

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект камінеобробного цеху в Житомирі з дослідженням сандвіч-панелей

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

	<u>Якушев Ю.О.</u> (підпис)	<u>Якушев Ю.О.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>Ковальчук Я.О.</u> (підпис)	<u>Ковальчук Я.О.</u> (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u>Данильченко С.М.</u> (підпис)	<u>Данильченко С.М.</u> (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u>Ясній В.П.</u> (підпис)	<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u>Заєць М.Т.</u> (підпис)	<u>Заєць М.Т.</u> (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2020

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Якушеву Юрію Олексійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект каменеобробного цеху в Житомирі з дослідженням сандвіч-панелей

Керівник роботи Ковальчук Ярослав Олексійович, к.т.н., доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «__» _____ 20__ року № _____

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
8-10 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний	8
1.1 Коротка характеристика підприємства і його склад	8
1.2 Потреба в паливі, воді, тепловій та електричній енергії.	8
1.3 Опис технологічного процесу	9
1.4 Генеральний план об'єкта і транспорт	13
1.5 Протипожежні заходи	14
1.6.1 Пожежогасіння	14
1.7 Архітектурно-планувальні рішення	15
1.8 Конструктивні рішення	17
1.9 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій	18
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний	22
2.1 Вихідні дані	22
2.2 Визначення компоновальних розмірів поперечної рами	23
2.3. Розрахунок поперечної рами	25
2.3.1. Збір навантажень на раму	25
2.3.2. Постійне навантаження	26
2.3.3. Кранове навантаження	27
2.3.4. Вітрове навантаження	29
2.4. Розрахунок рами	30
2.5 Підбір перерізу прогону	34
2.6 Розрахунок балки	35
2.6.1 Компонування перетину і перевірка міцності та загальної стійкості головних балок	35
2.6.2. Перевірка на міцність	37
2.6.3 Розрахунок поясних швів	40
2.7. Розрахунок колон	40
2.7.1. Розрахункові довжини ділянок ступінчастої колони	40

2.7.2. Підбір перерізу верхньої частини колон	43
2.7.2.1 Компонувальна частина	43
2.7.2.2 Перевірочна частина	46
2.7.3. Підбір перерізу підкранової частини колони.....	47
2.7.3.1 Перевірка стійкості гілок колони	50
2.7.3.2 Перевірка загальної стійкості нижньої частини	52
2.7.4. Розрахунок бази колони	54
2.7.4.1 Розрахунок опорної плити	55
2.7.4.2 Розрахунок траверси.....	56
2.7.4.3. Розрахунок анкерних болтів	58
2.7.4.4. Розрахунок анкерної планки	58
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний.....	59
3.1 Особливості PUR і PIR теплоізоляції в сендвіч-панелях.....	59
3.2 Особливості використання сендвіч- панелей.....	61
3.3 Визначення теплотехнічних характеристик сендвіч панелей з PIR і PUR утепленням	63
3.4 Висновок	64
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	65
4.1 Характеристика об'єкту з точки зору охорони праці.....	65
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	68
4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва від надзвичайних.....	68
ситуацій природнього характеру.....	68
4.2.2 Коротка характеристика впливу надзвичайних ситуацій природного характеру	68
4.2.3 Заходи при землетрусі	69
4.2.4 Заходи щодо підвищення стійкості об'єкта.....	70
4.2.5 Системи сейсмосахисту будівель і споруд	71
Висновок	73
Бібліографія	75

ВСТУП

Сучасні ринкові умови проектування промислових будівель також висувають вимоги до енергозбереження. Окрім хороших теплотехнічних характеристик матеріали, якими утепляються промислові будівлі повинні володіти ще й достатньою технологічністю, можливістю виконувати роботи при низьких температурах, а також надавати певну архітектурну привабливість готовим будівлям

Сучасний розвиток технологій дає можливість створити будівельну конструкцію наділену декількома властивостями. Саме такими є сендвіч-панелі. Їх застосування дозволяє одночасно створити стіну із достатнім опором теплопередачі та архітектурною привабливістю. Заводське виготовлення дозволяє виконувати монтаж готових панелей практично при будь-яких погодніх умовах.

Актуальність теми. Забезпечення енергоефективності промислових будівель та споруд набуває все більшої зацікавленості поряд з постійним зростанням вартості енергоносіїв.

У кваліфікаційній роботі приділену увагу розрахункам теплотехнічних характеристик найбільш поширених типів сендвіч панелей.

Мета роботи – Розробка каменеобробного цеху в Житомирі з дослідженням сендвіч-панелей.

Об'єктом дослідження є теплотехнічні характеристики сендвіч-панелей з PIR і PUR утепленням.

Предметом дослідження є розподіл температури в утеплювальному шарі сендвіч-панелей з PIR і PUR утепленням.

Доцільність проведення досліджень викликана тим, що отримані результати дадуть ширше розуміння роботи утеплювального шару сендвіч панелей.

Завдання роботи:

- розробити основні об'ємно-планувальні, архітектурно-конструктивні рішення каменеобробного цеху;
- визначити інженерно-геологічні умови будівництва, визначити тип та розрахувати фундаменти відповідно до виявлених інженерно-геологічних умов;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій
- визначити основні типи утеплювального шару, що використовується в сендвіч-панелях
- визначити експлуатаційні властивості сендвіч панелей з PIR і PUR утепленням;
- встановити розподіл температури в утеплювальному шарі сендвіч панелей з PIR і PUR утепленням;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання.

Наукова новизна. Вдосконалено методику визначення теплотехнічних характеристик сендвіч-панелей з PIR і PUR утепленням.

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні проектуванні промислових будівель і споруд. Результати розрахунку можуть застосовуватися для оцінки енергоефективності проектних рішень. Наведена в роботі методика може використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на IX Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: сендвіч-панель, PIR-утеплювач, PUR-утеплювач.

РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний

1.1 Коротка характеристика підприємства і його склад

Комплекс з переробки природного каменю призначений для забезпечення внутрішнього і зовнішнього ринку виробами з природного каменю: слябами, тротуарною та облицювальною плиткою.

До складу комплексу входять будівлі та споруди перераховані в Таблиці 1.1

Таблиця 1.1

№ п/п	Найменування об'єкта	Типовий або об'єкти, що повторно застосовуються
1	2	3
	Виробничий корпус- 1 поверх	Інд.проект
	Адміністративно-побутовий корпус- 2 поверх	Інд.проект

1.2 Потреба в паливі, воді, тепловій та електричній енергії.

Потреба комплексу в основних енергетичних ресурсів становить:

- води на госп. питні потреби -1,12 м³/ч
- води технічної -317,1 м³/ч
- річне споживання ел. енергії - 3735 000 кВт.ч.

Джерела отримання всіх енергетичних ресурсів відповідно до технічних умов (див. додаток) зацікавлених організацій є:

- водопостачання для господарсько-побутових потреб передбачено від мереж загального користування;
- технічне водопостачання від мереж загального користування;
- побутові стоки в гноївкозбірниках;
- зливові стоки в гноївкозбірниках;

- постачання тепла передбачено від мереж загального користування;
- електропостачання від мереж загального користування;
- телефонізація мереж загального користування;

Техніко-економічні показники:

- кліматичний район - III в.
- Сейсмічність - 6 балів.
- Нормативне снігове навантаження - 100 кг/м²
- Нормативне вітрове навантаження - 38 кг/м².

Цех з переробки природного каменю:

- Площа забудови 3560 м²;
- Загальна площа будівлі 3240 м²;
- будівельний об'єм 50 608.8 м³;
- Ступінь вогнестійкості III а.

Адміністративно-побутовий корпус:

- Площа забудови 309.04 м²;
- Загальна площа будівлі 582.53 м²;
- будівельний об'єм 2 600.8 м³;
- Ступінь вогнестійкості III.

1.3 Опис технологічного процесу

Основними виробами з природного каменю вироблені на «Комплексі з обробки природного каменю» (KoliK) є - модульні облицювальні плити та сляби.

Початковою сировиною для виробництва модульної облицювальної плити і слябів служать блоки з граніту і габро. Родовища гранітів знаходяться 17 км від розташування комплексу з переробки каменю, а родовище габро знаходиться в 20 км від комплексу.

Сировина доставляється автомобільним транспортом і складається на складі сировини, обладнаному вантажопідйомними механізмами. Потім блоки на спеціальних візках по рейкових шляхах доставляються в цех, де встановлено камернізне обладнання.

У цеху розкладено два комплекти камерізного обладнання, один комплект для виробництва модульної плитки другий комплект для виробництва слябів.

Виробництво модульної плитки.

Розпилювання блоків здійснюється на багатодискових фрезерних верстатах марки PEDRINI і TESMES.

На верстаті марки PEDRINI встановлений пакет з 30 вертикальними дисками, максимальним діаметром 1200 мм, максимальна глибина пиляння смуги становить 400 мм і горизонтальним диском діаметром 400 мм, який служить для підрізування вертикально розпиляних смуг плит-заготовок.

На верстаті марки TESMES встановлений пакет з 26 вертикальними дисками, максимальним діаметром 1200 мм. максимальна глибина пиляння смуги становить 400 мм і горизонтальним диском діаметром 400 мм, який служить для підрізування вертикально розпиляних смуг плит-заготовок.

Робочий простір верстатів характеризується наступними максимальними параметрами: довжина - 3000. ширина - 2000. висота - 2000 мм.

Важливим параметром розпилювання блоків, що впливає на продуктивність верстата і автоматичної полірувальної лінії, є їх об'єм. Переробка блоків малих об'ємів (0.8-2,0 м) тягне за собою втрату продуктивності фрезерних верстатів з наступних причин:

- через малу розпилювальну площу блоку знижує режим пиляння;
- мала довжина блоку, підвищується вихід різноміра при поділі плит-заготовок після різання фрезами на стандартні плити;

- збільшується час на транспортування і установку блоків в робочий ий простір.

Візок з встановленим на ньому гранітним (габро) блоком встановлюється під фрезерну головку верстата, блок центрується.

Управління процесом розпилювання блоку здійснюється автоматично за програмою, що задається комп'ютером, в якій вводяться параметри робочого процесу.

Розпил проводиться по довжині блоку пакетом дисків певної ширини (до 580 мм), і ширина блоку повинна бути кратною цій величині. Висота розпилюваного блоку повинна бути кратною 400 мм, (максимальна глибина пиляння) і мати припуск на недопил (кірку) не більше 100 мм. Довжина блоку повинна бути кратною 300 або 400мм що відповідає стандартним розмірам модульних облицювальних плит.

З-під фрезерних верстатів виходять плити - заготовки шириною 400 мм і по довжині рівній довжині розпилюваного блоку.

Плити-заготівлі вручну переносяться на стіл однодискового фрезерного верстата, на якому пиляється на необхідний розмір по довжині. З-під фрезерного верстата плитка необхідного розміру подається на автоматичну полірувальну лінію виробництва - SIMEC.

На автоматичній лінії проводиться калібрування по габаритним розмірам, шліфування, полірування плит - заготовок на потрібні розміри.

Автоматична полірувальна лінія виробництва SIMEC. включає в себе:

- двох барабанну машину з калібрування товщини плитки;
- двох барабанну машину під полірування й шліфувально-полірувальну машину з 16 полірувальними головками;
- 11-ти дискову машину для різання плитки за розміром;
- повноповоротна транспортна система: машина для калібрування крайок і зняття фасок, яка включає в себе 2 верстати з двома бічними калібраторами і системою зняття фасок і системою повороту плитки;

- машина з вентилятором для сушки плитки і щітками для чищення плитки;

- сортувальний стіл.

Управління процесом полірування плитки здійснюється автоматично за програмою, що задається комп'ютером, в який вводяться параметри робочого процесу.

