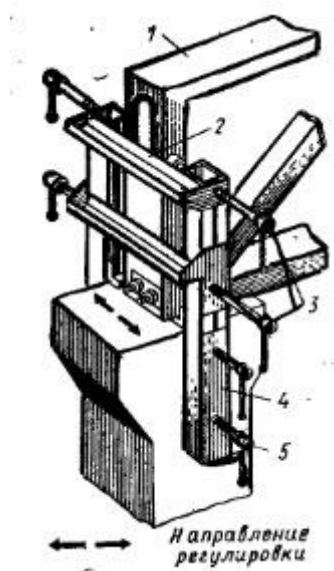


Рис.6.3. Регулювання положення арки на опорі за допомогою кондуктора

Для вертикально розташованих конструкцій, до яких відносяться арки, застосовують фіксуючі розпірки. Розпірку одним кінцем закріплюють гвинтовими

затискачами до арки, у коньковом вузлі, до її підйому. До другого кінця розпірки прив'язують канат-відтяжку. Після установки арки другий кінець розпірки піднімають і кріплять до раніше змонтованої конструкції.

Після складання, вивірки геометрії змонтованих елементів, зварювання монтажних вузлів двох чергових балок і їх зтяжок, монтажу та проектного закріплення всіх розпірок і зв'язків між ними проводиться розкружалювання

Розкружалюванням називається операція, в результаті якої навантаження від власної маси конструкції, що монтується повністю передається на проектні опорні елементи, а тимчасові монтажні опори звільняються від навантаження.

Вивільнені від навантаження внутрішні секції опор опускають за допомогою крана в нижнє положення і переміщають на наступну стоянку, де готуються до монтажу чергові елементи арки і зтягувань.

Після підйому, встановлення та вивірки першу арку розкріплюють розчалками, які закріплюють за колони. Наступні ферми тимчасово розкріплюють, з'єднуючи один з одним розпірками, що мають в осях розмір 6 м. Після установки першої пари арок на них укладають і закріплюють 3 ... 4 балки для створення початкової жорсткої системи. Після перевірки положення конструкцій зварювальник разом з одним з монтажників зварює закладні деталі. У кожному вузлі заставну деталь арки приварюють до опорної плиті колони. Потім знімають всі елементи тимчасового кріплення, тобто всі інвентарні розпірки і розчалювання видаляють по мірі укладання і приварки балок та зв'язків.

З метою забезпечення необхідної якості монтажу арок, монтажні-складальні роботи повинні піддаватися контролю на всіх стадіях їх виконання. Виробничий контроль поділяється на вхідний, операційний (технологічний), інспекційний і приймальний. Контроль якості виконуваних робіт повинен здійснюватися фахівцями або спеціальними службами, оснащеними технічними засобами, що забезпечують необхідну достовірність і повноту контролю та покладається на керівника виробничого підрозділу (виконроба, майстра), що виконує монтажні роботи.

Арки, що надходять на об'єкт, повинні відповідати вимогам відповідних стандартів, технічних умов на їх виготовлення та робочих креслень.

До проведення монтажних робіт арки, з'єднувальні деталі, арматура і засоби кріплення, що надійшли на об'єкт, повинні бути піддані вхідному контролю. Кількість виробів і матеріалів, що підлягають вхідному контролю, повинно відповідати нормам, наведеним у технічних умовах і стандартах. Цей контроль проводиться з метою виявлення відхилень від цих вимог.

Вхідний контроль арок здійснюється зовнішнім оглядом і шляхом перевірки їх основних геометричних розмірів, наявності деталей, що фіксують арку і стропувальних пристроїв. Необхідно також упевнитися, що сталеві деталі мають захисне антикорозійне покриття. Кожен виріб повинен мати маркування, виконану незмивною фарбою.

Арки, з'єднувальні деталі, а також засоби кріплення, що надійшли на об'єкт, повинні мати супровідний документ (паспорт), в якому зазначаються найменування конструкції, її марка, маса, дата виготовлення. Паспорт є документом, що підтверджує відповідність конструкцій робочим кресленням, діючим нормативним документам

Результати вхідного контролю оформляються актом і заносяться до журналу обліку вхідного контролю матеріалів і конструкцій.

У процесі монтажу необхідно проводити операційний контроль якості робіт. Це дозволить своєчасно виявити дефекти і вжити заходів щодо їх усунення та попередження. Контроль проводиться під керівництвом майстра, виконроба, у відповідності зі схемою операційного контролю якості монтажу арок.

При операційному (технологічному) контролі слід перевіряти відповідність виконання основних виробничих операцій з монтажу вимогам, встановленим будівельними нормами і правилами, робочим проектом та нормативними документами.

Перед установкою арок ретельно перевіряють якість опорних поверхонь, їх висотні відмітки. Перевірка арок полягає в перевірці правильності їх установки в плані і по висоті. При перевірці необхідно перевірити вертикальність площини арок і прямолінійність для кожної встановленої арки. Прямолінійність поясів перевіряють натягом сталевих дротів або шнура між опорними вузлами ферм, а вертикальність - теодолітом. Не допускається застосування не передбачених

проектом підкладок для вирівнювання монтованих елементів за відмітками без узгодження з проектною організацією.

Результати операційного контролю повинні бути зареєстровані в журналі робіт з монтажу будівельних конструкцій.

По закінченню монтажу ферм виконані роботи приймають за актом, до якого додають:

- деталювальні креслення арок;
- журнал робіт з монтажу будівельних конструкцій;
- акти приймання прихованих робіт;
- акти проміжного приймання змонтованих арок;
- виконавчі схеми інструментальної перевірки змонтованих арок з нанесенням на них відхилень від проекту, допущених у процесі монтажу;
- паспорти на арки.

6.7.Влаштування покрівлі та стін

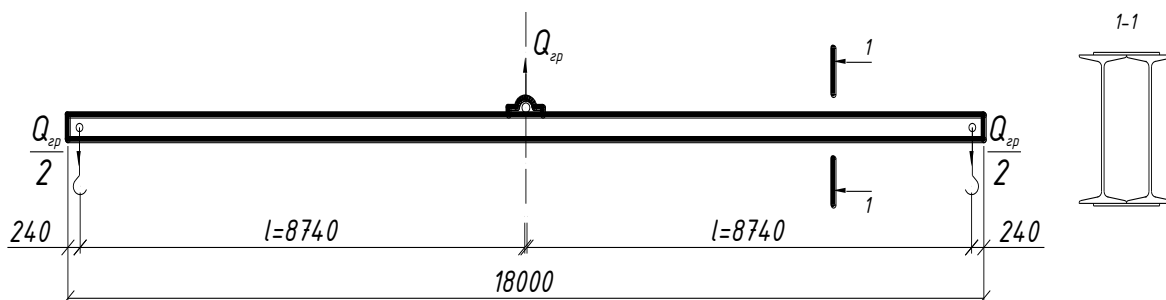
Монтаж покрівлі здійснюється після монтажу пари рам, які закріпленні між собою зв'язками, всі інші після наступного встановлення рами.

Монтаж ведеться поступово в складі трьох монтажників та одного такелажника, такелажник стропає плити уложенні в штабелі, для їх подачі в зону монтажу. Зверху два монтажника приймають і встановлюють плити в проектне положення. Третій монтажник кріпить плити до несучих конструкцій.

Панелі стін монтуються ділянками між колонами до запроєктованої висоти +7,700. Монтаж виконують чотири монтажника. Два монтажника знаходиться на землі та виконують всі підготовчі роботи, інші два – встановлюють та закріплюють панелі.

Стропова стінових панелей проводиться використанням двогілкових строп. Положення панелі в просторі виконують за допомогою відтяжок.

6.8. Розрахунок траверси для монтажу арки прольотом 36 м



P

ис. 6.4. Розрахункова схема траверси, що працює на згин

Визначаємо навантаження, діючі на траверсу:

$$P = Q_{кр} \cdot k_{п} \cdot k_{д},$$

де $Q_{кр}$ – вага піднімаємого вантажу – арка 36 м, рівний 7200 кг = 70560 (Н).

$k_{п}$ – коефіцієнт перенавантаження, рівний 1.1;

$k_{д}$ – коефіцієнт динамічності, рівний 1.2

$$P = 70560 \cdot 1.1 \cdot 1.2 = 93140 \text{ (Н)}$$

Розраховуємо максимальний згинаючий момент:

$$M_{max} = 0.5 \cdot P \cdot l,$$

де l – плече траверси, м (див.рис.6.6.1.),

$$M_{max} = 0,5 \cdot 93140 \cdot 8,740 = 407021,8 \text{ (Н} \cdot \text{м)}$$

Необхідний момент опору поперечного перерізу траверси, см³, визначають за формулою:

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{\gamma_c \cdot \varphi_b \cdot R_u},$$

де φ_b коефіцієнт стійкості при згині дорівнює в даному випадку 0,9;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, дорівнює 0,85;

R_u – розрахунковий опір металу згину, дорівнює 230 МПа

$$W_{тр} = \frac{407022}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 230 \cdot (10^6)} \cdot (10^6) = 2313,29 \text{ (см}^3\text{)}$$

Підбираємо гнучкі канати при наступній схемі строповки арки:

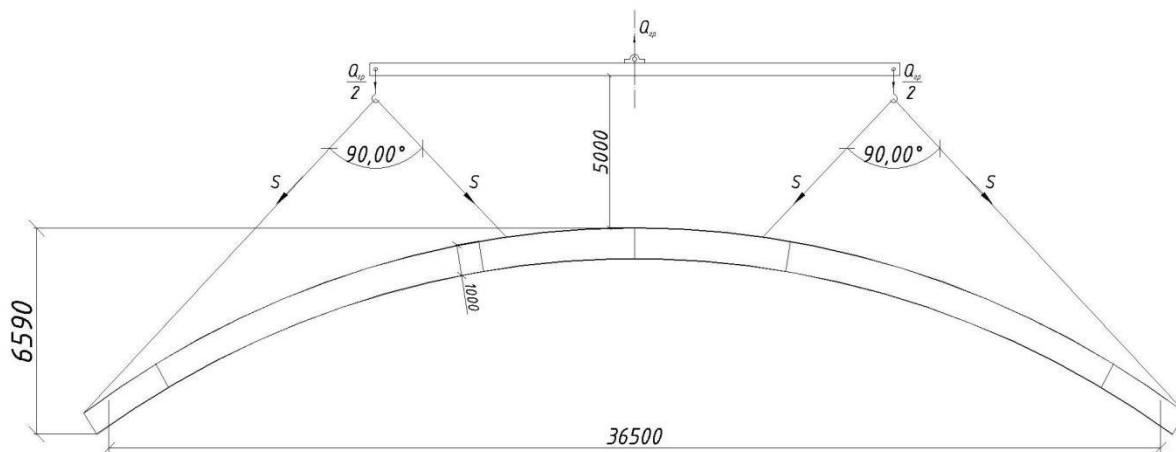


Рис. 6.5. Розрахункова схема строповки гнучкими канатами

Розривне зусилля в одному канаті розраховуємо за формулою:

$$S = \frac{Q_{кр}}{4 \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} = \frac{70560}{4 \cdot \cos \frac{90}{2}} = 24946.97 \text{ Н} = 24,95 \text{ (кН)}$$

По ДСТУ Б В.2.8-10-98 вибираємо канат типу ВК-0,5 діаметром $d = 7,6$ (мм).

Розрахункове розривне зусилля вітки канату $29,43 \text{ (кН)} \geq 24,95 \text{ (кН)}$

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Прийняті рішення спрямовані на скорочення тривалості будівництва; скорочення трудомісткості, матеріаломісткості і вартості будівельно-монтажних робіт; зростання продуктивності праці; раціональне використання ресурсів.

Будівельно-монтажні роботи охоплюють всі основні роботи по зведенню будівлі. Всі роботи необхідно розбити на окремі цикли:

- нульовий;
- монтажний;
- роботи завершального циклу.

У загальних рисах будівництво здійснюється в 2 етапи:

1. Підготовчі роботи
2. Основні роботи

У підготовчий етап входять:

1. Створення опорної геодезичної мережі
2. Розчищення території
3. Створення складського господарства
4. Установка тимчасових споруд
5. Інженерна підготовка майданчика

Основний етап:

1. Пристрій нульового циклу
2. Зведення підземної частини
3. Сантехнічні роботи
4. Електротехнічні роботи
5. Роботи з монтажу обладнання
6. Інші незавершені роботи

7.1 Вибір і описання методу виконання робіт

Всі будівельно монтажні роботи на об'єкті частково або повністю механізовані.

Попереднє планування території ведеться бульдозером на гусеничному ходу Д271А.

Розробка котловану ведеться бульдозером екскаватором ЕО-3311Б, оснащений зворотною лопатою, вигрузка ґрунту в відвал. Допрацювання ґрунту в котловані ведеться вручну.

Розгрузка та монтаж елементів каркасу здійснюється за допомогою монтажного крана МКГ-25. Будівлю розбито на 2 захватки з різними об'ємами робіт: перша – спортивний зал, друга – побутові приміщення.

Монтаж каркасу починається з монтажу колон, потім монтують попередньо зібрану арку. Монтаж ведеться по ділянках.

7.2.Визначення тривалості виконання робіт

Тривалість виконання робіт визначається по трудомісткості по кожному виду робіт.

Тривалість механізованих робіт встановлюється виходячи з продуктивності машин. Тому спочатку розрахована тривалість механізованих робіт, а потім тривалість робіт виконаних вручну.

Тривалість виконання механізованих робіт:

$$T_{\text{мех}} = N_{\text{маш-зм}} / n_{\text{маш}} \cdot t$$

де $N_{\text{маш-зм}}$ – потрібна кількість машино-змін;

$n_{\text{маш}}$ – кількість машин;

t –кількість змін на добу.

Тривалість виконання робіт що ведуться вручну:

$$T_{\text{руч}} = N_{\text{люд-зм}} / n_{\text{роб}}$$

де $N_{\text{люд-зм}}$ – трудоемкість робіт, що виконують вручну;

$n_{\text{роб}}$ – кількість робочих.

Розрахунок тривалості робіт приведений в Додатку Б

7.3.Проектування календарного графіку

Календарний план будівництва на основі загальної організаційно-технічної схеми встановлює черговість і терміни будівництва основних і допоміжних будівель і споруд.

За даними календарного плану будівництва будують графіки потреби в робочих кадрах, матеріальних ресурсах, основних машинах і механізмах. Обсяги будівельно-монтажних робіт і потреба в деталях, напівфабрикатах і основних матеріалах визначають за даними типових проектів, проектів аналогів або за діючими довідниками розрахунковим нормативам.

Вихідними даними для складання календарного плану є: кошторисна та інші частини проекту, у тому числі окремі розділи ПОБ, розроблені до складання календарного плану, відомості обсягів робіт, розрахунки необхідних ресурсів, організаційно-технологічні схеми зведення основних будівель і споруд, нормативні або установлені терміни будівництва комплексу та його частин.

Основою побудови календарних планів є принцип потокового будівництва. Для прискорення виробництва робіт доцільним є суміщення робіт. Правильне поєднання робіт з часу дозволяє домогтися умов, при яких знижується не тільки тривалість будівництва, але і досягається більш раціональне використання ресурсів, як матеріальних, так і трудових. Організація потокового виробництва в будівництві передбачає:

а) розділення процесу виробництва на окремі роботи, переважно рівні або кратні по трудомісткості

б) встановлення доцільною послідовності виконання робіт і з'єднання взаємопов'язаних робіт у загальній сукупний процес, і їх синхронізація, чим досягається безперервність будівельного виробництва

в) закріплення окремих видів робіт за певними бригадами робітників, встановлення послідовності включення в потік окремих об'єктів і рух бригад в процесі виконання

7.4. Будівельний генеральний план

Будівельний генеральний план (БГП) – включає розміщення постійних будинків і споруд, ділянки для розміщення тимчасових інвентарних будівель та споруд, постійні та тимчасові залізничні та автомобільні дороги, основні інженерні мережі, джерела забезпечення будівельного майданчику електроенергією, водою, місця підключення тимчасових інженерних мереж до діючих, склади, монтажні крани, та інші будівельні машини, механізовані установки, існуючі будівлі та які потребують зносу.

Витрати на тимчасове будівництво повинні бути мінімальними. Їх скорочення досягається використанням постійних об'єктів, зменшенням обсягу тимчасових будівель. Об'єктний БГП проектують окремо на всі види споруд що будуються і споруд, що входять до складу загальнобудівельного БГП. Для складних об'єктів БГП може складатися на різні етапи і види робіт.

Вихідними даними для розробки об'єктного БГП служать загальномайданчиковий БГП, календарний план і технологічні карти, ПВР даного об'єкта, уточнені розрахунки потреби в ресурсах, а також робочі креслення будівлі.

При проектуванні об'єктного будгенплану слід виконати розкладку і збірку конструкцій за типами і марками, точно показати місце під ті чи інші матеріали, тару, оснастку і інвентар. Після розміщення складів переходять до прив'язки тимчасових будов. Наступним етапом проектування є прив'язка тимчасових комунікацій, включаючи місце підключення до постійних комунікацій.

7.5. Вибір монтажного крану

Вибір крану проводиться по необхідних робочих параметрах. Необхідні робочі параметри визначаються за даними монтажних характеристик елементів збірних конструкцій. Монтажні характеристики залежать від прийнятого методу монтажу. Таким чином, спочатку визначають метод монтажу (типи кранів і місця їх встановлення чи шляху пересування), потім технічні параметри майбутнього крана і тільки після цього марку крана.

Конструкції характеризуються монтажною масою, монтажною висотою і необхідним вильотом стріли.

Монтажна маса:

$$q_M = q_k + q_{стр} + q_{пр} = 7,2 + 0,75 + 0,43 = 8,38 \text{ (т)}$$

де q_k — маса елемента;

$q_{стр}$ — маса строповочного обладнання;

$q_{пр}$ — маса інших пристосувань

Монтажна висота:

$$H_M = h_o + h_z + h_k + h_{стр} = 7,7 + 1 + 6,5 + 3 = 18,2 \text{ (м)}$$

де h_o — відмітка нижньої конструкції;

h_z — висота підйому елемента над опорою;

h_k — висота елемента;

$h_{стр}$ — висота строповочного обладнання

Приймаємо стріловий самохідний гусеничний кран МКГ-25:

Вантажопідйомність на вильоті (мінімальному-максимальному), т — 20-7,2;

Виліт (мінімальний - максимальний), м — 4,2-11,2;

Висота підйому (найменша - найбільша), м — 14,2-22.

Детальні характеристики підібраного крану показано на рис.7.1.

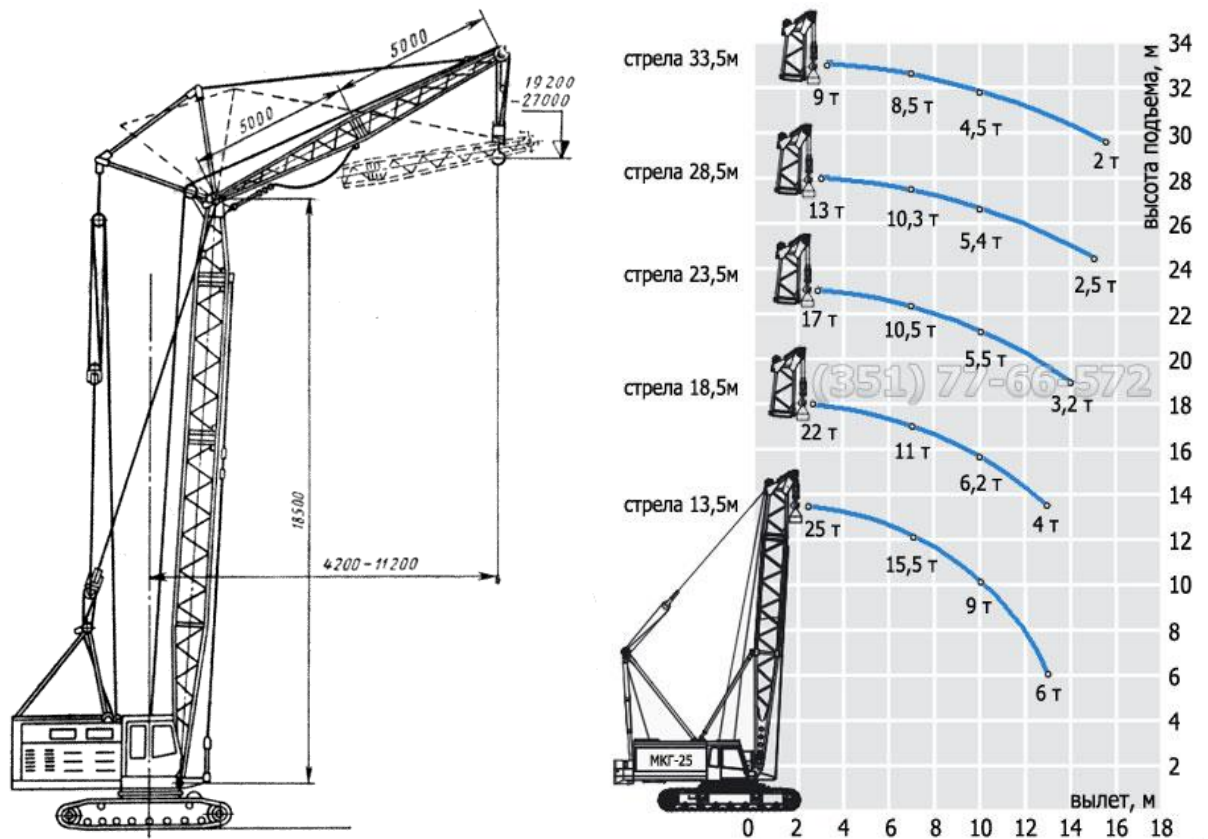


Рис.7.1. Гусеничний кран МКГ-25

7.6. Розрахунок і проектування тимчасових інвентарних будівель

Визначення площ тимчасових будівель і споруд проводиться за максимальної чисельності працюючих (за календарним планом) одночасно на будівельному майданчику та нормативної площі на одну людину, що користується даними приміщеннями. Результати розрахунків в потребі інвентарних будівель приведені в таблиці 7.1.

