

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – КМР.1914 “С” 2020.12.04. 015 ПЗ

Козиренка Сергія Володимировича

2021 р.

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ)

Конструювання та дизайну

УДК 711.552.1(477.73)

ПОГОДЖЕНО
Декаан факультету (Директор ННІ)
Конструювання та дизайну
(назва факультету (ННІ))

ДОНУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри Будівництва
(назва кафедри)

(підпис) Ружилю З.В.
(ПШБ)

(підпис) Бакулін Є. А.
(ПШБ)

“ ” 2021 р.

“ ” 2021 р.

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Проектування центру продажу промислових товарів у м. Первомайськ, Миколаївської області»

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва)

Освітня програма Магістр
(назва)

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

Гарант освітньої програми

д.т.н., проф.
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис) Яковенко І.А.
(ПШБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

к.т.н., ст. викладач
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис) Дмитренко Є.А.
(ПШБ)

Виконав

(підпис) Козиренко С.В.
(ПШБ студента)

НУБІП України

КИЇВ – 2021

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ)

Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри Будівництва

К.Т.Н., доц.

(науковий ступінь, вчене звання)

(підпис)

Бакулін Є.А.

(ІПБ)

2021 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Козиренку Сергію Володимировичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код назва)

Освітня програма

Магістр

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-професійна

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи: «Проектування центру продажу промислових товарів у м. Первомайськ, Миколаївської області»

затверджена наказом ректора НУБіП України від "12" листопада 2021р. №10113

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: геологічні та геодезичні умови майданчика будівництва, кліматичні умови району будівництва відповідно до ДСТУ-НБ В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія», навантаження та впливи відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи»

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення об'єкту проектування
2. Конструктивні та технологічні рішення об'єкту проектування
3. Науково-дослідна частина

Перелік графічного матеріалу (за потреби) Генеральний план в масштабі 1:500. Фасади. Перерізи. Плани. Узли. Основні несучі конструктивні елементи. Технологія та організація будівельного виробництва. Результати наукових досліджень

Дата видачі завдання " _____ "

20 _____ р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

(підпис)

Дмитренко Є.А.

(прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

Козиренко С.В.

(прізвище та ініціали студента)

НУБІП України

ЗМІСТ

Вступ

1. Аналітичний огляд
2. Архітектурна частина

2.1. Генеральний план

- 2.1.1. Стисла характеристика майданчику та району будівництва

2.2. Об'ємно-планувальні рішення об'єкта

2.3. Архітектурно-конструктивні рішення

2.4. Інженерне обладнання

2.5. Охорона навколишнього середовища

3. Розрахунково-конструктивна частина

3.1. Розрахунок поперечної рами будівлі центру продажу промислових товарів

3.1.1. Вихідні дані для розрахунку поперечної рами

3.1.2. Збір навантаження на несучі елементи рами будівлі центру продажу промислових товарів

3.1.3. Результати розрахунку в ПК ЛІРА САПР

3.2. Розрахунок головної балки

3.2.1. Вихідні дані

3.2.2. Визначення перерізу балки покриття та перевірка міцності її перерізу

3.2.3. Зміна перерізу ригеля покриття та перевірка міцності в зміненому перерізі

3.2.4. Перевірка загальної та місцевої стійкості перерізу ригеля покриття

3.2.5. Розрахунок деталей та вузлів балок покриття. Спирання та з'єднання

балок покриття

3.2.6. Розрахунок з'єднання поясів ригеля покриття зі стінкою

3.2.7. Розрахунок стиків зварних ригелів покриття

3.3. Конструювання стержня колон суцільного перерізу

3.3.1. Вихідні дані для розрахунку

НУБІП України

3.3.2. Розрахунок і конструювання бази колони

3.3.3. Конструювання оголовка колони

3.4. Розрахунок профільованого настилу під монолітну плиту перекриття

3.4.1. Вихідні дані

3.4.2. Розрахунок на стадії будівництва

3.4.3. Перевірка настилу за деформаціями

3.4.4. Розрахунок міцності плит в перерізах, нормальних до повздовжньої осі згинального елемента

3.4.5. Розрахунок міцності плит в перерізах, похилих до повздовжньої осі

3.4.6. Розрахунок міцності анкерування настилу в бетоні плити

3.4.7. Розрахунок монолітної плити перекриття по деформаціям

4. Основи і фундаменти

4.1 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика

4.2 Розрахунок і проектування фундаменту під колону каркасу будівлі центру продажу промислових товарів

4.2.1. Визначення висоти фундаменту

4.2.2. Визначення глибини залягання фундаменту

4.2.3. Визначення розмірів подошви фундаменту

4.2.4. Обчислення осідання фундаменту під колону

4.3. Розрахунок фундаменту

4.3.1. Конструювання фундаменту

4.3.2. Розрахунок фундаменту по міцності на розколювання

4.3.3. Розрахунок міцності фундаменту на зім'яття

4.3.4. Розрахунок міцності фундаменту по поперечній силі

4.3.5. Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту

4.3.6. Розрахунок міцності підколонника по нормальним перерізам

4.3.7. Розрахунок міцності підколонника по похилому перерізу

ВСТУП

Магістерська дипломна робота «Проектування центру продажу промислових товарів у м. Первомайськ, Миколаївської області» виконана у відповідності до завдання на дипломне проектування та будівельних норм і державних стандартів України.

Створення сучасного центру продажу промислових товарів є актуальним питанням. Такі центри займають вагомe місце в економіці країни за рахунок надходжень від їх діяльності. Як показує аналіз ринкової ситуації прибуток від центрів продажу промислових товарів значно перевищує прибутки від інших галузей.

Метою даною дипломної роботи є розробка проекту сучасного центру продажу промислових товарів із використанням найбільш оптимальної об'ємно-планувальної та конструктивної структури, матеріалів та технологій будівництва.

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

В даний час багато людей займаються удосконаленням своїх будинків, зводять нові будівлі, тому потребують будівельних матеріалів та промислових товарів.

Будівельний ринок є відкритою організаційно-господарською системою, в якій в умовах дії товарно-грошових відносин суб'єкти ринку реалізують свої взаємні економічні інтереси, засновані на вільному підприємстві, конкуренції та приватній власності. Згідно з дослідженням проведеного ABARUS Market Research Український ринок роздрібної торгівлі будівельними матеріалами та промисловими товарами порівняно із західним перебуває на стадії розвитку. При цьому щорічні темпи приросту становлять 20%. У 2007 році обсяг ринку роздрібної торгівлі товарами для дому та ремонту становив понад \$4 млрд. по всій країні. В 2011 році обсяг ринку становив близько 12 млрд. дол., а до 2021 р. обсяг ринку складе близько 18-20 млрд. дол. Близько 80-90% обсягу будівельного ринку припадає на великі мережеві компанії (як вітчизняні, так

іноземні), а решту ринку ділять між собою магазини одинаки, невеликі торговельні мережі (регіональні).

Центри продажу промислових товарів сьогодні займають суттєву частку з продажу товарів. Якщо порівняти цей показник із даними по звичайних магазинах, то з упевненістю можна стверджувати, що в центри продажу промислових товарів люди вважають за краще ходити частіше, тому що в них можна купити все необхідне. Тому актуальність будівництва цих об'єктів з часом зростає. Не тільки будівельникам, а й звичайним громадянам зрозуміло, що будівництво центрів продажу промислових товарів є складним процесом.

При зведенні таких будівель застосовуються сучасні розробки у сфері проектування та будівництва. Найчастіше для спорудження такого типу будівель в якості головного будівельного матеріалу використовують металевий каркас та сендвіч-панелі. Скріплення конструкцій здійснюється за допомогою шурупів або болтів. Саме вони зможуть забезпечити будівлю характеристиками надійності та безпеки.

Конструктивні особливості даних матеріалів є також і візуально надійними та міцними. Тому персонал та покупці почуваються в такій будівлі безпечно та комфортно. За температурними показниками металокаркас є відповідним будівельним матеріалом, тому будівництво даного типу будівель виконується з урахуванням усіх норм.

Процес проектування будь-якої будівлі, у тому числі центру продажу промислових товарів, починається з топографічного розміщення. Грунт, на якому буде споруджено будівлю, повинен відповідати певним критеріям. Перед початком будівельних робіт грунт обов'язково перевіряють у спеціальних лабораторіях. Після цього підбираються конструкційні матеріали.

Застосування якісних конструкційних матеріалів дозволяє:

- виконати будівництво у найкоротші терміни;
- заощадити сили, що витрачаються на монтаж конструкцій;
- заощадити кошти на майбутньому ремонті.

У будь-якому разі будівництво центрів продажу промислових товарів має супроводжуватися використанням лише якісних матеріалів. Професійні будівельники мають всі необхідні навички для роботи зі спеціальним обладнанням. Поєднання таких факторів, як високоякісні матеріали та

обладнання та кваліфіковані робітники, дозволить уникнути неякісного результату будівництва центру продажу промислових товарів.

Перед початком будівельних робіт мають бути виконані:

- розробка концепції майбутнього центру продажу;
- оцінка планування та проектування інженерних мереж;
- розпланування розміщення торгових площ;
- складання схем розташування обладнання;
- організація торгового простору.

Щоб виконати за всіма нормами законодавства будівництво центру продажу промислових товарів, необхідно отримати дозвіл у відповідних

органах. Після збирання пакетів документів можна розпочинати процес зведення будівлі. Послідовність виконання будівельних робіт:

- спорудження каркасу;
- встановлення обшивки та утеплення;
- оформлення екстер'єру будівлі;
- оформлення інтер'єру будівлі;
- розміщення устаткування зберігання товару.

Також не варто забувати про місця паркування автомобілів відвідувачів.

Паркування потрібно розташовувати у зручному місці. До місць паркування автомобілів має бути зручно під'їжджати з головної дороги. При проектуванні

центру продажу промислових товарів завжди важливо пам'ятати про місця для паркування автомобілів, тому що у покупців, що приїжджають на автомобілях, буде більше бажання відвідувати центр продажу промислових товарів.

2. Архітектурна частина

2.1. Генеральний план

2.1.1 Стисла характеристика майданчику та району будівництва

Район будівництва центру продажу промислових товарів - м. Первомайськ,

Миколаївської області. Характеристика району:

- середня температура у січні – $-2,6^{\circ}$
- середня температура у липні – $22,7^{\circ}$
- температура найбільш холодної п'ятиденки – 22°
- середньорічна кількість опадів – 493 мм
- район по тиску вітра – III
- район по вазі снігового покриву – II
- зона вологості – 2 (нормальна)

Відведена під будівництво ділянка розташована недалеко від дороги загальноміського значення, що забезпечує найкраще транспортне сполучення з будівлею центру продажу промислових товарів і добре розвинену інфраструктуру.

Для забезпечення безпечного прибуття пожежних підрозділів до будівлі центру продажу промислових товарів генеральним планом передбачені наскрізні проїзди як навколо будівлі центру, так і по всій території, що забезпечує доступ в будь яку точку проєктованої ділянки. Ці ж заїзди використовуються для доставки товарів до розвантажувальних майданчиків та автомобілів відвідувачів.

Відповідно до рішення генплану на проєктованій ділянці розташовуються:

- будівля центру продажу промислових товарів;
- допоміжні будівлі;
- будівля трансформаторної підстанції;
- майданчик для паркування автомобілів відвідувачів;

- майданчики для відпочинку,
- озеленення.

Розвантаження товарів відбувається з заднього фасаду будівлі центру продажу виробничих товарів. Також на задньому дворі розташовані майданчики для зберігання відходів (ТВП). Завдяки такому рішенню були розділені потоки відвідувачів та логістичні.

Автостоянка для відвідувачів центру продажу промислових товарів розрахована на 160 автомобілів, з них 20 м/м передбачені для маломобільних груп населення.

Доступ відвідувачів в приміщення центру продажу промислових товарів відбувається через два окремі входи на центральному фасаді будівлі. Над центральними входами запроектовані навіси, що забезпечують захист від атмосферних опадів та обладнані пандусами для

безперешкодного потрапляння в будівлю центру продажу промислових товарів людей з обмеженими фізичними властивостями.

Ширина автомобільних проїздів прийнята 6 м, ширина пішохідних тротуарів – 3 м.

Автомобільні проїзди запроектовані з асфальтобетону, пішохідні доріжки з бетонної дрібнорозмірної плитки.

Відведення дощових вод відбувається по спланованій поверхні в міську мережу зливової каналізації.

Ширина основних транспортних комунікацій – 6, ширина тротуарів –

³ Основні техніко-економічні показники генерального плану центру продажу промислових товарів:

- площа ділянки проектування 34000 га;
- площа забудови 12480 м²;

- # НУБІП України
- площа паркування автомобілів відвідувачів 6854 м²;
 - площа озеленення 9055 м²;
 - площа асфальтованих ділянок та проїздів 4958 м²;
 - коефіцієнт забудови - 0,35;

- # НУБІП України
- коефіцієнт озеленення - 0,28;
 - коефіцієнт асфальтованих ділянок та паркування - 0,37.

2.2. Об'ємно-планувальні рішення об'єкта

Будівля центру продажу промислових товарів має прямокутну в плані форму.

НУБІП України

Габарити будівлі центру продажу промислових товарів в осях – 204x120 м.
Висота будівлі – 9,06 м. Будівля центру продажу промислових товарів одноповерхова, окрім частини в осях А-Б/7/13 та Е-Ж/9-12 де розташовуються адміністративно-побутові приміщення, ці частині мають два поверхи. Висота першого поверху – 4,1 м; висота другого поверху – змінна від 3,7 до 4,7 м.

НУБІП України

Об'ємно-планувальні рішення будівлі забезпечують зручне функціональне зонування, що враховує технологічні процеси та забезпечує створення оптимального середовища для відвідувачів та персоналу.

В основному об'ємі будівлі центру продажу промислових товарів розташовуються:

- # НУБІП України
- вестибюль;
 - бюро прийому та повернення товару;
 - сейфова кімната;
 - камера зберігання;
 - приміщення охорони;
 - приміщення посильних;
 - відділ зв'язку;
 - зона відпочинку;
 - гардероб;
 - медичний пункт;
- # НУБІП України

НУБІП України

- кафе;
- кухня кафе;
- бар;
- санвузли;

НУБІП України

- кімната механіків;
- насосна пожежогашіння;
- пожежний пост;
- головний інженер;
- каси;

НУБІП України

- торгівельна зала;
- завантажувальна;
- приміщення зберігання матеріалів;
- комори для прибирального інвентарю;
- електрощитова;

НУБІП України

- вентиляційна камера;
- компресорна.

В частині адміністративно-побутових приміщень знаходяться:

- сходові клітки;
- адміністративні приміщення;

НУБІП України

- санвузли;
- гардеробні персоналу;
- офісні приміщення;
- приміщення адміністрації.

Товари в торгівельному залі розміщені паралельними рядами на

НУБІП України

спеціальних стелажах. Доставка товарів до торгівельної зали з приміщень зберігання товарів, здійснюється робітниками за допомогою спеціальної техніки та візків.

Службові приміщення мають окремий вхід, відокремлений від основних

входів до будівлі центру продажу промислових товарів.

НУБІП України

2.3. Архітектурно-конструктивні рішення

Будівля центру продажу промислових товарів відноситься до III ступені за вогнестійкістю.

Конструктивна система – рамний металевий каркас.

Фундаменти – монолітні залізобетонні, стовпчасті, з бетону класу В20.

Колони виконуються з прокатного профілю, двотаврового перерізу.

Балки покриття – змінного перерізу, зварні, металеві.

Балки перекриття адміністративно-побутової частини виконуються з прокатного профілю, двотаврового перерізу.

Стіни виконуються зі стінових сендвіч панелей, товщиною 200 мм. У якості теплоізоляційного шару в сендвіч панелі використовуються мінераловатні плити «Rockwool», товщиною 200 мм.

Віконні прорізи заповнюються подвійним склопакетом з алюмінієвими рамами.

Підлоги першого поверху влаштовуються по ґрунту.

Перегородки влаштовуються з гіпсокартонних листів по металевому каркасу, товщиною 120 мм. Для санвузлів використовується вологостійкі листи гіпсокартону.

Для забезпечення необхідної межі вогнестійкості всі металеві елементи каркасу облицьовуються двома шарами гіпсокартону з підвищеним опором відкритому подум'ю.

Покрівля влаштовується по металевим прогонам за допомогою сендвіч панелей товщиною 200 мм. У якості теплоізоляційного шару в сендвіч панелі використовуються мінераловатні плити «Rockwool», товщиною 200 мм.

Відведення атмосферних опадів з покрівлі – зовнішній, організований.

Сходи в адміністративно-побутовій частині будівлі влаштовуються зі збірних бетонних сходищ по металевим косоурам.

НУБІП України

НУБІП України

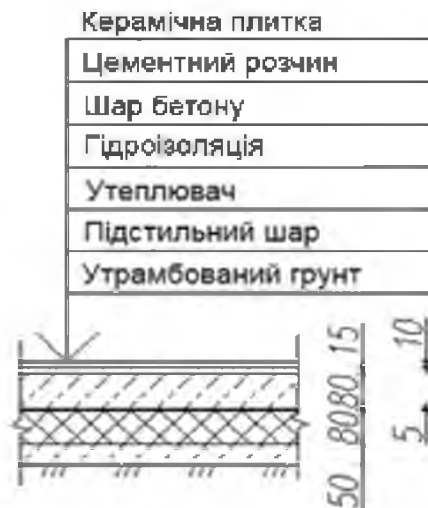
Рис.1.1. Принципове рішення конструкції сходів:

1 – верхня сходинка, 2 – рядова сходинка, 3 – міжповерхова плита перекриття, 4 – балка перекриття, 5 – металевий косопур

НУБІП України

Нижче наведена конструкція підлоги, що влаштовується по грунту:

НУБІП



їїни

НУБІП України

Рис.2.3. Конструкція підлоги по грунту

Стіни адміністративних та офісних приміщень шпаклюються та фарбуються акриловою фарбою за два рази. Стіни приміщень з вологим режимом експлуатації опоряджуються керамічною плиткою на всю висоту приміщення.