Готова плитка вручну знімається з сортувального столу і пакується в тару з прокладкою полірованої поверхні м'яким матеріалом. Упакована плитка складається в цеху або транспортується на навантажувач типу «Кара» на відкритий майданчик готової продукції.

Виробництво слябів.

Розпилювання блоків здійснюється на штрипсовій машині виробництва фірми BAR-SAKTI. Блок на складі сировини встановлюється на спеціалізований візок, і по рейкових шляхах доставляється в цех і встановлюють під штрипсову машину. Розпилювання блоків проводиться горизонтальними пилками і спеціальної дробом за заданими параметрами на сляби. Розмір сляба залежить від встановленого блоку і може бути 2000 *3000 мм, товщиною від 20 мм і вище. На штрипсовій машині також розпилюють блоки на сходи, покривочні плити, бордюри, ритуальні вироби та заготовки для виробництва природної колотої фактури.

Розпиляні заготівлі сляба (товщина сляба 20-40 мм) краном подаються на полірувальну машину гранітних (габро) слябів. Потім сляби подаються на напівавтоматичну фрезу для різання граніту, де сляб розпускається на оптимальні розміри або на розміри, замовлені споживачем. Розпиляні на потрібні розміри сляби (на вимогу замовника) подаються на окантовочно-полірувальну машину за допомогою якої проводиться полірування торців виробів.

Готові сляби встановлюються на спеціальні підставки і складуються в цеху або транспортуються на навантажувачі типу «Кара» на відкритий майданчик готової продукції.

Виробництво сходових ступенів, покривочних плит, ритуальних виробів.

Виробництво перерахованих вище виробів проводиться по названій вище технології. Але для додання виробам індивідуальної форми заготовки можуть подаватися на напівавтоматичну машину з похилою фрезою. Потім після додання виробу потрібної форми, заготівля транспортується на ручний полірувальний верстат гранітних слябів або на столи, де виріб за допомогою ручного інструменту допрацьовується до товарного вигляду.

Виготовлення бруківки.

Нижній шар граніту, який залишається після розпилювання багатодисковими фрезерними машинами (PEDRINI і TESMES). використовується для виробництва бруківки.

Після розпилювання блоку на плити-заготовки залишається нижній шар граніту, який знімається за допомогою кран балки на підлогу, а потім навантажувачем доставляється до машини з доопрацювання нестандартних блоків, на якій виробляють бруківку.

Виробництво плитки природної колотої фактури.

На штрипсовій машині розпилюють гранітний блок на заготовку для виробництва плитки потрібного розміру. Заготівля погрузчиком доставляється до машини з доопрацювання нестандартних блоків. Потім заготовки кладуться на плитки товщиною 20-50 мм максимальним розміром 400 * 280 мм

1.4 Генеральний план об'єкта і транспорт

Виробничий комплекс з переробки природного каменю розміщений у м. Житомир. Площа його ділянки становить 2,38 га.

На ділянці розміщуються: будівля цеху по переробці природного каменю, побутовий корпус, з'єднаний з ним переходом.

В'їзд на територію комплексу передбачено з вул. Каштанова. Покриття проїздів виконується з асфальтобетону. Покриття тротуару і майданчики перед адміністративною будівлею виконуються з тротуарних плиток.

Перед адміністративною будівлею і побутовим корпусом встановлюються лави.

Вільна від забудови і дорожніх покриттів територія озеленюється посадкою дерев листяних порід чагарнику і посівом багаторічних трав з максимальним збереженням існуючого озеленення.

Відведення талих і зливових вод з території вирішується вертикальним плануванням методом проектних горизонталей створенням нормативних ухилів

1.5 Протипожежні заходи

Будівля запроектована з урахуванням вимог ДБН «Пожежна безпека будівель і споруд».

Передбачаються наступні протипожежні заходи:

- Дотримання ступеня вогнестійкості будівлі з призначенням відповідних матеріалів стін, перегородок, перекриттів, сходів, стін сходових клітин, матеріалу утеплювача.
- Передбачено необхідну кількість виходів безпосередньо назовні через дверний проріз.
- Приміщення громадського призначення мають необхідну кількість розосереджених евакуаційних виходів.
- Пристрій проїздів для пожежних машин, і можливість доступу пожежних з автодрабин (автопідйомників) в будь-яке приміщення.

1.6.1 Пожежогасіння

Зовнішнє пожежогасіння:

Зовнішнє пожежогасіння вирішується в залежності від будівельного об'єму будівлі. Об'єм будівлі - 54603.8 м³ згідно ДБН при категорії приміщення Д згідно з таблицею 7 і 8 приймається 15 л/с, з огляду на додаткове введення d = 150мм пожежна мережа закольцована з водопроводом d = 250мм, на якій встановлюються пожежні гідранти.

Внутрішнє пожежогасіння:

При категорії Д і об'ємі приміщення 54603м³ витрата води на внутрішнє пожежогасіння складе 2 струменя по 2,5 л/с ДБН таб.2. пожежогасіння проводиться пожежними кранами d = 65мм, встановленими в виробничому і побутовому корпусах. У зв'язку з тим, що напір в мережі становить 2 атм, передбачаються пожежні насоси, що встановлюються в насосній оборотного водопостачання. Приймаються два пожежні насоси. До 80-50-200 (робочий і резервний) Q = 50 м³/год, H = 50 м, N = 15 кВт, n = 3000 об/хв (1120 * 458 * 455). Мережа виконується двома вводами від мережі d = 100 мм з розводкою по конструкціях виробничої будівлі.

1.7 Архітектурно-планувальні рішення

Виробничий комплекс з переробки природного каменю є новим будівництвом і складається з декількох будівель і споруд.

Цех з переробки природного каменю:

<u>Площа забудови</u>	3560 м ² ;
Загальна площа будівлі	3240 м ²
Будівельний об'єм	50608,8 м ³
Ступінь вогнестійкості	III а

Будівля цеху - це єдиний обсяг 54*60 м при висоті будівлі 14,2 м. Цех являє собою трьохпльотну будівлю по 18 м з кроком колон 9 м. В основі конструктивного рішення лежить металокаркас з огорожувальними конструкціями з «Сендвіч» панелей заводського виготовлення . Прольоти і

крок колон взяті відповідно до технологічної схеми і габаритів обладнання. Цех є єдиною великою спорудою, що включає в себе необхідні технічні приміщення для його функціонування в наступному складі:

- склад витратних матеріалів;
- майстерня;
- вентиляційні камери;
- електрощитова;
- тепловий вузол.

Крім цього в будівлі розташований комплекс оборотного водопостачання є одним з основних компонентів технологічного процесу. Цех безпосередньо з'єднаний теплою галереєю з адміністративно-побутовим корпусом. Покрівля виконана з «Сендвіч» панелей заводського виготовлення по двосхилим балках, що спирається на колони. Відповідно до цього будівля перекривається трьома двоскатними покрівлями і має внутрішній водостік. Кольорове рішення цеху як і всього комплексу виконано в ключі фірмових кольорів Замовника (АТ "Казцинк»).

Кількість і розташування світлових прорізів взято з урахуванням інсоляції приміщення і розташуванням внутрішніх інженерних мереж, які проходять по периметру будівлі.

Планувально будівля цеху розташована безпосередньо в центрі ділянки, має можливість кругового об'їзду відповідно до пожежних норм, зручності обслуговування і вантажно-розвантажувальними роботами. Як зовні, так і всередині будівлі передбачені мостові крани. Зовнішній мостовий кран (30 т.) знаходиться на критій площадці, що є частиною всієї споруди і має можливість транзитного пропуску автотранспорту для розвантаження.

Адміністративно-побутовий корпус:

Площа забудови 309,04 м²;

Загальна площа будівлі 582,53 м²

Будівельний об'єм 2600,8 м³

Ступінь вогнестійкості III

АПК комплекс з'єднується з виробничим цехом теплою галереєю і знаходиться на відстані 9 м відповідно до пожежних норм. Будівля складається з двох поверхів, перший з яких є побутовим, а другий - адміністративним.

Перший поверх включає в себе роздягальні, душові, санвузли (чоловічі та жіночі), а також приміщення для прийому їжі.

Другий поверх являє собою ряд кабінетів для персоналу, який відноситься до управління цехом (згідно штатного розкладу) і має свої санвузли.

Будівля виконана з цегли, але облицьовується метало-профілем у відповідній кольоровій гамі для сприйняття двох обсягів комплексу як єдиного цілого. Покрівля, вентильована плоска, виконана з матеріалу «Ізопласт» по залізобетонних плитах. Галерея, що з'єднує дві будівлі, проходить по першому поверху і має тільки верхнє природне освітлення в зв'язку з використанням для перекриття полікарбонатної панелі.

1.8 Конструктивні рішення

Цех з переробки природного каменю:

Цех являє собою трьохпролітна будівля по 18 м з кроком колон 9 м. В основі конструктивного рішення лежить металокаркас з огорожувальними конструкціями з «Сендвіч» панелей заводського виготовлення. Прольоти і крок колон взяті відповідно до технологічної схеми і габаритів обладнання.

Характеристика основних конструкцій:

- Фундаменти - забивні палі квадратного перетину.
- Ростверки - монолітні з/б.
- Колони - металеві наскрізні з зварних двотаврів.

- Балки покриття - металеві двосхилі з листової сталі.
- Підкранові балки - металеві з зварних двотаврів.
- Стіни панелі «Сендвіч» заводського виготовлення.
- Перегородки - сталевий профлист по металевому каркасу.
- Покрівля - панелі «Сендвіч» заводського виготовлення.
- Вікна - з алюмінієвого профілю із заповненням склопакетом.
- Водостік - внутрішній.

Галерея між цехом і побутовим корпусом:

Галерея має протяжність 9 м і з'єднує цех і побутовий корпус.

Характеристика основних конструкцій:

- Фундаменти - забивні палі квадратного перетину.
- Ростверки - монолітний з/б стрічковий.
- Стіни цегляні з обробкою профнастилом по металевому каркасу.

Побутовий корпус:

Характеристика основних конструкцій:

- Фундаменти - забивні палі квадратного перетину.
- Ростверки - монолітний з/б стрічковий.
- Плити перекриття - збірні багатопустотні з/б плити.
- Стіни - цегляні з обробкою профнастилом.
- Покрівля - м'яка по дерев'яних кроквах з внутрішнім водостоком.
- Вікна - з алюмінієвих сплавів по ГОСТ 25062-81 із заповненням

склопакетом.

Двері - з алюмінієвих сплавів по ГОСТ 25062-81 і дерев'яні по ГОСТ6629-86.

1.9 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Завдяки здатності огорожень перешкоджати проходженню через них тепла, в будівлі в холодну пору року зберігаються умови теплового комфорту.

Теплоізоляційні «Сендвіч панелі дозволяють забезпечити необхідний теплозахист стін у всіх регіонах України.

Здатність огорож чинити опір потоку тепла, що проходить із приміщення назовні, характеризується опором теплопередачі R_0 :

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_g} + R_k + \frac{1}{\alpha_n}, \text{ де}$$

α_g - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій, рівний $8,7 \text{ Вт/м}^2\text{°С}$

α_n - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні рівний $23 \text{ Вт/м}^2\text{°С}$ *

Термічний опір R_k конструкції залежить від товщини теплоізоляційного матеріалу δ і його коефіцієнта теплопровідності λ і обчислюється за формулою:

$$R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n$$

де R_1, R_2, R_n - термічні опори окремих шарів огорожувальних конструкцій, що визначаються за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}, \text{ де}$$

δ - товщина шару, м;

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару.

Фрагмент ділянки стіни представлений на малюнку 1.1.