Чисельність працюючих визначається за формулою:

$$N_{\text{заг}} = N_{\text{роб}} + N_{\text{ітр}} + N_{\text{моп}}, \text{ де}$$

$N_{\text{роб}}$ – кількість робочих, прийнята по графіку руху робочих календарного плану, $N_{\text{роб}} =$

$N_{\text{ітр}}$ – чисельність інженерно-технічних робітників;

$$N_{\text{ітр}} = 0,13 \cdot N_{\text{роб}} = 2$$

$N_{\text{моп}}$ – чисельність молодшого обслуговуючого персоналу;

$$N_{\text{моп}} = 0,13 \cdot N_{\text{роб}} = 2$$

$$N_{\text{заг}} = 16$$

Таблиця 7.1.

Розрахунки потреби в інвентарних будівлях

№ п/п	Назва	Чисел-ть персоналу	Норма на одного		Розрах. площа	Прийняті розміри
			од. вим.	велич		
1	Гардеробна	12	м ² /чел	0,9	10,8	6x3 – 1шт
2	Приміщення відпочинку та прийому їжі	16		1	16	9x3 – 1шт
3	Умивальня	16		0,05	2	2x3 – 1шт
4	Душова	12		0,43	6	4.5x3 – 1шт
5	Туалет	16		0,07	2	1,5x1,5 – 2шт
6	Сушильня	16		0,2	4	4x3 – 1шт
7	Прорабська	4		4,8	19,2	6x3 – 1шт
8	Диспетчерская	2		7	14	6x3 – 1шт

Розміщення тимчасових будівель і споруд

При розміщенні будівель і споруд керуються такими правилами:

- побутові споруди розміщують поблизу входів на будівельний майданчик;

- розміщення побутових приміщень виключає порушення техніки безпеки, не розміщуються в небезпечній зоні крана;
- будівлі розташовуються з дотриманням пожежних розривів.

7.7. Розрахунок складських приміщень і майданчиків

Розрахунок площ складів проводиться в такій послідовності:

- 1) За календарним планом визначається максимальна добова потреба з урахуванням нерівномірності надходження і споживання матеріалів і конструкцій.
- 2) Визначається запас збережених матеріалів.
- 3) Вибирається тип зберігання.
- 4) Розраховується потрібна площа (з урахуванням норм розміщення).
- 5) Вибирається місце для складу на будівельному майданчику.
- 6) Виробляється прив'язка складів.
- 7) Здійснюється поелементне розміщення конструкцій і виробів на відкритих складах.

Склади для зберігання матеріально-технічних ресурсів споруджуються із дотриманням нормативів складських приміщень і норм виробничих запасів.

Розрахунок загальної площі складу для кожного окремого виду конструкцій або матеріалів роблять за формулою:

$$S_{mp} = \frac{P}{Tq} \cdot n \cdot k_1 \cdot k_2,$$

де P – кількість потрібних матеріалів та виробів;

T – тривалість використання даного матеріалу, дн;

n – норма запасу матеріалу, конструкцій та виробів, дн;

k_1 – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалу на склад $k_1 = 1,1$;

k_2 – коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів, $k_2 = 1,3$;

q – кількість матеріалу, що укладається на 1 м² площі.

Результат розрахунку приоб'єктних складів приведений в таблиці 7.2.

Результат розрахунку приоб'єктних складів

№	Назва	Тип складу	Площа складу, м ²	Розміри складу, м	Спосіб зберігання
1	Склад колон	відкритий	21,6	3x7,2 – 1шт	штабелі
2	Склад ригелів	відкритий	123	4,1x15 – 2шт	штабелі
3	Склад плит перекриття	відкритий	216	6x6 – 3шт	штабелі
4	Склад стінових панелей	відкритий	12	1x6 – 2шт	пакет

Майданчики для складування будівельних конструкцій розташовуються в зоні дії кранів з урахуванням технологічної послідовності монтажу. Розміри майданчиків приймаються відповідно габаритам конструкцій з урахуванням проходів.

7.8. Розрахунок потреби будівництва у воді

Мережі тимчасового водопроводу призначені для задоволення виробничих, господарсько-побутових та протипожежних потреб будівництва.

Розміщувати водопровід на об'єкті треба по кільцевій схемі, яка є найбільш надійною. Проектування складається з наступних етапів:

- Розрахунок потреби у воді
- Вибір джерел водопостачання
- Розміщення мережі на майданчику
- Розрахунок діаметра трубопроводу

Період максимального водоспоживання визначається за календарним планом виконання робіт. Загальна витрата води визначається за формулою:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{в}} + Q_{\text{гос}} + Q_{\text{пож}}$$

де $Q_{\text{в}}$ – розхід води на виробничі потреби;

$Q_{\text{гос}}$ – розхід води на господарсько-побутові потреби;

$Q_{\text{пож}}$ – розхід води на протипожежні потреби.

Розхід води на виробничі потреби знаходимо за формулою:

$$Q_{\text{в}} = 1,2 \sum \frac{V_{\text{зм}} q_{\text{ср}} k_1}{8 \cdot 3600},$$

де $V_{\text{зм}}$ – змінний обсяг роботи;

1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати;

$q_{\text{ср}}$ – середній виробничий витрата води в зміну;

k_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води в зміну, $k_1 = 1,6$;

8 – кількість годин в зміну.

Таблиця 7.3.

Витрата води на виробничі потреби

Назва споживачів	Од. вим.	Кіл. в зміну	Пит. розх.	К-т k_1 .	Розхід води, л/с
Автомашина	шт	10	300	1,6	0,20
Штукатурні роботи	м ²	57,9	8	1,6	0,03
Малярні роботи	м ²	236,6	1	1,6	0,02

Витрата води на господарсько-побутові потреби визначається за формулою:

$$Q_{\text{гос}} = \left(\frac{N_{\text{max}}}{3600} \right) \left[\frac{q_1 k_2}{8} + q_2 k_3 \right],$$

N_{max} – найбільша кількість працюючих в зміну, $N_{\text{max}} = 16$

q_1 – норма потреби води на 1 людину за зміну, $q_1 = 15$ (л);

q_2 – норма потреби води на приймання одного душу $q_2 = 30$ л;

$k_3 = 0,4$;

k_2 – коефіцієнт нерівномірності використання води, $k_2 = 1,25$;

$Q_{\text{гос}} = 0,1$

Витрата води на протипожежні потреби приймають виходячи з тригодинної тривалості гасіння однієї пожежі. Мінімальну витрату води визначають з розрахунку одночасної дії двох струменів з пожежних гідрантів по 5л/с на кожний струмінь.

$$Q_{\text{пож}} = 10 \text{ (л/с)}.$$

Загальний розхід води:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{в}} + Q_{\text{гос}} + 0,1 = 10,2 \text{ (л)}$$

Площа будівельного майданчику 1,4 (га), розхід води приймаємо 10 (л/с).

Діаметр труб тимчасового водопроводу визначаємо за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}},$$

де V – швидкість руху води по трубах, $V = 1,5 \left(\frac{\text{м}}{\text{с}}\right)$;

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10, \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 93 \text{ (мм)},$$

Діаметр трубопроводу для тимчасового водопостачання з умов по-пожежогасіння приймається не менш 100мм.

7.9. Освітлення будівельного майданчика

На будівельних майданчиках проектується робоче, аварійне та охоронне освітлення.

Для постачання електроенергією освітлювальних мереж застосовується кільцева схема, для постачання силових механізмів - тупікова.

Кількість прожекторів визначається за формулою

$$n = \frac{pES}{P_{\text{л}}},$$

де p – питома потужність;

E – освітленність;

S – площа яку потрібно освітлити;

$P_{\text{л}}$ – потужність лампи прожектора

Охоронне освітлення:

$$n = 0,4 \cdot 0,5 \cdot \frac{22000}{500} = 11,$$

Аварійне освітлення:

$$n = 0,4 \cdot 0,2 \cdot \frac{22000}{500} = 5.$$

7.10. Забезпечення будівництва електроенергією

Розрахунок проводимо в такій послідовності:

- Визначаємо споживачі енергії і їх потужність
- Вибираємо джерело електропостачання електроенергією

Розрахунок за встановленою потужністю електроспоживачів і коефіцієнтам попиту з диференціацією за видами споживачів виробляємо за формулою:

$$P_p = a \cdot \left[\sum \left(\frac{k_{1c} P_c}{\cos \varphi} \right) + \sum \left(\frac{k_{2c} P_T}{\cos \varphi} \right) + \sum k_{3c} P_{OB} + \sum P_{O3} \right],$$

де a – коефіцієнт, що враховує втрати в мережі;

k_{1c}, k_{2c}, k_{3c} – коефіцієнти попиту, що залежать від числа споживачів;

P_c – потужність силових споживачів;

P_T – потужність для технологічних потреб;

P_{OB} – потужність пристроїв внутрішнього освітлення;

P_{O3} – потужність пристроїв зовнішнього освітлення

Таблиця 7.4.

Розрахунок потужності електроспоживачів

Назва	Од. вим.	Кількість	Пит. потужн. кВт	Коеф. попит	Коеф. потужн.	Встан. потужн. кВт
Силові електроспоживачі						
Кран гусеничний МКГ-25	шт	2	50	0,7	0,5	35
Сварочний трансформатор	шт	2	300	0,35	0,6	126
Разом						161
Внутрішнє освітлення:						
Адм. и побутов. приміщ.	м ²	339	0,015	0,8	1	4,07
Душові и туалети	м ²	42	0,003	0,8	1	0,10
Разом						4,17
Зовнішнє освітлення:						
Територія будівництва	100м ²	270	0,015	1	1	4,05
Разом						4,05
Всього						169,22

Приймаємо трансформаторну підстанцію СКТП-180/10/6/0, 4 потужністю 180 (кВт).

8. ОХОРОНА ПРАЦІ

8.1. Небезпечні та шкідливі виробничі чинники при будівництві

Внутрішньобудівельні транспортні роботи.

Для засипки пазух котловану необхідний ґрунт, відвал якого розташований на будівельному майданчику. Самоскиди доставлять ґрунт до бровки котловану і зваллять на відстані менше 10 м від укосу. Засипку котловану виконують бульдозери, а однокішшові навантажувачі наповнюють самоскиди.

Види небезпеки:

- рух транспорту;
- навантаження самоскидів.

Механізовані земляні роботи.

На будівельному майданчику проводяться наступні механізовані земляні роботи:

- Уривка ґрунту котловану екскаваторами з навантаженням у транспортні засоби для транспортування у відвал;
- зачистка дна котловану бульдозером;
- засипка пазух котловану бульдозером.

Види небезпеки:

- обвалення укосів ґрунту;
- засипка пазух котловану;
- навантаження самоскидів.

Монтажні роботи.

У процесі зведення будівлі виконуються роботи з використанням баштових кранів:

- установка арматурних сіток;
- навішування стінових «сендвіч» панелей краном;
- установка віконних блоків;
- транспортування бетону до місця укладання поворотними баддями.

Види небезпеки:

- поворот крана;
- несправне заземлення крана;
- падіння вантажів та інвентарю з висоти;
- падіння людей з висоти.

Пристрій підлог.

Облицовщики синтетичними матеріалами зроблять підлоги:

- з лінолеуму;
- полімерні підлоги на епоксидній основі;
- з керамограніта.

Види небезпеки:

- прийом розчину при доставці краном;
- робота несправним електроприладом для зварювання стиків лінолеуму.

Найбільш небезпечними з вироблених на будівельному майданчику робіт є:

- механізовані земляні роботи;
- монтажні;
- роботи з влаштування монолітних залізобетонних конструкцій.

8.2. Організаційні та технічні заходи по усуненню небезпечних виробничих чинників

Механізовані земляні роботи.

При механізованій уривку котловану треба керуватися технологічною картою. Для зменшення ймовірності спорожнення ковша на кабінку самоскида технологічна карта передбачає, що вантажівка буде встановлюватися під розвантаження тильною частиною або бортами до екскаватора.

Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Відстань до ближнього до бровки котловану рейки баштового крана становить 3 м. Людям слід спускатися в котлован за спеціально встановленими для цього сходами, або по з'їздам для бульдозерів.

Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт.

Монтажні роботи.

На будівельному майданчику повинна бути позначена знаками технологічна зона монтажу, тобто робоча зона, зони складування, попереднього складання і транспортування елементів з землі до місця установки. Особлива увага повинна бути приділена зоні підвищеної небезпеки - роботі декількох монтажних механізмів на прилеглих монтажних ділянках, на одному або різних рівнях роботи по вертикалі.

До монтажу та виробництва допоміжних робіт з розгрузки, складування та стропуванні збірних елементів робочих допускають тільки після вступного інструктажу. До виробництва висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старше 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Для отримання допуску необхідно пройти курс навчання з техніки безпеки і здати необхідні тести. Знання перевіряють не рідше одного разу на рік, медичний огляд проводять не рідше двох разів на рік.

Вантажозахоплювальні пристрої, стропи та інший інвентар повинні бути забезпечені бирками з вказівкою вантажопідйомності.

Максимальне зусилля в елементах строп – 22,738 т.

Додатково врахуємо напір вітру і додамо до навантаження на строп, як горизонтальну складову:

$q_w = 42,224 \cdot 173,0992 = 7308,94H$ - загальне вітрове навантаження на площину ферми. Для одного стропу умовно приймемо $q_w = 3654,47H = 0,365m$.

За теоремою косинусів отримаємо зусилля в стропі з врахуванням вітрового навантаження:

$$V = \sqrt{22,738^2 + 0,365^2 + 2 \cdot 22,738 \cdot 0,365 \cdot 0,3471} = 22,867m.$$

Приймемо канат за ГОСТ 3064-80 “Канат одинарного свивки типа ТК конструкции 1·37·(1+6+12+18)” товщиною 22,5 мм.

Всі канати необхідно перевіряти за формулою:

$$\frac{P}{N} \geq K,$$

де P – розривне зусилля, для прийнятого P = 40,9500 т ;

N – натяг канату;

K – коефіцієнт запасу міцності, залежить від куту між канатом та вантажем.

Прийmemo K=1,4.

$$\frac{40,95}{22,5} = 1,82 < 1,4$$

Умова виконується, отже міцність канату достатня.

При роботі на висоті монтажники обов'язково надягають монтажні пояса (рис 8.1.) і за допомогою ланцюга з кріпильним пристроєм зачіпляють себе до петель змонтованих конструкцій або до натягнутих і закріплених тросів. Робочий інструмент повинен бути в ящиках або сумках щоб уникнути падінь. При підйомі елементів для запобігання їх розкачування або кручення вони обов'язково беруться на розтяжки. Підняті елементи забороняється залишати на вазі при перервах в роботі. Підйом будь-яких вантажів дозволяють тільки при вертикальному положенні поліспасти монтажного крана. Вантаж, що піднімається повинен бути менше або відповідати вантажопідйомності монтажного крана на даному вильоті стріли; відповідна таблиця залежності вильоту і вантажопідйомності має бути вивішена біля робочого місця машиніста.

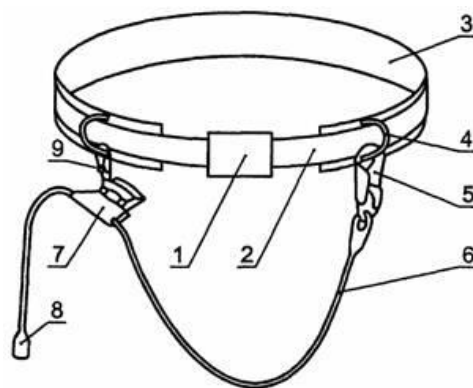


Рис.8.1. Захисний пояс: 1 – пряжка; 2 – захисний пояс; 3 – наспинний пояс; 4 – елемент кріплення; 5 – карабін; 6 – строп; 7 – регулятор довжини; 8 – обмежувач; 9 – з'єднувальний елемент

На будівельному майданчику влаштовують проходи і проїзди, на видних місцях закріплюють покажчики небезпечних і заборонених зон. У нічний час будмайданчик обов'язково освітлюють.

Вантажозахоплювальні пристрої після кожного ремонту повинні підлягати випробуванню на навантаження, в 1,25 рази перевищує їх нормальну вантажопідйомність з тривалістю витримки 10 хв. Результати оглядів вантажозахоплювальних пристроїв заносять у журнал обліку. Огляди виконуються: для траверс через кожні 6 місяців; для строп і тари - через кожні 10 діб; для інших захоплень - через місяць.

Не допускається виконання монтажних та післямонтажних робіт на одній захватці, але на різних горизонтах.

Границю небезпечної зони визначають відстанню по горизонталі від можливого місця падіння вантажу при його переміщенні краном. Це відстань при максимальній висоті підйому вантажу до 20 м повинно бути не менше 7 м, при висоті до 100 м - не менше 10 м, при більшій висоті розмір його встановлюють у проекті виробництва робіт.

Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огорожені до початку наступних робіт.

Особливі запобіжні заходи слід приймати при зміні погодних умов. Не допускається виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м / с і більше, при ожеледиці, грозі і тумані. Роботи з переміщення та встановлення крупнорозмірних панелей стін і подібних їм конструкцій з великою парусністю, слід припиняти при швидкості вітру 10 м / с і більше.

Велика увага при монтажі має бути приділена безпечним прийомам зварювальних робіт, що виключає ураження струмом і виникнення пожежної небезпеки. Забороняється вести зварювальні роботи під дощем, під час грози, сильному снігопаді і швидкості вітру більше 5 м / с.

Опалубні роботи.

При установці опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього.

Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки і риштовання, у разі виявлення несправностей їх слід негайно усунути.

Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати.

Арматурні роботи.

Заготовлювати і обробляти арматуру необхідно в спеціально призначених для цього і відповідно обладнаних для цього майстернях або цехах.

8.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки

У дипломному проектуванні розглядається будівля, основною функцією приміщень якого навчання та тренування.

Для проектування громадських будинків з приміщеннями такого призначення треба користуватися ДБН В.1.1-7-2002.

Відстань від найбільш віддаленої точки торговельної зали до евакуаційного виходу становить 32м. Відношення площі основних евакуаційних проходів до загальної площі спортивного залу 25%. Відповідно до таблиці 4 ДБН В.1.1-7-2002 для залів об'ємом менше 5тис. м³ IIIа ступеня вогнестійкості найбільша відстань до евакуаційного виходу - 35м.

Таким чином, будівля комплексу має IIIа ступінь вогнестійкості і його конструкції повинні межі вогнестійкості показаній в таблиці 8.1.

Таблиця 8.1.

Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвилинах) та
максимальні межі поширення вогню по них (см)

Ступінь вогнестійкості	стіни	колонни	сходові площадки, ко-соури, сходи, балки, марші сходових кліток					перекриття міжповерхові (у т. ч. горищні та над підвалами)	елементи суміщених покриттів
	Несучі та сходових кліток	самонесучі	зовнішні несучі	внутрішні несучі (перегородки)				плити, настипи, прогони	балки, ферми, арки, рами
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
IIIa	REI 60 M0	REI 30 M0	E15 M1	EI 15 M1	R 15 M0	R 60 M0	REI 15 M0	RE 15 M1	R 15 M0

В спорудах призначених для проведення змагань в присутності глядачів, необхідно передбачати трибуни – місця для глядачів. Ухил трибун – не більше 1:1,5. Допускається проектування трибун з ухилом 1:1,25, якщо для будівлі передбачено додаткові умови безпеки евакуації глядачів. Місця для сидіння глядачів повинні бути розділені поперечними проходами.

Кількість глядацьких місць на трибунах в ряду:

- при заповненні з двох сторін – не більше 50;
- при заповненні з однієї сторони – не більше – 25.

Евакуацію глядачів з трибун слід передбачати через рівномірно розташувати люки. Ширина евакуаційних виходів з будівлі повинна бути не менше сумарної ширини виходів з спортзалів.