В складських приміщеннях та приміщеннях під інженерне обладнання стіни штукатуряться і фарбуються водоемульсійною фарбою.

Стелі адміністративних та офісних приміщень виконуються підвісними. В санвузлах – підвісні з металевих панелей.

Освітлення в приміщеннях центру продажу промислових товарів

НУБІП України

передбачено природним через вікна та світлові фанари в стелі, а також штучним із використанням led світильників відповідно до вимог ДБН «Природне та штучне освітлення».

Звукоізоляція зовнішніх та внутрішніх огорожуючих конструкцій приміщень забезпечує зниження звукового тиску від зовнішніх джерел шуму, а також від шуму обладнання інженерних систем, повітроводів та трубопроводів.

2.4. Інженерне обладнання

Електрозабезпечення

Електрозабезпечення будівлі центру продажу промислових товарів здійснюється від власної ТП-3(10/0,4 кВ) з трансформаторами 2x2000кВа.

Електрозабезпечення кожного ВРУ передбачається по двом кабельним лініям РУ(ГРЩ) 0,4 кВ. ГРЩ однобічного обслуговування, запроектовані на базі ВРУ 8504.

Проектом електрозабезпечення передбачена диспетчеризація та облік системи електричного забезпечення.

Передбачена система основного та додаткового урівнювання потенціалів. Проектом передбачається суміщене заземлюючий пристрій для системи електрозабезпечення та блискавкозахисту. В якості заземлюючого пристрою використовується арматура залізобетонного фундаменту будівлі та система вертикальних електродів, зі сталевих оцинкованих стержнів діаметром 25 мм. Стержні розташовуються через кожні 25 м будівлі. Контур заземлення виконується зі сталеві смуги 50x5 мм, що закладається в ґрунті на глибині 1,0 м на відстані 1,0 м від фундаментів будівлі. В якості блискавко приймача використовується спеціальна сітка (круглий оцинкований провідник діаметром 8 мм), з кроком комірок не більше 10x10 мм, що закріплена тримачем провідника на покрівлі будівлі.

Для передачі електричної енергії від трансформаторної підстанції до ГРЩ використовуються шинопроводи з алюмінієвими провідниками в сталевому корпусі. Передбачено використання кабелів марки ППГнг та марки ППГнг(А).

Проектом передбачено робоче, аварійне (евакуаційне та резервне), фасадне зовнішнє та ремонтне освітлення будівлі центру продажу промислових товарів.

Зовнішнє електрозабезпечення об'єкту проектування виконується по II категорії надійності електрозабезпечення у відповідності з ПУЕ від двох незалежних джерел.

Водозабезпечення

Водозабезпечення забезпечується від загальноміської водопровідної мережі діаметром 200 мм за допомогою труб ВЧШГ.

Гарантований напір в міській мережі складає 10,0 м в години максимального водоспоживання.

Витрата води на потреби протипожежного водопроводу та автоматичне пожежогасіння забезпечується загальною насосною станцією, що розташована в будівлі центру продажу промислових товарів: 35 л/с – витрата води на автоматичне пожежогасіння в будівлі центру; 10,4 л/с – витрата води для надземної автомобільної стоянки.

Господарсько-питний водопровід призначений для подачі холодної та гарячої води складається з системи холодного та гарячого водозабезпечення з системою циркуляції.

Температура гарячої води в точках забору води 60°C. Для обліку гарячого водопостачання передбачено встановлення лічильників з імпульсним виходом. В основі стояків передбачені: на подаючих трубопроводах арматура, що відключає та спускні крани; на циркуляційних трубопроводах спускні крани, відмикаюча та балансувальна арматура. Для компенсації температурних

лінійних змін трубопроводів передбачаються осьові сифонні компенсатори.

Випуск повітря з системи гарячого водозабезпечення передбачено через повітря забірники.

Водовідведення

В будівлі центру продажу промислових товарів передбачена система роздільної побутової каналізації: для адміністративно-побутової частини та приміщення центру продажу.

Відведення побутових стічних вод передбачений самопливним в існуючу мережу побутової каналізації.

Стояки побутової каналізації прокладаються в комунікаційних сантехнічних шахтах, разом зі стояками господарсько-питного водопроводу, із забезпеченням вільного доступу для ремонту та обслуговування, магістралі – в технічному підпіллі.

Вентиляція

Для приміщень трансформаторної підстанції (ТП), ГРЩ запроектовані окремі припливно-витяжні установки з рециркуляцією повітря.

Для приміщення торгівельної зали передбачена припливно-витяжна вентиляція з механічним спонуканням. Окремі припливні установки виконані для допоміжних та складських приміщень.

Самостійні системи витяжної вентиляції передбачені для наступних приміщень: санвузлів, приміщень для прибирального інвентарю та підсобних приміщень. Забір та викид повітря для цих приміщень здійснюється на фасад будівлі.

Магістральні повітроводи припливно-витяжних систем прийняті з оцинкованої сталі з нормованою межею вогнестійкості та товщиною не менше 0,8 мм.

Проектом передбачається встановлення вогнезатримуючих клапанів нормально відкритих з електроприводом на повітроводах: перетинаючих пожежні відсіки; перетинаючих протипожежні перешкоди; при виході з шахт на

поверсі, на виході з вентиляційної камери.

При пожежі всі системи загальнообмінної вентиляції відключаються

2.5. Охорона навколишнього середовища

Основними джерелами забруднення атмосфери при будівництві будівлі центру продажу промислових товарів будуть будівельна техніка, земляні роботи (пил), автомобільний транспорт, зварювальні та фарбувальні роботи, вкладання гарячої асфальтобетонної суміші. Всі джерела викидів забруднюючих речовин в атмосферу є неорганізованими.

Викиди забруднюючих речовин в атмосферу в період проведення будівельно-монтажних робіт складуть 1,064 т/період (по 12 найменуванням).

За результатами аналізу розсіювання, перевищення гігієнічних нормативів якості атмосферного повітря населених міст не прогнозується. Вплив на атмосферне повітря в період проведення будівельних робіт є локальним та короткочасним. Проектною документацією розроблені заходи організаційного характеру, спрямовані на зниження антропогенного впливу на атмосферне повітря.

Відповідно до акустичних розрахунків на період будівництва та експлуатації будівлі центру продажу промислових товарів забезпечує нормативний шумовий режим в житлових приміщеннях існуючої житлової забудови та на прилеглій території і не потребує додаткових заходів щодо захисту від шумового впливу.

В період експлуатації викиди забруднюючих речовин здійснюються при спалюванні палива в двигунах внутрішнього згорання, які будуть розміщуватись на відкритій парковці біля будівлі центру продажу промислових товарів, а також автотранспорту, що обслуговує центр.

Теплозабезпечення та гаряче водопостачання об'єкта проектування здійснюється від існуючих теплових мереж. Аварійні та залпові викиди не передбачені.

Джерелом водопостачання проектного об'єкту у відповідності з

технічними умовами буде міська мережа водопроводу. Системи побутової каналізації будуть підключені також до мереж побутової каналізації міста. Запроектовані системи дощової каналізації також будуть підключатися до міської мережі.

З метою охорони компонентів навколишнього середовища при проведенні будівельно-монтажних робіт передбачені наступні заходи:

- дотримання меж території, що відведена під будівництво;
- під час виконання робіт з влаштування котловану, буде виконуватись відкритий водовідлив з влаштуванням каналів для збору дощових вод у вигляді траншей, що наповнені щебнем з ущільненням та зумпфів (приямків);

- організований водовідвід поверхневого стоку з території будівельного майданчика;

- використання справної техніки та її своєчасне обслуговування;
- проведення аварійних ремонтів та заправки автомобільної техніки із

застосуванням спеціальних піддонів, ємностей та створенням обвалування навкруги місць виконання робіт;

- використання установки для мийки коліс автотранспорту зі зворотнім водопостачанням типу «Мойдодир»;

- прибирання відходів будівництва після закінчення будівельно-монтажних робіт.

При виконанні робіт планується вирубка деревинно-чагарникової рослинності. В проекті розроблені заходи по збереженню рослинності, що потрапила в зону дії виконання будівельно-монтажних робіт. Озеленення ділянки будівництва вирішується влаштуванням газонного покриття, з додатковою висадкою дерев та кущів, а також влаштуванням квітників. У зв'язку із відсутністю на ділянці родючого ґрунту передбачено його завезення в необхідному об'ємі.

3. Розрахунково-конструктивна частина

3.1. Розрахунок поперечної рами будівлі центру продажу промислових

товарів

3.1.1. Вихідні дані для розрахунку поперечної рами

Будівля центру продажу промислових товарів знаходиться в м. Первомайськ, Миколаївської області і представляє собою опалювальну, прямокутну в плані багатопрогонну (шести та п'яти прогонну) каркасну будівлю з розмірами в осях 204,0x120,0 м. В осях 1...3 до будівлі центру продажу промислових товарів приєднується холодний навіс. В осях 9...13 прогону А/0-А розташована вхідні групи.

Висота будівлі центру продажу промислових товарів в найвищій точці становить 9,061 м. Ухил покрівлі центру продажу промислових товарів - 6°.

Покриття будівлі центру продажу промислових товарів типу "Сендвіч" пошарової збірки із заповненням із базальтової вати.

Крок колон по осям Б, В, Г, Д, Е - 12,0 м, по решті осей - 6,0 м.

Стойкість будівлі центру продажу промислових товарів вздовж забезпечується вертикальними зв'язками, в поперечному напрямку - роботою шести та п'яти прогонних рам. Навіси проектується по осям "1" та "14" і виконуються у вигляді "Г"-образних рам. Просторова жорсткість будівлі центру продажу промислових товарів забезпечується системою вертикальних зв'язків по колонам, горизонтальних зв'язків в рівні диска покриття та роботою рам.

Металеві колони, ригелі покриття та підкрокв'яні балки прийняті суцільними із зварних двотаврів. Криплення колон до фундаментів шарнірне. З'єднання ригелів покриття з колонами та підкрокв'яними балками прийнято жорстким, з'єднання підкрокв'яних балок з колоною прийняте шарнірним.

Балки перекриття в адміністративно-побутовій частині будівлі на відм. ±4,100 запроєктовані з прокатних та зварних двотаврів.

Жорстке з'єднання ригелів покриття з колонами та підкрокв'яними балками вирішено на фланцевих з'єднаннях за допомогою надміщних болтів М24, М27.

Прогони покриття прийняті з гнутих оцинкованих "Z"-образних профілів фірми "PRUSZYNSKI".

На балки перекриття адміністративно-побутової частини будівлі вкладається профільований настил, що виконує функції неземної опалубки, на яку монтується монолітна залізобетонна плита перекриття.

Для зв'язку металевих балок перекриття з монолітною плитою встановлюються анкери з арматурних стержнів.

Кріплення профільованого настилу до металевих балок перекриття виконується в кожній канавці профільованого настилу піротехнічними цвяхами діаметром 4,5 мм марки "ENP 2-21L5MX" фірми "HILTI" або їх аналогами, при цьому виконується пробна забивка партії цвяхів з послідуочим оглядом якості

їх встановлення. Поздовжні з'єднання листів профільованого настилу між собою виконується за допомогою комбінованих заклепок фірми "Gesipa" діаметром 4,0 мм з кроком не більше 500 мм або їх аналогами.

Розрахунок поперечної рами будівлі центру продажу промислових товарів виконувався з урахуванням просторової роботи будівлі в програмному комплексі ЛІРА САІР.

Розрахунок поперечної рами будівлі центру продажу промислових товарів виконувався, виходячи з наступних умов:

- снігове навантаження на 1 м² поверхні ґрунту згідно з [1] прийнято для м. Первомайська (становить 155 кг/м²);

- вітрове навантаження на висоті 10 м над поверхнею землі згідно з [1] прийнято для м. Первомайська (становить 37 кг/м²);

- розрахункова температура навколишнього середовища згідно з [2] -22°C (забезпеченість 0,92);

- зона вологості визначена, як "нормальна".

Коефіцієнт надійності будівлі центру продажу промислових товарів за призначенням прийнятий $g=1,1$, що відповідає I класу відповідальності будівлі згідно [3] (з урахуванням зміни №1).

Будівля віднесена до ступеню вогнестійкості III по пожежній безпеці згідно [4].

За умовну позначку 0,000 прийнята позначка чистої підлоги першого поверху будівлі центру продажу промислових товарів.

Матеріал для елементів конструкцій будівлі центру продажу промислових товарів прийнятий зі сталі класу міцності С245 (фасонки для з'єднань ригелів покриття на високоміцних болтах зі сталі класу міцності С255).

3.1.2. Збір навантаження на несучі елементи рами будівлі центру продажу промислових товарів

Таблиця 3.1.

Таблиця прийнятих навантажень на конструкції будівлі

Тип навантажень	Найменування	Нормативне значення, кг/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_{fp}	Розрахун. значення, кг/м ²
1	2	3	4	5
Постійні	Власна вага покриття: - металоконструкції - сендвіч панелі покриття	65	1,2	80
	Власна вага з/б перекриття будівлі в адміністративній частині (з урахуванням ваги підлог, металевих балок і ригелів)	500	1,2	600
Тимчасові	Снігове	155	1,14	177
	Вітрове	37	1,14	42
	Розподілене на з/б перекриття в адміністративній частині будівлі (з урахуванням ваги гіпсокартонних перегородок)	450	1,2	540
	Розподілене на з/б покриття (від людей)	200	1,2	240

Навантаження від сендвіч панелей покриття

Прийнятий в проєкті профільований настил марки Н57-750; товщина $t = 0,7$ мм; вага $— 8,67$ кг/м²

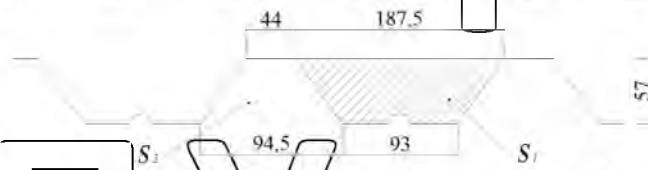


Рис.3.1. Профіль профільованого настилу

Заповнення сендвіч панелі теплоізоляційним шаром (базальтова вата)

$$S_1 = 5,7 \text{ см} \cdot \left(\frac{18,8 \text{ см} + 9,3 \text{ см}}{2} \right) = 80 \text{ см}^2;$$

$$S_2 = 5,7 \text{ см} \cdot \left(\frac{9,5 \text{ см} + 4,4 \text{ см}}{2} \right) = 39,6 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт заповнення утеплювача в гофрах профільованого настилу

$$k_3 = \frac{S_1}{S_1 + S_2} = \frac{80 \text{ см}^2}{80 \text{ см}^2 + 39,6 \text{ см}^2} = 0,67.$$

Теплоізоляційні базальтові плити: РОСWOOL, ISOVER, з розрахунковою щільністю $\gamma = 60$ кг/м³.

Товщина утеплювача в гофрах профільованого настилу: 57 мм $= 0,057$ м

Рис.3.2. Заповнення профільованого настилу утеплювачем

Покриття сендвіч панелі, що влаштовується за допомогою фальцевого листа:



Рис.3.3. Переріз фальцевого листа

Вага сталі прийнята $\gamma = 7850$ кг/м³

Товщина фальцевого листа прийнята $\delta = 0,55$ мм $\approx 0,0006$ м

Площа 1 м^2 фальцевого листа з урахуванням згинів:

$$A_{\text{ф}} = 1 \text{ м}^2 / \text{м}^2 + 0,04 \text{ м} / \text{м}^2 \cdot 2 = 1,08 \text{ м}^2 / \text{м}^2$$

Вага 1 м^2 фальцевого листа:

$$G_{\text{ф.л.}} = \gamma \cdot A_{\text{ф}} \cdot \delta = 7850 \text{ кг} / \text{м}^3 \cdot 1,08 \text{ м}^2 / \text{м}^2 \cdot 0,0006 \text{ м} = 5,09 \text{ кг} / \text{м}^2$$

Звукоізоляційний шар – мати з ПВХ доту товщиною $\delta = 20 \text{ мм} = 0,02 \text{ м}$

Рис. 3.4. Звукопоглинаючий шар

Вага $G = \frac{20 \text{ мм}}{2 \text{ мм}} \cdot 0,5 \text{ кг} / \text{м}^2 \cdot 0,5 = 2,5 \text{ кг} / \text{м}^2$ (прийнята в розрахунках вага).

Таблиця 3.2.