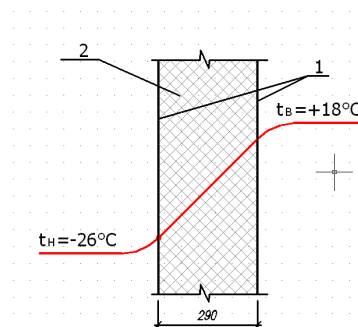


Рисунок 1.1- Розрахункова схема стіни

1 – Металева обшивка з холоднокатної, горячоцинкованої сталі з декоративним полімерним покриттям POLYESTER

$$(\delta_1 = 0,5 \text{ мм} = 0,5 / 1000 = 0,0005 \text{ м}, \lambda_1 = 0,482 \text{ Вт}/(\text{м}^\circ\text{С}));$$

2 – пінополістирольні плити виконані по ГОСТ 15586-86

(щільність 230 кг/м³, $\delta_2 = 100 \text{ мм} = 100 / 1000 = 0,1 \text{ м}$, $\lambda_2 = 0,039 \text{ Вт}/(\text{м}^\circ\text{С});$

$$R_x = \frac{0,0005}{0,482} + \frac{0,1}{0,039} + \frac{0,0005}{0,482} = 2,566 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{С}/ \text{Вт}$$

Необхідний опір теплопередачі зовнішніх огорожуючих конструкцій визначається з умов енергозбереження відповідно до вимог ДБН для різних регіонів залежно від їх кліматичних характеристик: середньої температури і тривалості опалювального періоду, що характеризуються градусо - добами опалювального періоду:

$$ГСОП = (t_g - t_{om.пер.}) \cdot Z_{om.пер.}, \text{ де}$$

t_g - розрахункова температура внутрішнього повітря, °С, приймається згідно ГОСТ 12.1.005-88 і нормам проектування відповідних будівель і споруд, 18°С;

$t_{om. пер.}$ - середня температура опалювального періоду = -3,6 ° С (для виробничих та технологічних будівель);

$Z_{om. пер.}$ тривалість опалювального періоду = 213 діб.

$$ГСОП = (18 - (-3,6)) \cdot 213 = 4600,8$$

Обчислюючи величину градусо-діб опалювального періоду, легко визначити значення необхідного приведенного опору теплопередачі огорожувальної конструкції R_0^{mp} , яка повинна бути не більше фактичного опору R_0 .

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{0,3897} + \frac{1}{23} = 2,724 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{С}/ \text{Вт}$$

$$R_0^{mp} = 1,92 \text{ (м}^2 \text{ }^\circ\text{С)}/\text{Вт}.$$

Фактичне значення $R_0 = 2,724 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ більше потрібного $R_0^{mp} = 1,92 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$, а значить дана товщина «Сендвіч» панелі забезпечує необхідний теплозахист будівлі.

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

2.1 Вихідні дані

1. Проліт : 18м;
2. Довжина будівлі: 60 м;
3. Крок поперечних рам:9 м;
4. Відмітка головки рейки:10,710;
5. Вантажопідйомність крана:10 т;
6. Покриття шатра: покриття з «сендвіч» панелей по прогонах;
7. Крок прогонів по верхніх поясах ферм 3 м.

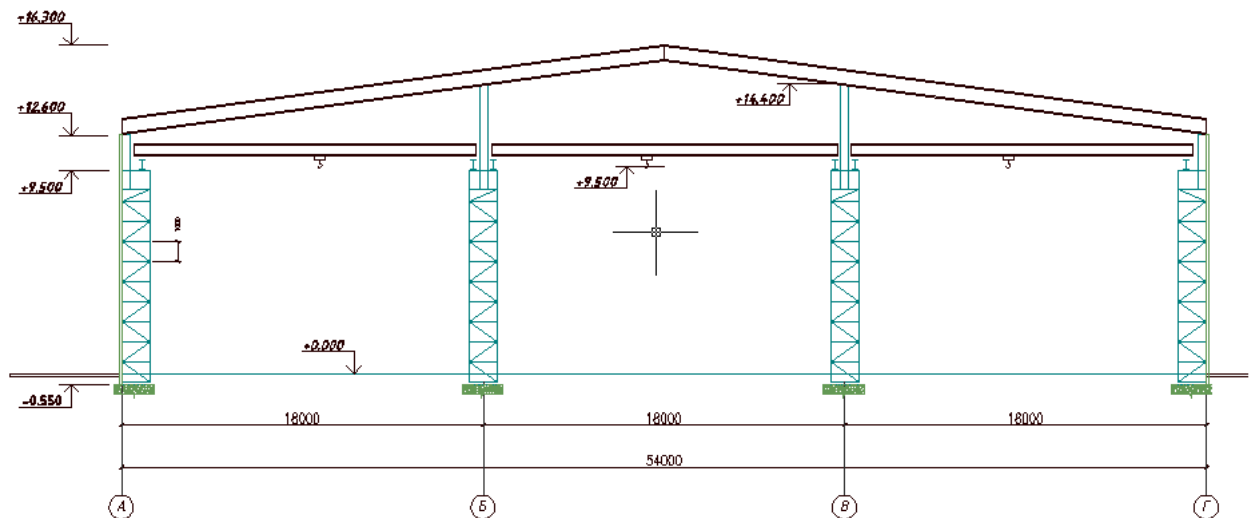


Рис. 2.1 Поперечна рама цеху

2.2 Визначення компоувальних розмірів поперечної рами.

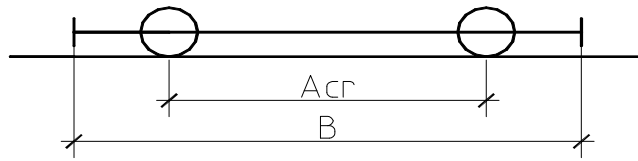


Рис 2.2

L_{cr} – проліт крана, рівний 16,5 м;

H_{cr} – висота крана від головки рейки до верху візки, що дорівнює 1500 мм;

$B = 5400$ мм;

$A_{cr} = 4400$ мм;

$B_1 = 230$ мм.

$F_1 = 85$ кН;

M_t – маса візка, рівна 2,4 т;

M_k – маса візка, рівна 15,8 т;

Вертикальні розміри.

$$H_2 = H_{cr} + \Delta + f,$$

де $H_{cr} = 1500$ мм – висота крана;

$\Delta = 100$ мм – зазор безпеки;

$f = 200$ мм - зазор, який враховує прогин балки довжиною 18 м.

$$H_2 = 1500 + 100 + 200 = 1800 \text{ мм.}$$

приймаємо $H_2 = 1800$ мм (бо воно повинно бути кратне 200 мм)

$$H_0 = H_1 + H_2;$$

$H_1 = H_{г.р.} = 10800$ мм (відмітка головки рейки)

$$H_0 = 10800 + 2200 = 12600 \text{ (приймаємо 12600, бо має бути кратно 600 мм)}$$

Довжина верхньої (підкранової) частини колони.

$$H_B = H_2 + h_{п.б.} + h_p,$$

де $h_{п.б.}=800$ мм, висота підкранової балки. адже крок колон 9м;

$h_p=140$ мм – висота підкранової рейки.

$$H_B=1800+800+140=2740\text{мм},$$

Довжина нижньої частини колони: $H_H=H_0+h_3-H_B$

Де $h_3=550$ мм – заглиблення бази колони.

$$H_H=12600+550-2740=10410 \text{ мм}$$

Довжина всієї колони: $H_K=H_B+ H_H$

$$H_K=10410+2740=13150 \text{ мм}$$

Відмітка парапетної панелі: $H_{\text{парап}}= H_0+h_{го};$

$$h_{го} =0; H_{\text{парап}}= H_0= 12600 \text{ мм}.$$

Горизонтальні розміри колони.

$$h_B \geq (1/12)H_B$$

$$h_B \geq (1/12) \cdot 2740 = 228,3 \text{ мм}$$

Приймаємо $h_B=500$ мм.(кратно 50мм)

$$b_0=0\text{мм}.$$

λ - прив'язка осі підкранової балки (750,1000,1200)

Δ_1 - мінімальний зазор між краном і колоною (>75мм)

$$\lambda = h_B - b_0 + B_1 + \Delta_1$$

$$\lambda = 500 - 0 + 300 + 75 = 875 \text{ мм}$$

$\lambda = 875$ мм, приймаємо 1000 мм.

Висота перерізу нижньої частини колони: $h_H = b_0 + \lambda$, $h_H = 0 + 1000 = 1000$ мм.

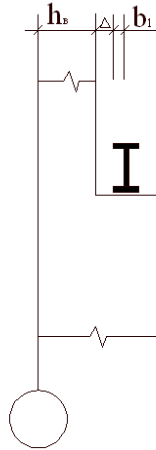


Рис 2.3 Прив'язка підкранової балки

2.3. Розрахунок поперечної рами

2.3.1. Збір навантажень на раму

Таблиця 2.1 Навантаження на покриття

№	Склад покрівлі і конструкцій покриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаження м	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійні навантаження				
Несучі і огорожувальні елементи покрівлі				
1	«Сендвіч» -панель товщиною 100 мм	0,306	1,05	0,3213
2	Власна вага прогону	0,07	1,05	0,0735
7	Балка, зв'язки	0,2+0,05	1,05	0,2625
Всього		0,626		0,6573

Таблиця 2.2 Навантаження від ваги стінового огороження

№	Склад покрівлі і конструкцій покриття	Нормати вне	Коефіцієнт	Розрахункове навантаження
---	---------------------------------------	-------------	------------	---------------------------

		навантаження, кН/м2	надійності за навантаженням	, кН/м2
Постійні навантаження				
Несучі і огорожувальні елементи покрівлі				
1	«Сендвіч»-панель товщиною 100 мм	0,1044	1,05	0,1096
2	Ригелі	0,065	1,05	0,068
Всього		0,1694		0,1776

2.3.2. Постійне навантаження

Розрахункове погонне навантаження на ригель:

$$q = q_0 \cdot B = 0,6573 \cdot 9 = 5,92 \text{ кН/м}$$

$$\text{Вантажна площа колони } A = \frac{L}{2} \cdot B = \frac{18}{2} \cdot 9 = 81 \text{ м}^2$$

Розрахункове навантаження від власної ваги колони: $G_k = 81 \cdot 0,343 \cdot 1,05 = 29,2$
кН

Навантаження від власної ваги підкранових конструкцій $G_{нб} = 29,2$ кН

Вага надкранової частини $\frac{1}{4}$ ваги колони: $G_{кг} = 29,2 \cdot 0,25 = 7,3 \text{ кН}$

Вага підкранової частини колони $G_{кн} = 29,2 \cdot 0,75 = 21,9 \text{ кН}$

Навантаження від стін для нижньої частини колони

$$G_{нс} = q_c \cdot (H_n - H_z) \cdot B = 0,1776 \cdot (10,410 - 0,55) \cdot 9 = 15,76 \text{ кН}$$

Навантаження від стін для верхньої частини колони

$$G_{ec} = q_c \cdot H_v \cdot B = 0,1776 \cdot 2,740 \cdot 9 = 4,38 \text{кН}$$

Постійне розрахункове навантаження на верх колони

$$P_e = q_0 \cdot \frac{L}{2} \cdot B + G_{ec} + G_{кв} = 5,92 \cdot 9 \cdot 9 + 4,38 + 15,76 = 126,7 \text{кН}$$

Постійне розрахункове навантаження на низ колони (на рівні уступу)

$$P_n = G_{кн} + G_{нс} + G_{пб} = 21,9 + 15,76 + 29,2 = 66,86 \text{кН}$$

Ригель спирається на верх колони з ексцентриситетом

$$e_r = h_{нк} - \frac{h_e}{2} = 0,3 - 0,5 / 2 = 0,05 \text{ м}$$

$h_{нк}$ - висота перетину надколонної стійки

Розвантажувальний момент від стін в запас не враховуємо.