Ширина шляху евакуації повинна бути не менше:

- 1 м – для горизонтальних проходів, пандусів і сходів;
- 1,2 м – для дверей і люків в критих спортивних спорудах;
- 1,5 м – для люків відкритих спортивних споруд.

Максимальна довжина шляхів евакуації від найвіддаленішого глядацького місця до виходу – 32 м.

Ширина шляхів евакуації глядачів на земельній ділянці повинна прийматися з розрахунку 1м на 500 глядачів.

Прийнятий тип протипожежних перешкод, що відокремлюють побутові приміщення від спортивного залу - стіни 1-го типу з 1-м типом заповнення прорізів.

По периметру будівлі влаштований проїзд для пожежних машин на видаленні від стін в межах 5-8 м і шириною 6 м.

Протипожежні засоби показані на рис.8.2. та рис.8.3.

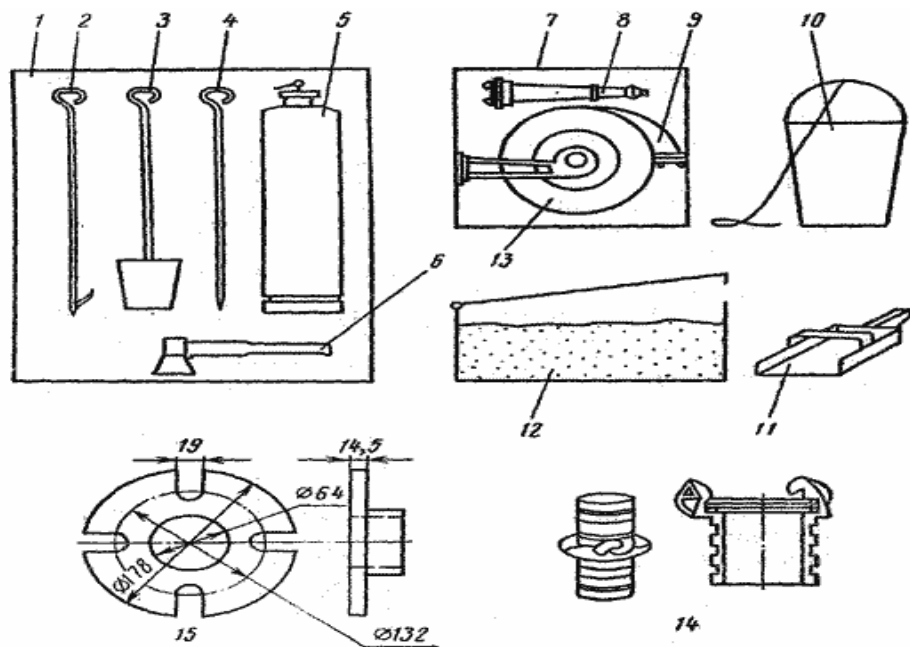


Рис.8.2. Протипожежні засоби:

1. Щит протипожежного постачання;
2. пожежний багор;
3. лопата;
4. пожежний брукхт;
5. вогнегасник;
6. пожежна сокира;
7. шафа для шланга;
8. пожежний ствол

Рукав пожежний ручний сопла рука

9. Пожежний шланг.

10. Пожежне відро зі штерт пожежного відра з витяжним шнуром

11. Совок для розкидання піску совок для розсіювання піску

12. Металевий Яшико з піском Метал судини, що містять пісок

13. В'юшки для шлангів Шланг котушки

14. Сполучна гайка шланга

Шлангове з'єднання шлангів зв'язок

з'єднання шлангів

15. Перехідний з'єднання міжнародного зразка (судно) Міжнародний берегового підключення (судна)

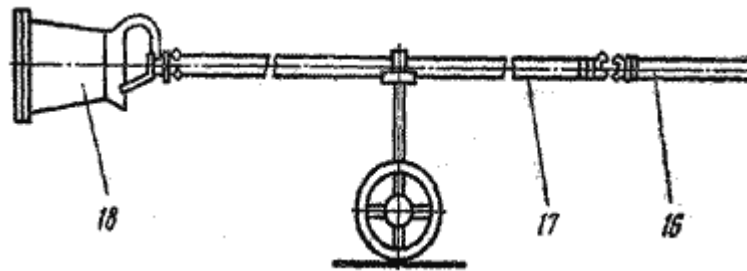


Рис.8.3. Генератор піни:

16 – шланг системи піногасіння; 17 – пінозлив-подовжувач; 18 – піногенератор переносний

Евакуаційні виходи.

У будівлі є евакуаційні та аварійні виходи в кількості перевищує мінімально необхідні і виконані відповідно до протипожежних норм.

Для евакуації в комплексі запроектовані внутрішні сходи, що розміщуються в сходових клітинах.

Сходові клітки наземних поверхів мають природне освітлення через отвори в зовнішніх стінах.

В приміщеннях без природного освітлення забезпечені пристроями для димовидалення.

Кількість підйомів в одному марші між площадками не перевищує 16. Сходові марші і майданчики мають огорожі з поручнями. Ухил маршів сходів у надземних поверхах не перевищує 1:02. Ширина сходового маршу більше ширини виходу на сходову клітку з поверху з найбільшою кількістю людей.

Сходові клітки, призначені для евакуації людей, як з надземних поверхів, так і з підвалу та мають відокремлені виходи назовні, відокремлені на висоту одного поверху суцільною протипожежною перегородкою 1-го типу.

Виходи і сходи для обслуговуючого персоналу відокремлені від входів та сходів для глядачів.

Всі евакуаційні виходи розташовані розосереджено.

Мінімальна висота евакуаційних виходів складає 2,3 м (за нормами - не менше 1,9 м), мінімальна ширина - 1,4 м (за нормами - не менше 1,2 м).

Ширина зовнішніх дверей сходових кліток і дверей зі сходових кліток до вестибюля дорівнює 1,3 м (за нормами - не менше ширини маршу - 1,2 м).

Мінімальна ширина сходових майданчиків - 1,25 м (за нормами - не менше ширини маршу - 1,2 м).

Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі, не мають запорів, що перешкоджають їх вільному відкриванню зсередини без ключа.

Двері сходових кліток мають пристосування для самозачинення та ущільнення в притик, а двері тамбур-шлюзів, з підпором повітря при пожежі, обладнані автоматичними пристроями для закривання при пожежі і ущільнення.

9. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

9.1 Ресурсозберігаючі рішення в будівництві

Підвищення енергоефективності будівель, тобто оптимізація їхнього енергоспоживання в процесі експлуатації, є ключовим чинником для скорочення споживання енергоресурсів. Таким чином, енергоефективність має важливе значення як для архітекторів та планувальників, так і для операторів та кінцевих споживачів.

Будівельний сектор відіграє ключову роль у сучасній енергетичній політиці світу. Це пов'язано з тим, що більше третини загального кінцевого споживання енергії наразі припадає на будівлі — для гарячого водопостачання, опалення й охолодження, вентиляції й освітлення. Проте значна частина тепла в приміщенні втрачається через стіни, вікна, дах, двері чи підлогу.



Рис. 9.1. Тепловізійне зображення фасаду: витрати енергії

Отже, «пасивний будинок» або «ефективний будинок» і «будівля з майже нульовим споживанням енергії» мають стати загальноєвропейським стандартом як еталонні будівлі в майбутньому. Це вимоги оновленої директиви ЄС щодо загальної енергоефективності будівель. Мета директиви полягає в тому, щоб утримувати потреби будівель у первинній енергії на низькому рівні. Наприклад,

втрати енергії в будівлях мають бути обмежені від самого початку за допомогою структурної теплоізоляції, зокрема, завдяки гарній ізоляції, якісним вікнам і запобіганню виникненню теплових мостів. Решта потреби в енергії має бути якнайнижчою та все більше покриватися за рахунок відновлюваних джерел енергії. Спочатку це стосуватиметься лише новобудов, але до 2045 року всі будівлі, включно з існуючими об'єктами нерухомості та нежитловими будівлями, мають бути кліматично нейтральними. Для таких будівель із нульовим рівнем викидів, з одного боку, потреби в енергії для опалення й охолодження мають бути значно зменшені на етапі будівництва та модернізації. З іншого боку, має бути суттєво збільшена частка відновлюваних джерел енергії в покритті решти потреб.

«Зеленим будівництвом» називають екологічне будівництво, яке охоплює все, від вибору відповідних будівельних місць до спеціально підібраних матеріалів, підвищення енергоефективності та сертифікованих інтер'єрів. Концепція зеленого будівництва спрямована на збереження екосистеми та довкілля, а також на принесення користі для людей та суспільства. Тому вона враховує зміни взаємозв'язків між людьми, будівництвом та екосистемою. Метою є залишити після себе цілісний світ, придатний для проживання майбутніх поколінь.

Тому керівний принцип екологічності в ідеалі охоплює весь життєвий цикл будівлі, від розробки та планування проекту до будівництва, експлуатації, обслуговування та демонтажу. Тому «зелені» будівлі характеризуються якісним екологічним дизайном та високою ефективністю використання ресурсів, а саме енергії, води та матеріалів. Шкідливий вплив на здоров'я та навколишнє середовище зводиться до мінімуму.

Емпайр Стейт Білдінг, найвідоміша офісна будівля у світі, була повністю відремонтована у 2009 році. З тих пір вона є взірцем екологічності та енергоефективності. У 2011 році вона була нагороджена золотою нагородою LEED, що зробило її найбільшою спорудою у США, яка отримала нагороду LEED. LEED є однією з найвідоміших систем сертифікації для оцінки екологічних, соціальних та економічних якостей будівель.

Екологічні будівлі є більш цінними за рахунок нижчих витрат на експлуатацію та обслуговування. Завдяки їхній високій якості, очевидній для

власників, орендарів та користувачів, їх простіше продати чи здати в оренду. Сертифіковані будівлі можна порівнювати як на національному, так і на міжнародному рівні. Попит на сертифіковані будівлі постійно зростає.

На міжнародному рівні створено різні системи сертифікації екологічного будівництва. Усі вони оцінюють будівлі за специфічним набором критеріїв, але використовують різне зважування факторів та базуються на типових національних стандартах та нормативах.

До найвідоміших систем оцінювання зеленого будівництва належать:

- британська система сертифікації BREAM (Метод екологічної оцінки ефективності будівництва),
- система сертифікації LEED (Лідерство в галузі енергетичного та екологічного дизайну) від американської ради з зеленого будівництва,
- і система сертифікації DGNB (німецька рада з зеленого будівництва).

Ці сертифікати дають змогу операторам будівлі та власникам дотримуватися структурованої процедури для вжиття практичних та вимірюваних заходів щодо планування, будівництва, експлуатації та обслуговування екологічних будівель. Зараз вони застосовуються в усьому світі.

Усі сучасні комерційні та громадські будівлі зводяться із системою автоматичного управління будівлею. Системи опалення й освітлення, обладнання для контролю клімату й охолодження, а також дверна та віконна техніка об'єднані у мережу та взаємодіють між собою. Керувати компонентами можна зручно, централізовано і майже безконтактно за допомогою інтелектуальних систем управління будівлею.

Автоматизація означає будь-яку дію, яку виконує не людина, і яка впливає на пристрій чи систему. Автоматизація будівель — це сукупність обладнання, яке використовується для автоматичного управління, регулювання, контролю та оптимізації в будівлях.

Це означає, що всі датчики, сервомеханізми, робочі елементи, споживачі та інші технічні пристрої в будівлі об'єднані у мережу. Система автоматизації будівлі

автоматично виконує конкретні функціональні процеси в рамках техніки будівлі відповідно до встановлених параметрів. Таким чином здійснюється ефективно та централізоване управління технічним обладнанням будівель, яке буває досить складним. Мета полягає в тому, щоб зробити функціонування будівлі більш енергоефективним, економним та безпечним, а також забезпечити максимальний рівень комфорту як для користувачів, так і для мешканців.

Положення ЄС про загальне споживання енергії в будівлях є рушійним аспектом автоматизації будівлі. Зрештою, 40 відсотків загального споживання енергії в ЄС припадає на будівельний сектор. Відповідно до регламенту ЄС потрібно покращити загальну енергетичну ефективність усіх будівель. У першу чергу це залежить від теплового контуру та характеру технічного обладнання будівель. Встановлення системи автоматизації також дає змогу в подальшому вдосконалювати будівельні об'єкти. Було встановлено, що автоматизація будівель може зробити великий внесок у енергоефективність будівлі. Науково підтверджено, що звичайна користувацька поведінка часто призводить до занадто високого споживання енергії.

«Ідеальні» користувачі вимикають опалення при вентиляції приміщень, а опісля якнайшвидше закривають вікна. До того ж вони вмикають світло у приміщенні лише за потреби, а також використовують виключно необхідну кількість лампочок. У невикористовуваних приміщеннях і зазвичай вночі або у святкові дні в офісах вони значно знижують температуру повітря.

Оскільки таких ідеальних користувачів майже не існує (дійсно, звичайні користувачі часто забувають про відкриті вікна та залишають їх відкритими протягом ночі), до їхньої ефективності можна суттєво наблизитися за допомогою автоматизації будівлі. Розумні будівлі забезпечують набагато кращу енергоефективність, ніж люди.

Автоматизація будівлі може покращити не тільки енергоефективність, але і якість повітря в приміщенні. Це пов'язано з тим, що розумні віконні системи, підключені до системи управління будівлею, забезпечують автоматизовану природну вентиляцію. Вона дає змогу за необхідності провітрювати приміщення та подавати чисте повітря — абсолютно безконтактно завдяки розумній автоматизації

вікон. Це допомагає уникнути фізичного контакту і, отже, можливості передачі мікробів та вірусів. Ще одна перевага: регулярний повітрообмін покращує якість повітря в приміщенні. Це позитивно позначається на зосередженості та зменшує концентрацію аерозолів, тим самим знижуючи ризик зараження вірусами.

Системи «Розумна будівля» використовуються не лише в офісних та промислових будівлях, готелях чи лікарнях. Інтерес до технологій автоматизації для житлових будинків також зростає. У «Розумних будинках» елементи управління енергоживленням та споживанням об'єднані у мережу з побутовими пристроями та освітленням.

Також можуть бути утворені домашні мережі з розважальною електронікою, системами контролю та безпеки, жалюзі, системами зачинювачів вікон і дверей. Ці функції можуть бути адаптовані до індивідуальних потреб користувачів і тому забезпечують підвищений комфорт. Вони також допомагають скоротити витрати та заощаджувати ресурси.

Будинки стають все більш герметичними заради заощадження енергії. Це зменшує витрати на опалення, але вимагає інтелектуальних концепцій ефективної вентиляції та провітрювання будівель. Природна вентиляція, що забезпечується автоматизованими вікнами, є розумним рішенням, яке значно покращує мікроклімат у приміщенні, витрачає мало енергії та вимагає низьких інвестиційних витрат.

Ще одним рішенням зменшити витрати енергії на вентиляцію, освітлення та охолодження є спорудження розумних фасадів, які активно та автоматично реагують на умови середовища. Енергоефективні фасадні рішення, що заощаджують ресурси, починаються з інтелектуального та міжгалузевого планування та дизайну.

З часом змінилися вимоги до оболонок будівлі: вони повинні захищати від дощу, погодних явищ, пожежі та проникнення, водночас регулюючи проникнення світла та вентиляцію настільки автоматично, наскільки це можливо, забезпечуючи захист від впливу сонячного світла і мінімізуючи вплив холоду та тепла. Таким чином вони допомагають заощаджувати енергію і навіть сприяють виробленню енергії.

Фасад можна охарактеризувати як справді «інтелектуальний», якщо він використовує природні, відновлювані джерела енергії, такі як сонячне випромінювання, повітряний потік та геотермальну енергію для задоволення енергетичних потреб будівлі щодо опалення, охолодження, вентиляції та освітлення.

Розумний фасад потребує численної сенсорики для вимірювання всіх можливих зовнішніх впливів, наприклад, вітру, і передавання цих показань на блок управління. Завдяки інтерфейсним модулям мережеві пристрої можуть взаємодіяти. Мережа може бути як дротовою, так і бездротовою.

Для досягнення ефективної взаємодії між сенсорикою, сервомеханізмами та елементами фасаду вони повинні бути з'єднані в мережу подібно до нервової системи. Усі компоненти та функції мають бути об'єднані та інтегровані. Система автоматизації будівель слугує центральним «мозком». Вона аналізує всі дані стосовно вимог, щоб відповідно регулювати та контролювати фасадні модулі. Наприклад, радіаторними клапанами, світловими індикаторами, регуляторами світла або електронними пристроями, а також технікою для безпеки з автоматичними ролетами або охоронною сигналізацією та вентиляцією можна інтелектуально управляти.

Приклади цього вже існують. Зазвичай вони відрізняються високим рівнем звукоізоляції у поєднанні з саморегулюючими тепловими, вентиляційними та сонячними захисними засобами, які адаптуються до мінливих умов освітлення та клімату. Деякі з них вже використовують сонячну енергію для зручного забезпечення внутрішнього опалення та контролю мікроклімату.

Інтелектуальна взаємодія автоматизованих віконних приводів та спеціальної сенсорики, що виявляє зовнішній вплив навколишнього середовища та мікроклімат у приміщенні, створює мережевий кліматично активний фасад. Це сприяє енергоефективності, наприклад завдяки автоматичному відкриванню вікна в теплу літню ніч.

Захист від сонця також відіграє важливу роль для енергетичного балансу будівель та комфорту користувачів будівлі. Погодні панелі управління можуть використовуватися, наприклад, для управління системами захисту від сонця.

Кліматично активні фасади також покращують якість повітря в приміщенні — його контролюють за допомогою сенсорики CO₂, клімат у приміщенні перевіряється та зменшуються протяги завдяки непротяговому провітрюванню. Також важливо, що кліматично активні фасади гарантують безпечність експлуатації. Вікна та жалюзі автоматично закриваються у негоду, а динамічне закриття вікон не допускає ненавмисного відкривання вікон.

Скляні фасади та сонячні панелі заслуговують особливої уваги. Скляні фасади можуть виробляти енергію від сонячного випромінювання у вигляді тепла та денного освітлення.

Дослідники будівельної галузі усе активніше працюють над розробкою та виробництвом таких фасадів, що виробляють енергію. Системи інтелектуальних фасадів представляють особливо перспективну технологію для нових будівель та енергоефективного відновлення будівель. Заощадження енергії за допомогою інтелектуальних фасадів уже працює без проблем. Наприклад, розумні вікна можуть значно знизити споживання енергії завдяки автоматизованій вентиляції та одночасно покращити комфорт користувачів будівлі.

Застосування енергоефективних матеріалів та технологій у будівництві призводить до розумного використання енергії та заощадження коштів.

1. Залежно від сонячного випромінювання, опадів, температури, вмісту CO₂, вологості та присутності людей система управління для кожного окремого приміщення визначає спосіб управління різними компонентами (віконними приводами, жалюзі, опаленням, приладдям для контролю клімату тощо).
2. Використання сонячної енергії або уникнення теплових навантажень завдяки сонячному випромінюванню
3. Об'єднання в інтелектуальній системі управління підвищує ефективність окремих компонентів. Наприклад, система для контролю мікроклімату вмикається повністю автоматично лише в тому випадку, якщо природна вентиляція недостатньо ефективна і якщо всі вікна закриті.

Іншим важливим результатом використання ресурсозберігаючих рішень у будівництві є покращення рівня комфорту та безпеки перебування та проживання у таких енергоефективних будинках, зокрема, забезпечення захисту від погоди та цвілі:

1. Захист від кліматичних впливів: як тільки виявлено дощ або критичний рівень вітру, вікна автоматично закриваються.
2. Завдяки інтелектуальній системі управління, наприклад, вікна відкриваються лише за сприятливих зовнішніх умов — або за бажанням. Це означає, що дні забутих та залишених відкритими на всю ніч вікон залишились у минулому.
3. Модулі погоди негайно повідомляють про вітер, опади або ожеледицю та забезпечують своєчасне відведення засобів для захисту від сонця, щоб уникнути пошкоджень.
4. Автоматична вентиляція запобігає появі цвілі через занадто високу вологість.

Що у результаті призводить до прийнятних умов навколишнього середовища, тепловий комфорт та продуктивність завдяки приємним умовам освітлення, якості повітря та температурі.

10. НАУКОВО- ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

10.1. Дослідження ефективності та створення нових конструктивних систем сталезалізобетонних безбалкових перекриттів

Передумовою створення нових конструктивних систем сталезалізобетонних безбалкових перекриттів є відповідність фізико-технічним параметрам елементів за схемою "конструкція-матеріал-технологія". Такий підхід, в свою чергу, передбачає істотний ефект при впровадженні розроблених конструктивних рішень. Основна частка економії утвориться за рахунок умов, що забезпечують, по-перше, установлення витрат основних матеріалів відповідно до експлуатаційного завантаження, а по-друге, за рахунок створення технологій виготовлення, транспортування й монтажу, що виключають появу збільшених, стосовно експлуатаційного навантаження, коефіцієнтів надійності.