Таблиця навантажень від ваги покриття

Найменування	Норм.знач. кг/м ²	Коеф.надійн. γ_f	Розрах.знач. кг/м ²
Оцінюваний профільований настил типу Н57-750, висота $h = 57 \text{ мм}$, товщина листа $\delta = 0,7 \text{ мм}$	8,67	1,1	9,5
Теплоізоляційні базальтові плити, $\gamma = 60 \text{ кг} / \text{м}^3$	2,3	1,2	2,8
Звукопоглинаюча прокладка, $\delta = 20 \text{ мм}$	2,5	1,2	3,0
Фальцевий лист покриття, $\delta = 0,55 \text{ мм}$	5,84	1,1	6,4
Всього по покриттю	19,31		22

Нормативне навантаження від власної ваги покриття на раму будівлі приймаємо:

$$P_t^{(нузі)} = 19,3 \text{ кг} / \text{м}^2$$

Нормативне навантаження від власної ваги металокаркасних конструкцій на раму будівлі приймаємо:

НУБІП України

$$p_n^{(метал)} = 50 \text{ кгс/м}^2$$

Розрахункове навантаження від власної ваги металоконструкцій на раму будівлі приймаємо:

НУБІП України

$$P_p^{(метал)} = p_n^{(метал)} \cdot \gamma_{fm} = 50 \text{ кгс/м}^2 \cdot 1,05 = 52,5 \text{ кгс/м}^2$$

де: $\gamma_{fm} = 1,05$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для металоконструкцій

(приймається відповідно до ДБН «Навантаження та впливи»).

Сумарне розрахункове навантаження від власної ваги покриття будівлі центру продажу промислових товарів і металоконструкцій покриття:

НУБІП України

$$P_p = p_p^{(перг)} + p_p^{(метал)} = 22 \text{ кгс/м}^2 + 52,5 \text{ кгс/м}^2 = 74,5 \text{ кгс/м}^2$$

Навантаження від власної ваги монолітних зазобетонних перекриттів адміністративної частини будівлі:

НУБІП України

$$p_p^{(перг)} = 600 \text{ кгс/м}^2$$

ПОСТІЙНЕ НАВАНТАЖЕННЯ

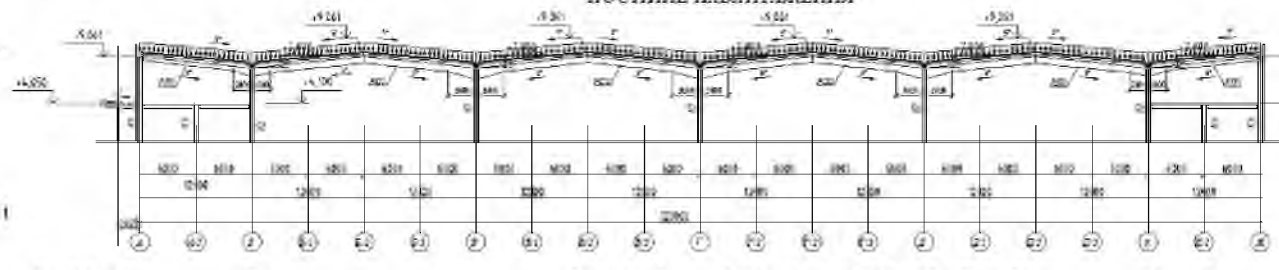


Рис. 3.5 Схема постійного навантаження на поперечну раму будівлі

НУБІП України

Снігові навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття будівлі центру продажу промислових товарів (п.8.2 [1]; схема 5, варіант 1, додаток Ж, ДБН «Навантаження та впливи»);

НУБІП України

$$S_{m-n}^{(1)} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C_e^{(1)} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot \mu_n^{(1)} \cdot C_e \cdot C_{af} = 1,14 \cdot 155 \text{ кгс/м}^2 \cdot \mu_n^{(1)} \cdot 1 \cdot 1 = 177 \text{ кгс/м}^2 \cdot \mu_n^{(1)}$$

де:

НУБІП України

$\gamma_m = 1,14$ - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження (табл.8.1, ДБН «Навантаження та впливи»), визначений в залежності від заданого середнього періоду повторюваності $T = 100 \text{ років}$ для житлових і громадських будівель (додаток В [1]).

$s_0 = 1550 \text{ Па} \approx 155 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ - характеристичне значення снігового навантаження для м. Первомайськ (додаток Е, ДБН «Навантаження та впливи»);

$\mu^{(1)} = \cos 1,8\alpha$ - (схема 5, варіант 1, додаток Ж, ДБН «Навантаження та впливи»);

$C_e = 1$ (п.8.9 [1]).

$C_{all} = 1$ (п.8.10 [1]).

Снігове навантаження передається від балок (ригелів) покриття через вузли спирання балок на колони каркасу будівлі із значеннями, отриманими від розрахунку балки покриття.

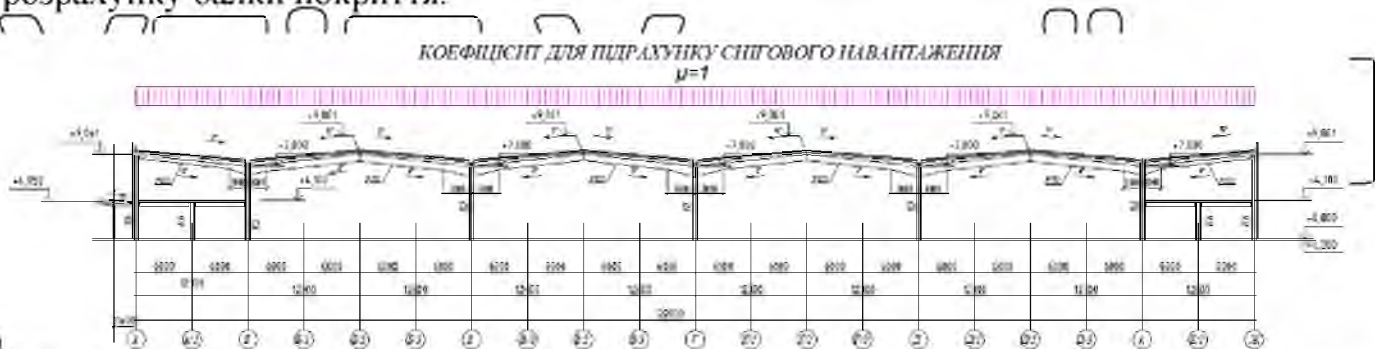


Рис.3.6. Коефіцієнти для снігового навантаження



Рис.3.7. Снігове навантаження на балки покриття (симетричне навантаження)

Вітрові навантаження

Схема 1, додаток І [ДБН «Навантаження та впливи»].

Граничне розрахункове вітрове навантаження на вертикальні поверхні:

НУБІП України

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження при дії вітру перпендикулярно до торця покриття (перпендикулярно до площин ригелів покриття, схема 2, додаток I [ДБН «Навантаження та впливи»])

НУБІП України

$$W_m^{(1)} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{(1)} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer}^{(1)} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 1,14 \cdot 37 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot C_{aer}^{(1)} \cdot 1,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 70 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot C_{aer}^{(1)}$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження при дії вітру вздовж торця будівлі центру продажу промислових товарів (в площині балок покриття, схема 2, додаток I [ДБН «Навантаження та впливи»])

НУБІП України

$$W_m^{(2)} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{(2)} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer}^{(2)} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 1,14 \cdot 37 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot C_{aer}^{(2)} \cdot 1,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 70 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot C_{aer}^{(2)}$$

$$h/l = 9,061\text{м} / 120\text{м} \approx 0,1; \quad b/l = 204\text{м} / 120\text{м} \approx 1,7 - \text{(згідно зі схемою 2, додаток I$$

[ДБН «Навантаження та впливи»]), де:

НУБІП України

$\gamma_{fm} = 1,14$ – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений (табл.9.1 [ДБН «Навантаження та впливи»])

в залежності від заданого середнього періоду повторюваності $T = 100$ років для житлових та громадських будівель (додаток В [ДБН «Навантаження та впливи»]).

НУБІП України

$W_0 = 370 \text{Па} = 37 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ – характеристичне значення вітрового тиску для м. Первомайськ (додаток Е [1]).

$C_h = 1,85$ - коефіцієнт висоти споруди (п.9.9, ДБН «Навантаження та впливи», зміна 1, табл. 9.02), для $h \approx 10$ м і типу місцевості II (сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами, при попередньо прийнятій умові, що період коливань для конструкцій перевищує 0,25 (гірший випадок);

НУБІП України

$C_{alt} = 1$ - коефіцієнт географічної висоти (п.9.10 [1]).

НУБІП України

$C_{rel} = 1$ - коефіцієнт рельєфу (п.9.11 [1]).

$C_{dir} = 1$ - коефіцієнт напрямку (п.9.12 [1]).

$C_d = 0,9$ - коефіцієнт динамічності (п.9.13, ДБН «Навантаження та впливи»,

змiна 1, рисунок 9.6), при діаметрі 200 м (діаметр дорівнює габариту споруди по ширині), і висоті 10 м.

Аеродинамічні коефіцієнти для підрахунку вітрового навантаження

Додаток 1 [ДБН «Навантаження та впливи»]. Схема 2

Вітер-1 (вітер перпендикулярно до осі А будівлі)

Коефіцієнт вітрового тиску на колони осі А $C_{aer} = +0,8$, тоді згідно схеми 2

[ДБН «Навантаження та впливи»] на колони осі Ж від'ємне значення вітрового тиску: $C_{aer} = -0,5$

Вітер-2 (вітер перпендикулярно до осі Ж будівлі)

Коефіцієнт вітрового тиску на колони осі Ж $C_{aer} = +0,8$, тоді згідно схеми 1

[ДБН «Навантаження та впливи»] на колони осі А від'ємне значення вітрового тиску: $C_{aer} = -0,5$

Навантаження Вітер-1 (вітер перпендикулярно до осі А)

1) Вітровий тиск ($C_{aer} = 0,8$) на колони по осі А

$$q_w^{(1)} = 70 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot C_{aer}^{(1)} \cdot b = 70 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot 0,8 \cdot 9,1 \text{ м} \approx 510 \frac{\text{кгс}}{\text{м}}$$

Вітровий від'ємний тиск ($C_{aer} = -0,5$) на колони по осі Ж

$$q_w^{(1)} = 70 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot C_{aer}^{(1)} \cdot b = 70 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot 0,5 \cdot 9,1 \text{ м} \approx 319 \frac{\text{кгс}}{\text{м}}$$

Навантаження Вітер-2 (вітер перпендикулярно до осі Ж будівлі)

симетрично до Вітер 1.

Розрахунок конструкції поперечної рами будівлі центру продажу промислових товарів виконуємо в програмному комплексі «ЛІРА САПР».

Під час розрахунку в ПК «ЛІРА САПР» враховується власна вага конструкцій будівлі центру продажу промислових товарів, а також виконується перевірка на розрахункові збіги навантажень для аналізу і вибору найбільш

несприятливого збігу навантажень на несучі елементи каркасу будівлі центру
продажу промислових товарів.

3.1.3. Результати розрахунку в ПК ЛІРА САПР

Рис. 3.8. Розрахункова скінченно-елементна модель рами будівлі центру продажу промислових товарів

Рис. 3.9. Переміщення по осі z в вузлах рами будівлі центру продажу промислових товарів
від власної ваги конструкцій та постійного навантаження

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Рис. 3.10. Переміщення по осі z в вузлах рами будівлі центру продажу промислових товарів від симетричного снігового навантаження

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Рис. 3.11. Переміщення по осі z в вузлах рами будівлі центру продажу промислових товарів від основного збігу навантажень (власна вага + симетричне снігове навантаження)

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Рис. 3.12. Поздовжні зусилля в елементах рами будівлі центру продажу промислових товарів від власної ваги конструкцій та постійного навантаження



НУБІП України

НУБІП України

Рис. 3.13. Поздовжні зусилля в елементах рами будівлі центру продажу промислових товарів від симетричного снігового навантаження

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП Україна

НУБІП Україна

НУБІП Україна

Рис. 3.14. Поздовжні зусилля в елементах рами будівлі центру продажу промислових товарів від основного збігу навантажень (власна вага + симетричне снігове навантаження)

Власно з гра
Экспр. Му
Симетричне навантаження - г/м

НУБІП Україна

НУБІП Україна

Моменти M_u

Рис. 3.15. Моменти M_u в елементах рами будівлі центру продажу промислових товарів від власної ваги конструкцій та постійного навантаження

НУБІП Україна

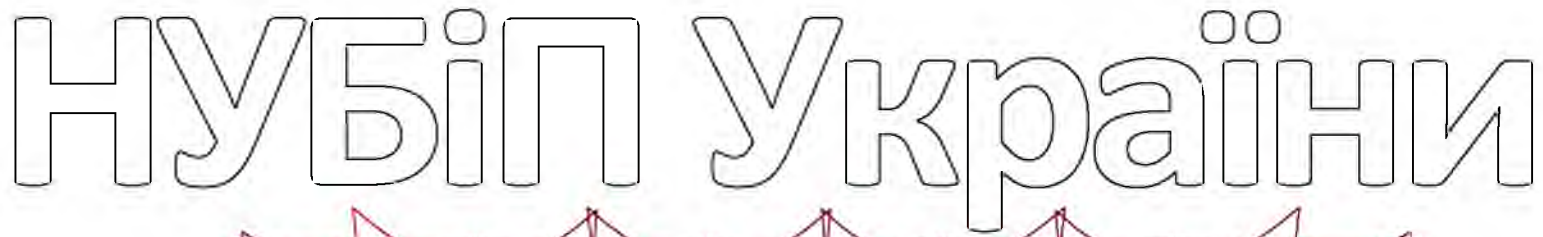
НУБІП Україна

НУБІП Україна



НУБІП Україна

Рис. 3.16. Моменти M_u в елементах рами будівлі центру продажу промислових товарів від симетричного снігового навантаження



НУБІП Україна

Рис. 3.17. Моменти M_u в елементах рами будівлі центру продажу промислових товарів від основного об'єму навантаження (власна вага + симетричне снігове навантаження)

Аналіз зусиль для розрахункового збігу зусиль, для вибору найбільш несприятливих комбінацій:

Таблиця 3.3.

НУБІП Україна

Таблиця РСУ

№ елем.	№ пер.	Склад РСУ	N (т)	Зусилля		№№ завант.
				My (т*м)	Qz (т)	
1	2	3	4	5	6	7
1	1	довготривале	-10.171	0.000	1.619	1 2
1	1	довготривале	-3.480	0.000	-1.781	1 3
1	2	довготривале	-9.348	14.735	1.619	1 2
1	2	довготривале	-8.357	13.824	3.608	1 2 3
2	1	довготривале	-32.717	0.000	7.103	1 2
2	2	довготривале	-31.350	55.406	7.103	1 2
3	1	довготривале	-41.197	0.000	0.608	1 2
3	1	довготривале	-15.246	0.000	-0.321	1 3
3	2	довготривале	-40.439	4.745	0.608	1 2
3	2	довготривале	-14.487	-2.507	-0.321	1 3
4	1	довготривале	-40.965	0.000	0.000	1 2
4	1	довготривале	-15.093	0.000	-0.490	1 3
4	2	довготривале	-38.558	-3.436	-0.441	1 2 3
4	2	довготривале	-14.335	-3.818	-0.490	1 3
4	2	довготривале	-40.207	0.000	0.000	1 2
5	1	довготривале	-41.197	0.000	-0.608	1 2
5	1	довготривале	-39.479	0.000	-1.056	1 2 3
5	2	довготривале	-38.721	-8.241	-1.056	1 2 3
5	2	довготривале	-40.439	-4.745	-0.608	1 2
6	1	довготривале	-32.717	0.000	-7.103	1 2
6	1	довготривале	-31.074	0.000	7.701	1 2 3
6	2	довготривале	-29.707	-60.072	-7.701	1 2 3
6	2	довготривале	-31.350	-55.406	-7.103	1 2
7	1	довготривале	-10.410	0.000	-3.001	1 2 3
7	2	довготривале	-9.587	-15.424	-0.389	1 2 3
7	2	довготривале	-4.024	-6.689	0.716	1 3
7	2	довготривале	-9.348	-14.735	-1.619	1 2
8	1	довготривале	-0.603	-14.735	9.448	1 2
8	1	довготривале	-2.687	-13.824	8.697	1 2 3
8	2	довготривале	-4.766	-24.873	-10.494	1 2 3
8	2	довготривале	-2.784	-21.940	-10.662	1 2
9	1	довготривале	-10.874	-77.346	19.392	1 2
9	1	довготривале	-11.528	-70.542	18.316	1 2 3
9	2	довготривале	-8.694	35.227	-0.739	1 2
9	2	довготривале	-9.424	33.348	-1.102	1 2 3
10	1	довготривале	-8.650	35.227	1.140	1 2
10	1	довготривале	-9.442	33.348	0.942	1 2 3
10	2	довготривале	-10.831	-72.497	-18.990	1 2
10	2	довготривале	-11.521	-71.096	-18.248	1 2 3
11	1	довготривале	-11.473	-77.242	19.269	1 2

11	1	довготривале	-11.627	-71.867	18.315	1 2 3
11	2	довготривале	-9.292	33.852	-0.861	1 2
11	2	довготривале	-9.524	33.008	-1.103	1 2 3
12	1	довготривале	-9.261	33.852	1.149	1 2
12	1	довготривале	-9.539	32.008	0.962	1 2 3
12	2	довготривале	-11.442	-73.770	-18.981	1 2
12	2	довготривале	-11.618	-72.194	-18.228	1 2 3
13	1	довготривале	-11.442	-73.770	18.981	1 2
13	2	довготривале	-9.261	33.852	-1.149	1 2
13	2	довготривале	-9.056	32.378	-1.330	1 2 3
14	1	довготривале	-9.292	33.852	0.861	1 2
14	2	довготривале	-11.473	-77.242	-19.269	1 2
15	1	довготривале	-10.831	-72.497	18.990	1 2
15	2	довготривале	-8.650	35.227	-1.140	1 2
15	2	довготривале	-7.994	33.682	-1.328	1 2 3
16	1	довготривале	-8.694	35.227	0.739	1 2
16	1	довготривале	-2.828	12.448	-0.064	1 3
16	2	довготривале	-10.874	-77.346	-10.392	1 2
17	1	довготривале	-2.784	-21.940	10.662	1 2
17	1	довготривале	0.354	-3.406	3.379	1 3
17	2	довготривале	0.646	-15.424	-9.573	1 2 3
17	2	довготривале	1.146	-6.689	-3.923	1 3
17	2	довготривале	-0.603	-14.735	-9.468	1 2

За результатами статичного розрахунку поперечної рами будівлі центру продажу промислових товарів в програмному комплексі ЛІРА САІР, були визначені максимальні поздовжні зусилля в стержнях металевого каркасу будівлі. Далі проводимо підбір перерізів несучих елементів каркасу.