Момент на верх колони від постійного навантаження

$$M_p = q_0 \cdot \frac{L}{2} \cdot B \cdot e_r = 0,6573 \cdot 9 \cdot 9 \cdot 0,05 = 2,66 \text{кН*м}$$

Момент на уступі колони від постійного навантаження:

$$M_n = G_{п.б.} \cdot E_0 = 29,2 \cdot 0,4 = 11,68 \text{кН*м}$$

Снігове розрахункове навантаження на верх колони

$$S_e = S_g \cdot \frac{L}{2} \cdot B = 1,0 \cdot 9 \cdot 9 = 81 \text{кН}$$

Момент на верх колони від снігового навантаження

$$M_s = S_e \cdot e_r = 81 \cdot 0,05 = 4,05 \text{кН*м}$$

2.3.3. Кранове навантаження

Розрахунковий вертикальний тиск на колону від двох зближених кранів визначаємо за допомогою лінії впливу.

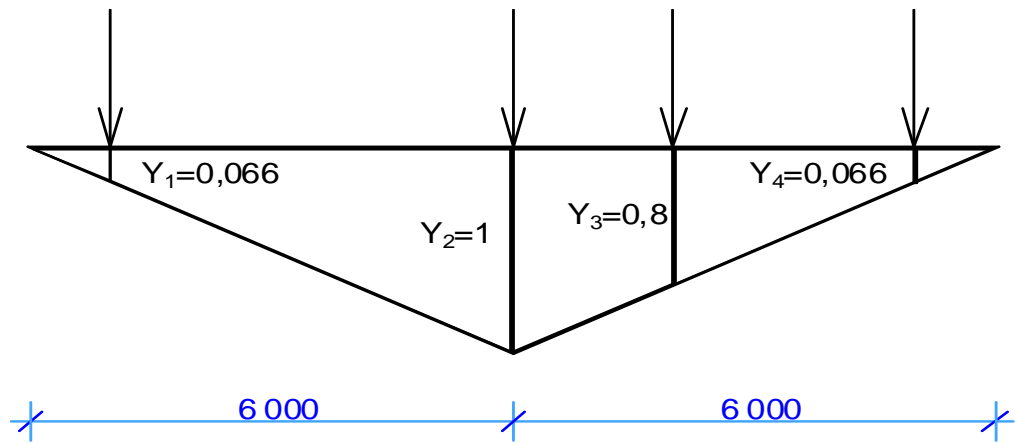


Рис 2.4

$$\sum y_i = 0,066 + 1 + 0,8 + 0,066 = 1,804$$

$$D_{\max} = \gamma_f \cdot \psi \cdot (\sum F_{\max}^H \cdot y_i),$$

де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності;

$\psi = 0,85$ – коефіцієнт сполучень

$F_{\max}^H = 85$ кН;

y_i – ординати лінії впливу.

$$D_{\max} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 85 \cdot 1,804 = 143,4 \text{ кН.}$$

$$D_{\min} = \gamma_f \cdot \psi \cdot (\sum F_{\min}^H \cdot y_i),$$

де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності;

$\psi = 0,85$;

$$F_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - F_{\max} = \frac{(10 + 18,2) \cdot 10}{2} - 85 = 56,5 \text{ кН}$$

де $Q = 10$ т – вантажопідйомність крана;

$G = m_r + m_k = 2,4 + 15,8 = 18,2$ т – вага крана з візком.

y_i – ординати лінії впливу.

$$D_{\min} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 56,5 \cdot 1,804 = 95,3 \text{ кН}$$

Моменти, що діють на раму, внаслідок ексцентриситету додатку кранового навантаження:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e = 143,4 \cdot 0,25 = 35,85 \text{ кНм}$$

$$M_{\min} = D_{\min} e = 95,3 \cdot 0,25 = 23,8 \text{ кНм}$$

Нормативне значення горизонтальної сили, що припадає на одне колесо з одного боку крана:

$$T_{\text{kn}} = \frac{\beta(Q + G_T)}{n_0} = \frac{0,1 \cdot (10 + 2,4) \cdot 10}{2} = 6,2$$

Розрахункова горизонтальна сила на колону від поперечного гальмування візків кранів:

$$T_{\text{max}} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum_{i=1}^n F_{\text{kn}} \cdot y_i = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 6,2 \cdot 1,804 = 10,46 \text{ кН}$$

2.3.4. Вітрове навантаження

$$\omega_{\text{эКВ}} = \gamma_f \cdot g_0 \cdot K_{\text{эКВ}} \cdot c \cdot B,$$

де $\gamma_f = 1,4$ – коефіцієнт надійності по вітровому навантаженню;

$g_0 = 0,38 \text{ кН/м}^2$ – нормативне значення вітрового навантаження;

$K_{\text{эКВ}} = 0,64$, при $H = 9,86 \text{ м}$ і типу місцевості В (по[4]);

$c = 0,8$ – коефіцієнт для вертикальних стін;

$B = 9 \text{ м}$ – крок поперечних рам.

$$\omega_{\text{эКВ}} = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,64 \cdot 0,8 \cdot 9 = 1,93 \text{ кН/м}^2.$$

$K_{\text{эКВ}} = 0,702$, при $H = 12,6 \text{ м}$ і типу місцевості В (по[4]);

$$\omega_{\text{эКВ}} = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,702 \cdot 0,8 \cdot 9 = 2,33 \text{ кН/м}^2.$$

Пасивний тиск вітру (відсмоктування).

$$\omega_0 = \gamma_f \cdot g_0 \cdot K_{\text{эКВ}} \cdot c \cdot B,$$

де $\gamma_f = 1,4$ – коефіцієнт надійності по вітровому навантаженню;

$g_0 = 0,38 \text{ кН/м}^2$ – нормативне значення вітрового навантаження;

$K_{\text{эКВ}} = 0,64$, при $H = 9,86 \text{ м}$ і типу місцевості В (по[4]);

$c = 0,6$ – коефіцієнт для вертикальних стін;

$B = 9 \text{ м}$ – крок поперечних рам.

$$\omega_{\text{эКВ}} = 1,4 \cdot 0,38 \cdot 0,64 \cdot 0,6 \cdot 9 = 1,83 \text{ кН/м}^2.$$

$K_{экв}=0,702$, при $H=12,6$ м і типу місцевості В (по[4]);

$$\omega_{экв}=1,4 \cdot 0,38 \cdot 0,702 \cdot 0,6 \cdot 9=1,59 \text{ кН/м}^2.$$

Вітрове навантаження на ригель.

$$W=(k_1+k_2)/2 \cdot h \cdot c \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \omega_0,$$

де $\gamma_f=1,4$ – коефіцієнт надійності по вітровому навантаженню; ([4] 6.11).

$\omega_0=0,38 \text{ кН/м}^2$ – нормативне значення вітрового навантаження; ([4] Таблица 5).

$c=0,8$ – коефіцієнт для вертикальних стін; ([3] додаток 4).

$B=9$ м – крок поперечних рам;

$$h=H_n - H_0=16,3-12,6=3,7 \text{ м}$$

$k_1=0,776$ (для $H=16,3$) ([4] Таблица 6).

$k_2=0,702$ (для $H=12,6$) ([4] Таблица 6).

$$W_a=((0,38 \cdot 0,776 \cdot 0,8 \cdot 1,4 + 0,3 \cdot 0,702 \cdot 0,8 \cdot 1,4)/2 \cdot (16,3-12,6)) \cdot 9=8,5 \text{ кН/м}^2.$$

Зосереджена пасивна сила:

$$W_0=((0,38 \cdot 0,776 \cdot 0,6 \cdot 1,4 + 0,3 \cdot 0,702 \cdot 0,6 \cdot 1,4)/2 \cdot (16,3-12,6)) \cdot 9=7,08 \text{ кН/м}^2.$$

2.4. Розрахунок рами

Рама з жорстким опертям на фундамент і з шарнірним примиканням ригеля до колони статично невизначена, тому для розрахунку внутрішніх зусиль необхідно співвідношення жорсткостей елементів.

Для нижньої частини колони.

$$I_n=(N+2 \cdot D_{\max}) \cdot h_n^2/(K_2 \cdot R_y),$$

де $N=P_e + P_n + S_g = 126,7 + 66,86 + 81 = 274,6 \text{ кН}$ – поздовжня сила в основі колони, що вільно стоїть, від постійного і тимчасового навантаження, прикладеного до ригеля;

$K_2=2,68$ – коефіцієнт, що залежить від типу перерізу колони, кроку рам і їх висоти; $R_y=240 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір.

$$I_n=(274,6+2 \cdot 143,4) \cdot 1^2/(2,68 \cdot 240 \cdot 10^3)=0,00087 \text{ м}^2.$$

Для верхньої частини колони.

$I_v = I_n \cdot (h_b/h_n)^2 / K_1$, де $K_1 = 1,87$ – коефіцієнт, що залежить від типу перерізу колони, кроку рам і їх висоти;

$$I_v = 0,00087 \cdot (0,5/1)^2 / 1,87 = 0,00012$$

Співвідношення моментів інерції.

$$N = I_n / I_v = 0,00087 / 0,00012 = 7,25$$

Вихідні дані для програми «mk2»

Довжина колони $H = 13,15$ м

Довжина верхньої частини колони $H_b = 2,74$ м

Ексцентриситет $E_k = 0,6$ м

Ексцентриситет $E_0 = 0,4$ м

Відношення моментів інерції $n = 7,25$

Постійне навантаження на верх колони $P_b = 126,7$ кН

Постійне навантаження на нижню частину колони $P_n = 66,86$ кН

Снігове навантаження на верх колони $S_b = 81$ кН

Вертикальний крановий тиск $D_{max} = 143,4$ кН

Вертикальний крановий тиск $D_{min} = 95,3$ кН

Горизонтальний крановий тиск $T = 10,46$ кН

Зосереджена вітрова на ригель W (активний тиск) $= 8,5$ кН/м²

Розподілена вітрова на колону w (активний тиск) $= 2,33$ кН/м

Зосереджена вітрова на ригель W_0 (відсмоктування) $= 7,08$ кН/м²

Розподілена вітрова на колону w (відсмоктування) $= 1,59$ кН/м

Момент на верхню частину колони від постійного навантаження $M_b = 2,66$ кН*м

Момент на верхню частину колони від снігового навантаження

$$M_s = S_b \cdot e_r = 4,05 \text{ кН*м}$$

Момент від постійного навантаження на уступі колони $M_n = 11,68$ кН*м

Висота підкранової балки $h_{пб} = 0,8$ м

Зусилля і напруження

Одиниці вимірювань: Т, м.

Номер ел-та	Номер перети ну.	Номер зав.	Значення		
			N	M	Q
1	1	1	-193,56	21,002	-6,288
1	1	2	-81	14,087	-4,459
1	1	3	-2,424e-013	281,373	-36,722
1	1	4	2,556e-013	-262,84	30,445
1	1	5	-95,3	-26,051	4,88
1	1	6	-143,4	-6,811	4,88
1	1	7	4,731e-014	-66,449	6,596
1	1	8	6,505e-014	-50,808	3,864
1	3	1	-193,56	-11,756	-6,288
1	3	2	-81	-9,145	-4,459
1	3	3	-2,424e-013	121,676	-24,582
1	3	4	2,556e-013	-125,799	22,162
1	3	5	-95,3	-0,627	4,88
1	3	6	-143,4	18,613	4,88
1	3	7	4,731e-014	-32,082	6,596
1	3	8	6,505e-014	-30,678	3,864
2	3	1	-193,56	-44,515	-6,288
2	3	2	-81	-32,377	-4,459
2	3	3	-2,424e-013	25,224	-12,443
2	3	4	2,556e-013	-31,917	13,878
2	3	5	-95,3	24,798	4,88
2	3	6	-143,4	44,038	4,88

Зусилля і напруження

Одиниці вимірювань: Т, м.