У статичному відношенні утворений жорсткий диск безбалкового перекриття являє собою єдину систему, в якій настили зв'язані один з одним поздовжніми лінійними шарнірами. Через ці лінійні шарніри передаються тільки поперечні й поздовжні зусилля. Заповнення розчином швів, влаштування шпонок між плитами, бетонування зазорів між торцями настилів створює необхідну жорсткість перекриттів не тільки в горизонтальному, але й вертикальному напрямках. Таким чином, основним для збірних дисків перекриттів, що збирають із елементів балкового або безбалкового типу, є питання їхнього надійного об'єднання в будівельних умовах.

Одним із нових типів може бути створене збірне сталезалізобетонне перекриття, у якому плити поєднані між собою за допомогою зварювання. Таке перекриття (рис. 10.1) складається зі сталезалізобетонних плоских плит зі сталевим обрамленням, що спираються на трубобетонні колони. При цьому виготовлення збірних плит зі сталевим обрамленням для безбалкового перекриття може виконуватись безпосередньо на будівельному майданчику без застосування дорогої за вартістю опалубки.

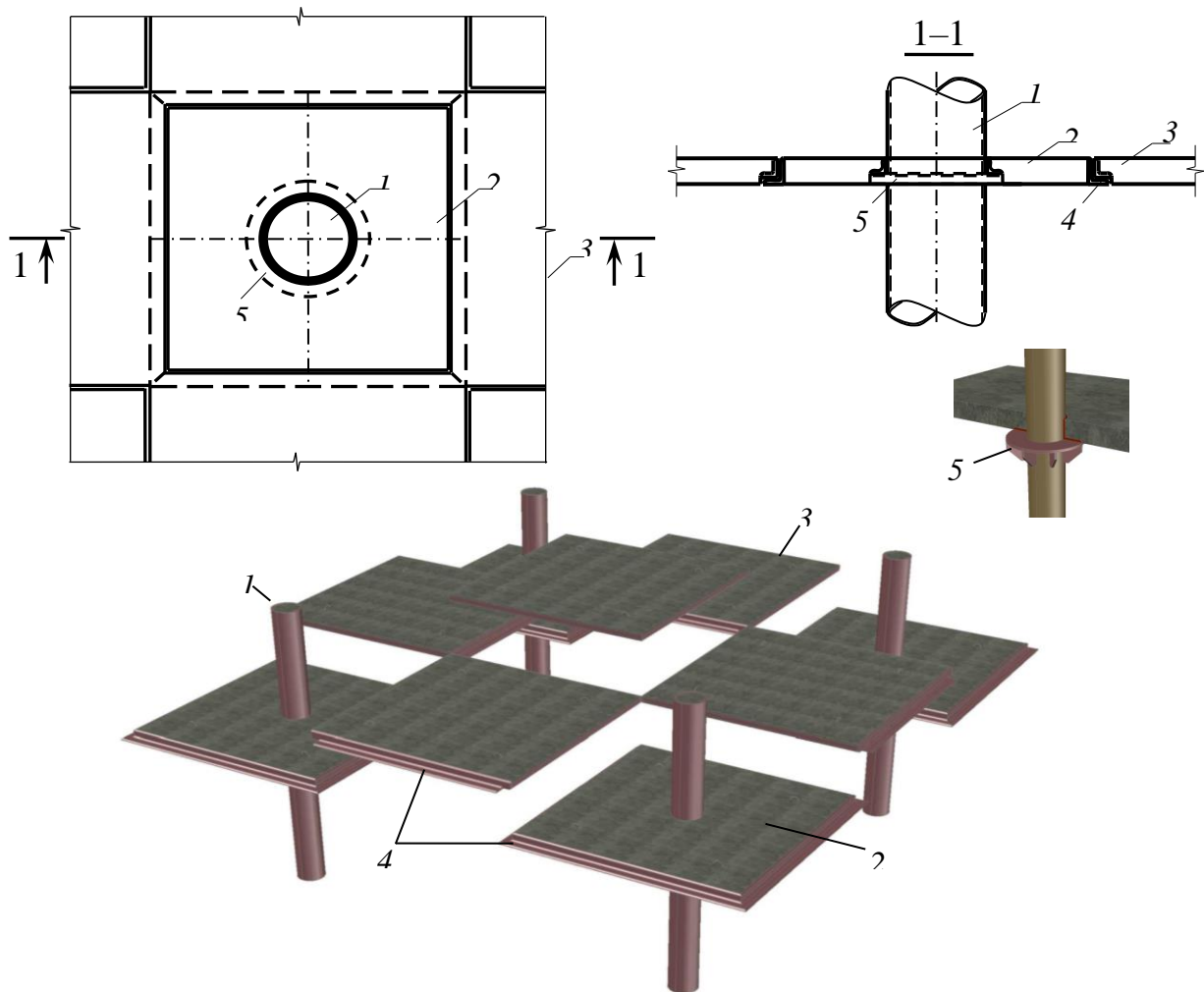


Рис. 10.1. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття системи А:

1 – труботетонна колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита;
4 – сталеве обрамлення; 5 – консоль

При такій схемі надколонна плита безбалкового збірного сталезалізобетонного перекриття кріпиться безпосередньо до труботетонної колони за допомогою зварювання. Для передачі навантаження з перекриття на колону по її контуру встановлена консоль, до якої приварена плита. Консоль являє собою сталеве обрамлення з кутиків. Міжколонна плита встановлюється між двома надколонними плитами та фіксується в проектному положенні за допомогою зварювання. Міжколонні й надколонні плити складаються з контурних сталевих рам, які можуть бути виготовлені з кутиків за допомогою електрозварювання, залізобетонних плит і арматурних сіток. Такі плити виготовляються на рівній поверхні-майданчику, тому при їх виготовленні опалубка не використовується взагалі. У випадку, коли міжколонна плита повинна бути

попередньо напруженою, зусилля від попередньо напруженої арматури може сприйматися каркасом із прокатних профілів. Відкриті частини сталеві рами можливо використовувати як закладні деталі. При такій схемі безбалкового збірного сталезалізобетонного перекриття значно спрощується конструкція стику колони з плитою, самих плит між собою за допомогою зварювання, а також процес монтажу будівлі, для якого не потрібні додаткові дорогі пристрої, що приводить до економії трудо- та енерговитрат і скорочення термінів будівництва.

Однією з задач проектування стає зменшення загальної кількості та трудомісткості швів поєднання елементів перекриття. Розглянемо запропонований нами фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття (рис. 10.2).

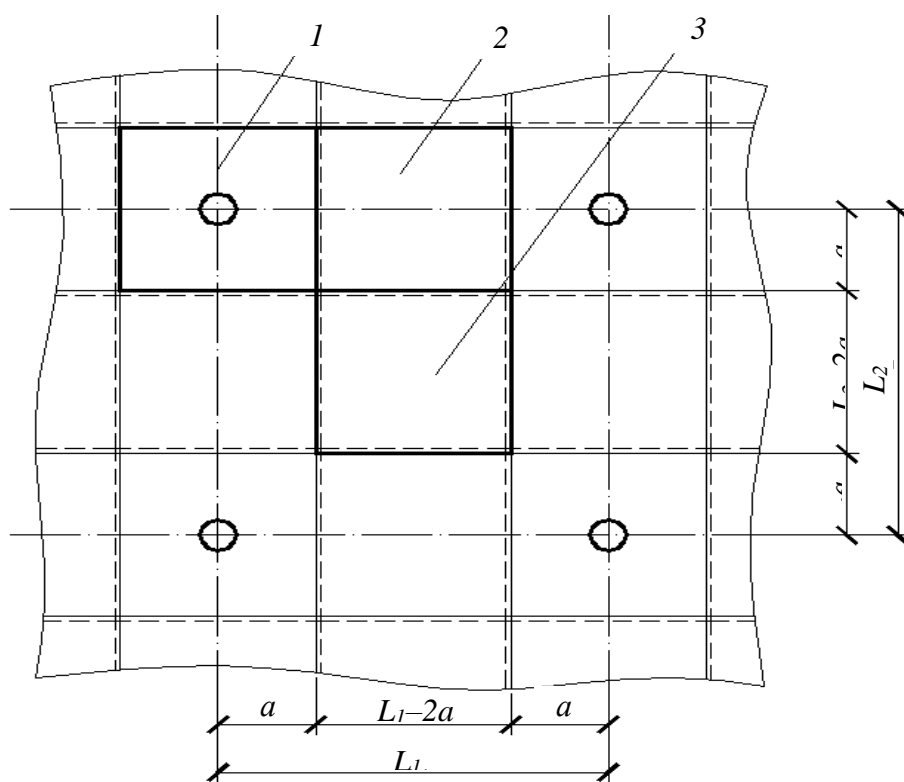


Рис. 10.2. Фрагмент розрахункової схеми сталезалізобетонного безбалкового перекриття системи А:

1 – надколонна плита, 2 – міжколонна плита, 3 – пролітна плита

При використанні даної схеми довжина швів, за допомогою яких елементи перекриття поєднуються в одне ціле, в межах однієї чарунки, є незмінною і складає:

$$L_{\text{шел}} = L_1 \cdot 2 + L_2 \cdot 2. \quad (2.1)$$

Іншим важливим чинником в проектуванні збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття є визначення розмірів відправних елементів. Чинниками, що впливають на них, є внутрішні силові фактори та маса елементів. Розрахункова схема сталезалізобетонного безбалкового перекриття являє собою плити, що поєднані плитним шарніром (рис. 10.3).

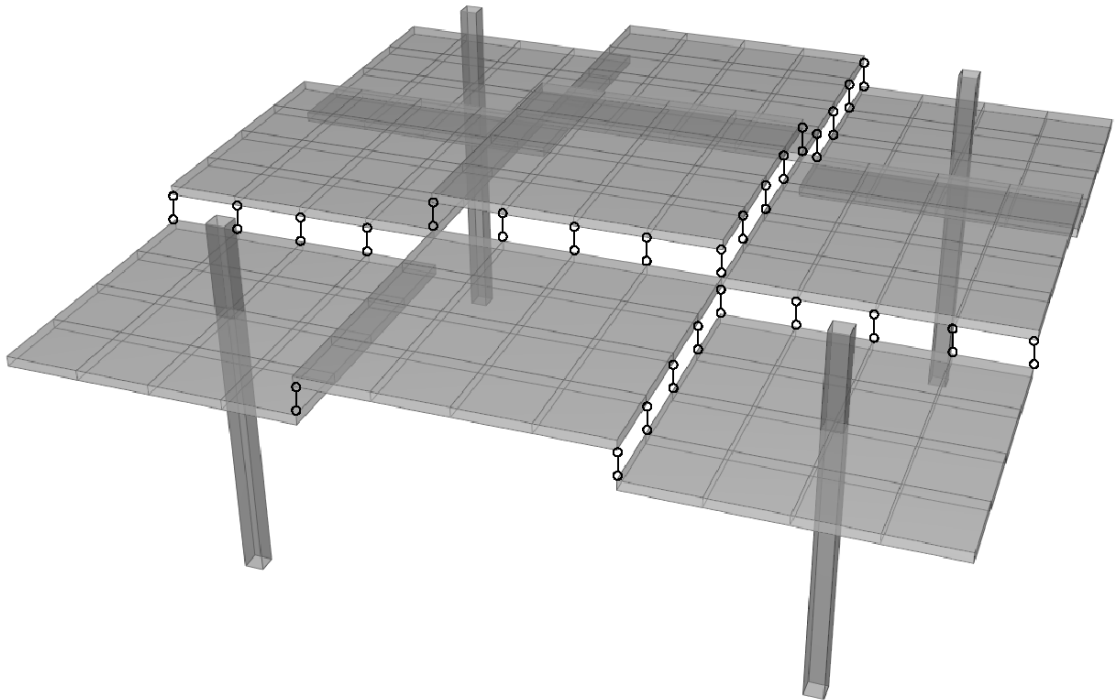


Рис. 10.3. Розрахункова модель сталезалізобетонного безбалкового перекриття

Напружено-деформований стан пластини можна описати за допомогою рівняння:

$$D \left(\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right) = q(x, y), \quad (2.2)$$

де D – циліндрична жорсткість конструкції;

$W(x, y)$ – функція прогинів;

$q(x, y) = q_0 = \text{const}$ – рівномірно розподілене навантаження.

Середні плити (елементи) спираються по контуру на міжколонні панелі, вирішення рівняння записано у вигляді подвійних тригонометричних рядів (рішення Нав'є), (вважаємо $L_1=L_2=L$):

$$W(x, y) = \frac{16q_0(L-2a)^4}{\pi^6 D} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{a}}{mn(m^2+n^2)^2};$$

$$M(x, y) = \frac{16q_0(L-2a)^4}{\pi^4} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(m^2+n^2\nu) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{a}}{mn(m^2+n^2)^2},$$

де ν – коефіцієнт Пуассона;

m, n – цілі непарні числа (1, 3, 5, ...).

Міжколонна плита представляє собою пластину, що обперта на дві сторони, а дві інші сторони є вільними, на які діють опорні реакції, які виникли в результаті обпирання середньої панелі. Прогин такої пластини визначається за формулою:

$$W(x, y) = \frac{q_0(L-2a)^4}{D} \sum_{m=1}^{\infty} \left(\frac{4}{\pi^5 m^5} + A_m \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{a} + B_m \frac{m\pi y}{a} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) \sin \frac{m\pi x}{a},$$

де

$$A_m = \frac{4}{m^5 \pi^5} \frac{\nu(1+\nu) \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{2(L-2a)} - \nu(1-\nu) \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{2(L-2a)}}{(3+\nu)(1-\nu) \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{2(L-2a)} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{2(L-2a)} - (1-\nu)^2 \frac{m\pi a}{2(L-2a)}};$$

$$B_m = \frac{4}{m^5 \pi^5} \frac{\nu(1+\nu) \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{2(L-2a)}}{(3+\nu)(1-\nu) \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{2(L-2a)} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{2(L-2a)} - (1-\nu)^2 \frac{m\pi a}{2(L-2a)}}.$$

Згинальний момент визначається за відомим залежностями:

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right);$$

$$M_y = -D \left(\nu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right).$$

Надколонна плита спирається на колону, що має відповідні геометричні розміри. Прогин такої пластини визначається за формулою:

$$W(x, y) = \frac{q}{384D\left(\frac{EI_0}{aD} + \delta\right)} \left[\frac{EI}{aD} (16x^4 - 24a^2x^2 + 5a^5) + \frac{EI}{aD} (16y^4 - 24a^2y^2 + 5a^5) \right] + \sum_{m=1}^{\infty} A_m ch \frac{m\pi y}{a} \cos \frac{m\pi x}{a} + \sum_{m=1}^{\infty} B_m ch \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{m\pi y}{a},$$

де A_m та B_m коефіцієнти, що визначені вище;

EI_0 – умовна жорсткість сусідніх міжколонних панелей.

Наведені залежності складно аналізувати аналітичним методом, тому подальші розрахунки будемо проводити в чисельній формі. Для порівняння задамося відповідними геометричними розмірами панелей та дослідимо згинальні моменти що виникають в них.

При визначенні оптимальних розмірів елементів перекриття повинна виконуватися рівність розрахункового моменту на опорі та в прольоті. Проведені розрахунки (рис. 10.4) для кроку колон 6 м та товщині плити 180 мм показують, що оптимальним є розмір надколонної плити 2×2 м, міжколонної плити 2×4 м, та пролітної плити 4×4 м.

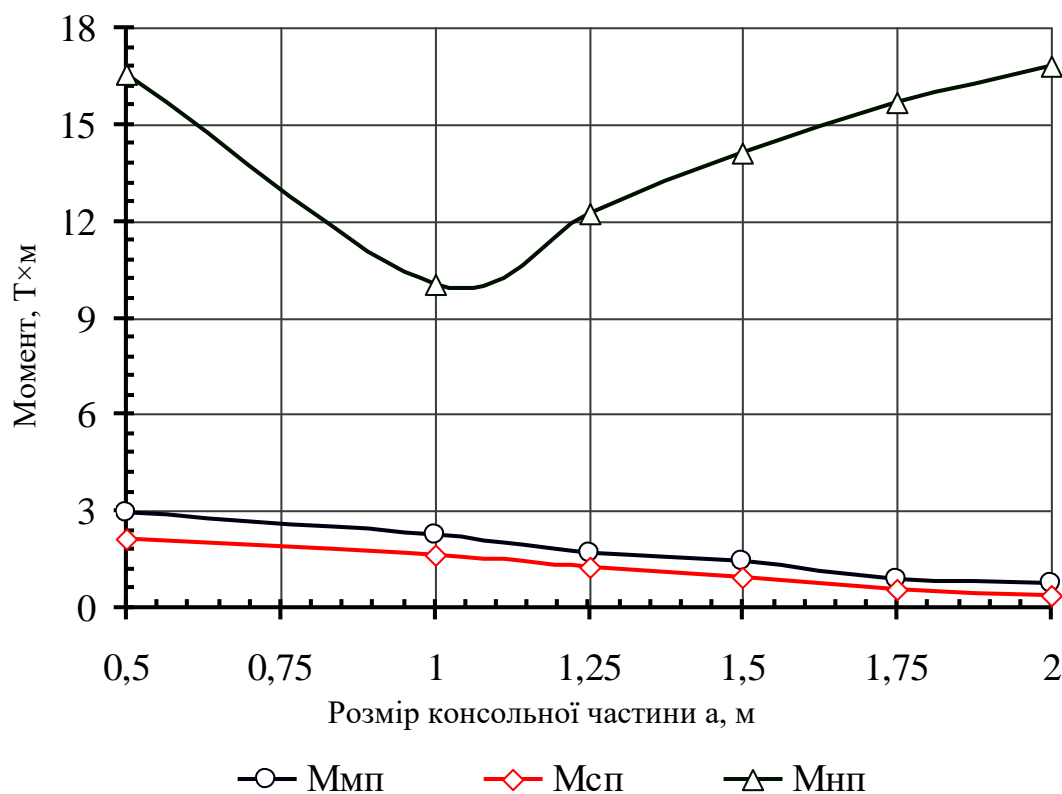


Рис. 10.4. Розрахунковий момент в елементах перекриття

M_{mn} – момент в міжколонній панелі, M_{cn} – момент в середній панелі,

Дещо інша система використана в перекритті КУБ 2,5 (конструкції універсальні безбалкові), де розмір панелей прийнятий (для кроку колон 6 м) відповідно 3×3 м для всіх елементів. Даний вибір був обумовлений необхідністю використання однакової по формі опалубки. Ці недоліки подолані в сталезалізобетонному безбалковому перекритті.

Отриманий розподіл моментів відповідає оптимальному розподілу товщини в елементах суцільної пластини.

Відповідно визначений для даної системи розподіл маси елементів сталезалізобетонного безбалкового перекриття в залежності від розміру консольної частини (рис. 10.5).

При збільшенні прольоту конструкцій виявлено, що маса пролітної плити суттєво зростає, тому її доцільно розділити на окремі лінійні елементи. Досліджуючи розміри елементів можна отримати нову принципово іншу конструктивну систему (рис. 10.5).