3.2. Розрахунок головної балки

3.2.1. Вихідні дані

Довжина металевого ригелю покриття $L_{б.п.} = 24$ м. Гранично допустимий відносний прогин ригеля покриття при прогоні $L_{б.п.} = 24$ м - $\left[\frac{f_u}{l} \right] = \frac{1}{167}$ (60 мм).

Ригель покриття відноситься до другої групи конструкцій за призначенням. З урахуванням кліматичного району будівництва приймаємо для елементів ригеля покриття сталь С255 з $R_y = 24$ кН/см² при товщині листового прокату до 20 мм та $R_y = 23$ кН/см² при товщині 21...40 мм. У зв'язку з частим розташуванням прогонів покриття (зосереджені сили від опорних реакцій

прогонів) заміняємо дію від них еквівалентним погонним навантаженням, що прикладене вздовж верхнього поясу ригелів покриття.

Власну вагу балки приймаємо орієнтовно в розмірі 2% від навантаження, що на неї діє.

3.2.2. Визначення перерізу балки покриття та перевірка міцності її перерізу

Нормативне та розрахункове погонне навантаження на ригель покриття будівлі центру продажу промислових товарів:

$$q_n = 1,02(q_{n1} + q_{n2} + q_{n3})B\gamma_n = 1,02(1,1 + 0,51 + 0,21) \cdot 6 \cdot 0,95 = 10,6 \text{ кН/м};$$

$$q = 1,02(q_{n1}\gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3})\gamma_{f2})B\gamma_n = 1,02(1,1 \cdot 1,2 + (0,51 + 0,21) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 12,1 \text{ кН/м};$$

де q_{n1} – тимчасове рівномірно розподілене навантаження, що дорівнює 1,1 кН/м²; $q_{n2} = 0,51$ кН/м² – навантаження від власної ваги настилу; $q_{n3} = 0,21$ кН/м² – навантаження від власної ваги прогонів покриття; $B = 6$ м – ширина вантажної площі ригеля покриття.

Розрахункові зусилля, що виникають в ригелі покриття будівлі центру продажу промислових товарів:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12,1 \cdot 24^2}{8} = 871,2 \text{ кН} \cdot \text{м} = 87120 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{12,1 \cdot 24}{2} = 145,2 \text{ кН}.$$

Необхідний момент опору в перерізі ригеля покриття визначаємо з урахуванням розвитку пластичних деформацій та попередньо приймаємо коефіцієнт $C_1 = 1,1$:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{C_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{87120}{1,1 \cdot 23 \cdot 1} = 3443,5 \text{ см}^3;$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Призначаємо попередньо товщину стінки 8 мм, приймаючи висоту ригеля покриття рівною $(1/20)L = 1,2$ м.

Оптимальну висоту ригеля покриття визначаємо за формулою:

Мінімальну висоту перерізу ригеля покриття визначаємо за формулою:

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{req}}{t_w}} = 1,15 \sqrt{\frac{3443,5}{1,2}} = 61,6 \text{ см.}$$

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{c_1 R_y \gamma_c n L q_n}{E q} = \frac{5}{24} \frac{1,1 \cdot 23 \cdot 1 \cdot 112 \cdot 2400}{2,06 \cdot 10^4} \cdot \frac{10,6}{12,1} = 60,25 \text{ см.}$$

Висота ригелю покриття будівлі центру продажу промислових товарів має бути більше мінімальної висоти, але достатньо близькою до оптимальної висоти.

Попередньо приймаємо мінімальну висоту ригеля покриття: $h = 650 \text{ мм}$.

Мінімальну товщину стінки ригеля покриття призначаємо виходячі із умови її роботи на зріз за формулою:

$$t_{w,min} = k \frac{Q_{max}}{h R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{145,2}{65 \cdot 14 \cdot 1} = 0,24 \text{ см;}$$

де $R_s = 14 \text{ кН/см}^2$.

Для того щоб не виконувати підсилення стінки ригелю покриття по вздовжнім ребром жорсткості, товщина стінки повинна бути більше мінімальної, що визначається за формулою:

$$t_{w,min} = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{59}{5,5} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,365;$$

де $h_w = h - 2t_f = 65 - 2 \cdot 3 = 59 \text{ см}$ – висота стінки при товщині полок ригеля покриття – $t_f = 3 \text{ см}$. Остаточно приймаємо товщину стінки ригеля покриття $t_w = 8 \text{ мм}$.

Необхідну площу перерізу поясу ригеля покриття визначаємо за формулою:

$$I_{req} = \frac{W_{req} h}{2} = \frac{3443,5 \cdot 65}{2} = 111913,75 \text{ см}^4;$$

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{8 \cdot 59^3}{12} = 136919,3 \text{ см}^4;$$

$$I_{f,req} = I_{req} - I_w = 25005,6 \text{ см}^4;$$

$$h_0 = h - t_f = 65 - 3 = 62 \text{ см;}$$

НУБІП УКРАЇНИ

$$A_{f,req} = \frac{2I_{f,req}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 25005,6}{62^2} = 13,01 \text{ см}^2.$$

Ширина поясу ригеля покриття відповідно до конструктивних вимог повинна бути в межах:

НУБІП УКРАЇНИ

$$\frac{1}{5}h = \frac{1}{5} \cdot 65 = 13 \text{ см} \leq b_f \leq \frac{1}{3}h = 22 \text{ см}.$$

Товщина поясу ригеля покриття відповідно до конструктивних вимог повинна бути в межах $t_w = 0,8 \text{ см} \leq t_f \leq 3t_w = 2,4 \text{ см}$, але не більше 4 см.

Приймаємо переріз поясу ригеля покриття з листа 12x240 мм:

$$A_f = b_f \cdot t_f = 1,2 \cdot 24 = 28,8 \text{ см}^2.$$

Виконуємо перевірку виконання умов місцевої стійкості стиснутого поясу ригеля покриття:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12}{1,2} = 10 > 0,11 \frac{h_{ef}}{t_w} = 0,11 \frac{62}{0,8} = 8,5;$$

де $b_{ef} = 0,5 (b_f - t_w) = 0,5 (24 - 0,8) \approx 12 \text{ см}$ – звів поясу.

Як бачимо, умова не виконується і місцева стійкість поясу не забезпечена, тому необхідно встановлювати ребра жорсткості.

Геометричні характеристики перерізу ригелю покриття будівлі центру продажу промислових товарів:

НУБІП УКРАЇНИ

$$I_x = \frac{t_w h^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + A_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{0,8 \cdot 62^3}{12} + 2 \left(\frac{24 \cdot 1,2^3}{12} + 28,8 \left(\frac{65 - 1,2}{2} \right)^2 \right) = 74509,8 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{I_x}{h} = \frac{74509,8 \cdot 2}{65} = 2292,61 \text{ см}^3;$$

НУБІП УКРАЇНИ

$$A = 2A_f + A_w = 2 \cdot 28,8 + 0,8 \cdot 59 = 104,8 \text{ см}^2.$$

Тоді навантаження від власної ваги ригеля покриття:

$$q_{n5} = \frac{A \gamma}{B} = \frac{104,8 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5}{6} = 0,14 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Фактичне навантаження на ригель покриття будівлі центру продажу

НУБІП УКРАЇНИ

промислових товарів та розрахункові зусилля:

$$q_n = 1,02(q_{n1} + q_{n2} + q_{n3} + q_{n5})B\gamma_n = 1,02(1,1 + 0,51 + 0,21 + 0,14) \cdot 6 \cdot 0,95 = 11,17 \text{ кН/м};$$

$$q = 1,02(q_{n1}\gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3})\gamma_{f2})B\gamma_n = 1,02(1,1 \cdot 1,2 + (0,51 + 0,21 + 0,14) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 12,67 \text{ кН/м};$$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12,67 \cdot 24^2}{8} = 912,24 \text{ кН} \cdot \text{м} = 91224 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{12,67 \cdot 24}{2} = 152,04 \text{ кН}.$$

Виконуємо перевірку міцності перерізу ригелю покриття:

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{91224}{1,09 \cdot 2292,61 \cdot 23 \cdot 1} = 1,6;$$
$$\frac{F}{t_w l_{ef}} = \frac{155,66}{0,8 \cdot 15,9} = 12,24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y \gamma_c = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

де $c_1 = 1,09$ – коефіцієнт, що визначається при наступному відношенні: $\frac{A_f}{A_w} = \frac{28,8}{47,2} =$

$0,61$; $F = 2Q_{max} = 2 \cdot 78,3 = 155,66 \text{ кН}$ – поперечна сила в прогоні;

$l_{ef} = b + 2t_f = 13,5 + 2 \cdot 1,2 = 15,9 \text{ см}$ – умовна довжина розподілення навантаження;

t_f – товщина полиці; b – ширина балки прогону.

Міцність ригелю покриття будівлі центру продажу промислових товарів забезпечена. Недонапруження в елементах ригелю покриття складає 2%.

3.2.3. Зміна перерізу ригеля покриття та перевірка міцності в змінному перерізі

З метою економії матеріалу переріз ригелів покриття, який підбирається за максимальним згинальним моментом, рекомендовано зменшувати у відповідності з епурою згинального моменту.

Місце зміни перерізу ригеля покриття приймаємо на відстані $x = 3 \text{ м}$ від опори. З'єднання листів поясів здійснюємо зварним швом ветик електродами Е42А без застосування фізичних методів контролю якості зварного шва ($R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 23 = 19,5 \text{ кН/см}^2$).

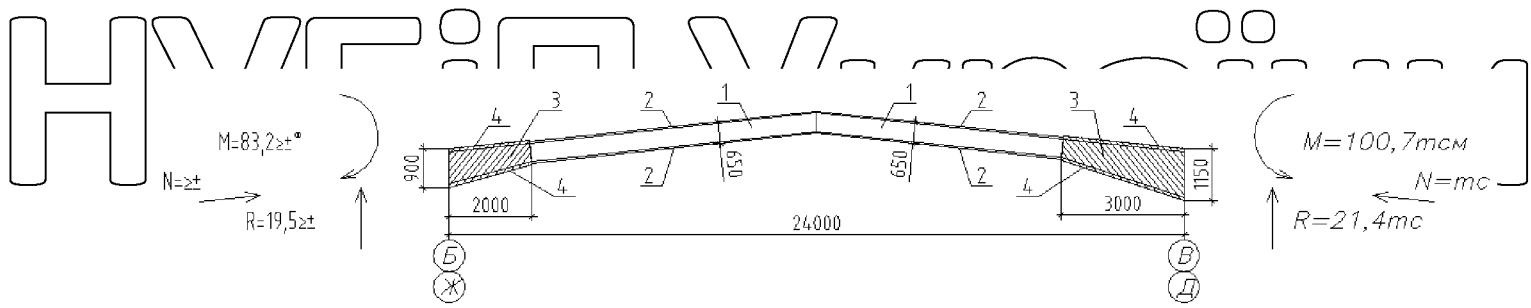


Рис. 3.18. Ескіз зміни перерізу в ригелі покриття

Визначимо момент та поперечну силу в розрахунковому перерізі ригеля покриття:

$$M_1 = \frac{qx(L-x)}{2} = \frac{12,67 \cdot 3(24-3)}{2} = 399,11 \text{ кН} \cdot \text{м} = 39911 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_1 = q\left(\frac{L}{2} - x\right) = 12,67 \left(\frac{24}{2} - 3\right) = 114,03 \text{ кН};$$

Необхідний момент опору в зміненому перерізі та площу поясу визначасмо за формулами.

$$W_{req,1} = \frac{M_1}{R_{wy}\gamma_c} = \frac{39911}{19,5 \cdot 1} = 2046,72 \text{ см}^3;$$

$$I_{req,1} = W_{req,1} \cdot \frac{h}{2} = 2046,72 \cdot \frac{65}{2} = 66518,4 \text{ см}^4;$$

$$I_{f1,req} = I_{req,1} - I_w = 66518,4 - 136919,3 = 70400,9 \text{ см}^4;$$

$$A_{f1,req} = \frac{2I_{f1,req}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 70400,9}{62^2} = 36,63 \text{ см}^2.$$

Ширина поясу в місці зміни перерізу ригеля покриття:

$$b_{f1} = \frac{A_{f1,req}}{t_f} = \frac{36,63}{1,6} = 22,9 \text{ см}.$$

Приймаємо пояс в місці зміни перерізу ригеля покриття з листової сталі розміром 16x240 мм.

Перевіряємо виконання конструктивних вимог:

$$\frac{1}{10}h = \frac{65}{10} = 6,5 \text{ см} < b_{f1} = 24 \text{ см} < \frac{1}{2}b_f = 12 \text{ см}, b_{f1} = 240 \text{ мм} > 180 \text{ мм}.$$

Геометричні характеристики зміненого перерізу ригеля покриття:

$$I_{x1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + A_{f1} \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = 91851,31 \text{ см}^4;$$

$$= \frac{0,8 \cdot 59^3}{12} + 2 \left(\frac{24 \cdot 1,2^3}{12} + 24 \cdot 1,6 \left(\frac{65 - 1,2}{2} \right)^2 \right) = 91851,31 \text{ см}^4;$$

$$W_{x1} = \frac{I_{x1}}{\frac{h}{2}} = \frac{91851,31 \cdot 2}{65} = 2826,19 \text{ см}^3;$$

$$S_{f1} = A_{f1} \frac{h_0}{2} = 24 \cdot 1,6 \cdot \frac{62}{2} = 1190,4 \text{ см}^3.$$

Нормальні та дотичні напруження в стінці ригеля покриття на рівні поясних швів та міцність зміненого перерізу ригеля покриття визначаємо за формулами:

$$\sigma_{1x} = \frac{M_1 h_w}{W_{x1} h} = \frac{39911 \cdot 59}{2826,19 \cdot 65} = 12,82 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\tau_{1xy} = \frac{Q_1 S_{f1}}{I_{x1} t_w} = \frac{114,03 \cdot 1190,4}{91851,34 \cdot 0,8} = 1,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\sqrt{\sigma_{1x}^2 + 3\tau_{1xy}^2} = \sqrt{12,82^2 + 3 \cdot 1,85^2} = 13,21 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 1,15 R_{y\gamma_c} = 1,15 \cdot 24 = 27,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Міцність зміненого перерізу ригеля покриття забезпечена.

Перевіряємо жорсткість ригеля покриття з урахуванням зміни ширини поясу за формулою:

$$f_{max} = \frac{q_n L^4}{54 \cdot 384 \left(\frac{13}{EI_{x1}} + \frac{257}{EI_x} \right)} = 1,1 \text{ см};$$

$$= \frac{0,121 \cdot 2400^4}{54 \cdot 384 \left(\frac{13}{20600 \cdot 91851,31} + \frac{257}{20600 \cdot 2292,61} \right)} = 1,1 \text{ см};$$

$$f_{max} = 1,1 \text{ см} < f_u = \frac{2400}{167} = 14,4 \text{ см}.$$

3.2.4. Перевірка загальної та місцевої стійкості перерізу ригеля покриття

Верхній стиснутий пояс ригеля покриття закріплений в горизонтальній

площині прогонами покриття, що розташовані з кроком 1,7 м. В зоні дії максимального згинального моменту допускається обмежений розвиток пластичних деформацій, відповідно, для забезпечення загальної стійкості ригелю покриття необхідно виконання умови:

$$\text{при } 1 < \frac{h}{b_f} = \frac{650}{240} = 2,71 < 6 \text{ та } 15 < \frac{b_f}{t_f} = \frac{240}{12} = 20 < 35,$$

$$\frac{l_{ef}}{b_{f1}} = \frac{170}{24} = 7,1 < \sigma \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 0,12 \left[0,41 + 0,0032 \frac{24}{1,2} + \left(0,73 - 0,016 \frac{24}{1,2} \right) \frac{24}{65} \right] \sqrt{\frac{20600}{23}} = 22,45;$$

де l_{ef} – відстань між точками закріплення верхнього поясу ригелю покриття (крок балок); h , b_f та t_f – відповідно висота, ширина поясу та товщина поясу ригелю покриття.

Умова виконується. Загальна стійкість ригелю покриття будівлі центру продажу промислових товарів забезпечена.

Виконуємо перевірку необхідності розрахунку загальної стійкості в зміненому перерізі ригелю покриття. Стійкість ригелю покриття не потрібно перевіряти, якщо виконується наступна умова:

$$\text{при } 1 < \frac{h}{b_f} = \frac{900}{240} = 3,75 < 6 \text{ та } 15 < \frac{b_f}{t_f} = \frac{240}{16} = 15 < 35$$

(так як $\frac{b_{f1}}{t_f} \leq 15$, для розрахунку приймаємо $\frac{b_{f1}}{t_f} = 15$),

$$\frac{l_{ef}}{b_{f1}} = \frac{170}{24} = 7,1 < \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= \left[0,35 + 0,0032 \cdot 15 + \left(0,76 - 0,02 \cdot 15 \right) \frac{24}{90} \right] \sqrt{\frac{20600}{23}} = 15,6.$$

Умова виконується, тому загальну стійкість ригелю покриття в зміненому перерізі перевіряти не потрібно.