Номер ел-та	Номер перети ну.	Номер зав.	Значення		
			N	M	Q
2	3	7	4,731e-014	2,285	6,596
2	3	8	6,505e-014	-10,548	3,864
5	1	1	-126,7	19,888	-6,288
5	1	2	-81	16,268	-4,459
5	1	3	0	25,348	-12,443
5	1	4	1,137e-013	-32,056	13,878
5	1	5	5,684e-014	-13,371	4,88
5	1	6	0	-13,371	4,88
5	1	7	2,842e-014	2,219	6,596
5	1	8	0	-10,587	3,864
5	3	1	-126,7	14,858	-6,288
5	3	2	-81	12,701	-4,459
5	3	3	0	16,139	-10,579
5	3	4	1,137e-013	-21,463	12,606
5	3	5	5,684e-014	-9,467	4,88
5	3	6	0	-9,467	4,88
5	3	7	2,842e-014	7,496	6,596
5	3	8	0	-7,496	3,864
6	3	1	-126,7	2,66	-6,288
6	3	2	-81	4,05	-4,459
6	3	3	0	-7,003e-013	-6,059
6	3	4	0	6,117e-013	9,521

Зусилля і напруження					
Одиниці вимірювань: Т, м.					
Номер ел-та	Номер перетину.	Номер зав.	Значення		
			N	M	Q
6	3	5	2,842e-014	-7,105e-015	4,88
6	3	6	0	-3,375e-014	4,88
6	3	7	1,421e-014	9,948e-014	-3,864
6	3	8	0	9,948e-014	3,864

2.5 Підбір перерізу прогону

Для балок приймаємо сталь С235 $R_y=240$ МПа.

Сумарне лінійне навантаження на прогін при кроці 3 м.

Нормативне $q_n = (g_0 + s) \cdot b = (0,626 + 1,0) \cdot 3 = 4,59$ кН/м

Расчетная $q = (g + s) \cdot b = (0,6573 + 1) \cdot 3 = 4,653$ кН/м

Складові навантаження $q_x = q_y = q$

Розрахункові згинальні моменти:

$M = q \cdot L^2 / 8 = 4,653 \cdot 9^2 / 8 = 47,11$ кН*м

Загальна стійкість прогону забезпечена настилом, тому враховуємо роботу матеріалу:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x \cdot \gamma_c} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$W_{x,req} = 9262 / (1.15 \cdot 23) = 350,17 \text{ см}^3$$

Приймаємо перетин з швелера №30

$W_x = 387 \text{ см}^3$ $I_x = 5810 \text{ см}^4$ $S_x = 224 \text{ см}^4$ $i_x = 12,00 \text{ см}$

$W_x = 43,6 \text{ см}^3$ $I_x = 327 \text{ см}^4$ $i_y = 2,84 \text{ см}$

Перевірка жорсткості прогону. Прогин перевіряють від дії складової нормативного навантаження, спрямованої перпендикулярно площині ската:

$$q_{нч} = g_n \cos\alpha = 4,59 * 0,991 = 4,55 \text{ кН/м}$$

$$f = \frac{5 * q_{нч} * l^4}{384 E I_x} = \frac{5 * 0,0455 * 900^4}{384 * 2,06 * 10^4 * 5810_c} = 3,2 \text{ см} < f_u = \frac{1}{200} l = \frac{900}{200} = 4,5 \text{ см}$$

Жорсткість прогону забезпечена. Витрата стали на прогін становить 366 кг

2.6 Розрахунок балки

Проліт балки приймається $L=18$ м.

Зосереджене навантаження на головні балки від реакцій другорядних балок замінюємо на еквівалентне рівномірно розподілене. Спирання головної балки - консольне.

Знаходимо погонне навантаження на головній балці; $\alpha = 1,05$ - коефіцієнт, що враховує власну вагу головної балки. $q_6 = (s+q) * V * \alpha = (9+5,62) * 9 * 1,05 = 146,81$ кН/м

$$M_{\max} = q_6 * l^2 / 8 \quad M_{\max} = 146,81 * 9^2 / 8 = 1486,45 \text{ кН/м}$$

$$Q_{\max} = q_6 * l / 2 \quad Q_{\max} = 146,81 * 9 / 2 = 660,6 \text{ кН}$$

2.6.1 Компонування перетину і перевірка міцності та загальної стійкості головних балок

Головні балки проектуються зварними складеного перерізу. Тип перетину - симетричний двутавр. Вибір сталі: сталь С245,

$$R_y = 24,5 \text{ кН/см}^2$$

Компонування двотаврового складеного перерізу слід починати з призначення висоти балки за наступними критеріями:

- а) з умови економічності;
- б) з умови жорсткості балки.

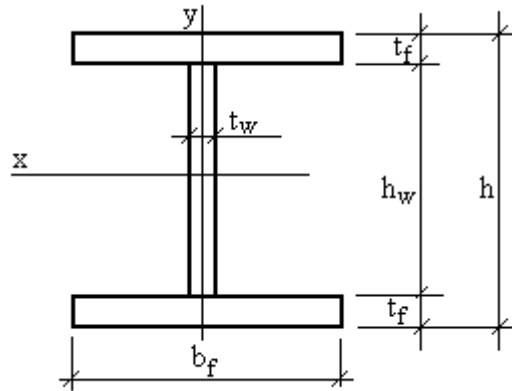


Рис 2.5 Форма поперечного перерізу балки

Висота балки в першому наближенні визначається як

$$h_{\text{опт}} = (W_{\text{тр}} * \lambda_w)^{0,33}, \text{ де } \lambda_w = 100$$

$k=1.15$ – для балок постійного перетину;

$$t_w = (7 + 3 * h(\text{м})) = (7 + 3 * 0,9) = 9.7 \text{ мм};$$

$$W_{\text{тр}} = M_{\text{расч}} / (R_{\gamma} * \gamma_c) = 1486,45 * 10^2 / (24 * 1) = 6194 \text{ см}^3.$$

$$h_{\text{опт}} = (6194 * 100)^{0,33} = 0.89 \text{ м}.$$

Прийmemo $h_{\text{опт}} = 1.0 \text{ м}$

Мінімальну допустиму товщину стінки приймаємо з умови міцності на зріз:

$$t_{w(\text{min})} \geq 1.5 * Q_{\text{расч}} / (h_{\text{ef}} * R_s * \gamma_c), \text{ де}$$

R_s – розрахунковий опір сталі зсуву, залежне від R_{γ} .

$$R_s = 0.58 * R_{\gamma} = 0.58 * 24 = 13.92 \text{ кН/см}^2.$$

$$h_{\text{ef}} = 0.97 * h = 0.97 * 1.0 = 0.97 \text{ м}.$$

$$1.5 * Q_{\text{расч}} / (h_{\text{ef}} * R_s * \gamma_c) = 1.5 * 660.6 / (97 * 13,92 * 1) = 0.8 \text{ см}.$$

Прийmemo $t_{w(\text{min})} = 14 \text{ мм}$.

Для визначення b_f , t_f знаходимо потрібну площу A_f . Для цього визначимо необхідний момент інерції

$$I_x = W_{\text{тр}} * h / 2 = 6194 * 100 / 2 = 309700 \text{ см}^4$$

$$I_w = t_w * h_{\text{ef}}^3 / 12 = 1.4 * 97^3 / 12 = 106478.52 \text{ см}^4$$

$$A_f = 2 * (I_x - I_w) / h^2 = 2 * (309700 - 106478.5) / 100^2 = 40.64 \text{ см}^2.$$

Ширину пояса вибираємо з умови:

$$b_f = \frac{1}{4} \cdot h = \frac{1}{4} \cdot 100 = 25 \text{ см}$$

Приймаємо $b_f = 25 \text{ см}$

$$t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{40.64}{25} = 1.6 \text{ см}$$

Приймаємо $t_f = 3,4 \text{ см}$.

b_f і t_f призначаємо з урахуванням сортаменту на листову сталь, при цьому

повинна виконуватися умова:

$$\frac{b_f}{t_f} < \left| \frac{b_f}{t_f} \right| \approx \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad \frac{25}{1.6} \leq \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}}, \quad 15 \leq 29.$$

Умова виконується.

Обчислюємо остаточні значення:

$$t_f = 1.6 \text{ см}, \quad b_f = 25 \text{ см}, \quad t_w = 1,4 \text{ см}, \quad h_{ef} = 97 \text{ см}, \quad h = 100 \text{ см}$$

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f = \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot (h_{ef} / 2)^2,$$

$$I_x = \frac{1,4 \cdot 97^3}{12} + 2 \cdot 25 \cdot 1,6 \cdot 48,5^2 = 314658,51 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 314658,51}{100} = 6293,2 \text{ см}^3$$

$$A_w = t_w \cdot h_{ef} = 1,4 \cdot 97 = 135,8$$

$$S_x = A_f \cdot \frac{h_{ef} + t_f}{2} + \frac{A_w \cdot h_{ef}}{8} = 40,64 \cdot \frac{97 + 1,6}{2} + \frac{135,8 \cdot 97}{8} = 3650,127 \text{ см}^3$$

2.6.2. Перевірка на міцність

Перевірка міцності за нормальних напружень:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1$$

$$\sigma = \frac{1486,45 \cdot 10^2}{6293,2} = 23,25 < 24 \text{ кН/см}^2$$

Перевірка виконується.

Перевіряємо на міцність в перетині над шарніром від спільної дії нормальних і дотичних напружень:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma_x = \frac{M_p \cdot h_{ef}}{I_x \cdot 2} = \frac{1486,45 \cdot 97}{314658,51 \cdot 2} = 0,23 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau = \frac{Q_p \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{660,6 \cdot 3650,127}{314658,51 \cdot 1,4} = 5,47 \text{ кН/см}^2$$

$$\sqrt{0,23^2 + 5,47^2} = 5,47 < 27,6 \text{ кН/м}^2$$

Перевірка виконується.

Перевірка деформативності головних балок.

Ця перевірка здійснюватися за формулою:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{5 \cdot M^n \cdot l}{48 \cdot E \cdot I_x}$$

$$\frac{l_{ef}}{b_f} = \frac{5 \cdot 1513,3 \cdot 18}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 314658,51} = 0,0042 < \frac{18}{250} = 0,072$$

$$M^n = 1513,3$$

Умова виконується.

Перевірка місцевої стійкості балок.

$$\bar{\lambda}_w = h_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 97 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,36 > 3,2$$

Стійкість стінок балок не потрібно перевіряти, якщо при виконанні умов умовна гнучкість стінки не перевищує значень:

3,2 - при відсутності місцевого напруження, в балках з односторонніми поясними швами;

Розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перетину, укріплених тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при відсутності місцевого

напруження ($\sigma_{loc} = 0$) і умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w \leq 6$ слід виконувати за формулою

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c,$$

де γ_c - коефіцієнт, що приймається за табл. 6*[2] ;

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} ;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} ;$$

У формулі коефіцієнт c_{cr} слід приймати:

для зварних балок - по табл. 21 [2] в залежності від значення коефіцієнта δ :

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3 = 0,8 \cdot \frac{25}{97} \left(\frac{1,6}{1,4} \right)^3 = 0,38$$

$$c_{cr} = 30,0$$

Перевірка проводиться в місці зміни перерізу.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{30,0 \cdot 24}{2,36^2} = 129,3 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}$$

$$\mu = \frac{\delta}{\mu} = \frac{a}{h_w} = \frac{9}{0,97} = 9,27$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{9,27^2} \right) \cdot \frac{14,21}{2,36^2} = 26,5 \text{ кН/см}^2$$

$$y = \frac{h_w}{2} = \frac{97}{2} = 48,5 \text{ см};$$

$$\sigma = \frac{M_{cp} \cdot y}{I_x} = \frac{1499,87 \cdot 48,5}{314658,51} = 2,31;$$

$$\tau = \frac{Q_{cp}}{t_w \cdot h_{ef}} = \frac{670}{1,4 \cdot 97} = 4,9$$

$$\sqrt{\left(\frac{2,31}{129,3}\right)^2 + \left(\frac{4,9}{26,5}\right)^2} = 0,19 < 1.$$

Перевірка виконується.