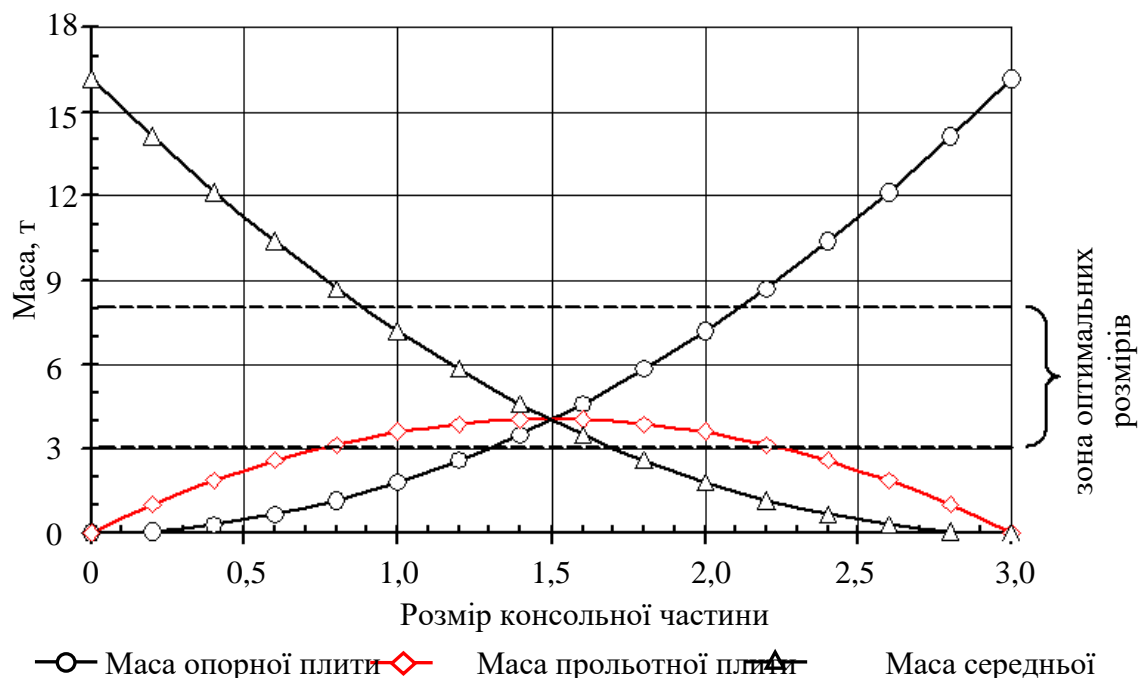


Рис. 10.5 Розподіл маси елементів сталезалізобетонного безбалкового перекриття з надколонною плитою в залежності від розміру консольної частини

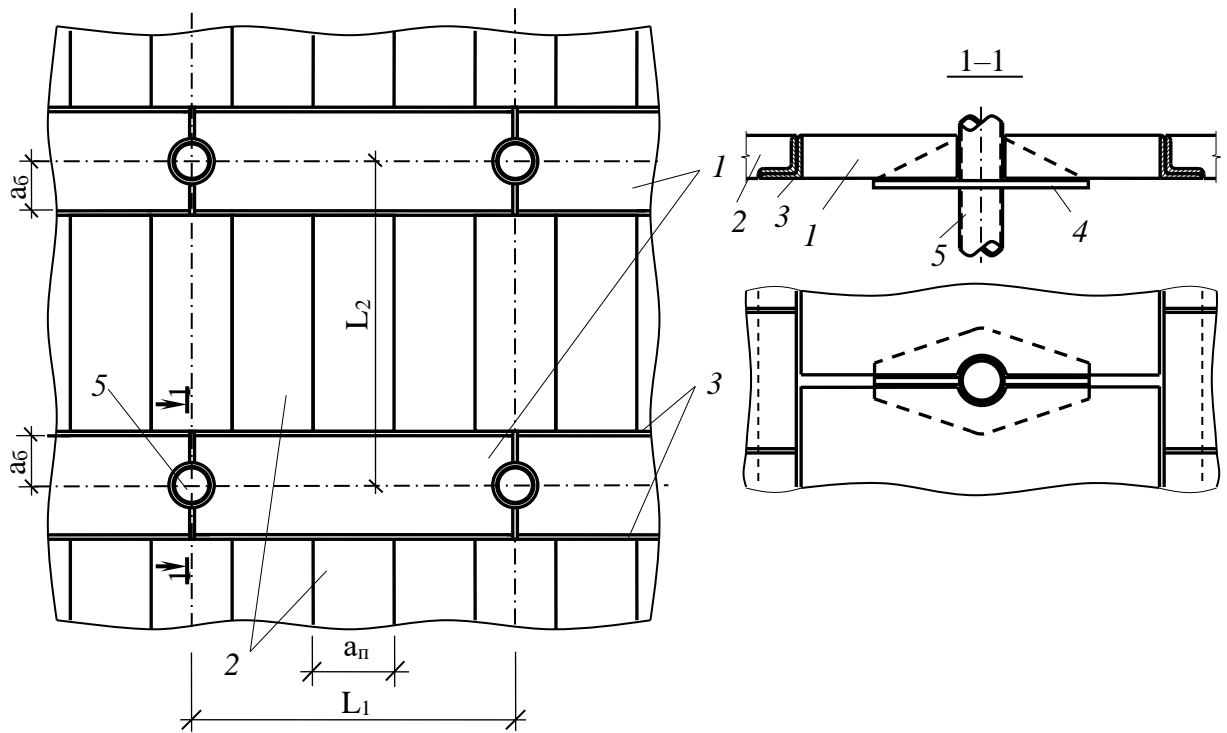


Рис. 10.6. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття системи В:

1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита; 3 – сталеве обрамлення;
4 – сталевий диск; 5 – труобетонна колона

Представлене (рис. 10.6) перекриття складається з плоских міжколонних плит зі сталевим обрамленням та пролітних плит, опертих на дві протилежні сторони. Міжколонні плити опираються безпосередньо на консолі, що приварені до труобетонних колон та повністю заховані в товщу перекриття, при цьому капітелі не використовуються. Пролітні плити встановлюються на висаджені грані сталевих обрамлень міжколонних плит та фіксуються в проектному положенні за допомогою електрозварювання.

Слід враховувати, що при використанні наведеної конструктивної системи збільшується довжина швів між плитами:

$$L_{ув2} = a_6 \cdot 4 + L_1 + (L_2 - a_6 \cdot 2) \cdot n.$$

Так при використанні першої системи $L_{ув1} = 24$ м (проліт 6 м, маса найбільшої (середньої) плити 8 т), при використанні другої системи $L_{ув2} = 30$ м (проліт 6 м, маса найбільшої (міжколонної) плити 5,4 т).

Для наведеної системи, можна визначити розподіл маси елементів в залежності від розміру консольної частини a_6 , (рис.2.9).

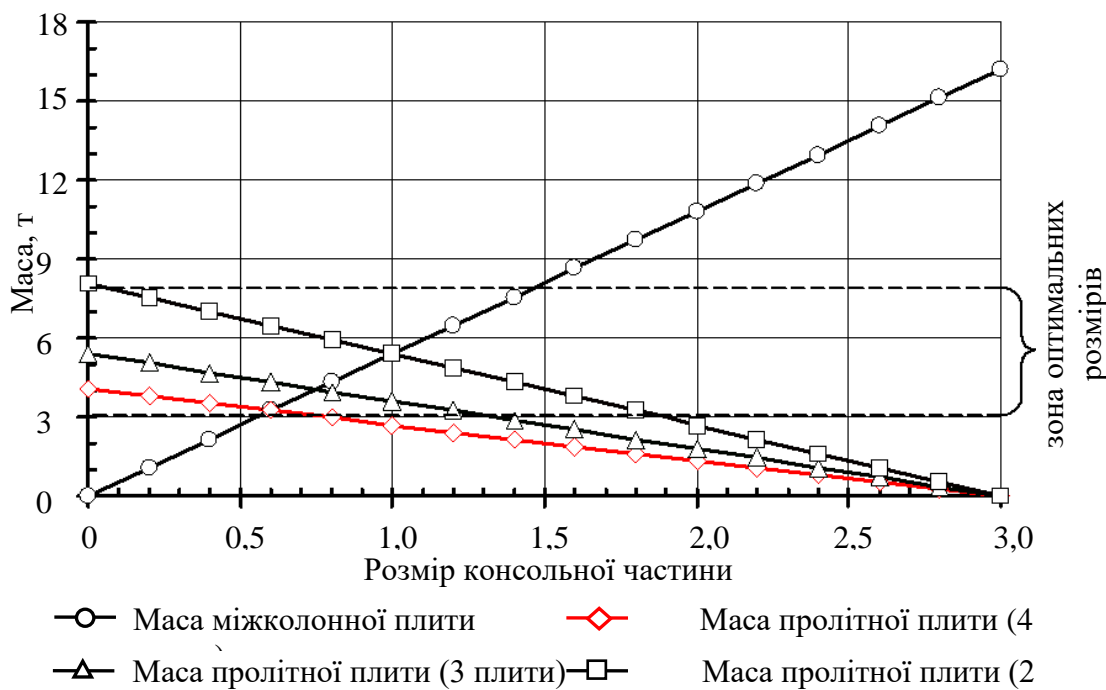


Рис. 10.7. Розподіл маси елементів сталезалізобетонного безбалкового перекриття з міжколонною плитою в залежності від розміру консольної частини та кількості другорядних дисків

Досліджуючи вище наведені схеми було отримано нову систему сталезалізобетонного безбалкового перекриття з найменшою довжиною швів між елементами (рис 10.8).

Таке перекриття складається з плоских міжколонних плит та плит-вставок, що також мають сталеве обрамлення, яке виготовлене з кутиків. Особливістю запропонованого збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття є те, що міжколонні плити спираються безпосередньо на сталеві диски-консолі, що приварені до трубобетонних колон, при цьому надколонні плити-капітелі не використовуються. Плити-вставки встановлюються на висаджені грані сталевих обрамлення міжколонних плит та фіксуються в проектному положенні за допомогою електрозварювання. При цьому плити-вставки мають обпирання по контуру.

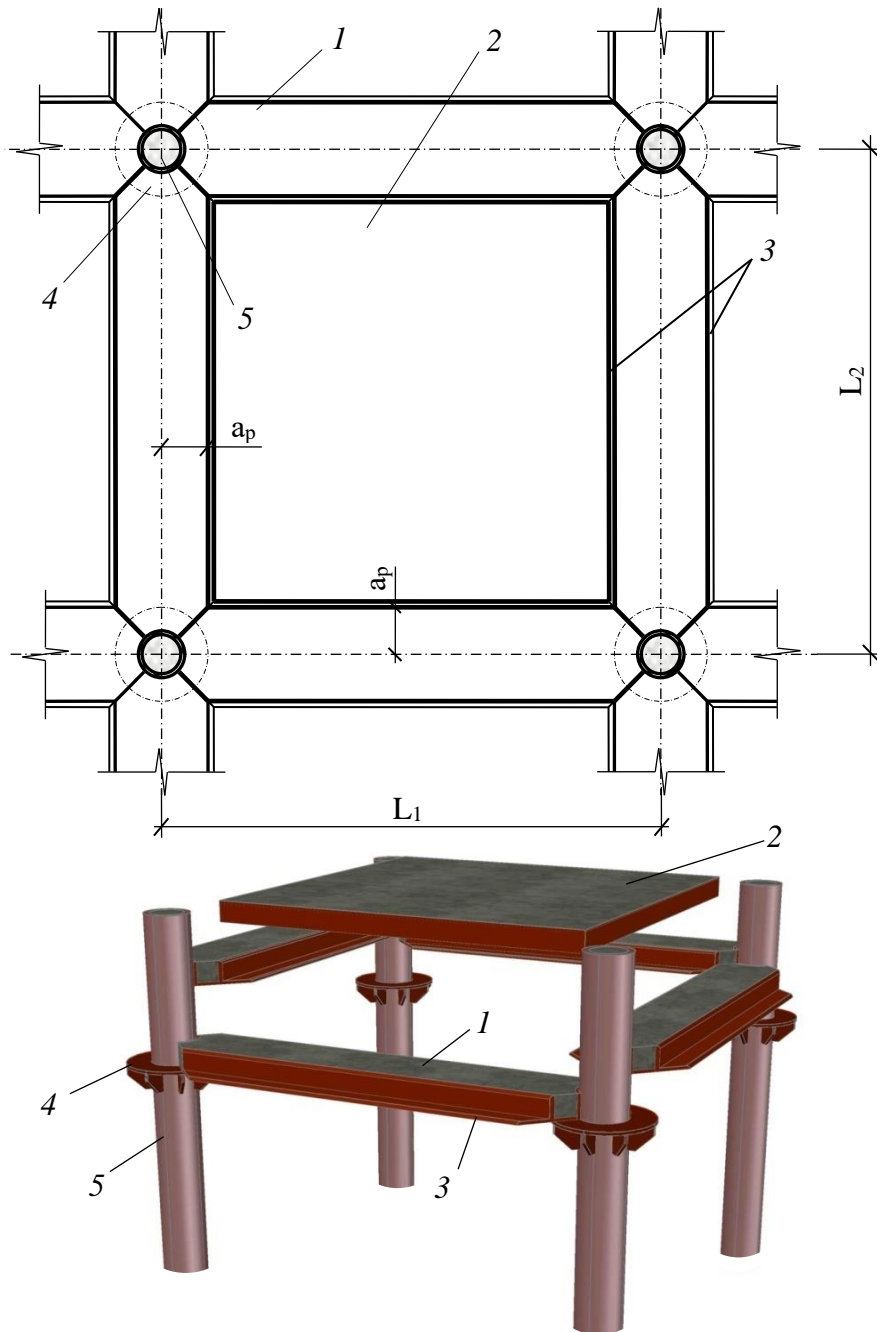


Рис. 10.8. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття з плитою-вставкою системи С:
 1 – міжколонна плита; 2 – плита-вставка; 3 – сталеве обрамлення;
 4 – сталевий диск; 5 – труобетонна колона

При використанні наведеної конструктивної системи дещо зменшується довжина швів між панелями:

$$L_{ув2} = (L_1 - a_p \cdot 2) \cdot 2 + (L_2 - a_p \cdot 2) \cdot 2 + a_p \cdot 4\sqrt{2}.$$

При використанні третьої системи $L_{ув2} = 21,65$ м (проліт 6 м, маса найбільшої (міжколонної) панелі 8 т). На рисунку 10.9 наведено розподіл маси елементів

сталезалізобетонного безбалкового перекриття з плитою вставкою в залежності від розміру консольної частини.

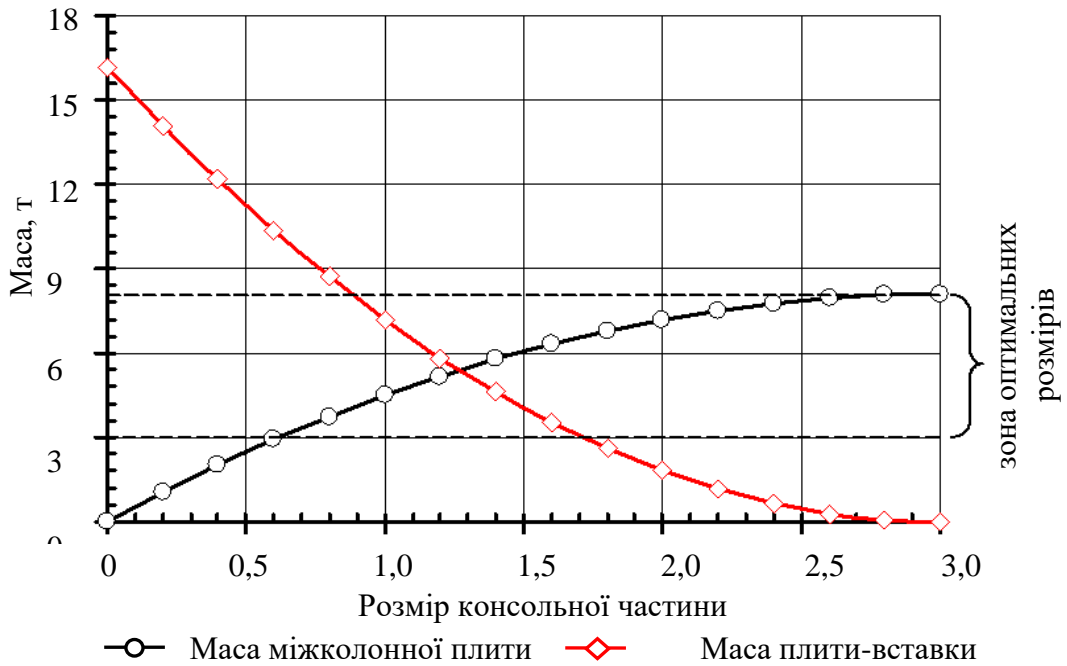


Рис. 10.9. Розподіл маси елементів сталезалізобетонного безбалкового перекриття з плитою-вставкою в залежності від розміру консольної частини

Спираючись на досвід проектування параметрів монолітної плити визначені товщини панелей відповідно до розміру прольоту конструкції (рис. 2.12).

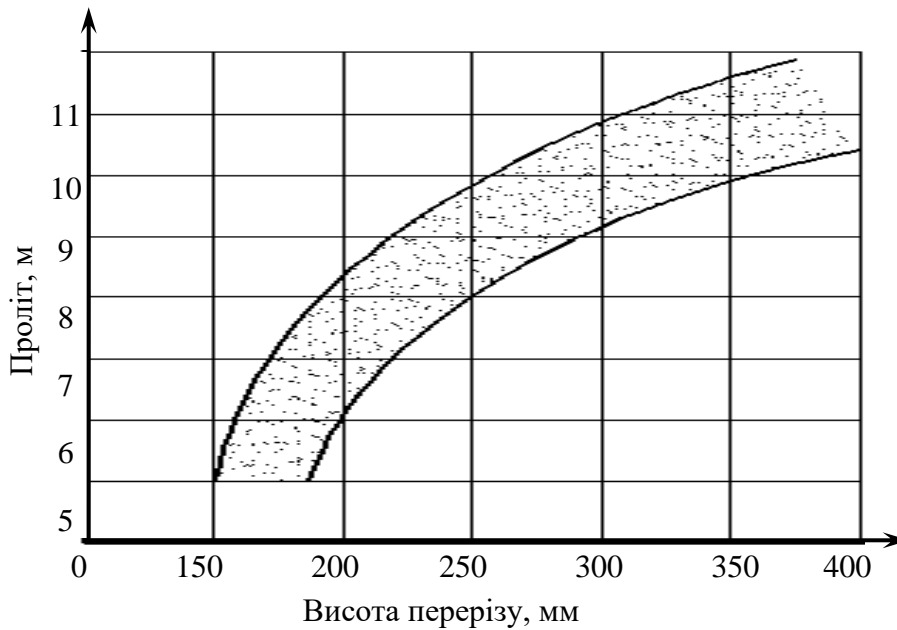


Рис. 10.10. Оптимальний розподіл висоти перерізу в залежності від прольоту

Відповідно до оптимальної висоти безбалкового перекриття можна визначити вагу його 1 м^2 (рис. 10.11).

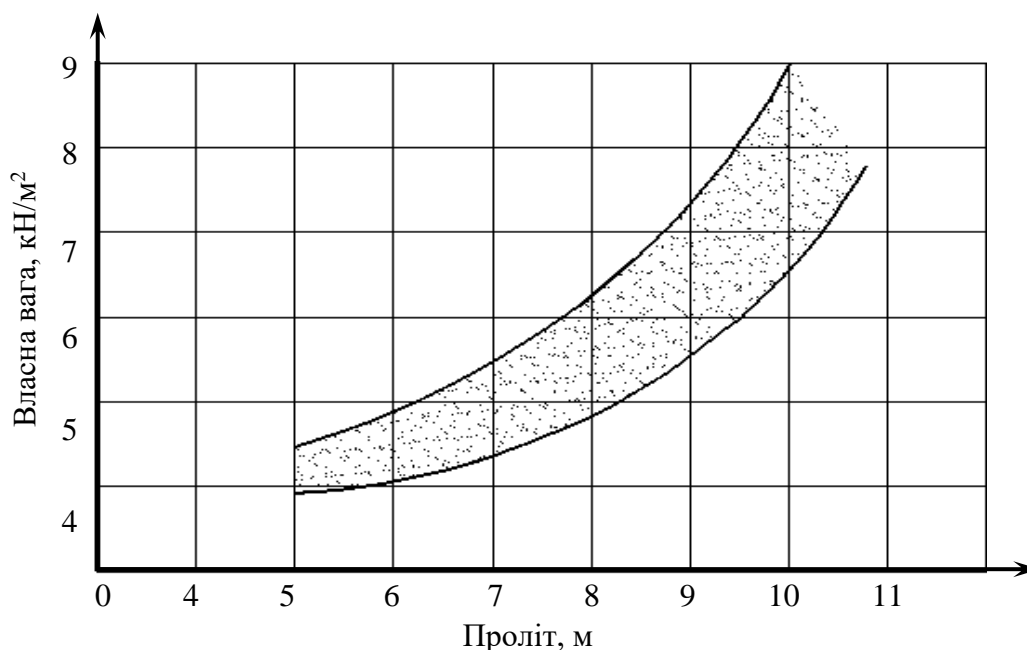


Рис. 10.11. Значення ваги перекриття в залежності від прольоту

Слід зазначити, що всі конструктивні схеми сталезалізобетонних безбалкових перекриттів, об'єднує те, що у якості колон для їх обпирання досить зручно використовувати труобетон, відомий своїми численними перевагами. Основними перевагами створених конструкцій перекриттів є відносна простота у виготовленні, надійність, зручність монтажу та можливість використання великих прольотів, що дозволяє варіювати архітектурно-планувальними рішеннями з підвищенням функціональності, комфортності й зручності експлуатації будівель. При застосуванні створених конструктивних схем безбалкових перекриттів з'являється можливість поліпшити функціональні якості будівель за рахунок значного розширення трансформації приміщень та їх перепланування у випадку зміни технології або призначення об'єктів. Такі перекриття можуть бути використані при спорудженні житлових і цивільних будівель.

У рамках підходів до проектування зазначених вище конструкцій з'являється можливість влаштування сталезалізобетонних безбалкових перекриттів з прольотом до 7 м. Подальше збільшення прольоту призводить до зростання матеріалоємності та власної ваги. У цьому випадку доцільним є перехід від

безбалкових до часторебристих перекриттів, що можуть містити різноманітні за своїм поперечним перерізом сталезалізобетонні плити та балки. Досліджуючи оптимальний розподіл товщини суцільної пластини можна зробити висновок, що доцільним є використання часторебристих перекриттів з розташуванням ребер як за стандартною схемою (система головних та другорядних балок, кесонне перекриття), так і за новою схемою (рис. 10.12).