3.2.5. Розрахунок деталей та вузлів балок покриття. Спирання та

з'єднання балок покриття.

Опорна реакція ригелю покриття в місці спирання на колону каркасу $F = Q_{\max} = 152,04$ кН. Приймаємо $a = 20$ мм. Необхідну площу опорного ребра ригелю покриття знаходимо за формулою:

$$A_{rs,h} = \frac{F}{(R_p \gamma_c)} = \frac{152,04}{37 \cdot 1} = 4,11 \text{ см}^2,$$

де $R_p = 37$ кН/см².

Приймаємо опорне ребро перерізом 27x250 мм:

$$b_f = 250 > 180 \text{ мм}; t_h = 27 > 16 \text{ мм}; a = 20 < 1,5t_h = 1,5 \cdot 27 = 40,5;$$

$$A_h = b_f t_h = 2,7 \cdot 25 = 67,5 \text{ см}^2 > 4,11 \text{ см}^2;$$

$$b_{eh} = \frac{b_h - t_w}{2} = \frac{250 - 8}{2} = 121 \text{ мм};$$

$$\frac{b_{eh}}{t_h} = \frac{121}{27} = 4,5 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 14,6.$$

Перевіряємо стійкість опорної частини ригеля покриття:

$$A_{st} = A_h + ct_w = 68 + 15,24 \cdot 0,8 = 80,2 \text{ см}^2$$

$$\text{де } c = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 0,8 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 15,24.$$

$$I_z = \frac{t_h b_h^3 + ct_w^3}{12} = \frac{2,7 \cdot 25^3 + 15,24 \cdot 0,8^3}{12} = 3516,3 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{st}}} = \sqrt{\frac{3516,3}{80,2}} = 6,62 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{(h+a)}{i_z} = \frac{(90+2)}{6,62} = 13,9; \text{ звідси } \varphi = 0,931;$$

$$\frac{F}{\varphi A_{st} R_y \gamma_c} = \frac{152,04}{0,931 \cdot 80,2 \cdot 24 \cdot 1} = 0,1.$$

Стійкість опорної частини ригеля покриття забезпечена

Торцеве ребро опорної частини ригеля покриття приварюється суцільними швами до стінки ручним зварюванням електродами Е42. Визначаємо переріз за яким необхідно розрахувати кутовий шов на зріз (умовний):

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 0,7 \cdot 1 = 12,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1 \cdot 1 = 16,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \end{cases}$$

де $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$; $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1$.

Розрахунок виконуємо по металу шва.

Катет зварного шва визначається за формулою:

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{F}{n85R_{wf}\gamma_{wf}}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{152,04}{2 \cdot 85 \cdot 18 \cdot 1}} = 0,32 \text{ см.}$$

Приймаємо катет зварного шва: $k_f = 8 \text{ мм}$. Перевіряємо виконання конструктивних вимог до зварних швів:

$$k_{f,\min} = 6 \text{ мм} < k_f = 8 \text{ мм} < k_{f,\max} = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм.}$$

Довжина робочої частини зварного шва.

$$l_w = 85k_f\beta_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 0,7 = 47,6 \text{ см} < h_w = 59 \text{ см.}$$

Міцність зварного шва в опорній частині ригеля покриття забезпечена.

3.2.6. Розрахунок з'єднання поясів ригеля покриття зі стінкою

Поясні шви виконуються двостороннім, автоматичним зварюванням в човник, зварювальним дротом Св-08А. Прогони спираються на ригель покриття

зверху, тому розрахунок виконуємо на рівнодіючу N_f в місці спирання першої

від опори балки прогону:

$$N_f = \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{152,04 \cdot 1155,84}{91851,31}\right)^2 + \left(\frac{12,67}{15,9}\right)^2} = 2,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

де $Q = Q_2 = 152,04 \text{ кН}$; $I = I_{x1} = 91851,31 \text{ см}^4$; $S_f = \frac{A_f(h_w + t_f)}{2} = \frac{24 \cdot 1,6 \cdot (59 + 1,2)}{2} =$

$1155,84 \text{ см}^3$; $F = 152,04 \text{ кН}$; $l_{ef} = 15,9 \text{ см}$.

Визначаємо переріз, за яким необхідно розраховувати кутовий шов на зріз:

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 1,1 \cdot 1 = 19,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1,15 \cdot 1 = 19,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \end{cases}$$

де $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$; $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$.

Розрахунок проводимо за межею сплавлення. Необхідний катет шва в цьому випадку знаходимо за формулою:

$$k_f \geq \frac{N_f}{n(\beta \gamma_w R_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{2,1}{2 \cdot 19 \cdot 1} = 0,06 \text{ см.}$$

Приймаємо конструктивно катет зварного шва $k_f \in 8 \text{ мм}$. Перевіримо виконання конструктивної умови:

$$k_{f,\min} = 8 \text{ мм} = k_f < k_{f,\min} = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм.}$$

3.2.7. Розрахунок стиків зварних ригелів покриття

Стик розташований в середині прогону, де згинальний момент $M = 912,24 \text{ кН}\cdot\text{м}$ та поперечна сила $Q = 0$. Для стику поясів та стінки ригелів покриття застосовуємо високоміцні болти діаметром 24 мм ($A_{bn} = 3,52 \text{ см}^2$) зі сталі 40Х з нормативним часовим опором $R_{bn} = 1100 \text{ МПа}$. Спосіб регулювання натягу болтів – за кутом повороту гайки.

Визначаємо зусилля, яке може сприймати одна поверхня тертя з'єднувальних елементів, що стягнуті одним високоміцним болтом за формулою:

$$Q_{bh} = \frac{(R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu)}{\gamma_h} = \frac{(77 \cdot 1 \cdot 3,52 \cdot 0,5)}{1,02} = 132,9 \text{ кН};$$

де $R_{bh} = 0,7 \cdot 110 = 77 \text{ кН/см}^2$; $\mu = 0,5$; $\gamma_h = 1,02$; $\gamma_b = 1$.

Розміри металевих накладок поясів ригелю покриття призначаємо за принципом рівномірності. Кожний пояс ригелю покриття перекривається трьома накладками. Верхню накладку приймаємо з листа 240x18 мм, нижні напівнакладки з листу 240x18 мм. Загальна площа накладок для перерізу ригеля покриття $A_{nl} = 24 \cdot 1,8 + 2 \cdot 24 \cdot 1,8 = 129,6 \text{ см}^2 > A_f = 24 \cdot 1,2 = 28,8 \text{ см}^2$.

Зусилля в поясах ригелю покриття визначаємо за формулою:

$$M_f = \frac{M I_f}{I} = \frac{912,24 \cdot 58621,252}{91851,31} = 582,21 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$I_f = 2 \left(\frac{24 \cdot 1,2^3}{12} + 24 \cdot 1,2 \left(\frac{65-1,2}{2} \right)^2 \right) = 58621,252 \text{ см}^4 \text{ – момент інерції}$$

поясів відносно нейтральної осі.

$$N_f = \frac{M_f}{h_0} = \frac{582,21}{0,62} = 939,05 \text{ кН.}$$

Необхідна кількість високоміцних болтів, що кріплять накладки до поясів,

визначається за формулою:

$$n \geq \frac{N_f}{k\gamma_c Q_{bh}} = \frac{939,05}{2 \cdot 1 \cdot 132,9} = 3,54.$$

Приймаємо конструктивно число болтів рівним: $n = 4$ шт.

Перевіряємо послаблення поясу ригеля покриття по крайньому ряду високоміцних болтів. Пояс послаблений двома отворами діаметром 26 мм по краю монтажного стику.

Так як $A_p = 3 \cdot (24 - 2 \cdot 2,6) = 56,4 \text{ см}^2 > 0,85 A_t = 0,85 \cdot 28,8 = 24,48 \text{ см}^2$, то в формулу підставляємо площу перерізу бруто $A_{ef} = A_t$.

$$\frac{N_f}{A_{ef}} \left(1 - 0,5 \frac{h_i}{n}\right) = \frac{939,05}{28,8} \left(1 - 0,5 \frac{2 \cdot 2}{2 \cdot 4}\right) = 22,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Умова виконується.

Момент, що діє на стінку ригеля покриття в місці накладки, визначаємо за формулою:

$$M_w = M \frac{I_w}{I} = 912,24 \frac{136919,3}{91851,31} = 1359,84 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Приймаємо відстань між крайніми рядами високоміцних болтів $a_{\max} = 440$ мм. Визначаємо коефіцієнт α :

$$\alpha = \frac{M_w}{m a_{\max} Q_{bh} k\gamma_c} = \frac{1359,84}{2 \cdot 44 \cdot 132,9 \cdot 2 \cdot 1} = 11,63.$$

Визначаємо необхідну кількість високоміцних болтів в вертикальному ряду стику:

$n_1 = 8$. Так як $Q = 0$, перевіряємо монтажний стик ригеля покриття за формулою:

$$N = \frac{M_w a_{\max}}{m \sum a_i^2} = \frac{1359,84 \cdot 0,44}{2 \cdot 1,6} = 186,98 \text{ кН} < Q_{bh} k\gamma_c =$$

$$= 132,9 \cdot 2 \sqrt{1} = 265,8 \text{ кН};$$

де $\sum a_i^2 = 20^2 + 60^2 + 100^2 + 44^2 = 15936 \text{ см}^2 = 1,6 \text{ м}^2$

Міцність монтажного стику ригеля покриття забезпечена.

3.3. Конструювання стержня колон суцільного перерізу

3.3.1. Вихідні дані для розрахунку

Металева колона каркасу складається з трьох основних частин: стержня, оголовка та бази.

Переріз колони приймаємо двотавровим, зварним з трьох листів. Сталь марки С245, ГОСТ 19903-74; $R_y = 225 \text{ МПа}$. Наближене значення радіусів інерції

$i_x = 0,43l$ та $i_y = 0,24b$. Задаємося гнучкістю колони $\lambda = 85$. Тоді $\varphi = 0,67$:

- необхідний радіус інерції перерізу колони:

$$i_d = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{810}{85} \approx 10 \text{ см};$$

- необхідна ширина колони:

$$b = \frac{i_d}{0,24} = \frac{10}{0,24} = 42 \text{ см};$$

- необхідна площа поперечного перерізу колони:

$$A_d = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{900000}{0,67 \cdot 22500} = 59,7 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стінку колони з полоси 376x8 мм. Тоді необхідна площа полиці двотаврового перерізу колони:

$$A_f = \frac{(A_d - A_w)}{2} = \frac{59,7 - 37,6 \cdot 0,8}{2} = 14,81 \text{ см}^2.$$

Приймаємо дві полиці з полоси 320x12 мм, площею $A_f = 38,4 \text{ см}^2$.

$$b_{ef} = 0,5 (b_f - t_w) = 0,5(32 - 1,2) = 15,4 \text{ см}.$$

Для забезпечення місцевої стійкості стінки та полиць необхідно приймати співвідношення h_{ef}/t_w та b_{ef}/t_f не більше величин, що наведені в нормативних документах. Визначаємо фактичні характеристики перерізу колони:

$$A = 37,6 \cdot 0,8 + 2 \cdot 32 \cdot 1,2 = 106,88 \text{ см}^2;$$

$$J_x = \frac{37,6^3 \cdot 0,8}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 1,2 (0,5 \cdot 37,6 + 0,8)^2 = 33047,32 \text{ см}^4;$$

$$J_y = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 32^3}{12} = 6553,6 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{33047,32}{90}} = 19,2 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{6553,6}{90}} = 8,5 \text{ см};$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{810}{8,5} = 95,3; \phi_y \approx 0,65.$$

Тоді загальна стійкість перерізу колони:

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} = \frac{900000}{0,65 \cdot 106,88} = 12954,86 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 130 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа}.$$

Загальна стійкість колони забезпечена, умова виконується.

Перевіряємо місцеву стійкість стінки колони:

$$h_{ef}/t_w = h_w/t_w = 37,6/0,8 = 47;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 82,4 \sqrt{\frac{225}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,6$$

Визначаємо $k_{\max, w} = h_{ef}/t$ при $\bar{\lambda} > 2,0$ для двотаврового перерізу:

$$\frac{h_{ef}}{t_{\max}} = (1,2 + 0,35 \cdot 2,6)^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{225}} = 134,65 > 50;$$

умова виконується, стійкість стінки колони забезпечена.

Перевіряємо місцеву стійкість полиць колони:

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{15,4}{1,2} = 12,8 < k_{\max, f} = \frac{b_{ef}}{t} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,6) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{225}} = 18,76.$$

Перевірочні розрахунки показали, що прийнятий переріз колони суцільного двотаврового перерізу задовольняють умовам міцності і стійкості.

Необхідність встановлення ребер жорсткості визначається із умови: h_{ef}/t_w

$$= 37,6/0,8 = 47 < 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,3 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{225}} = 69; \text{ ребра жорсткості не потрібні,}$$

приймаємо їх конструктивно через $3h = 3 \cdot 37,6 = 112,8 \approx 1,15 \text{ м}.$

В центральних стиснутих колонах суцільного перерізу зсувні зусилля між стінкою та поясами не значні, тому катет зварних швів, що з'єднують елементи поясів та стінки, призначаємо конструктивно товщиною 10 мм.

3.3.2. Розрахунок і конструювання бази колони

Розміри опорної плити колони визначаємо виходячи з умов зім'яття бетону під опорною плитою за формулою:

$$A_{pl} \geq \frac{N}{R_{b,loc}}$$

де N – навантаження на колону, включаючи власну вагу;

$$R_{b,loc} = \alpha R_b \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} \leq 1,5 R_b \gamma_{b9}$$

R_b – розрахунковий опір стисненню бетону під опорною плитою (призматична міцність), що приймається згідно [9]; $R_{b,loc}$ – розрахунковий опір бетону при місцевому стисненні (зім'ятті); A_f – площа фундаменту, на яку спирається опорна плита; $\gamma_{b9} = 0,9$; $\alpha = 1$ – для бетону класу нижче В25.

Повздовжнє зусилля в колоні каркасу: $N = N_{ef} + G_{0w} = 900,0 + 6,67 = 906,7$ кН,

де N_{ef} – навантаження на колону від конструкцій покриття та перекриття; G_{0w} – власна вага колони.

Фундамент приймаємо з бетону класу В7,5, $R_b = 4,5$ МПа, як для масивних бетонних фундаментів. Приймаємо $R_{b,loc} = 1,5 R_b = 1,5 \cdot 4,5 = 6,75$ МПа, тоді

$$A_{pl} = \frac{N}{R_{b,loc}} = \frac{906700}{675 \cdot 100} = 1343 \text{ см}^2.$$

Опорну плиту приймаємо розміром 45x36 см, $A_{pl} = 36 \times 45 = 1620$ см², а верх фундаменту розміром 90x100 см, $A_f = 9000$ см².

Перевіряємо напруження в опорній плиті $R_{b,loc}$ за формулою:

$$R_{b,loc} = 4,5 \sqrt[3]{\frac{9000}{1620}} = 21,5 \text{ МПа.}$$

Необхідна площа опорної плити $A_{pl} = \frac{906700}{21,5 \cdot 100} = 422 \text{ см}^2$, що менше прийнятої попередньої площі 1620 см^2 , тобто умова виконується.

Визначаємо товщину опорної плити. Опорна плита працює на згин від рівномірно розподіленого навантаження (реактивного тиску фундаменту), що визначається за формулою:

$$g = \sigma_b = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{906700}{1620} = 5,6 \text{ МПа.}$$

Розглядаючи різні ділянки опорної плити, можна побачити, що в невідгінних умовах згину знаходяться консольні ділянки опорної плити.

Виділяємо в консолі опорної плити полосу завширшки 1 см, та визначаємо згинальний момент в консолі:

$$M = \frac{\sigma_b c^2}{2} = \frac{560 \cdot 14^2}{2} = 54880 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

Необхідний момент опору перерізу опорної плити становить:

$$W_d = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{54880}{20500} = 2,67 \text{ см}^3,$$

де $R_y = 205 \text{ МПа}$ — товщина листів $t = 21 \dots 40 \text{ мм}$,
товщина опорної плити при $b=1 \text{ см}$:

$$t_{pl} = \sqrt{6W_d} = \sqrt{6 \cdot 2,67} = 4,0 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину опорної плити $t_{pl} = 4,0 \text{ см}$.

Висоту листів траверси, для кріплення колони до опорної плити знаходимо з умови повної передачі зусиль від колони на опорну плиту через зварні шви (при розрахунку по металу шва):

$$h_d = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c n_w} = \frac{906700}{0,7 \cdot 1 \cdot 18000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4} = 18,0 \text{ см.}$$

де $k_f = 10 \text{ мм}$ та $n_w = 4$ — число швів, що враховуються з умови зручного виконання зварювання.

Приймаємо висоту траверси $h_{cp} = 400 \text{ мм}$.

Анкерні болти призначаємо конструктивно діаметром 30 мм.

Глибина занурення анкерних болтів діаметром 30 мм в фундамент повинна бути не менше 700 мм.