2.6.3 Розрахунок поясних швів

Катети зварних швів.

$$K_f = \frac{T}{2 \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf}};$$

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_n}{I_x} = \frac{660,6 \cdot 2003,55}{314658,51} = 4,2;$$

$$S_f = \frac{A_f \cdot (h_{ef} + t_f)}{2};$$

$$S_f = \frac{40,64 \cdot (97 + 1,6)}{2} = 2003,55 \text{ см}^3;$$

$\beta_f = 1,1$ – коефіцієнт для автоматичного зварювання сталі,

$\gamma_{wf} = 1$ – коефіцієнт умови роботи шва,

$R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір зварного кутового шва кутового зрізу.

$$K_f = \frac{4,2}{2 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 1} = 0,11$$

Приймаємо $K_f = 6 \text{ мм}$ бо це мінімум для автоматичного зварювання.

2.7. Розрахунок колон

2.7.1. Розрахункові довжини ділянок ступінчастої колони

Зусилля в верхній частині колони $N=-1267$ кН. Зусилля в нижній частині колони $N=-1935,7$ кН.

Відношення моментів інерції перерізів верхньої і нижньої частин колони:

$$\text{де } I_1/I_2 = I_v/I_n = 1/7.25$$

Визначаємо розрахункові довжини:

$$n = \frac{L_1 \cdot I_2}{L_2 \cdot I_1} = \frac{10,41}{7,25 \cdot 2,74} = 0,52;$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2};$$

де $F_1 + F_2 = N_n = -1935.6$ кН.

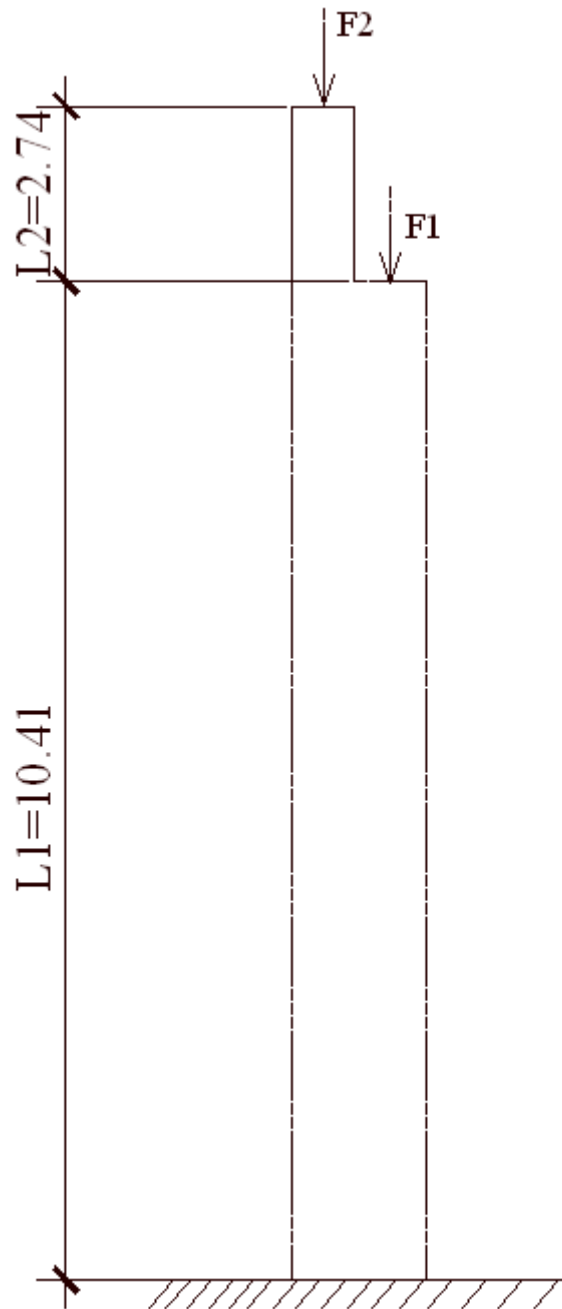


Рис 2.6 Схема визначення довжини колони

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{-1935,6}{1267} = 1,53;$$

$$\alpha_1 = \frac{L_2}{L_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \cdot \beta}} = \frac{2,74}{10,41} \sqrt{\frac{7,25}{1,53}} = 0,57;$$

Тоді при $\alpha_1=0,57$ и $n=0,52$, приймаємо за таблицею 67 [2] $\mu_1=2,4$ – для нижньої частини колони.

Для верхньої частини колони: $\mu = \frac{\mu_1}{\alpha_1}$; але не більше $3\mu=4.21$ приймаємо $\mu=3$.

Розрахункові довжини для верхньої частини колони.

Для верхньої частини $l_{ef}=\mu_2 \cdot l_2$, для нижньої частини $l_{ef}=\mu_1 \cdot l_1$, де l – геометрична довжина колони;

$$l_{ef,x2}=2,74 \cdot 3=8,22 \text{ м, (в площині)}$$

З площини, вважаючи що колона закріплена шарнірно, приймаємо $\mu=1$ (Таблиця 71,а [2])

$$l_{ef,y2}=2,74 \text{ м. (з площини).}$$

Розрахункові довжини для нижньої частини колони.

$$l_{ef,x1}=10,41 \cdot 2,4=24,98 \text{ м,}$$

З площини, вважаючи що колона закріплена шарнірно, приймаємо $\mu=1$ (Таблиця 71,а [2]) Для зменшення розрахункової довжини застосуємо розпірки по середині нижньої частини колони. $l_{ef,y1}=10,41/2=5,205 \text{ м.}$

2.7.2. Підбір перерізу верхньої частини колон

2.7.2.1 Компонувальна частина

Матеріал: сталь С245 ГОСТ 277772 – 88, $R_y=240$ МПа – розрахунковий опір. (таблиці 50*,51*[2])

$$\gamma_c=1. ([2] \text{ Таблиця } 6^*)$$

Призначаємо перетин верхньої частини колон у вигляді зварного двутавра

$$h_b=500 \text{ мм.}$$

$$M=148,5 \text{ Н*м}$$

$$N=-1267 \text{ кН}$$

$$Q=-62,88 \text{ кН}$$

Необхідна площа верхньої частини колони:

$$A_{mp} = \frac{N}{\phi_e R_y \gamma_c};$$

де $N = -1267$ кН – поздовжня сила верхньої частини колони;

φ_e – коефіцієнт для перевірки стійкості, визначаємо в залежності від m_{ef} и λ .

де m_{ef} – відносний ексцентриситет, $m_{ef} = \eta \cdot m$,

де $\eta = f(\lambda; m)$;

$m = e \cdot A / W_x \approx e / \rho$, ρ – ядро перетину

$\rho = \beta \cdot h_b$, $\beta = 0,35$ – для двутавра, залежить від форми перерізу;

$\rho = 0,35 \cdot 500 = 175 \text{ мм} = 17,5 \text{ см}$.

$e = M / N$, $e = 148,5 / 1267 = 0,122 \text{ м} = 12,2 \text{ см}$

$m = 12,2 / 17,5 = 0,69$

Визначимо λ – умовна гнучкість

$$\lambda = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

де λ_x – гнучкість в площині ексцентриситету,

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x2}}{i_x};$$

$$i_x = \alpha \cdot h_b,$$

де $\alpha = 0,42$ – для двутавра,

$$i_x = 0,42 \cdot 50 = 21 \text{ см},$$

тоді

$$\lambda_x = \frac{8,22}{0,21} = 39,14;$$

Тоді

$$\lambda = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 39,14 \cdot \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1,34;$$

За таблицею 73[2] маємо

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \lambda$$

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot 0,69) - 0,02 \cdot (6 - 0,69) \cdot 1,34 = 1,68$$

$$m_{ef} = 0,69 \cdot 1,68 = 1,2.$$

При $m_{ef} = 1,2$ и $\lambda = 1,34$, за таблицею 74[2] $\varphi_e = 0,564$.

Необхідна площа.

$$A_{mp} = \frac{1267}{0.564 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 93.6 \text{ см}^2;$$

Компонування перетину:

Компонуємо перетин, враховуючи що:

$$b \geq \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \right) l_{ef,y};$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \approx \frac{0.5b}{t_f} \leq (0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

Вибираємо $b=230\text{мм}$ и $t_f=8\text{мм}$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \approx \frac{0.5b}{t_f} = \frac{115}{8} = 14,375 \leq (0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}} =; (0.36 + 0.1 \cdot 1,34) \sqrt{\frac{206000}{240}} =; = 14,57;$$

Вимогу місцевої стійкості звисів поясного листа виконано.

Визначаємо необхідну товщину стінки.

Товщина з умови необхідної площі перерізу:

$$t_w = \frac{A_w}{h_w} = \frac{93.6 - 23 \cdot 0.8 \cdot 2}{50 - 0.8 \cdot 2} = 1.17 \text{ см};$$

Товщина верстата з умови забезпечення місцевої стійкості:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uv};$$

Гранична гнучкість стінки при $\bar{\lambda}_x = 1.34 < 2$ (табл. 27 [2])

$$\bar{\lambda}_{uv} = 1.3 + 0.15 \cdot \bar{\lambda}_x = 1.3 + 0.15 \cdot 1.34 = 1.501$$

$$t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uv}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{50}{1.501} \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1.16 \text{ см};$$

Вибираємо стінку товщиною 12 мм.

Геометричні характеристики підбраного перерізу:

$$A = 23 \cdot 0.8 \cdot 2 + 47.6 \cdot 1.2 = 93.92 \text{ см}^2;$$

$$A_w = 18,4 \text{ см}^2; A_f = 57.12 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{1.2 \cdot 47.6^3}{12} + 2 \cdot 57.12 \cdot \left(\frac{47.6 + 0.8}{2} \right)^2 = 77712.7 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{0.8 \cdot 23^3}{12} = 1622 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{77713}{93.92}} = 28.2 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1622}{18.4}} = 9.4 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{822}{28.2} = 29; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{274}{9.4} = 29;$$

$$W_x = \frac{77713}{25} = 3109 \text{ см}^3; \quad \rho_x = \frac{3109}{93.92} = 33.1 \text{ см};$$

2.7.2.2 Перевірочна частина

Вісь x–x. Перевірка загальної стійкості верхньої частини колони в площині дії моменту.

Відносний ексцентриситет:

$$m = e \frac{1}{\rho} = \frac{12.2}{33.1} = 0.4;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 29 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 0.99;$$

По табл. 73[2] визначаємо η , приймаючи $A_f/A_w = 57.12/18.4 = 3$

$$\eta = (1.9 - 0.1 \cdot m) - 0.02(6 - m)\bar{\lambda}_x = (1.9 - 0.1 \cdot 0.4) - 0.02(6 - 0.4) = 1.75;$$

Розрахунковий відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m, = 1.75 \cdot 0.4 = 0.7;$$

По табл. 74 [2] визначаємо ϕ_e при $m_{ef} = 0.7$ і $\lambda_x = 0.99$: $\phi_e = 0.711$

$$\sigma = \frac{N}{\phi_e \cdot A} = \frac{1267}{0.711 \cdot 93.92} = 189.7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа};$$

Стійкість в площині дії моменту забезпечена.

Вісь y–y Перевірка загальної стійкості із площини дії моменту.