Для оптимального розподілу зусиль необхідно щоб $M_{on} = M_{np}$

$$\dot{I}_{ii} = \frac{q(L-2a)^2}{8} = \dot{I}_{i\delta} = \frac{qa^2}{2} + Ra; \quad (2.13)$$

$$R = \frac{q(l-2a)}{2};$$

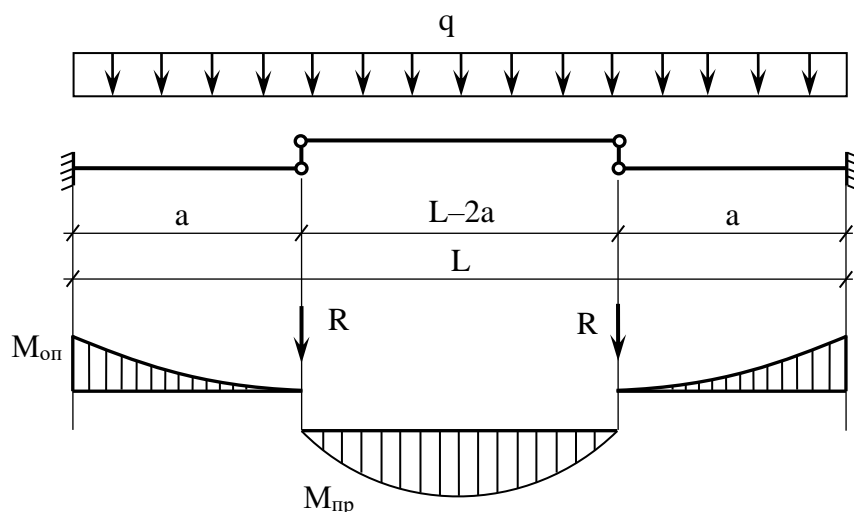


Рис. 10.12. Розрахункова схема перекриття

$$\frac{q(L-2a)^2}{8} = \frac{qa^2}{2} + \frac{q(l-2a)}{2}a;$$

$$a^2 - aL + \frac{L^2}{8} = 0;$$

$$a = \frac{L(\sqrt{2}-1)}{2\sqrt{2}} = 0.146L.$$

Відповідно до отриманої залежності можливо визначати оптимальні розміри балок для часторебристого перекриття.

10.2. Сутність запропонованих часторебристих перекриттів, а також окремих їх елементів

Як уже було зазначено, ефективним є використання безбалкових перекриттів з розмірами сітки колон 6×6 м. Зі збільшенням цих розмірів зростає товщина перекриття, а, відповідно, і його вага, тому в цьому випадку доцільним є перехід від безбалкових до часторебристих (кесонних) перекриттів, що утворюються членуванням перекриття на квадратні або прямокутні поля з ребрами-балками.

Балкові системи є найбільш масовими і застосовуються для перекриття малих та середніх прольотів. Розвиток ефективних способів з'єднання металевих елементів сприяє широкому застосуванню прокатних профілів для армування залізобетонних конструкцій. Відомо, що досить ефективними несучими елементами перекриттів можуть бути сталезалізобетонні балки як окремо, так і в складі споруд у вигляді складених конструкції, в котрих раціонально використовується міцнісні властивості бетону та сталі. Перерізи таких балок також можуть бути різними.

Застосування балок із жорсткою зовнішньою арматурою ґрунтується на сумісності деформування сталі й бетону. В основу запропонованих балок покладено завдання підвищення несучої здатності, надійності, зменшення витрат сталі й бетону конструкцій, зміни технології виготовлення і ефективних засобів забезпечення сумісної роботи бетону зі сталевим елементом, що дає можливість уникнути опалубних робіт, економити матеріали, а також спростити і прискорити виготовлення та монтаж конструкцій.

На рисунку 2.15 зображена комбінована залізобетонна балка двотаврового перерізу. Конструкція складається із залізобетонної плити з арматурним каркасом, сталевих стінки та полички тавра. Для підвищення жорсткості балки можливе використання поперечних ребер. Сумісна робота бетону та сталевих складових конструкції забезпечується за допомогою анкерів, які приварюються до верхньої частини сталевій стінки елемента. В проектне положення балка встановлюється на опорні ребра.

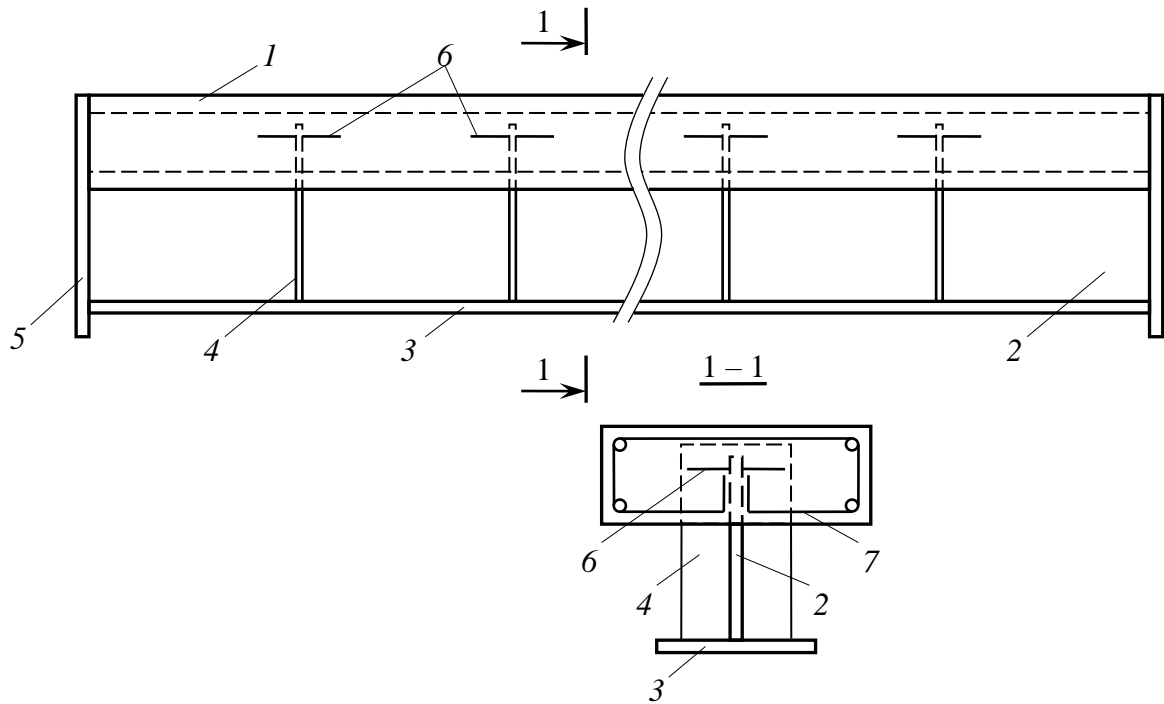


Рис. 10.13. Комбінована залізобетонна балка двотаврового перерізу

Виготовлення комбінованої залізобетонної балки двотаврового перерізу відбувається в перевернутому стані і може виконуватись безпосередньо на будівельному майданчику. При цьому, заздалегідь змонтований сталевий елемент конструкції поміщається в свіжий, ще не затверділий бетон балки, для виготовлення якої застосовують нескладну опалубку. При затвердінні бетон міцно зчіплюється зі сталевими елементами та під впливом зовнішніх зусиль обидва конструктивні елемента працюють сумісно. В окремих випадках залізобетонний пояс може бути виготовлений у вигляді плити, яка виконуватиме й огорожувальні функції.

На рисунку 10.14 зображена таврова сталезалізобетонна балка зі стрічковим армуванням. Балка складається із залізобетонної лінійної конструкції таврового перерізу і сталевих стрічкових листів, що розміщені на протилежних гранях стінки тавра та виконують роль жорсткої арматури й частково незнімної опалубки. Сталеві листи з'єднуються між собою за допомогою арматурних хомутів. У верхній частині балки влаштовується арматурна сітка.

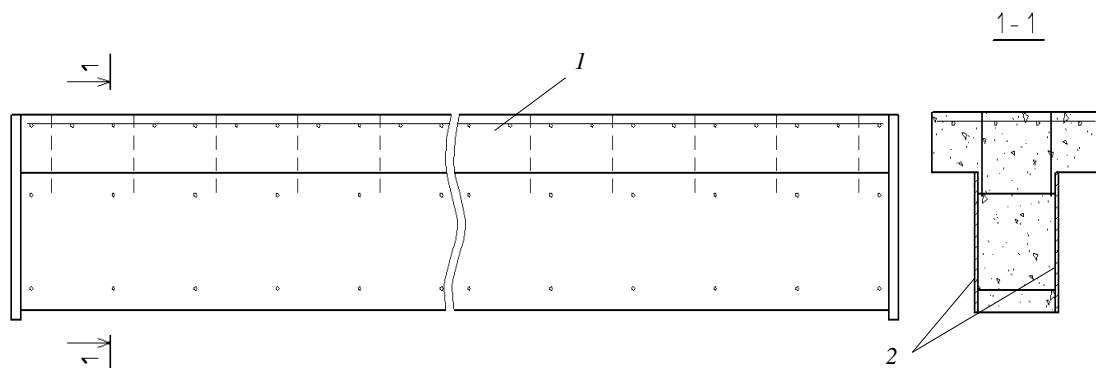


Рис. 10.14. Сталезалізобетонна балка таврового перерізу

зі стрічковим армуванням:

1 – залізобетонна складова; 2 – сталеві листи

Виготовлення запропонованої балки, як і в попередньому випадкові, доцільно проводити в перевернутому стані після кріплення анкерних хомутів до листової сталі та встановлення нескладної опалубки. Відкриті частини сталевих листів можливо використовувати як закладні деталі для кріплення технологічного обладнання тощо. Зовнішня арматура у вигляді сталевих листів виключає необхідність багаторядного розміщення стрижнів по висоті перерізу, як це часто має місце в звичайних залізобетонних елементах, а також дозволяє економічно використовувати сталь і значно спростити укладання та ущільнення бетонної суміші при виготовленні конструкції.

Особливістю роботи таврової сталезалізобетонної балки зі стрічковим армуванням є те, що сталеві листи працюють сумісно із залізобетонною складовою конструкції завдяки арматурним хомутам. Під впливом навантаження в стиснутій зоні елемента бетон знаходиться в об'ємно-напруженому стані за рахунок того, що листові арматури перешкоджає його вільним деформаціям в поперечному напрямку. Таке конструктивне рішення дозволяє сприймати великі згинальні моменти та ідеально працювати на поперечну силу завдяки бетону, який знаходиться в складному напруженому стані, а також вертикальних листів, що добре працюють на зріз.

Сутність іншої запропонованої схеми балки з армуванням трубами полягає в конструктивному рішенні поперечного перерізу, що виконане зі сталеві труби, яка сумісно працює з лінійною залізобетонною складовою конструкції. На рисунку

10.15 зображена сталезалізобетонна балка з армуванням трубами. Балка складається із залізобетонної лінійної конструкції 1 та зовнішньої сталеві труби 2, що виконує роль жорсткої арматури. У верхній частині балки вкладається арматурна сітка. Труба з'єднується із залізобетонною плитою за допомогою сталевих трубок 3.

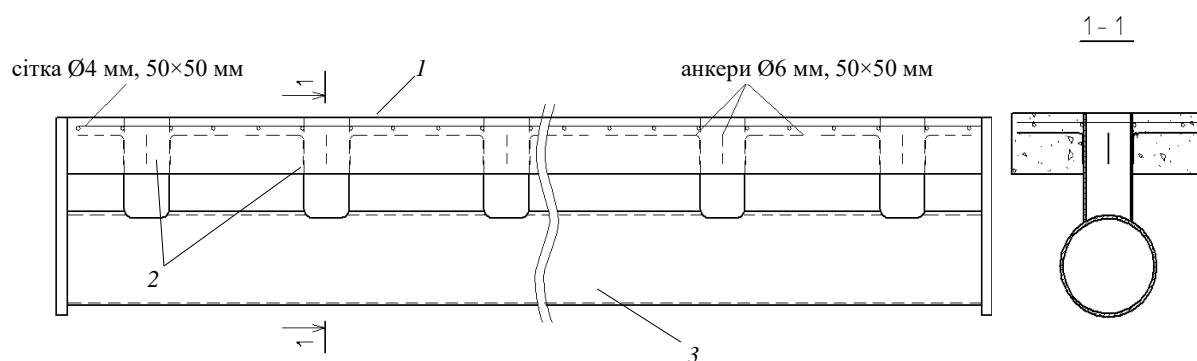


Рис. 109.15. Сталезалізобетонна балка з армуванням трубами:

1 – залізобетонна складова; 2 – зовнішня сталева труба;

3 – сталеві трубки

При виготовленні наведеної балки в перевернутому положенні значно спрощується процес бетонування плити. Сталева труба з'єднуються з бетоном до початку його твердіння. При затвердінні бетон міцно зчіплюється зі сталевими трубками і під впливом зовнішніх зусиль обидві конструкції працюють сумісно. Використання такої схеми армування балок дає змогу зменшити масу та одержати економію матеріалів при однаковій несучій здатності порівняно із залізобетонними конструкціями. У випадку необхідності відкрита поверхня труби забезпечує легке підсилення сталезалізобетонних конструкцій, а також використання сталеві трубки як закладних деталей та елементів опорних вузлів. Привабливою є можливість виготовляти безпосередньо на будівельному майданчику попередньо напружені конструкції з використанням трубобетонного елемента. Таке конструктивне рішення дозволяє сприймати великі згинальні моменти й ідеально працювати на поперечну силу.

Як наслідок, усе це веде до збільшення несучої здатності згинальних елементів, дає можливість ефективніше використовувати фізико-механічні властивості матеріалів та економити цемент і сталь.

Системи перехресних балок, наведених на рисунках 10.13, 10.14 можуть утворювати часторебристі сталезалізобетонні перекриття різних форм. Незважаючи на переваги існуючих залізобетонних часторебристих перекриттів перед іншими конструкціями, вони не знайшли широкого застосування у сучасному будівництві. Це пояснюється значною трудомісткістю та складністю їх будівництва, особливо із монолітного залізобетону. Під час їх зведення необхідним є використання спеціальних коробчастих елементів, влаштування підтримуючих риштувань, виконання трудомістких робіт з армування, а також вирішення технічних питань, пов'язаних з багато-стадійністю технології їх монтажу. Економічність сталезалізобетонних конструкцій із використанням профілів порівняно з традиційними залізобетонними забезпечується за рахунок більш ефективного використання жорсткої арматури шляхом раціонального її розміщення, що дає можливість отримати приріст міцності та жорсткості. Зокрема, запропонована конструктивна форма – часторебристе сталезалізобетонне перекриття, сутність якої полягає у тому, що в її основу покладено принцип розподілення функцій елементів конструкції за матеріалами при їх раціональному співвідношенні в просторовому формоутворенні. Залізобетонна складова такого перекриття працює в основному на стиск, а сталева складова – на розтяг.

Запропоноване нами часторебристе сталезалізобетонне перекриття (рис. 10.16) складається із залізобетонної плити 1 та поєднаних із нею в одне ціле в процесі будівництва перехресних сталевих балок 2 таврового перерізу. Особливістю роботи часторебристого сталезалізобетонного перекриття є те, що сталеві балки в ньому працюють сумісно із залізобетонною плитою. При цьому зменшується вага самої конструкції за рахунок виключення бетону з перехресних балок та забезпечується необхідна жорсткість конструкції в цілому, а також спрощується процес виготовлення такого перекриття, для якого не потрібні складні риштування.

Часторебристе сталезалізобетонне перекриття може будуватися як у збірному, так і в монолітному варіанті.

У монолітному варіанті часторебристе сталезалізобетонне перекриття раціонально виготовляти в цілому за розмірами приміщення в плані. Заздалегідь змонтовану систему сталевих складених перехресних балок можна з'єднати зі свіжим, ще не затверділим бетоном плити, для виготовлення якої застосовують нескладну опалубку. При затвердінні бетон міцно зчіплюється зі сталевими балками та під впливом зовнішніх зусиль обидві конструкції працюють сумісно. Сталеві складені балки таврового перерізу можна прикріпити до плити за допомогою закладних деталей і анкерів. При такій схемі суцільне сталезалізобетонне перекриття має розміри в плані, обмежені технологічними можливостями кранового обладнання при її монтажі.

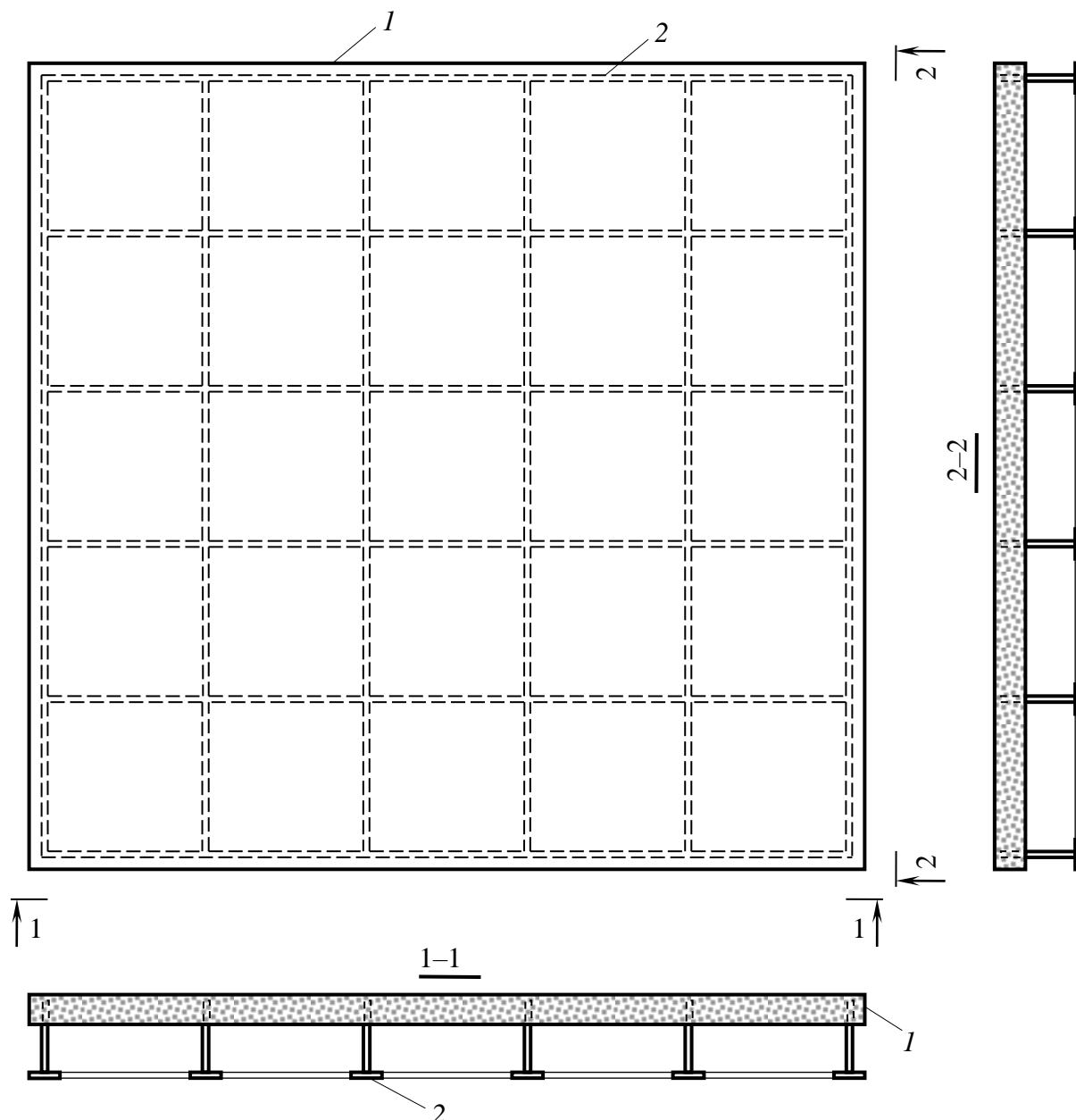


Рис. 10.16. Часторібристе сталезалізобетонне перекриття:
 1 – залізобетонна плита; 2 – сталеві балки таврового перерізу

При великопролітних перекриттях доцільним є варіант, коли часторібристе сталезалізобетонна конструкція збирається з окремих сталезалізобетонних секцій. При цьому запропоновані нами два варіанти, коли плита розділяється на лінійні збірні елементи або на окремі елементи – „кристали”.

У першому варіанті часторібристе сталезалізобетонне перекриття розділяється на окремі лінійні балкові елементи (рис. 10.17).