3.3.3. Конструювання оголовка колони

Товщину опорної плити оголовка колони приймаємо конструктивно в межах 20-25 мм. Якщо торець колони не фрезерується, то опорний тиск від балок покриття передається від опорної плити на стержень колони через зварні шви, якими плиту приварюють до колони. Якщо швів по контуру плити не достатньо, то ставлять додаткові вертикальні ребра жорсткості. Висоту ребер жорсткості оголовка колони визначаємо за необхідною довжиною зварних швів, що передають навантаження на стержень колони:

при розрахунку по металу шва:

$$h_r \geq \frac{N}{4\beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c}$$

при розрахунку по металу межі сплавлення:

$$h_r \geq \frac{N}{4\beta_z k_f R_{\omega z} \gamma_{\omega z} \gamma_c}$$

Товщину ребра жорсткості визначаємо за умови опору на зім'яття під повним опорним тиском, який визначається за формулою:

$$t_r = \frac{N}{l_r R_{b,loc}}$$

Приймаємо, що кінці колони фрезеруються, тоді в цьому випадку опорна плита оголовка колони приварюється до стержня колони конструктивно, $k_f = 10$ мм. Аналогічно вирішується і оголовок, коли опорні ребра балок розташовуються по осях стінок колон. Загальний вигляд та вузли запроєктованої колони показані на листі конструктивної частини.

3.4. Розрахунок профільованого настилу під монолітну плиту покриття

3.4.1. Вихідні дані

В якості незйомної опалубки приймаємо нерозрізний трипрогонний настил

марки Н80А-674-1,0, який орієнтований вузькими полицями гофри вниз. Розрахунковий опір матеріалу профільованого настилу 220 МПа. Довжина прогону – 2 м. Висота шару бетону над настилом – 10 см. Бетон під час монтажу вкладається з бадді. Згинальний момент в прогоні від розрахункового

навантаження $M_{er,d,span} = 618$ кН·см, від нормативного навантаження $M_{er,l,span} = 500$ кН·см. Розрахунковий момент на середній опорі $M_{er,d,sup} = 769$ кН·см. Розрахункова поперечна сила $Q_{er,d} = 15$ кН.

3.4.2. Розрахунок на стадії будівництва

Перевіряємо міцність та жорсткість профільованого настилу перекриття на стадії будівництва. Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{s,max,1} \leq \sigma_{cr} = 34,3 \cdot 10^4 \left(\frac{t}{b_p}\right)^2;$$
$$\sigma_{s,max,1} = \frac{M_{er,d,span}}{W_y} = \frac{618}{50,7} = 121,9 \text{ МПа},$$

де W_y приймаємо, згідно ГОСТ на профільовані настили, у відповідності з геометричними характеристиками.

Визначаємо значення σ_{cr} , для чого попередньо визначаємо початкові напруження в профільованому настилі:

$$\sigma_{cr} = 34,3 \cdot 10^4 \left(\frac{0,1}{8,3}\right)^2 = 49,8 \text{ МПа} < 121,9 \text{ МПа},$$

умова не виконується, стиснуті широкі полиці в прогоні при бетонуванні частково виключаються з роботи, що призводить до збільшення напруження $\sigma_{s,max}$. Для визначення фактичного значення $\sigma_{s,max}$ використовуємо спеціальні номограми (рис.3.19):

$$\text{при } \sigma_{s,max,1} = 121,9 \text{ МПа } W_{x,2,1} = 42,4 \text{ см}^3;$$

$$\text{при } \sigma_{s,max,2} = 618/42,5 = 145,4 \text{ МПа } W_{x,2,2} = 41 \text{ см}^3;$$

$$\text{при } \sigma_{s,max,3} = 618/41 = 150,1 \text{ МПа } W_{x,2,3} = 40,5 \text{ см}^3.$$

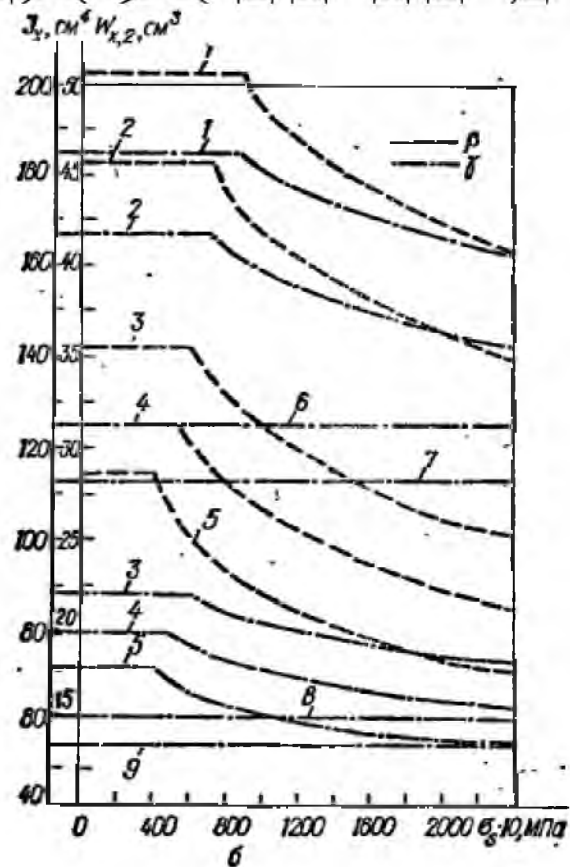
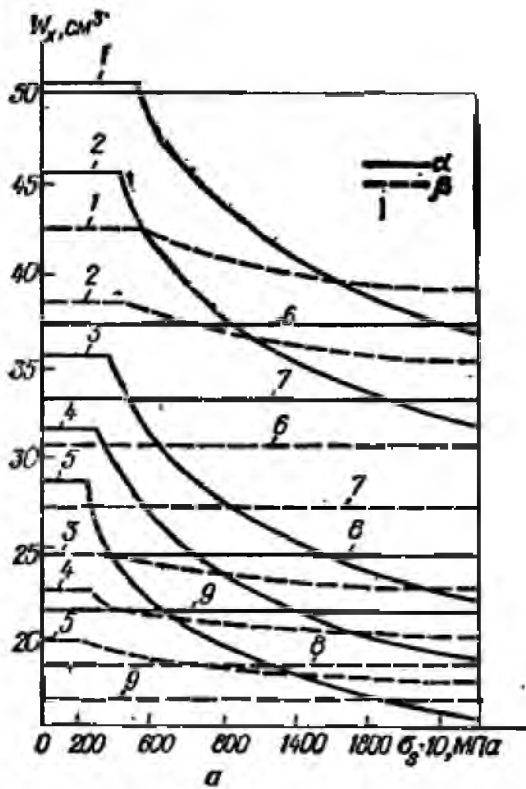


Рис. 3.19. Номограми для визначення моментів опору σ_a інерції профільованого настилу при розрахунку. а – міцності; б – прогинів; α – $W_{x,2}$; β – $W_{x,1}$; γ – $I_{x,1}$: 1 – Н80А-674-1,0; 2 – Н80-674-0,9; 3 – Н60-845-1,0; 4 – Н60-845-0,9; 5 – Н60-845-0,8; 6 – Н75-750-0,9; 7 – Н75-750-0,8; 8 – Н57-750-0,8; 9 – Н57-750-0,7.

Різниця значень моментів опору:

$$\Delta Z = \frac{(41 - 40,5)}{41} \cdot 100 = 1,2\%$$

Так як нев'язка менше 3%, момент опору W_x , приймаємо рівним 40,5 см³, при цьому вважається, що центр ваги настилу не змінив своє положення, тобто

$$\sigma_{f,max} = \frac{618}{40,5} = 152,6 \text{ МПа} < 220 \text{ МПа.}$$

Для визначення напружень розтягу у вузьких полицях профільованого настилу в прогоні, у відповідності до значень нормального напруження: $\sigma_s = 152,6$ МПа, що отримане по спеціальній номограмі, знаходимо значення W_{x1} , яке складає 40,7 см³. Відповідно, напруження розтягу:

$$\sigma_{s,t} = \frac{618}{40,7} = 151,8 \text{ МПа} < 220 \text{ МПа.}$$

Таким чином, міцність профільованого настилу в прогоні забезпечена.

В опорному перерізі в стиснутій зоні розташовується вузька полиця, що не потребує перевірки на стійкість.

Напруження стиснення на опорі:

$$\sigma_{s,max} = \frac{769}{42,16} = 179,8 \text{ МПа} < 220 \text{ МПа.}$$

Напруження розтягу на опорі:

$$\sigma_{s,t} = \frac{769}{50,7} = 151,7 \text{ МПа} < 220 \text{ МПа,}$$

таким чином міцність профільованого настилу при згині на опорі забезпечена.

Міцність профільованого настилу при дії поперечної сили перевіряємо, попередньо визначивши $t_{w,rel}$ за формулою:

$$t_{w,rel} = \frac{15000}{(7,9 \cdot \frac{1,19}{\sin 80,2^\circ})} = 15,7 \text{ МПа} < 140 \text{ МПа.}$$

Умова виконується. Міцність настилу на опорі при дії поперечної сили забезпечена.

3.4.3. Перевірка настилу за деформаціями

Розрахунковий момент інерції профільованого настилу I_x знаходимо за номограмою (рис. 3.19).

За значенням моменту опору $W_{x,2}$ визначаємо значення напружень стиснення $\sigma_{s,max}$ та по ним знаходимо момент інерції I_x .

$$\sigma_{s,max,1} = \frac{500}{50,7} = 98,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{cr} = 57,4 \cdot 10^4 \left(\frac{0,1}{8,3} \right)^2 = 83,3 \text{ МПа} < 98,6 \text{ МПа.}$$

Умова не виконується. Напруження стиснення в перерізі профільованого настилу становить 98,6 МПа та відповідає значенню $W_{x,2}$, що дорівнює 44,2 см³,

при цьому

$$\sigma_{s,max,2} = \frac{500}{44,2} = 113,1 \text{ МПа,}$$

що в свою чергу відповідає $W_{x,2,3}$, що дорівнює 43 см³.

Різниця моментів опору на третій ітерації:

$$\frac{(44,2 - 43)}{44,2} \cdot 100 = 2,7\% < 3\%.$$

Приймаємо $W_{x,2} = 43$ см³, визначаємо напруження стиснення:

$$\sigma_{s,max} = \frac{500}{43} = 116,3 \text{ МПа.}$$

Даному напруженню стиснення відповідає значення I_x 179 см⁴.

Прогин профільованого настилу визначаємо за формулою:

$$f_x = \frac{k_n g_{w,er} l_0^4}{E_a l_{ef}} + a \leq \max \left\{ \frac{1}{200} l_0, 30 \text{ мм} \right\} =$$

$$= 0,0088 \frac{(59 \cdot 300^4)}{(21 \cdot 10^6 \cdot 179)} + 0,2 = 1,32 \text{ см} < 3 \text{ см};$$

де k_n – коефіцієнт, що визначається в залежності від схеми розташування профільованого настилу (для однопрогонного – 0,013, двопрогінного – 0,0091, для настилу з числом прогонів три і більше – 0,0088); $g_{w,er}$ – нормативне навантаження на настил, Н/м; a – емпірична величина, що дорівнює для багато прогонних настилів 2 мм, для одно прогонних – 0.

Відповідно, деформація профільованого настилу не перевищує допустиму.

3.4.4. Розрахунок міцності плит в перерізах, нормальних до повздовжньої осі згинального елемента

Монолітна залізобетонна плита перекриття прийнята загальною товщиною $h_z = 17$ см (з урахуванням товщини бетону, що заповнює профільований настил),

$b_x = 1,0$ м з зовнішньою арматурою. Бетон важкий класу В20, $R_b = 9,78$ МПа.

Розрахунковий згинальний момент в прогоні: $M_{er,d,span} = 29656$ Н·м

Перевіряємо міцність перерізу плити перекриття в прогоні.

Розрахункова характеристика стиснутої зони бетону плити перекриття:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 9,78 = 0,77.$$

Визначаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону в перерізі за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\sigma_{sc,u}} \frac{1 + \sigma_{SR} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}{1 + 220 \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{500} = 0,68.$$

Граничне значення висоти стиснутої зони бетону:

$$x_R = \xi_R h_0 = 0,68(17 - 4,288) = 8,64 \text{ см.}$$

У випадку, коли нейтральна вісь знаходиться в межах товщини полиці плити та не перетинає стінки профільованого настилу (рис. 3.20), знаходимо висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{0,8 \cdot 220 \cdot 18,54}{9,78 \cdot 100} = 3,3 \text{ см} < 8,64 \text{ см.}$$

$x < h_b$, що відповідає випадку 1. Тоді

$$M_{pl,d} = 9,78 \cdot 100 \cdot 3,34(12,712 - 0,5 \cdot 3,34) = 36069 \text{ Н} \cdot \text{м} > 29656 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

відповідно, міцність перерізу забезпечена.

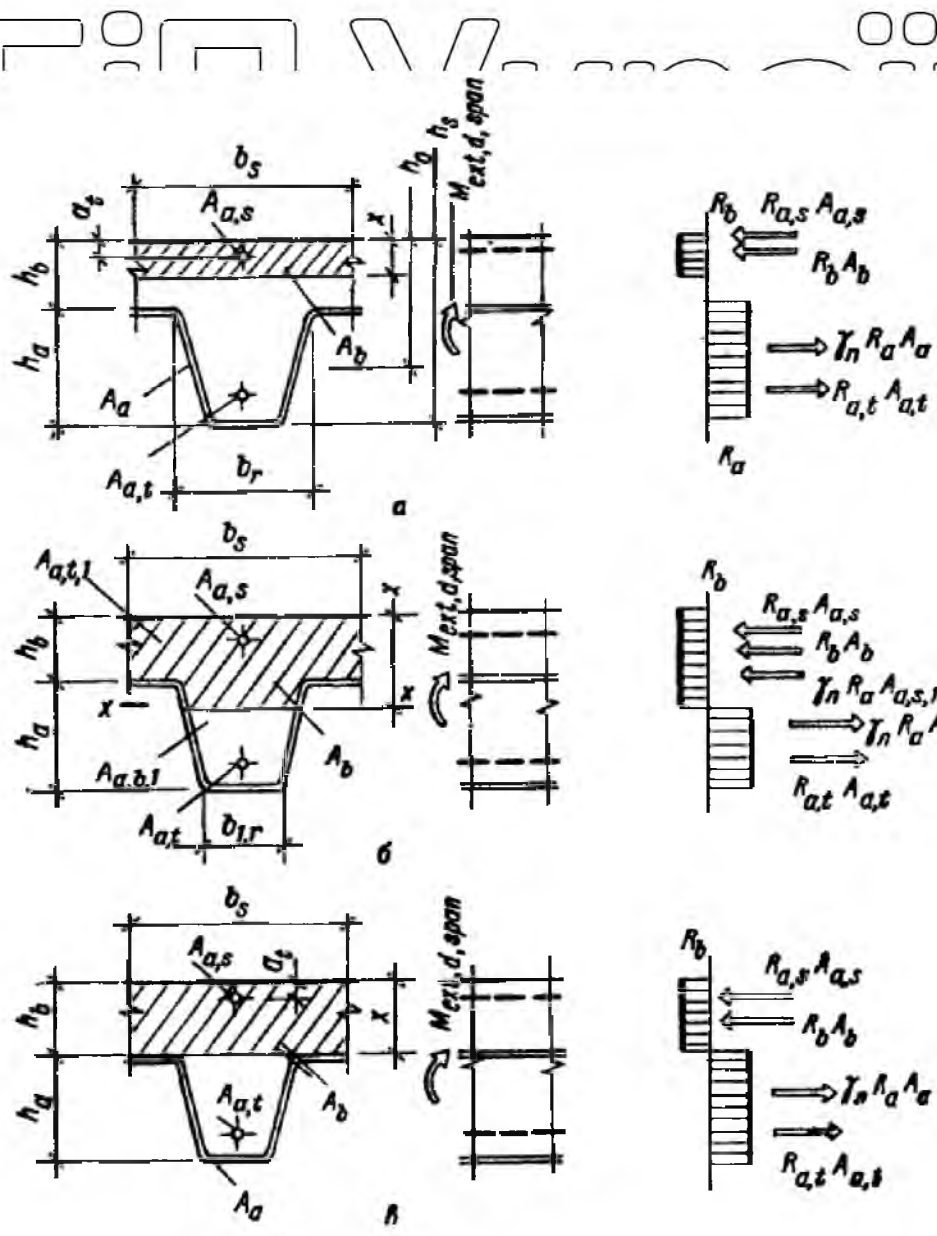


Рис. 3.20. Схема зусиль та епюри напружень в перерізі, нормальному до повздовжньої осі плити при розташуванні нейтральної осі: а – в межах товщини перерізу колиш плити $x < h_b$; б – в межах перерізу ребра $x > h_b$; в – в поверхні настли $x = h_b$

3.4.5. Розрахунок міцності плит в перерізах, похилих до повздовжньої осі

Визначаємо міцність похилого перерізу плити перекриття. Перша умова міцності:

$$Q_{A,b} = \frac{(1,5 \cdot 0,75 \frac{(56,16 + 70,34)}{2} \cdot 12,71^2)}{\sqrt{7}} = 68 \text{ кН,}$$

$$Q_{u,d} = 0,17 \cdot 220 \cdot 1,20 \cdot 7,9 + 68 = 103,4 \text{ кН} > 29,6 \text{ кН.}$$

Друга умова міцності похилого перерізу:

$$\phi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 9,78 = 0,90.$$

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

При відсутності анкерування в похилому перерізі $\phi\phi_1 = 1$.

$$Q_{u,d} = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 9,78 \frac{(55,16 + 70,34)}{2} \cdot 12,71 = 210,6 \text{ кН} > 29,6 \text{ кН.}$$

Міцність похилого перерізу плити перекриття по металевому профільованому настилу при дії поперечної сили забезпечена.

3.4.6. Розрахунок міцності анкерування настилу в бетоні плити

Анкерні штирі приймаємо з арматури класу А240С діаметром $\varnothing 14$ мм по одному в кожному гофрі профільованого настилу ($R_{an,v} = 375$ МПа, $A_{s,an,v} = 9,13$ см²). Профільований настил спирається на сталеву балку перекриття двотаврового перерізу з шириною полиці $a = 100$ мм, $l_{an,ed} = 5$ см. Згинальний момент в чверті прогону становить: 17857 Н·м.