Для $\lambda_y=29$ $\phi_y=0,931$ (табл. 72[2])

$$\text{При } \lambda_y=29 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{206000}{240}} = 92; \quad \beta=1$$

$\alpha=0.7$ (табл. 10 [2])

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m} = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,4} = 0,78;$$

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \phi_y \cdot A} = \frac{1267 \cdot 10}{0,78 \cdot 0,931 \cdot 93,92} = 185,8 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа};$$

Перевірка місцевої стійкості стінки

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}; \quad \text{де}$$

$$\sigma = \frac{1267 \cdot 10}{93,92} + \frac{148,5 \cdot (47,6/2) \cdot 100}{77713} = 180,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma = \frac{1267 \cdot 10}{93,92} - \frac{148,5 \cdot (47,6/2) \cdot 100}{77713} = 89,4 \text{ МПа};$$

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma} = \frac{180,4 - 89,4}{180,4} = 0,5$$

Адже $\alpha \leq 0,5$ то:

$$\bar{\lambda}_x = 1,34 < 2 \text{ (табл. 27 [2])}$$

$$\bar{\lambda}_{uv} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,3 + 0,15 \cdot 1,34 = 1,501$$

$$\left[\frac{h_{ef}}{t} \right] = \frac{47,6}{1,2} = 39,7 \leq \lambda_{uv} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,5 \sqrt{\frac{206000}{240}} = 43,9 \text{ см};$$

Стійкість стінки забезпечена.

2.7.3. Підбір перерізу підкранової частини колони

Для підкранової частини приймемо наскрізно складений перетин з підкрановою гілкою з прокатного двутавра і зовнішньою полицею з листа. Висота перерізу колони (відстань від зовнішньої межі до осі підкранової гілки) $h=1000$ мм

шатрова гілка:

$$M = -186,13 \text{ кН*м}$$

підкранова гілка:

$$M = 117,6 \text{ кН*м}$$

$$N = -1935,7 \text{ кН}$$

$$N = -1434 \text{ кН}$$

$$Q = 62,88 \text{ кН}$$

$$Q = 48,8 \text{ кН}$$

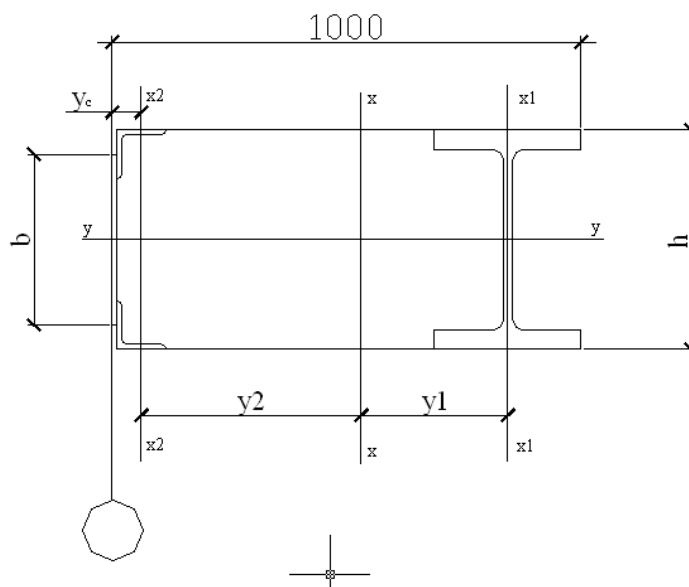


Рис 2.7 Переріз підкранової частини колон

Прийнявши, що центр ваги перерізу знаходиться приблизно на відстані:

$$y_1 \approx 0,4 \cdot h = 40 \text{ см} \quad y_2 \approx 0,6 \cdot h = 60 \text{ см}$$

Визначимо орієнтовні значення зусиль в гілках колони.

У підкранової:

$$N_{нс} = \frac{N_1 \cdot y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{1434 \cdot 0,6}{1} + \frac{186,13}{1} = 1046,5 \text{ кН};$$

В шатровій:

$$N_{шс} = \frac{N_2 \cdot y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{1935,7 \cdot 0,4}{1} + \frac{117,6}{1} = 891,88 \text{ кН};$$

Знаходимо орієнтовно необхідну площу гілок $A_{тр} = N / \varphi R_y \gamma_c$.

Для підкранової гілки ($\varphi = 0,8 - 0,85$):

$$A_{тр.нс} = \frac{1046,5 \cdot 10}{0,85 \cdot 240} = 51,3 \text{ см}^2;$$

Для шатрової гілки ($\varphi = 0,75 - 0,8$):

$$A_{mp.шв} = \frac{891,88 \cdot 10}{0,75 \cdot 240} = 49,5 \text{ см}^2 ;$$

Призначаємо перетин підкранової гілки з урахуванням вимог жорсткості стрижня колони

$$b \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right) L_{ef,y} .$$

$$b \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right) 5205 \text{ мм}$$

$$b \geq (260 - 174) \text{ мм}$$

Приймаємо двутавр 30Ш1 по ГОСТ 26020-83

$$h = 291 \text{ мм},$$

$$A_1 = 68,31 \text{ см}^2,$$

$$I_{x1} = 1470 \text{ см}^4,$$

$$i_{x1} = 4,64 \text{ см},$$

$$i_y = 12,34 \text{ см}.$$

Шатрову гілку призначаємо з листа -10240 і двох куточків L100x10

$$A_L = 19,24 \text{ см}^2,$$

$$I_{xL} = 178,95 \text{ см}^4,$$

$$y_{0L} = 2,83 \text{ см}.$$

Геометричні характеристики шатрової гілки:

$$A_2 = 62,48 \text{ см}^2.$$

$$\text{Центр тяжкості гілки: } y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 2,55 \text{ см} .$$

$$I_{x2} = 521,806 \text{ см}^4. \quad i_{x2} = \sqrt{\frac{521,806}{62,48}} = 2,89 \text{ см} .$$

$$I_y = 6795,45 \text{ см}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{6795,45}{62,48}} = 10,43 \text{ см} .$$

Уточнюємо положення центру тяжіння всього перерізу і зусилля в гілках:

$$h_0 = h - y_c = 100 - 2,55 = 97,45 \text{ см}. \quad y_1 = 46,55 \text{ см}.$$

$$y_2 = 50,90 \text{ см.}$$

Зусилля в підкранової гілки:

$$N_{не} = \frac{N_1 \cdot y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{1434 \cdot 0,509}{1} + \frac{186,13}{1} = 916,03 \text{ кН};$$

Зусилля в шатрової гілки:

$$N_{ше} = \frac{N_2 \cdot y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{1935,7 \cdot 0,4655}{1} + \frac{117,6}{1} = 1018,6 \text{ кН};$$

2.7.3.1 Перевірка стійкості гілок колони

Гілки колони з'єднуємо між собою трикутними ґратами з одиночних куточків. Задавши кут між осями елементів решітки і поясів $\sim 35^0-55^0$, отримуємо відстань між вузлами решітки $2l=2,3 \text{ м}$

Перевірку гілок виробляємо як для центрально стиснутих стрижнів за формулою

$$N/\phi \cdot A \leq R_y \gamma_c.$$

Підкранова гілка:

У площині колони $l_{ef,x1}=1,8 \text{ м.}$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{180}{4,64} = 38,8;$$

Для $\lambda_x=38,8$; $\phi=0,883$; (табл. 72 [2]).

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} = \frac{916,03 \cdot 10}{0,883 \cdot 68,31} = 151,8 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа};$$

Стійкість забезпечена.

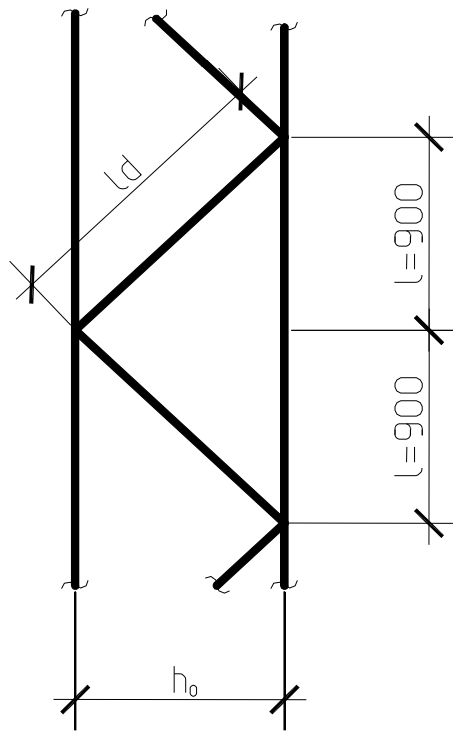


Рис 2.8 Решітчаста колона

З площині колони $l_{ef,y}=5,205$ м.

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{520,5}{12,34} = 42;$$

Для $\lambda_y=42$; $\phi=0,861$; (табл. 72 [2]).

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} = \frac{916,03 \cdot 10}{0,861 \cdot 68,31} = 155,7 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа};$$

Стійкість забезпечена.

Шатрова гілка:

В площині колони $l_{ef,x2}=1,8$ м.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{180}{2,89} = 62,3;$$

Для $\lambda_x=62,3$; $\phi=0,785$; (табл. 72 [2]).

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} = \frac{1018,6 \cdot 10}{0,785 \cdot 62,48} = 207,7 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа};$$

Стійкість забезпечена.

З площині колони з урахуванням розпірок $l_{ef,y}= 5,205$ м.

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{520,5}{10,43} = 50;$$

Для $\lambda_y=50$; $\phi=0,852$; (табл. 72 [2]).

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} = \frac{1018,6 \cdot 10}{0,852 \cdot 62,48} = 191,3 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа};$$

Стійкість забезпечена.

2.7.3.2 Перевірка загальної стійкості нижньої частини

У площині дії моменту.

Геометричні характеристики всього перерізу нижньої частини колони:

$$A = A_1 + A_2 = 62,48 + 68,31 = 130,79 \text{ см}^2.$$

$$I_x = I_{x1} + A_1 \cdot y_1^2 + I_{x2} + A_2 \cdot y_2^2 = 311881 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{311881}{130,79}} = 48,83;$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2498}{48,83} = 51,2;$$

Для $\lambda_x=51,2$; $\phi=0,849$; (табл. 72 [2]).

Перевірка колони як єдиного стрижня проводиться з урахуванням деформативності решітки. Тому необхідно знати перетин розкосів. Розкоси підбираємо за найбільшою поперечною силою - фактичною або умовною, яка визначається за формулою:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\phi_y} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{206000}{240} \right) \frac{1935,7}{0,849} = 16,3 \text{ кН};$$

$$Q_{fic} = 16,3 \text{ кН} < Q_{2\max} = Q_2 = 62,88 \text{ кН}$$

Тому приймаємо для розрахунків $Q = Q_2 = 62,88 \text{ кН}$.

$$\text{Довжина розкосу } l_d = \sqrt{0,9745^2 + 0,9^2} = 1,326 \text{ м};$$

$$\text{Sin} \alpha = 0,9745 / 1,326 = 0,735$$

Зусилля в розкосі решітки, розташованій в одній площині:

$$N_d = \frac{Q}{2 \sin \alpha} = \frac{62,88}{2 \cdot 0,735} = 42,8 \text{ кН};$$

Прийнявши орієнтовно $\varphi=0,6$, знаходимо необхідну площу розкошу $\gamma_c=0,75$. ([2] Таблиця 6*).

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{42,8 \cdot 10}{0,6 \cdot 240 \cdot 0,75} = 3,9 \text{ см}^2$$

Приймаємо розкоси з одиночного куточка L60x5

$$A_L = 5,83 \text{ см}^2 = A_d,$$

$$i_{\min} = 1,2 \text{ см},$$

Перевірка розкошу:

$$\lambda_d = \frac{l_{ef,x}}{i_{\min}} = \frac{132,6}{1,2} = 110,5;$$

Для $\lambda_x=110,5$; $\varphi=0,478$; (табл. 72 [2]).

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{42,8 \cdot 10}{0,478 \cdot 5,83 \cdot 0,75} = 206,9 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа};$$

Стійкість забезпечена.