У цьому випадкові кожен із елементів складається із залізобетонної плити, довжина якої відповідає прольоту перекриття, та поєднаних з нею під час

виготовлення елементів сталевих таврових балок. Лінійні елементи, з котрих збираються часторебристі сталезалізобетонні перекриття, якщо це дозволяють їх габарити й вага, можуть виготовлятися як у заводських умовах, так і безпосередньо на будівельному майданчику з подальшим монтажем усієї конструкції чи з окремих елементів безпосередньо в проектному положенні.

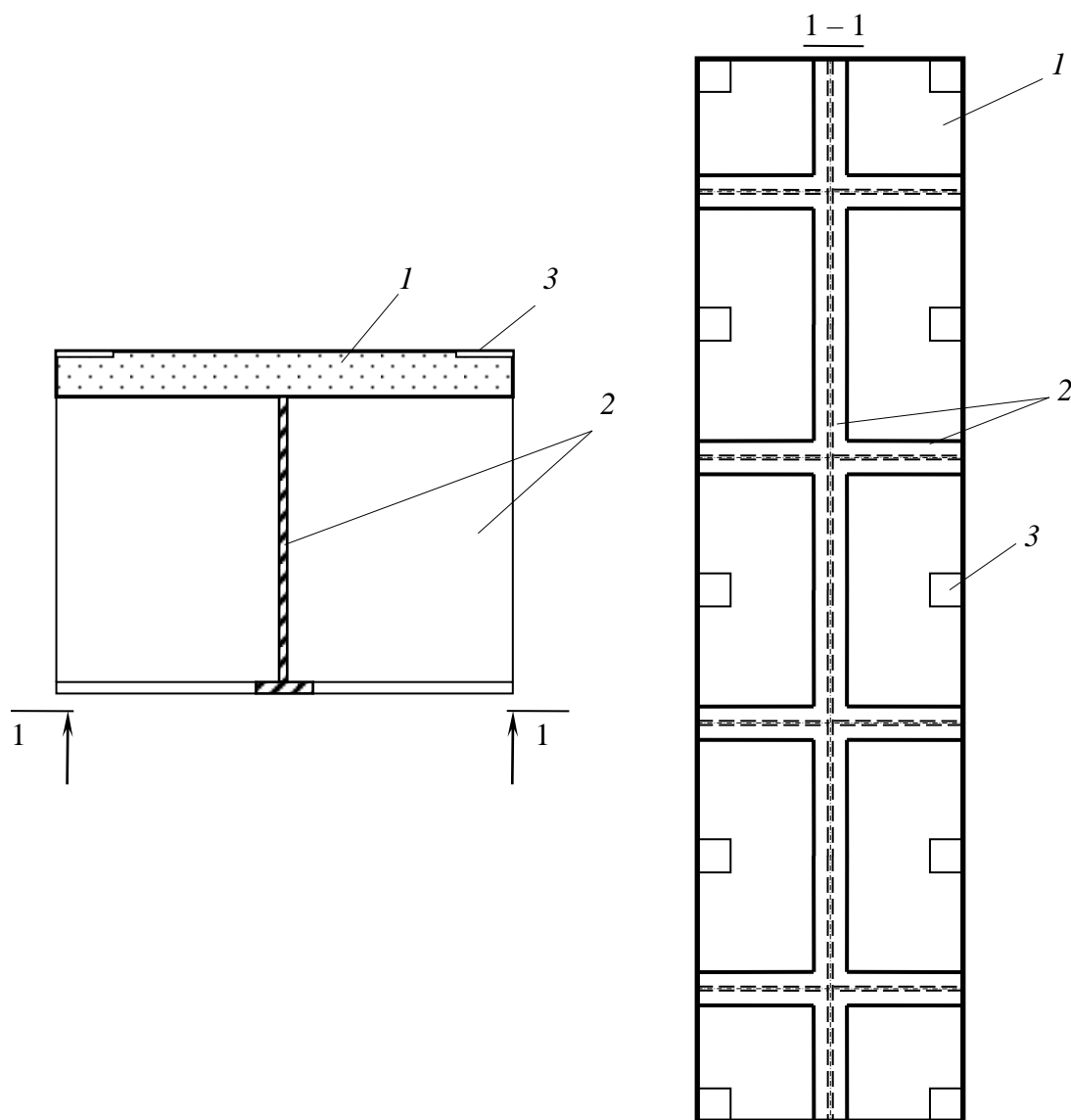


Рис. 10.17. Лінійний елемент часторебристого сталезалізобетонного перекриття:

1 – залізобетонна плита; 2 – сталеві балки таврового перерізу;
3 – закладні деталі

У другому варіанті часторебристе сталезалізобетонне перекриття розділяється на окремі квадратні елементи – „кристали” (рис. 109.18). Кожен із

елементів складається із залізобетонної плити та поєднаних із нею під час виготовлення елементів сталевих балок таврового перерізу.

Залізобетонна плита має заздалегідь влаштовані закладні деталі, за допомогою яких відбувається з'єднання окремих елементів в одну збірну конструкцію. Сталеві балки різних лінійних збірних елементів з'єднуються між собою за допомогою металевих накладок, що приварюються до стінки й полицки. Як і при монолітному виготовленні, сталеві балки окремих елементів можна кріпити до плити за допомогою закладних деталей.

Для зручності збірні елементи часторебристого збірного сталезалізобетонного перекриття можуть виготовлятися в перевернутому положенні на горизонтальній поверхні на будівельному майданчику після монтажу стрижневої арматури та встановлення нескладної опалубки. Сталеві балки таврового перерізу підготовленими кінцями з анкерними засобами вставляються і з'єднуються з бетоном до початку його твердіння.

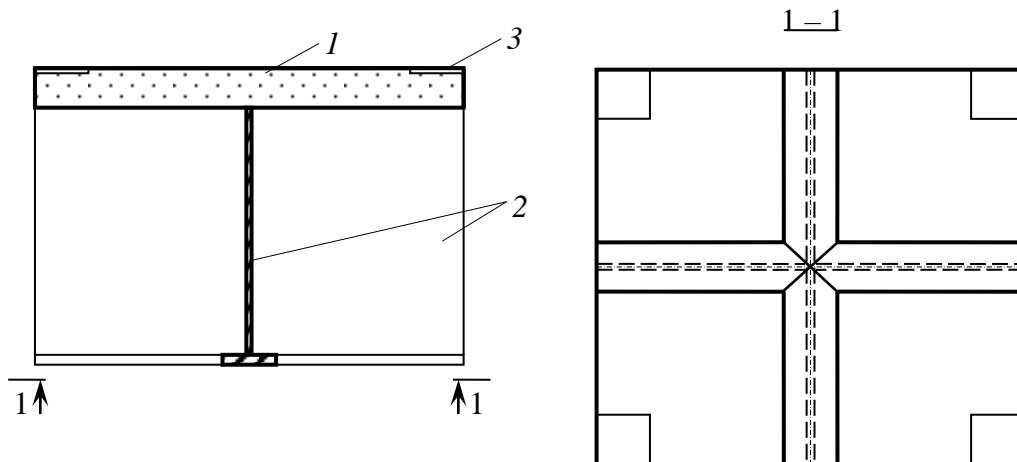


Рис. 10.18. Сталезалізобетонний елемент збірної комплексної конструкції часторебристого перекриття

1 – залізобетонна плита; 2 – сталеві балки таврового перерізу; закладні деталі

Особливістю збірних залізобетонних конструкцій є те, що при їх проектуванні необхідно передбачати закладні деталі для поєднання елементів в одне ціле. Привабливою є можливість конструювати каркаси збірних лінійних плит так, щоб

сталеві елементи часторебристого перекриття (таврові балки) були поєднані із закладними деталями. Це корисно тому, що закладні деталі можуть слугувати анкерами для сталевих елементів перекриття, завдяки цьому при забезпеченні надійної сумісної роботи можна досягти деякої економії сталі. Залежно від габаритів окремих елементів вони можуть виготовлятися як у заводських умовах, так і на будівельному майданчику. Важливим фактором при виготовленні часторебристого сталезалізобетонного перекриття з використанням сталевих складених балок таврового перерізу є забезпечення сумісної роботи балок із залізобетонною плитою. З цією метою можливе застосування різних анкерних засобів. При виборі типу анкерних засобів для забезпечення сумісної роботи сталевої конструкції із залізобетонною плитою слід виходити із їх простоти й можливості приєднання до балок за допомогою зварювання. Найпростішими є анкери з окремих арматурних штирів, які одночасно виконують і функції поперечного армування плити (рис. 10.19 а). При цьому штирі приварюються до стінки сталевої складеної балки таврового перерізу в шаховому порядку до бетонування залізобетонної плити. Такі анкерні засоби надійно забезпечують сумісну роботу бетону та сталі, сприймаючи переважно зусилля зрізу, але при їх застосуванні можуть вирішуватися питання щодо сприйняття зусиль відриву бетону від сталевої конструкції.

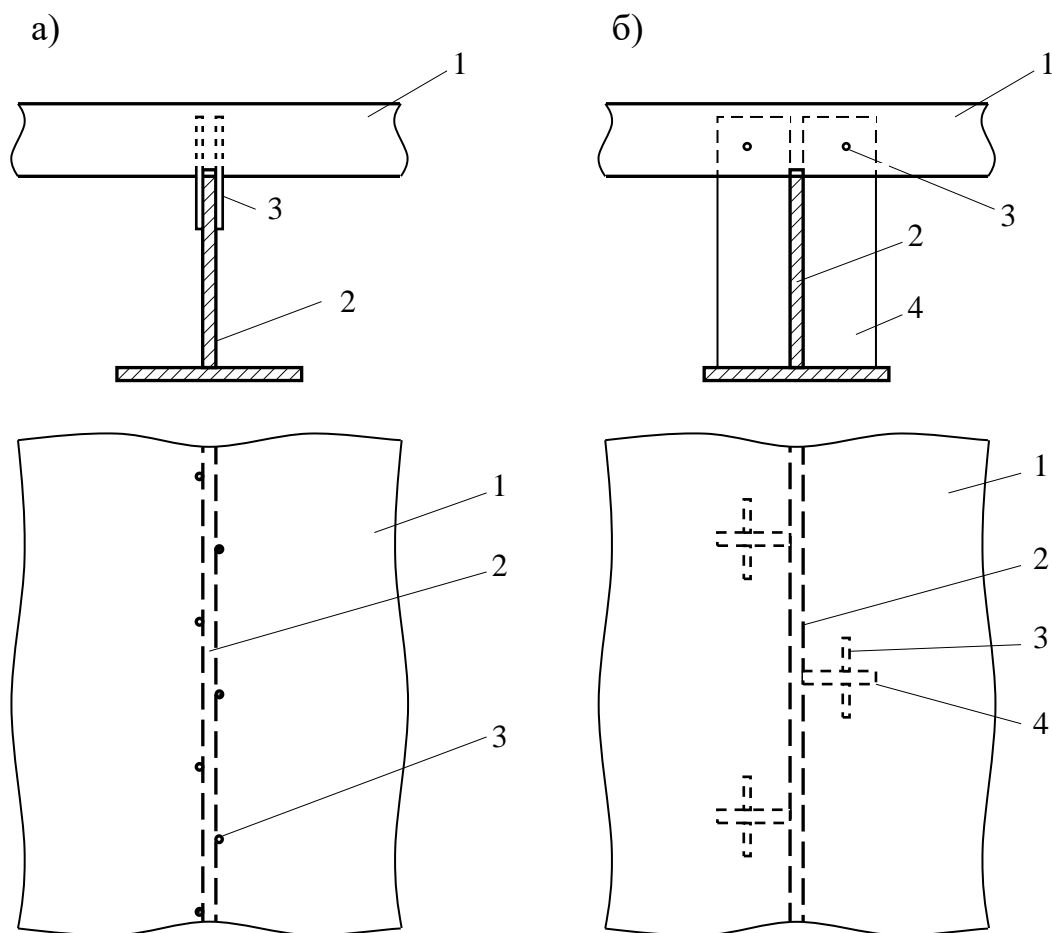


Рис. 10.19. Способи забезпечення сумісної роботи бетону зі сталевими складеними балками за допомогою:
 а) анкерів з окремих штирів; б) поперечних ребер зі штирями;
 1 – залізобетонна плита; 2 – сталеві балки таврового перерізу;
 3 – анкери у вигляді арматурних штирів; 4 – поперечні ребра

В інших випадках можливе застосування поперечних ребер, до котрих приварені штирі, (рис. 10.19 б). Такий спосіб забезпечення сумісної роботи бетону й сталі дозволяє сприймати як зсувні зусилля, так і зусилля відриву, а також за рахунок використання поперечних ребер підвищується жорсткість сталевих складених балок таврового перерізу, що позитивно впливає на несучу здатність та деформативність конструкції в цілому.

Можливі й інші перерізи сталезалізобетонних часторебристих перекриттів, а саме зі стрічковим армуванням (рис. 10.20). Ефект сталезалізобетонної часторебристої плити полягає в надійній сумісній роботі сталеві та бетонної складові. Крім того, залізобетонна плита повністю включена в роботу як стиснений елемент, причому ефективно використовується бетон, що майже не працює на розтяг.

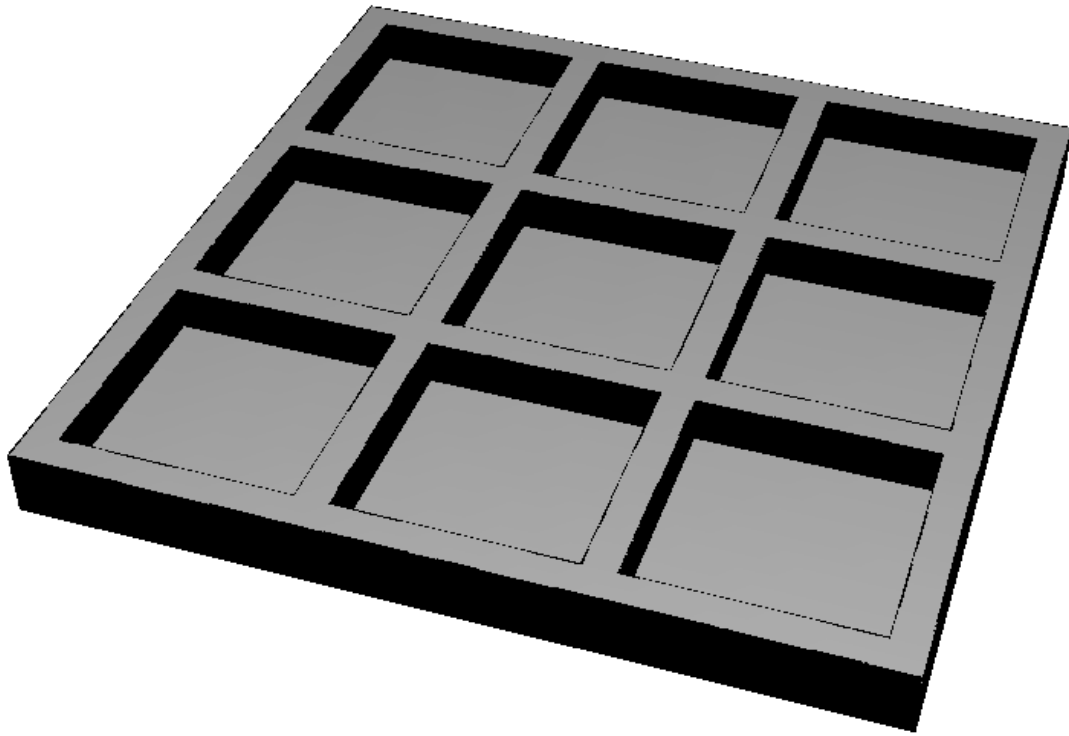


Рис. 10.20. Сталезалізобетонна часторебриста плита зі стрічковим армуванням (в перевернутому положенні)

Завдяки цим факторам кожна складова використовується за призначенням, підвищується жорсткість системи як у площині перекриття, так і в поперечному напрямку. Слід відмітити, що запропоновані конструктивні системи порівняно прості у виготовленні й передбачають поточне виготовлення їх елементів при високому рівні автоматизації та механізації.

Часторебристі сталезалізобетонні перекриття можуть спиратися на несучі конструкції (стіни чи колони) як безпосередньо при передачі навантаження від плити на вертикальну конструкцію, так і через елементи сталевих балок на окремі стійки. Вони можуть перекривати приміщення з різними прольотами, і досить значними, і малими, тому їх геометричні розміри можуть бути різними. Крім того, з'являється можливість виготовлення часторебристого перекриття складних форм, у тому числі оболонки.

У випадку, коли виникає необхідність влаштувати перекриття під великі прольоти та підвищені навантаження, доцільним є конструкції перекриттів із винесеним армуванням. Це можуть бути часторебристі перекриття з армуванням

трубами (рис. 10.21). В основу запропонованої сталезалізобетонної часторебристої плити покладено перехресне з'єднання поперечних та поздовжніх балок з армуванням трубами.



Рис. 10.21. Сталезалізобетонні плити з армуванням трубами

За рахунок об'єднання системи сталевих балок із залізобетонною складовою витрати металу і бетону здебільшого не перевищують витрат для аналогічних залізобетонних конструкцій. Сумісна робота бетону та сталі забезпечується завдяки анкерним засобам у вигляді патрубків. У такій конструкції можуть бути поєднані основні позитивні якості збірних і монолітних конструкцій. Сталезалізобетонне часторебристе перекриття із армуванням трубами дає змогу ефективніше використовувати матеріали, а в окремих випадках застосовувати попереднє напруження із регулюванням зусиль під час монтажу.

10.3. Вузли сполучення окремих елементів безбалкових сталезалізобетонних перекриттів

Вузли конструкцій збірних будівель виконують з урахуванням додаткових специфічних вимог, в числі яких: жорсткість вузлових з'єднань для забезпечення статичної невизначеності конструкцій; можливість перерозподілу зусиль за рахунок розвитку пластичних деформацій при виході з ладу окремих конструкцій; підвищена

надійність вузлів та стиків та можливість їх контролю; можливість зміни для деяких конструкцій їх статичної схеми в процесі зведення будівлі.

Наряду з численними перевагами, будівлі із традиційними безбалковими каркасами мають ряд недоліків, найбільш значним із них є влаштування стику колони з перекриттям. При конструюванні вузлів обпирання таких перекриттів на колони основна проблема полягає в передачі вертикальної опорної реакції від перекриття на колону. Конструктивне рішення залежить від матеріалу колони і розмірів її перерізу. З конструктивної точки зору даний стик являється "слабким місцем" при роботі залізобетонного перекриття на згин та продавлювання. В розділі 1 розглянуто існуючі на цей час варіанти влаштування стиків колони із залізобетонним безбалковим перекриттям. Найбільш розповсюдженими є варіанти з використанням поперечної або жорсткої арматури в плиті перекриття, застосуванням капітелей різних форм, встановленням скритих металевих обойм в тілі плитних залізобетонних конструкцій тощо. При цьому відносно невелика товщина та насиченість перекриття стрижневою арматурою призводить до складності при проектуванні та виготовленні даних стиків. Жорстке армування збільшує несучу здатність перекриття на продавлювання, але на сприйняття згинального моменту має незначний вплив. Крім того, жорстка арматура порушує цілісність конструкції та сприяє утворенню концентрації напружень в зоні контакту сталевих елементів з бетоном. Стики із жорсткою арматурою, що нині використовуються недостатньо вивчені, не розроблені рекомендації по їх розрахунку на згин та продавлювання.

У випадку, коли в залізобетонну плиту закладають сталеву коробчату деталь, яку в подальшому приварюють до поздовжньої робочої арматури колони виникають ряд технологічних труднощів. До граней коробки необхідно приварювати додаткові арматурні стержні для сприйняття сколюючих напружень, розтягуючих зусиль опорних згинальних моментів та місцевих розтягуючих зусиль, що викликані продавлюванням. Таке вузлове з'єднання є одним із найнасиченіших арматурою місць у каркасі будівель, при проектуванні яких потрібно забезпечити несучу здатність, тріщиностійкість та технологічність. У зв'язку з перенасиченням арматурою стає неможливим якісне бетонування опорних ділянок плитних

конструкцій в місцях їх сполучення з вертикальними конструкціями (колони, пілони, стіни).

Суттєвим недоліком наведеної конструкції є те, що відповідальним моментом, від якого залежить успіх монтажу всього перекриття, є надзвичайно точне встановлення надколонних плит, що в свою чергу потребує нестандартного підходу з погляду технології та організації робіт з монтажу із застосуванням додаткових засобів, підтримуючих пристроїв та риштувань для встановлення плити та проведення подальших зварювальних робіт. Роботи зі спорудження будівель з таким каркасом потребують специфічних навичок у робітників на будівельному майданчику, що в сучасних умовах не завжди мають місце. Це призводить до технологічних труднощів та до значного збільшення трудомісткості виготовлення конструкції. Виконання надколонних плоских плит зі спеціальними закладними деталями потребує дорогої за вартістю матеріально-технічної бази та обладнання для їх виготовлення, а також точної їх підгонки при встановленні в проектне положення.