Визначаємо опір анкерування профільованого настилу зусиллям зсуву на його кінці, приймаючи менше зі значень $T_{an,1}$, $T_{an,2}$, $T_{an,3}$;

$$k = 4,75^3 \sqrt{\frac{9,78}{(1 + 0,15 \cdot 1,54)}} \sqrt{375} = 0,42.$$

Визначаємо зусилля зсуву, що сприймається одним рядом вертикальних анкерів:

$$T_{an,1} = 0,88 \cdot 0,42 \cdot 9,15 \cdot 375 = 115,3 \text{ кН};$$

$$T_{an,2} = 220(2 \cdot 5 + 3 \cdot 1,4)0,1 \cdot 7,4 = 231,2 \text{ кН};$$

$$T_{an,3} = 220(9,3 + 7,9)0,1 \cdot 7,4 = 280 \text{ кН.}$$

Звідси $T_{an} = 115,3$ кН.

Число рядів шириною 1 м від кінця профільованого настилу до розрахункового перерізу приймаємо відповідно до ТУ 67-452-82 на настил:

в середині прогону $n_{an,1} = 25,4$; в чверті прогону $n_{an,1} = 12,7$.

$$T_{r,0,5span} = 0,5 \cdot 9,78 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 11,9 \cdot 25,4 = 147,8 \text{ кН};$$

$$T_{r,0,25span} = 0,5 \cdot 9,78 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 11,9 \cdot 12,7 = 73,9 \text{ кН.}$$

Визначаємо плече внутрішньої пари за. Для цього визначаємо висоту стиснутої зони бетону плити перекриття:

$$x = \frac{0,8 \cdot 220 \cdot 18,54}{(9,78) \cdot 100} = 3,34 \text{ см.}$$

Звідси

$$z_a = 17 - 4,288 - \frac{3,34}{2} = 11,04 \text{ см.}$$

Перевіряємо міцність анкерування за згинальним моментом в середині та чверті прогону:

$$M_{u,d,0,5span} = (115,3 + 147,8)11,04 = 29,04 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{u,d,0,25span} = (115,3 + 73,9)11,04 = 20,89 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$20,89 \text{ кН} \cdot \text{м} > 17,87 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Умова виконується, міцність анкерів забезпечена.

3.4.7. Розрахунок монолітної плити перекриття по деформаціям

Визначаємо прогин плити перекриття по металевому профільованому настилу при дії експлуатаційних навантажень.

$$f = f_{rc} + f_{add} \leq \frac{1}{150} \cdot n = \frac{2,1 \cdot 10^5}{27 \cdot 10^3} = 7,78.$$

Приведена площа сталевого профільованого настилу становить:

$$A_{red} = 18,54 \cdot 7,78 = 144,2 \text{ см}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу профільованого настилу відносно крайньої стиснутої грані плити перекриття:

$$S = 144,2(3,612 + 9,1) = 1833,1 \text{ см}^3.$$

Визначаємо положення нейтральної лінії приведенного перерізу плити перекриття від крайньої стиснутої грані бетону за формулою:

$$x = -\frac{\sum A_{red}}{b_s} + \sqrt{\left(\frac{\sum A_{red}}{b_s}\right)^2 + \frac{2S_{red}}{b_s}} =$$

$$= -\frac{144,2}{100} + \sqrt{\left(\frac{144,2}{100}\right)^2 + \frac{2 \cdot 1833,1}{100}} = 4,78 \text{ см};$$

де $\sum A_{red}$ – сума приведених площ перерізів арматури, см^2 ; S_{red} – статичний момент площі A_{red} відносно крайньої стиснутої грані перерізу плити,

см³.

$$4,78 \text{ см} < 9,2 \text{ см},$$

тобто, положення нейтральної осі визначено правильно.

$$I_{red} = \frac{100 \cdot 4,78^3}{3} + 7,78(185,58 + 144,2(12,712 - 4,78)^2) = 75669 \text{ см}^4.$$

Визначимо кривизну ρ від дії довготривалих навантажень без врахування власної ваги плити перекриття за формулою:

$$\rho = \rho_2 = \frac{M_{ext,n,span} \varphi_{b2}}{I_{red} E_b \varphi_{b1}} = \frac{24466 \cdot 2}{75669 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 0,85} = 2,82 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Загальний прогин плити перекриття:

$$f_{rc} = \frac{2,82 \cdot 10^{-5} \cdot 5}{48 \cdot 300^2} = 0,26 \text{ см}.$$

Додаткова кривизна ρ_{an} , що обумовлена податливістю анкерних зв'язків дорівнює:

$$\varepsilon_a = 0,15 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 27 \cdot 10^3 = 3402 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Деформація зсуву профільованого настилу відносно бетону плити перекриття.

$$\Delta p = \frac{2446,6}{3402 \left(12,712 - \frac{3,34}{2}\right)} = 0,065 \text{ см};$$

$$\rho_{an} = \frac{2 \cdot 0,065}{0,75 \cdot 300 \cdot 12,712} = 4,54 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$f_{add} = 4,54 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} \cdot 300^2 = 0,51 \text{ см}.$$

Таким чином, повний прогин плити перекриття влаштованої по профільованому настилу, без врахування прогину на стадії будівництва становить:

$$f = 0,26 + 0,51 = 0,76 \text{ см} < 3 \text{ см}.$$

Відповідно, жорсткість плити перекриття забезпечена. Ескіз плити перекриття влаштованої по профільованому настилу наведено на рис. 3.21:

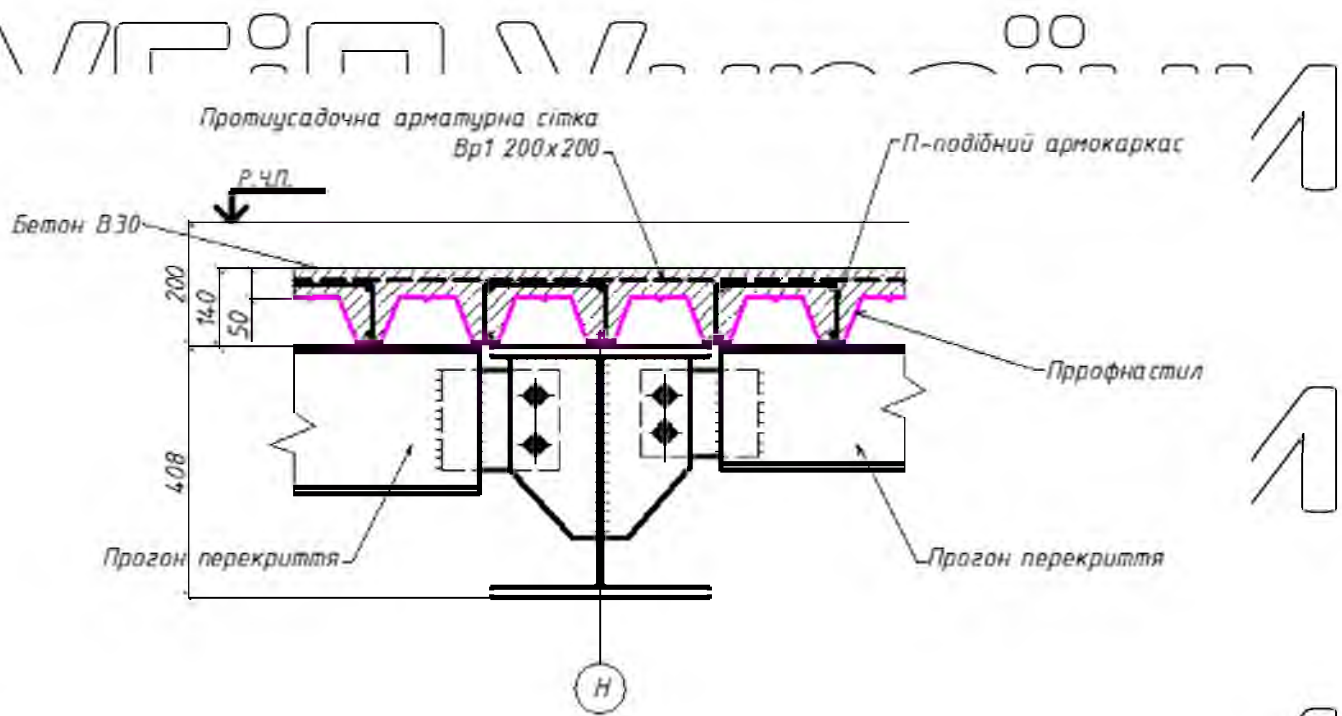


Рис. 3.21. Фрагмент монолітної залізобетонної плити перекриття по профільованому металевому настилу

НУБІП України

НУБІП України

4. Основи і фундаменти

4.1 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного

майданчика

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП УКРАЇНИ

Геологічний розріз 1-1

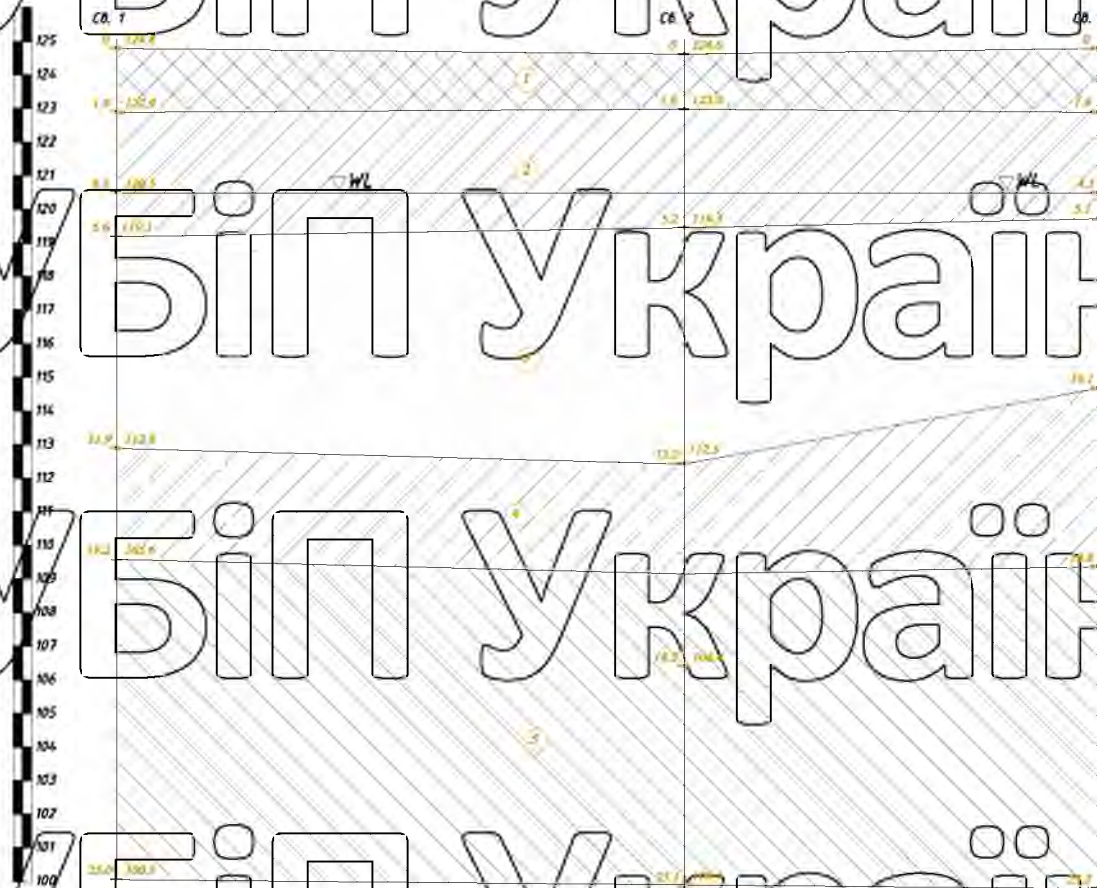


Рис. 4.1. Інженерно-геологічний розріз

В основі проєктованої будівлі центру продажу промислових товарів знаходиться п'ять інженерно-геологічних елементів:

ІГЕ-1 – насипний ґрунт.

ІГЕ-2 – пілувато-глинистий ґрунт, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ґрунту ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ґрунту ρ_s (т/м ³)	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на межі розкочуван ня ω_p
3,7	0,16	1,78	2,7	0,24	0,14

1. Визначаємо вид та стан пілувато-глинистого ґрунту ІГЕ-2:

$$I_{p2} = \omega_{l2} - \omega_{p2} = 0,24 - 0,14 = 0,10;$$

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП України

$$I_{p2} = \frac{\omega_2 - \omega_{p2}}{I_{p2}} = \frac{0,16 - 0,14}{0,10} = 0,20;$$

Згідно класифікації ґрунтів ПЕ-2: суглинок напівтвердий.

2. Питома вага ґрунту:

$$\gamma_2 = g \cdot \rho_2 = 9,81 \cdot 1,78 = 17,46 \text{ кН/м}^3;$$

3. Питома вага часток ґрунту:

$$\gamma_{s2} = \rho_{s2} \cdot g = 9,81 \cdot 2,7 = 26,5 \text{ кН/м}^3;$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e_2 = \rho_{s2} \cdot (1 + \omega_2) / \rho_2 - 1 = 2,7 \cdot (1 + 0,16) / 1,78 - 1 = 0,759;$$

5/ Нормативні характеристики ґрунту ПЕ-2:

Питоме зчеплення:

$$c_n = 25,2 \text{ кПа};$$

Кут внутрішнього тертя:

$$\phi_n = 23^\circ;$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R_0 = 243 \text{ кПа};$$

Модуль деформації ґрунту:

$$E_n = 17 \text{ Мпа}.$$

Для другої групи граничного стану:

$$c_{II} = c_n / \gamma_g = 25,2 \text{ кПа};$$

$$\phi_{II} = \phi_n / \gamma_g = 23^\circ;$$

Для першої групи граничного стану:

$$c_I = c_{II} / \gamma_g = 25,2 / 1,5 = 16,8 \text{ кПа};$$

$$\phi_I = \phi_{II} / \gamma_g = 20^\circ; \text{ де } \gamma_g = 1,15 \text{ - для глинистих ґрунтів.}$$

ПЕ-3 – пісок дрібний:

Потужність (м)	Природна вологість ґрунту ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ґрунту ρ_s	Вологість на межі текучості	Вологість на межі розкочуван
-------------------	--	---	--	-----------------------------------	------------------------------------

НУБІП України

6,3	0,26	1,93	2,65	ω_r	ω_p
-----	------	------	------	------------	------------

1. Питома вага ґрунту:

$$\gamma_s = \rho \cdot g = 9,81 \cdot 1,93 = 18,93 \text{ кН/м}^3;$$

2. Питома вага часток ґрунту:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,65 \cdot 9,81 = 26,1 \text{ кН/м}^3;$$

3. Коефіцієнт пористості:

$$e = \rho_s \cdot (1 + \omega) / \rho - 1 = 2,65 \cdot (1 + 0,26) / 1,93 - 1 = 0,73;$$

ПЕ-3 - пісок середньої щільності згідно класифікації ґрунтів.

4. Ступінь вологості:

$$S_r = \rho_s \cdot \omega / \rho_w = 2,65 \cdot 0,26 / 0,73 \cdot 1,0 = 0,94;$$

ґрунт у водонасиченому стані.

5. Питоме зчеплення: $c_n = 1 \text{ кПа}$;

6. Кут внутрішнього тертя: $\phi_n = 28,29^\circ$;

7. Модуль деформації ґрунту:

$$E_n = 18,5 \text{ МПа}$$

8. Розрахунковий опір ґрунту:

$$R_o = 200 \text{ кПа}$$

Для першої групи граничного стану:

$$c_t = c_n / \gamma_g = 1 / 1,5 = 0,66 \text{ кПа};$$

$$\phi_t = \phi_n / \gamma_g = 28,2 / 1,1 = 25,64^\circ;$$

ПЕ-4 - пилувато-глинистий ґрунт, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ґрунту ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ґрунту ρ_s (т/м ³)	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на межі розкочуван ня ω_p
3,3	0,17	1,86	2,71	0,23	0,10

1. Визначаємо вид та стан пилувато-глинистого ґрунту ПЕ-4.

$$I_p = \omega_l - \omega_p = 0,23 - 0,10 = 0,13;$$

$$I_l = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} = \frac{0,17 - 0,10}{0,13} = 0,538;$$

Згідно класифікації ґрунтів ПЕ-4: суглинок м'якопластичний.