Вирішенням даної проблеми може слугувати влаштування підколінників, капітелей та інших конструктивних елементів. У свою чергу, при використанні залізобетонної капітелі підвищується несуча здатність перекриття на згин та продавлювання, але при цьому зменшується висота приміщень і суттєво збільшується трудомісткість монтажу та терміни будівництва, виникають труднощі при влаштуванні таких перекриттів з використанням сучасних комплектів опалубки.

У випадку використання конструктивної схеми зі сталезалізобетонними безбалковим перекриттям з'являється можливість спростити вузол з'єднання надколонних плит із колоною. В основу запропонованої конструкції вузла з'єднання покладено завдання удосконалення та підвищення технологічності монтажу збірних ділянок перекриття, що дає можливість спростити та прискорити процес монтажу конструкцій.

Ця задача вирішується тим, що вузол з'єднання надколонних плит із колоною в сталезалізобетонному безбалковому перекритті, фрагмент якого зображений на рисунку 10.23, містить плоску надколонну плиту, яка має обрамлення по контуру зі сталевих кутників, труботетонну колону та приварений до неї сталевий диск з

ребрами, що сприймають зусилля по периметру колони, при цьому утворюється площадка для спирання плити.

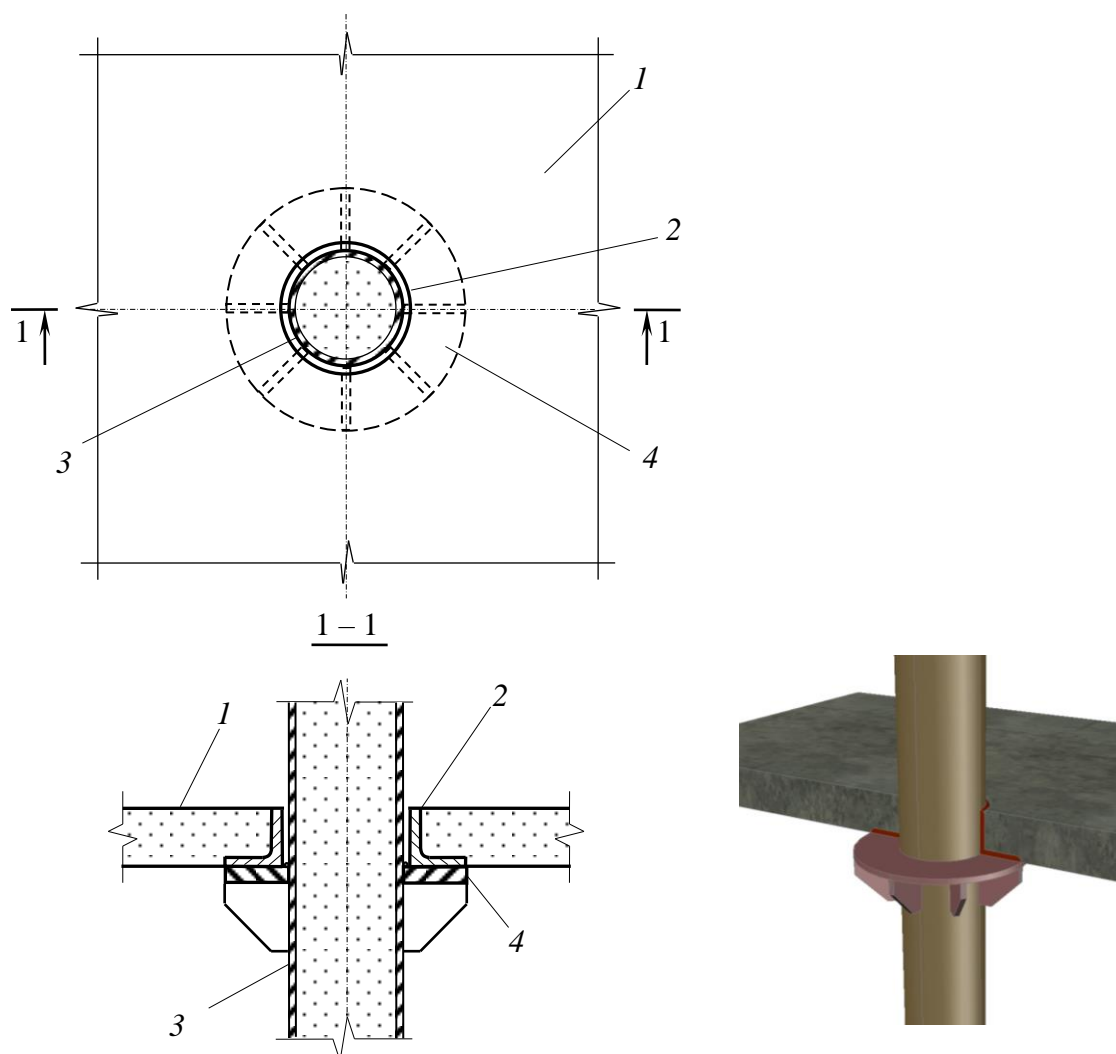


Рис. 10.23. Схема вузла з'єднання надколонної плити сталезалізобетонного безбалкового перекриття з трубобетонною колоною

1 – надколонна плита; 2 – обрамлення зі сталевих кутиків;

3 – трубобетонна колона; 4 – опорний сталевий диск

Під час монтажу надколонна плита легко встановлюється на сталевий диск трубобетонної колони, після чого проводяться зварювальні роботи сталевих частин колони та плити для досягнення необхідної жорсткості конструкції безбалкового перекриття. Колони в такому перекритті мають гладку поверхню, при якій непотрібні послідовні опоряджувальні роботи поверхні стійок. Відсутність додаткових закладних деталей створює великі переваги для розташування трубопроводів та інших комунікаційних ліній. Дане рішення дозволяє спростити

технологію виробництва арматурних робіт, зменшити матеріалоємність і трудомісткість.

Наявність опорного сталевго диску підвищує жорсткість вузла, крім того зростає його несуча здатність на згин та продавлювання. При цьому виключається крихкий механізм руйнування опорних частин, оскільки зусилля зсуву сприймається сталевими елементами вузла, що працюють сумісно з бетоном.

Можливий й інший варіанта сполучення надколонної плити з трубобетонною колоною (рис. 2.28). У цьому випадку до колони на рівні перекриття приварюється опорний столик, що складається з двох сталевих дисків, відстань між якими відповідає товщині перекриття. Для забезпечення необхідної жорсткості та міцності між дисками передбачені поперечні ребра. При обпиранні надколонної плити на столик можна отримати рівну й гладку стелю.

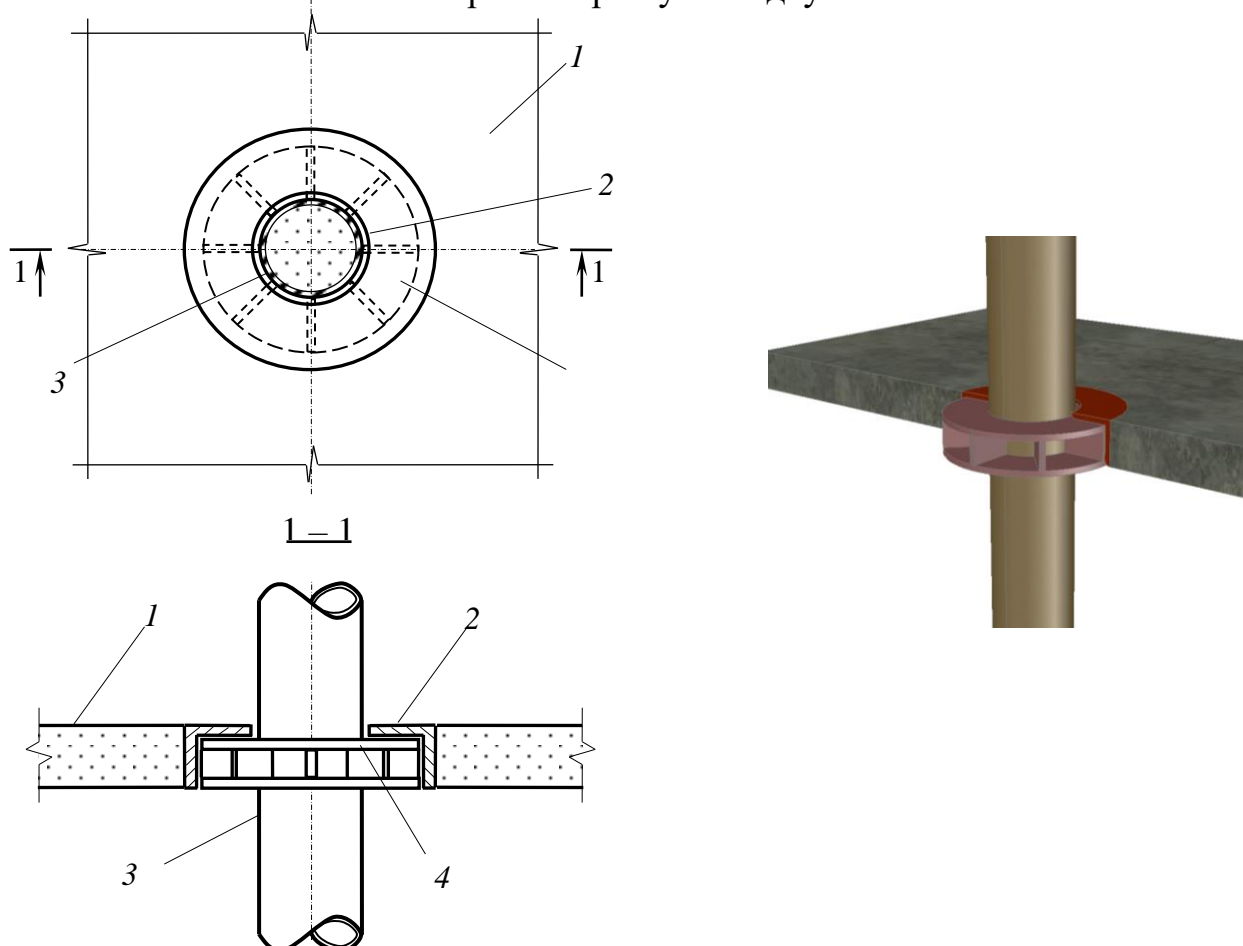


Рис. 10.24. Схема вузла з'єднання надколонної плити сталезалізобетонного безбалкового перекриття з трубобетонною колоною

- 1 – надколонна плита; 2 – обрамлення зі сталевих кутиків;
- 3 – трубобетонна колона; 4 – опорний сталевий столик

При застосування у якості колон сталевих двотаврів із заповненими бетоном боковими порожнинами для підвищення несучої здатності вузла на продавлювання необхідним є застосування сталевих скритих капітелей, наприклад, у вигляді широких фланців з ребрами (рис. 10.25). Монтаж панелей відбувається аналогічно попередньому випадкові.

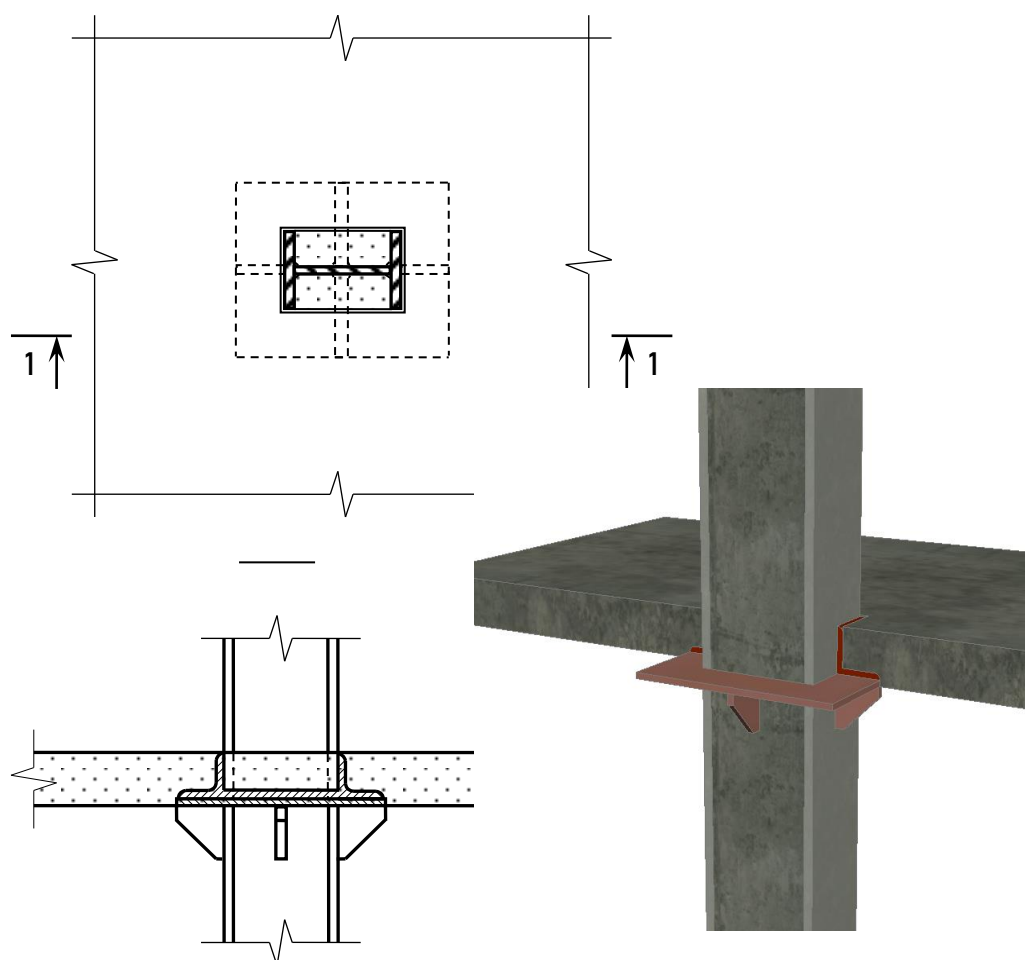


Рис. 10.25. Схема вузла з'єднання надколонної плити сталезалізобетонного безбалкового перекриття з колоною зі складеного двотавра із заповненими бетоном порожнинами

У випадку використання плит зі сталевим обрамленням із кутиків у системі сталезалізобетонного безбалкового перекриття значно спрощуються вузли з'єднання самих плит. При цьому у надколонних плитах сталеву раму з кутиків доцільно розташовувати поличками назовні відносно плити, тим самим утворюється зручна площадка для обпирання міжколонних та пролітних плит (рис.

10.26). Сталеву раму міжколонних та пролітних плит слід виконувати поличками всередину конструкції, тим самим значно підсилюється опорна зона конструктивних елементів. Під час монтажу міжколонні або пролітні плити встановлюються на висаджені полички сталевих рам надколонних плит, після чого проводяться зварювальні роботи закладних деталей для досягнення необхідної жорсткості конструкції безбалкового перекриття в цілому та заповнення швів цементним розчином.

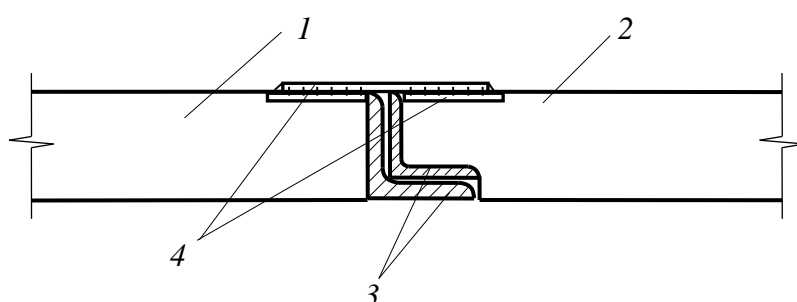


Рис. 10.26. Схема вузла з'єднання плит у збірному сталезалізобетонному безбалковому перекритті:

- 1 – фрагмент надколонної плити, 2 – фрагмент міжколонної плити;
3 – сталеве обрамлення плит із кутиків; 4 – закладні деталі

Порівнюючи запропоновані вузлові з'єднання у збірному безбалковому перекритті з іншими відомими технічними рішеннями аналогічного призначення можна стверджувати, що при використанні вищезазначених вузлів спрощується процес монтажу каркаса внаслідок відсутності тимчасових додаткових підтримуючих засобів, забезпечується більш міцне з'єднання елементів плити з колоною, плит між собою та прискорюється процес спорудження будівель у цілому. Для виготовлення плоских залізобетонних плит зі сталевим обрамленням непотрібне додаткове спеціальне обладнання, цей процес може відбуватись безпосередньо на будівельному майданчику, що в свою чергу може привести до економії витрат на транспортування великогабаритних вантажів.

Запропонований вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті може бути рекомендованим для застосування при спорудженні житлових та громадських будівель різного призначення.

10.4. Висновки

За результатами огляду й аналізу пропозицій конструктивних рішень, що наведені в даному розділі, сформульовані наступні висновки:

1. Проаналізовано основні принципи та особливості конструювання перекриттів, на основі чого запропоновано нові типи сталезалізобетонних безбалкових перекриттів, що складаються із системи плоских плит зі сталевим обрамленням, а також окремі елементи таких конструкцій.

2. Головним для запропонованих конструктивних рішень являється відносна простота в їх виготовленні та зручність монтажу: на відміну від сучасних залізобетонних конструкцій не використовується складна опалубка та підтримуючі засоби й риштування, а також значно спрощуються вузлові з'єднання окремих елементів.

3. Досліджено та визначено оптимальний розподіл маси елементів безбалкового перекриття в залежності від місця розташування лінійних шарнірів, а також розподіл висоти перерізу та ваги конструкції залежно від прольоту, в результаті чого отримано оптимальні розміри елементів. Зазначено, що при розмірах сітки колон 6×6 м в сталезалізобетонному безбалковому перекритті оптимальним є розмір надколонної панелі 2×2 м, міжколонної 2×4 м, а пролітної 4×4 м. Для зменшення ваги пролітної плити її доцільно розділити на окремі елементи.

4. Система конструкції сталезалізобетонного безбалкового перекриття з найменшою довжиною швів між плитами складається з міжколонних плит та плит-вставок без використання надколонних та пролітних панелей.

5. На основі дослідження ефективності запропонованих конструктивних рішень системи сталезалізобетонних безбалкових перекриттів можна стверджувати, що ефективним є їх використання з розмірами сітки колон, що не перевищують 6×6 м. При збільшенні цих розмірів доцільним є перехід від безбалкових до часторебристих перекриттів.

6. Запропоновано нові типи сталезалізобетонних балок, що складаються із залізобетонної складової та жорсткої арматури у вигляді сталевих профілів. Системи запропонованих перехресних балок можуть утворювати часторебристе перекриття, головною відмінністю якого є ефективність використання жорсткої арматури шляхом раціонального її розміщення, що, в свою чергу, дає можливість отримати приріст міцності та жорсткості.

7. У випадку значних навантажень та великих прольотів доцільним є використання конструкцій сталезалізобетонних часторебристих перекриттів із винесеним армуванням трубами або структурних елементів перекриття.

9. Новизна наведених у розділі конструктивних рішень підтверджена патентами України на корисну модель. Запропоновані сталезалізобетонні безбалкові та часторебристі перекриття, а також окремі їх елементи мають ряд безсумнівних переваг, тому для надання обґрунтованих рекомендацій щодо їх проектування та впровадження у будівництво необхідним є проведення експериментальних та теоретичних досліджень.

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи
3. ДБН В 2.2-13-2003. Спортивні та фізкультурно-оздоровлювальні споруди
4. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва
5. ДБН В.2.5-56-2010 Інженерне обладнання будинків і споруд
6. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів
7. ГОСТ 19281-89 Прокат из стали повышенной прочности
8. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1
9. Методичні вказівки до виконання розділу "Охорона праці" в дипломних проектах і роботах. Для студентів всіх спеціальностей освітньо-кваліфікаційних рівнів "спеціаліст" та "магістр". /Укладачі: О.І Запорожець, А. В. Русаловський. - К.: НАУ, 2004. – 15с.
10. Основи екології: Ю.А. Злобін/ Підручник. - К.: Лібра, 1998. – 215 с.
11. ДБН 360-92** "Архітектурне проектування громадянських будівель"
12. Н. Л. Рускевич, Д. И. Ткач М. Н. Ткач "Справочник по инженерно-строительному черчению": Справочник: Киев Будівельник, 1987. – 264с.
13. ДСТУ Б В.2.1-2-96(ГОСТ 25100-95) Грунти. Класифікація.
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 фундаменти.
16. Методичні вказівки до розрахунку залізобетонної решітчастої двоххилої 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 с.

18. Технологія будівельного виробництва: Підручник/ В.К. Черненко та ін.;
За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К,: Вища школа.,2002. – 430 с.
19. ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва, 1996 р.
20. Методичні вказівки до виконання розділу „Організація будівництва” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі:
Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
21. Методичні вказівки до підготовки розділу „Проект виконання робіт” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі:
Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
22. Методичні вказівки до 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.