2. Питома вага ґрунту:

$$\gamma = g \cdot \rho = 9,81 \cdot 1,86 = 18,24 \text{ кН/м}^3;$$

3. Питома вага часток ґрунту:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 9,81 \cdot 2,71 = 26,6 \text{ кН/м}^3;$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e = \rho_s \cdot (1 + \omega) / \rho - 1 = 2,71 \cdot (1 + 0,17) / 1,86 - 1 = 0,7;$$

5. Нормативні характеристики ґрунту ПЕ-4:

Питоме зчеплення:

$$c_{II} = 22,5 \text{ кПа};$$

Кут внутрішнього тертя:

$$\phi_{II} = 18,5^\circ;$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R_o = 209,2 \text{ кПа};$$

Модуль деформації ґрунту:

$$E_{II} = 14,5 \text{ МПа};$$

Для другої групи граничного стану:

$$c_{II} = c_n / \gamma_g = 22,5 \text{ кПа};$$

$$\phi_{II} = \phi_n / \gamma_g = 18,5^\circ;$$

Для першої групи граничного стану:

$$c_I = c_{II} / \gamma_g = 22,5 / 1,5 = 15 \text{ кПа};$$

$$\phi_I = \phi_{II} / \gamma_g = 18,5 / 1,1 = 16,82^\circ;$$

ПЕ-5 - пилувато-глинистий ґрунт, з характеристиками:

Потужність	Природна	Щільність	Щільність	Вологість	Вологість
------------	----------	-----------	-----------	-----------	-----------

(м)	вологість грунту ω	грунту ρ (т/м ³)	часток грунту ρ_s (т/м ³)	на межі текучості ω_l	на межі розкочуван ня ω_p
5,8	0,20	1,90	2,73	0,45	0,15

1. Визначаємо вид та стан пилувато-глинистого ґрунту ПГЕ-5.

$$I_p = \omega_l - \omega_p = 0,45 - 0,15 = 0,30;$$

$$I_l = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} = \frac{0,20 - 0,15}{0,30} = 0,166;$$

Згідно класифікації ґрунтів ПГЕ-5: глина напівтверда.

2. Питома вага ґрунту:

$$\gamma = g \cdot \rho = 9,81 \cdot 1,90 = 18,63 \text{ кН/м}^3;$$

3. Питома вага часток ґрунту:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 9,81 \cdot 2,73 = 26,78 \text{ кН/м}^3;$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e = \rho_s \cdot (1 + \omega) / \rho - 1 = 2,73 \cdot (1 + 0,17) / 1,86 - 1 = 0,7;$$

5. Нормативні характеристики ґрунту ПГЕ-5:

Питоме зчеплення:

$$c_{II} = 23 \text{ кПа};$$

Кут внутрішнього тертя:

$$\varphi_{II} = 19^\circ;$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R_o = 211,5 \text{ кПа};$$

Модуль деформації ґрунту:

$$E_{II} = 14,8 \text{ МПа};$$

Для другої групи граничного стану:

$$c_{II} = c_{II} / \gamma_g = 23 \text{ кПа};$$

$$\varphi_{II} = \varphi_{II} / \gamma_g = 19^\circ;$$

Для першої групи граничного стану:

$$c_{II} / \gamma_g = 23 / 1,5 = 15,33 \text{ кПа};$$

$$\varphi_I = \varphi_{II} / \gamma_g = 19 / 1,1 = 17,27^\circ.$$

4.2 Розрахунок і проектування фундаменту під колону каркасу будівлі

центру продажу промислових товарів

За основу фундаменту приймаємо ПГЕ-2 (лилувато-глинистий ґрунт).

Фундамент проектуємо стовпчастим з бетону класу В20. Товщину захисного шару бетону приймаємо $a_s = 70 \text{ мм}$.

Розрахунок і проектування фундаменту під колону каркасу будівлі центру

продажу промислових товарів виконуємо на наступні зусилля на обрізі фундаменту:

$$N_{II} = 2024,2 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 0$$

$$Q_{II} = 60,59 \text{ кН}$$

4.2.1 Визначення висоти фундаменту

Робоча висота плитної частини стовпчастого фундаменту під колону визначається за формулою:

$$h_{0pl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{ep}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2423}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 900 + 218,3}} = 0,62 \text{ м},$$

де N_I - розрахункове навантаження, що передається від колони на обріз фундаменту, $N_I = 2423 \text{ кН}$

α - коефіцієнт, що дорівнює $\alpha = 0,85$

γ_{b2} - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, $\gamma_{b2} = 1$;

γ_{b9} - коефіцієнт, що враховує матеріал фундаменту, $\gamma_{b9} = 0,9$;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону на розтяг, $R_{bt} = 900 \text{ кПа}$;

p_{ep} - реактивний тиск ґрунту під подошвою фундаменту від розрахункового навантаження, без врахування власної ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, $p_{ep} \approx R_0 \approx 218,3 \text{ кПа}$.

Визначаємо необхідну висоту плитної частини фундаменту під колону каркасу:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.62 + 0.07 = 0.69\text{ м} > 0.3\text{ м}.$$

Остаточню приймаємо висоту плитної частини фундаменту під колону каркасу: $h_{pl} = 0.7\text{ м}$.

Мінімальна висота фундаменту під колону має бути не менше 1,5 м, тому приймаємо висоту фундаменту $H_f = 1.5\text{ м}$.

4.2.2 Визначення глибини залягання фундаменту

Визначаємо розрахункову глибину промерзання ґрунту:

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 1.35 = 0.675\text{ м},$$

де k - коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі, $k = 0.5$;

d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, що визначається в залежності

від кліматичного району будівництва, $d_{fn} = 1.35\text{ м}$.

Глибина залягання фундаменту під колону виходячи з конструктивних вимог:

$$d_1 = H_f + h_1 = 1.5 + 0.3 = 1.8\text{ м},$$

де H_f - висота фундаменту, $H_f = 1.5\text{ м}$;

h_1 - товщина шару ґрунту від обрізу фундаменту до планувальної позначки землі, $h_1 = 0.3\text{ м}$.

Так як, розрахункова глибина промерзання ґрунту менша ніж глибина залягання фундаменту під колону виходячи з конструктивних вимог, то приймаємо більше зі значень, тобто: $d_1 = 1.8\text{ м}$.

Абсолютна відмітка підошви фундаменту становить:

$$FL = DL - d_1 = 141.5 - 1.8 = 139.7\text{ м}.$$

4.2.3. Визначення розмірів підошви фундаменту

Оскільки фундамент розраховуємо як центрально-стиснений, то приймаємо його квадратним в плані.

Визначаємо попередні розміри підшови фундаменту:

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d_1}} = \sqrt{\frac{2019.2}{218.3 - 20 \cdot 1.8}} = 3.93 \text{ м}$$

Остаточно приймаємо $b_f = l_f = 3.9 \text{ м}$

$$L/H = 139/21 \approx 6.62$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 3.9 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 310 \text{ кПа}$$

Уточнюємо розміри підшови фундаменту:

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{2019.2}{310 - 20 \cdot 1.8}} = 3.3 \text{ м}$$

Приймаємо ширину фундаменту:

$$b_f = l_f = 3.3 \text{ м}$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 3.3 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 306.2 \text{ кПа}$$

Визначаємо максимальний і мінімальний крайовий тиск і середній тиск під підшовою центрально-стисненого фундаменту в припущенні лінійного розподілу напружень в ґрунті.

$$P_{\max}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{3.3 \cdot 3.3} + 20 \cdot 1.8 + \frac{90.9}{3.28} = 340.7 \text{ кПа} < 1.2R = 367 \text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{3.3 \cdot 3.3} + 20 \cdot 1.8 - \frac{90.9}{3.28} = 285.3 \text{ кПа} > 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{2019.2}{3.3 \cdot 3.3} + 20 \cdot 1.8 = 313 \text{ кПа} > R = 306.2 \text{ кПа}$$

$$\Delta = 2.2\%$$

$$\text{де } M_{II} = Q_{II} h_f = 60.59 \cdot 1.5 = 90.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{3.3 \cdot 3.3^2}{6} = 3.28 \text{ м}^3$$

Остаточно приймаємо розміри підшови фундаменту під колону каркасу

будівлі центру продажу промислових товарів: $b_f = l_f = 3.3 \text{ м}$

4.2.4 Обчислення осідання фундаменту під колоною

Визначення осідання фундаменту під колоною каркасу виконуємо методом пошарового підсумовування.

Для цього обчислюємо ординати епюр природного тиску σ_{zg} (вертикальні напруження від дії власної ваги ґрунту) та допоміжного тиску $0,2\sigma_{zg}$ по формулі:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{ш} h_i$$

Розрахунок виконуємо у табличній формі.

Таблиця 4.2

Точка	$\gamma_{ш}$	h_i	σ_{zg}	$0,2\sigma_{zg}$
0	-	-	0	0
1	19,9	1,8	35,82	7,16
2	19,9	0,6	47,76	9,55
3	19	2	85,76	17,15
4	9,98	6	145,64	29,13
5	10,4	6	208,04	41,61
6	9,88	3,6	243,61	48,72

Додатковий вертикальний тиск по підшві фундаменту:

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 313 - 37,7 = 275 \text{ кПа}$$

Розбиваємо товщу під підшовою фундаменту на елементарні шари

$$\text{завтовшки: } \Delta_i = 0,4b_f = 0,2 \cdot 2,7 = 0,54 \text{ м}$$

Величину загального осідання визначаємо за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

Додаткові напруження в ґрунті від взаємного впливу фундаментів

обчислюємо методом кутових крапок:

$$\sigma_{zpi}^{доп} = (\alpha_i^I - \alpha_i^{II}) p_0$$

$$\text{де } p_0 = 128,9 \text{ кПа}$$

Розрахунки зводимо у таблицю 4.3.

Таблиця 4.3.

ξ_i	α_i^I	α_i^{II}	$\sigma_{zp,i}^{дон}$
0.00	0.250	0.250	0.00
0.90	0.212	0.210	0.52
1.00	0.204	0.201	0.77
1.80	0.148	0.139	2.32
2.70	0.106	0.090	4.12
3.60	0.080	0.061	4.90
4.33	0.065	0.046	4.90
4.50	0.062	0.044	4.64
5.40	0.050	0.032	4.64
6.30	0.040	0.025	3.87
7.20	0.033	0.019	3.61
8.10	0.028	0.016	3.09
9.00	0.024	0.013	2.84
9.90	0.020	0.011	2.32
10.80	0.017	0.009	2.06

$$S_1 = \frac{0.8}{14000} (269.76 \cdot 0.54 + 262.44 \cdot 0.06) = 0.009 \text{ м}$$

$$S_2 = \frac{0.8}{18000} (241.35 \cdot 0.48 + 196.55 \cdot 0.54 + 149.57 \cdot 0.54 + 115.59 \cdot 0.44) = 0.0157 \text{ м}$$

$$S_3 = \frac{0.8}{28000} (99.92 \cdot 0.1 + [86.18 + 67.23 + 53.38 + 43.36 + 35.83 + 29.94 + 25.29] \cdot 0.54) = 0.0055 \text{ м}$$

Загальне просідання:

$$S_{\text{общ}} = S_1 + S_2 + S_3 = 0.0009 + 0.0157 + 0.0055 = 0.03 \text{ м} < S_u = 0.12 \text{ м}$$

Умова виконується

4.3. Розрахунок фундаменту

4.3.1 Конструювання фундаменту

Так як висота плитної частини фундаменту прийнята $h_{0pl} = 0.7 \text{ м}$, то

приймаємо два рівні фундаменту, при цьому висоту рівнів приймаємо

$$h_1 = h_2 = 0.35 \text{ м}$$

Остаточна висота плитної частини фундаменту під колоною: $h_{pl} = 0.7 \text{ м}$, а

остаточна робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.7 - 0.07 = 0.63 \text{ м}$$

Розміри консолей рівнів плитної частини призначаємо: $c_1 = 0.35\text{ м}$, $c_2 = 0.35\text{ м}$.

4.3.2 Розрахунок фундаменту по міцності на розколювання

Перевіряємо виконання умови:

$$N \leq (1 + b_c / h_c) \mu \gamma_1 A R_{bt},$$

де b_c, h_c – ширина і висота перерізу бази колони; μ – коефіцієнт тертя бетону по бетону; γ_1 – коефіцієнт, що враховує спільну роботу фундаменту з ґрунтом, $\gamma_1 = 1.3$; A – площа вертикального перерізу фундаменту $A = 2.3\text{ м}^2$; $R_{bt} = 900\text{ кПа}$

$$2423\text{ кН} \leq (1 + 0.71) \cdot 0.75 \cdot 1.3 \cdot 2.3 \cdot 900 = 3451\text{ кН}$$

Умова виконується.

4.3.3 Розрахунок міцності фундаменту на зім'яття

Перевіряємо виконання умови:

$$N \leq 0.9 \psi_{loc} A_{loc,1} R_{b,loc},$$

де $A_{loc,1}$ – фактична площа того, що зім'яло, $A_{loc,1} = 0.5 \cdot 0.7 = 0.35\text{ м}^2$;

$A_{loc,2}$ – розрахункова площа того, що зім'яло, $A_{loc,2} = 0.9 \cdot 0.9 = 0.81\text{ м}^2$;

ψ_{loc} – коефіцієнт, що залежить від характеру розподілу місцевого навантаження, $\psi_{loc} = 1$;

$R_{b,loc}$ – розрахунковий опір бетону зім'яттю.

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_{loc} R_b = 1 \cdot 1.32 \cdot 11500 = 1521\text{ кПа}$$

$$\varphi_{loc} = \sqrt[3]{A_{loc,2} / A_{loc,1}} = \sqrt[3]{0.81 / 0.35} = 1.32$$

$$2423\text{ кН} \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 0.35 \cdot 1521 = 4791\text{ кН}$$

Умова виконується.

4.3.4 Розрахунок міцності фундаменту по поперечній силі

Перевіряємо умову

$$Q \leq \frac{1.5 R_{bt} b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 2.7 \cdot 0.37^2}{0.45} = 1109\text{ кН}$$

$$Q = p_{ep} (c_1 - c_0) b_f = 332(0.45 - 0.45) = 0 < 0.6 R_{bt} b_f h_{01} = 0.6 \cdot 900 \cdot 2.7 \cdot 0.37 = 539.5\text{ кН}$$

$$Q = 539.5\text{ кН} < 1109\text{ кН}$$

Міцність плитної частини по поперечній силі забезпечена.

4.3.5 Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту

Площу перерізу робочої арматури визначаємо з розрахунку на вигин консольних виступів. Визначаємо згинальні моменти в перетинах I-I і II-II:

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0.45^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 331.5) = 92.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.45)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 331.5 \text{ кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0.9^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 322.2) = 365.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.9)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 322.2 \text{ кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1.35^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 313) = 815.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 1.35)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 313 \text{ кПа}$$

Площа перерізу робочої арматури:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9 h_{01} R_s} = \frac{92.3}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280000} = 15.9 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 h_{01} R_s} = \frac{365.8}{0.9 \cdot 0.83 \cdot 280000} = 17.5 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 h_{02} R_s} = \frac{815.5}{0.9 \cdot 1.43 \cdot 280000} = 22.63 \text{ см}^2$$

Приймаємо крок арматурних стержнів 150 мм, діаметр робочої арматури 12 мм, що більше мінімально допустимого діаметру 10 мм.

4.3.6 Розрахунок міцності підколонника по нормальним перерізам

Фундамент центрально стиснений. Знаходимо необхідну площу перерізу арматури:

$$A_{s, \text{tot}} = \frac{N}{\phi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2423}{0.8 \cdot 280000} - 0.9 \cdot 0.9 \frac{11500}{280000} = 0.022 \text{ см}^2$$

Приймаємо конструктивно крок повздовжніх стержнів 0.4 м. Таким чином мінімально допустимий діаметр стержнів 12 мм. Приймаємо стержні діаметром

12 мм.

4.3.7 Розрахунок міцності підколоники по похилому перерізу

Згинальний момент в підколонику:

$$M = 0.8 \cdot (Qh_{cf} - 0.5h_{cf}) = 0.8(72.21 \cdot 0.6 - 0.5 \cdot 0.6) = 34.42 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Площа поперечної арматури:

$$A_{sw} = \frac{M}{R_{sw} \sum z_{sw}} = \frac{34.42}{225000 \cdot 1.1} = 2.6 \text{ см}^2$$

Приймаємо крок поперечних сіток 150 мм, діаметр стержнів 10 мм.

Використана література

Характеристика джерела

Бібліографічний опис

ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. К.:
Мінбуд України. 2006. – 57 с.

ДБН Б.2.2-12:2018 “Планування і забудова
територій” К.: Мінрегіонбуд України. 2019. –
179 с.

ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна
кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010. – 127 с.

ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель.
К.: Мінбуд України. 2006. – 74 с.

ДБН В.1.1.7-2016. Пожежна безпека об'єктів
будівництва. К.: Держбуд України. 2016. – 87 с.

ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні
конструкції. К.: Мінбуд України. 2009. – 74 с.

Нормативні документи
зі стандартизації

ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний. Для
железобетонних конструкцій. К.:
Держспоживстандарт України. 2019. – 17 с.

ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і
переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд
України. 2006. – 15 с.

ДБН В.2.6-198:2014. „Сталеві конструкції.
Норми проектування” К.: Мінрегіонбуд
України. 2014. – 198 с.

ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного
виробництва. К.: Мінбуд України. 2016. – 67 с.

ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова
безпека в будівництві. К.: Мінбуд України.
2009. – 44 с.

Книги: - один автор

Технология возведения зданий и сооружений: Учебник / Под ред. В.И. Теличенко и др. – М.: Высш. шк., 2001. – 320 с.

- два автори

Гольшев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. – К.: Будівельник, 1985. – 416 с.

Байков В.Н., Сигалов Е.Е. Жалізобетонні конструкції: підручник – М.: “Стройиздат”, 1991. – 767 с.

Бондаренко В.М., Римшин В.Д. Приклади розрахунку залізобетонних та кам'яних конструкцій: Навч. Посібн. – М.: “Вища школа”, 2006. – 504 с.

Технологія будівельного виробництва. Підручник / В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430с.

- група авторів

Сучасні технології в будівництві: Підручник / О.І. Менеїлюк, В.С. Дорофеев, Л.Е. Лукашенко та інш. / За ред. О.І. Менеїлюка. – К.: Освіта України, 2010. – 550с.

Жалізобетонні конструкції: Підручник / П.Ф. Вахненко, А.М. Чавліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко; за ред. П.Ф.Вахненка. - К. : Вища школа, 1999. – 508с.