Наведену гнучкість визначаємо за формулою 20 [2]:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{d1}}};$$

$$\text{Де } \alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{h_0^2 \cdot l} = 10 \frac{1,326^3}{0,9745^2 \cdot 0,9} = 27,3;$$

Тоді

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{51,2^2 + 27,3 \frac{130,79}{11,66}} = 54,1$$

Стійкість колони в цілому перевіряємо по п.5.27* [2]:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 54,1 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1,84$$

Для поєднання довантажуючого підкранову гілку:

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{117,6}{1935,7} = 0,06$$

$$m = e \frac{A \cdot a_1}{I_x} = 6 \frac{130,79 \cdot 46,55}{311881} = 0,02$$

де a' - відстань від центра ваги перерізу всієї колони до центра ваги найбільш стиснутої (в даному випадку - підкранової) гілки.

По табл. 75 [2] залежно від $m=0,02$ и $\lambda_{ef}=1,84$, приймаємо $\phi_e=0,763$.

Тоді

$$\sigma = \frac{N}{\phi_e \cdot A} = \frac{1935,7}{0,763 \cdot 130,79} = 194 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа};$$

Стійкість забезпечена.

2.7.4. Розрахунок бази колони

База розраховується по найбільш навантаженій гілці, в нашому випадку - підкрановій.

Колона - центрально стиснута.

$$N = N_{n.в.} = 1190,39 \text{ Кн}$$

Матеріал фундаменту – бетон класу В15, $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ задаємося $\phi_b = 1,1$

$$N \leq \phi R_{b,lok} A_p$$

$$R_{b,lok} = \phi_b \cdot R_b$$

$$R_{b,lok} = 1,1 \cdot 8,5 = 9,35 \text{ МПа}$$

$$A_{pl} = N / R_{b,loc}$$

$$A_{pl} = 1273,14 \text{ см}^2$$

Визначення розмірів опорної плити в плані.

$$B = b_f + 2(t_{tr} + c) \text{ (конструктивно):}$$

Де: $b_f = 20 \text{ см}$ – ширина колони, t_{tr} - товщину траверси попередньо прийmemo 1 см. $c = 4 \text{ см}$ - виліт консольної частини плити.

$$B = 20 + 2 \cdot (1 + 4) = 30 \text{ см}$$

Приймаємо $B_{пл} = 32 \text{ см}$

Необхідна довжина плити:

$$L_{mp} = \frac{A_{mp}}{B_{пл}}, ;$$

$$L_{пл}=44 \text{ см.}$$

Приймаємо 48см, повинна виконуватися умова: $L_{пл}/B_{пл} = 44/32 = 1,375 = 1 \div 2$

2.7.4.1 Розрахунок опорної плити

Сталь С245 $R_y=240$ МПа (таблиця 50* 51* [2])

Товщину плити визначаємо з умови міцності при роботі плити на вигин, як пластини, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням по площі контакту по опорах фундаменту.

$$q=N/(B \cdot L),$$

$$q=0,846 \text{ кН/см}^2.$$

Товщину плити визначають за більшим з моментів на окремих ділянках:

$$t_{пл} > \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}$$

Опорну плиту уявляємо як систему елементарних платівок, що відрізняються розмірами і характером спирання на елементи бази: консольні (тип 1), опертих по двох сторонах (тип 2), опертих по трьох сторонах (тип 3), опертих по чотирьох сторонах (тип 4) . У кожній елементарній платівці визначаємо максимальний згинальний момент, що діє на смужку шириною 1 см.

$$M = q \cdot \alpha \cdot d^2,$$

де d – характерний розмір елементарної пластинки;

α – коефіцієнт, що залежить від умови обпирання і визначається за таблицями Б. Г. Галеркіна;

Розглядаємо чотири типи пластин.

Тип 1. Для консольної пластинки:

$$\alpha = 0,5 \quad d = c = 5 \text{ см}$$

$$M_1 = q \cdot a^2 / 2,$$

$$M_2 = 0,846 \cdot 5^2 / 2 = 10,575 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Тип 2. Пластина обперта на чотири канти:

$$M_4 = \alpha_1 * q * a^2,$$

$$d = (b_f - t_w) / 2 = (200 - 0,8) / 2 = 9,6 \text{ см}$$

$$\alpha_1 = 0,125,$$

$$M_4 = 0,125 \cdot 0,846 \cdot 9,6^2 = 9,75 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Тип 3.

$$M_3 = \alpha * q * d^2, \quad d = 7,45 \text{ см},$$

$$\alpha = 0,5; \quad M_3 = 0,5 \cdot 0,846 \cdot 7,45^2 = 23,48 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Тип 4.

$$M_3 = \alpha * q * d^2, \quad d = 3,914 \text{ см},$$

$$\alpha = 0,5; \quad M_3 = 0,5 \cdot 0,846 \cdot 3,914^2 = 6,48 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Товщину плити визначаємо за більшим з моментів:

$$M_{\max} = 23,48 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad t_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}},$$

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{(6 \cdot 23,48 / (24 \cdot 1))} = 2,42 \text{ см},$$

приймаємо $t_{\text{пл}} = 2,5 \text{ см} = 25 \text{ мм}$.

2.7.4.2 Розрахунок траверси

Висоту траверси визначаємо з умови прикріплення її до стрижня колони зварними кутовими швами, вважаючи при цьому, що чинне в колоні зусилля рівномірно розподіляється між усіма швами.

Зварка ручна електродами Е46

Необхідна довжина швів:

По металу шва(п 11.2*[2])

$$L_{w,mp} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c},$$

де $R_{wf}=180$ розрахунковий опір шва (таблиця 56 [2])

$$\beta_f=0,9$$

$\gamma_{wf}=1$ коефіцієнт умов роботи шва

$\gamma_c=1$ коефіцієнт умов роботи конструкції

$$L_{wTP}=91,85\text{см}$$

$$h_m \geq \frac{L_{w,mp}}{4} + 1, \quad h_m \geq 91,85/4 + 1, \quad h_m \geq 23,96 \text{ см.}, \quad \text{Приймаємо } h_m = 24 \text{ см.}$$

Траверсу перевіряємо на вигин і на зріз, розглядаючи її як однопрогонову двухконсольну балку з опорами в місцях розташування зварних швів і завантажену лінійним навантаженням.

$$q_1 = q \cdot V_{пл}/2 = 13,536 \text{ кН/см}$$

При цьому в розрахунковий переріз включаємо тільки вертикальний лист траверси товщиною t_s і висотою h_m .

$$\delta = \frac{6 \cdot M_{\max}}{t_s \cdot h_m^2} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \tau = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{t_s \cdot h_m} \leq R_s \cdot \gamma_c$$

де M_{\max} і Q_{\max} – максимальне значення згинального моменту і поперечної сили в траверсі.

$$M_{\max}=1057,278 \text{ кН*см}, \quad Q_{\max}=197 \text{ кН}$$

$$\sigma = 110,13 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа},$$

$$\tau = 123,125 \text{ МПа} < 139,2 \text{ МПа}$$

2.7.4.3. Розрахунок анкерних болтів

$$N_{\min} = -603,75 \text{ кН}$$

$$M_s = -658,13 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Визначаємо максимальне розтягуюче зусилля в болтах

$$Z = N \cdot (y_2/h_0) + M/h_0 = 360,026 \text{ кН}$$

По таблиці даних для анкерних болтів [1] приймаємо 2 болта $d=48$ $N=192$ кН

Зусилля сприймається 2 болтами $N=384$ кН

2.7.4.4. Розрахунок анкерної планки

Приймаємо сталь С255 при $R_y=255$ МПа

$$\sigma = M_{\max}/W \leq R_y \gamma_c,$$

W для ослабленого перерізу

$$W = M_{\max} / R_y \gamma_c,$$

$$W = 900/24 = 37,5 \text{ см}^3$$

З формули

$$W_x = \frac{(b - d_{\text{отв}}) t_{\text{пл}}^2}{6}, \text{ назначивши } b=200 \text{ мм отримаємо:}$$

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{W_{\text{мп}} \cdot 6}{b - d_{\text{отв}}}} = \sqrt{\frac{37,5 \cdot 6}{20 - (4,8 + 0,3)}} = 3,89 \text{ см} \text{ Приймаємо товщину } 4 \text{ см}$$

РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

3.1 Особливості PUR і PIR теплоізоляції в сендвіч-панелях

Головними вимогами замовників при зведенні комерційних енергетично ефективних будівель є якість і швидкість робіт, екологічність, довговічність і, звичайно ж, високі теплотехнічні характеристики. Виходячи з цього, підбирається матеріал для майбутньої конструкції. На сьогодні ринок представлений широким асортиментом утеплювачів, серед яких необхідно відзначити нові типи - PUR і PIR теплоізоляцію.

Пінополіуретан і поліізоціанурат (PUR і PIR відповідно) відносяться до полімерів, які мають закриточарункову структуру. Особливістю цих матеріалів є те, що вони заповнені газом, так званим вспінюючим агентом, мають низький ступінь теплопровідності (0,022 Вт / (м · К)).



Рис. 3.1 Загальний вигляд сендвіч панелі

Завдяки закритості комірок газ не випускається. При використанні облицювань, що володіють водо- і паронепроникними властивостями, утеплювач

може прослужити протягом багатьох років. При цьому показник теплопровідності зберігається на первинному рівні протягом всього періоду його використання.

Основні характеристики утеплювача:

- високі показники теплозбереження;
- низька горючість;
- легкість;
- механічна міцність;
- мінімальне поглинання вологи;
- збереження розміру і однорідності протягом тривалого терміну експлуатації;
- стійкість до агресивного хімічного середовища;
- безпека.

Матеріал з PUR або PIR утеплювачем відрізняється невеликою товщиною. Це дуже важливо, якщо мова йде про внутрішнє утеплення будинку. За рахунок використання PUR і PIR теплоізоляції економиться вільний простір приміщення, що надзвичайно актуально для невеликих квартир, житлових будинків і комерційних споруд. Використання більш тонкого і легкого по вазі матеріалу економить кошти на його доставку та монтаж.

Основною особливістю PIR наповнювачів є знижена горючість. Їх можна експлуатувати при температурі до 140 градусів вище нуля. Що стосується PUR, то його можна використовувати при температурі, що не перевищує 100 градусів.

Можна сказати, що PIR є різновидом PUR, що володіє підвищеною стійкістю до вогню. При загорянні зовнішній шар матеріалу обвуглюється. Новоутворена вуглецева матриця, що має пористу структуру, захищає внутрішні шари від подальшого горіння.

PIR або поліізоціанурат - теплоізоляційний матеріал, що містить до 99% закритих пор, має низький коефіцієнт теплопровідності ($\lambda = 0,021 \text{ Вт / м} \cdot \text{C}$).

Синтез поліізоціанурату ґрунтується на таких полімерах як поліол і ізоціанурат, співвідношення компонентів для полімеризації 1 до 2. Реакція

полімеризації відбувається при більш високій температурі ніж полімеризація поліуретану, змушує "зайвий" ізоціанурат вступати в реакцію з самим з собою, створюючи більш міцні і стійкі зв'язки. Таким чином, отримуючи новий, більш стійкий матеріал - полімерний ізоціанурат, армований поліуретаном. Поліізоціанурат має підвищену хімічну стійкість, стійкість до ультрафіолету і кращі протипожежні властивості в порівнянні з пінополіуретаном. Теплопровідні властивості теплоізоляції з поліізоціанурату значно перевищують властивості традиційних теплоізоляційних матеріалів, таких як мінеральна вата на основі базальтового волокна, екструзійний пінополістирол.

3.2 Особливості використання сендвіч- панелей

Для будівництва енергоефективних будівель використовуються сендвіч-панелі - функціональний і відносно недорогий матеріал. Ще недавно традиційним наповнювачем для них була мінеральна вата. Сьогодні в якості наповнювача використовується PIR і PUR теплоізоляція, яка активно заміщає цей матеріал, так як перевершує його за багатьма характеристиками, як технічним, так і експлуатаційним.

Сендвіч-панель з таким утеплювачем являє собою будівельний матеріал, що складається з трьох шарів. Кожен з них виконує певну функцію. Утеплювач знаходиться між обшивками листа.

Як відомо, сендвіч-панель не вимагає проведення оздоблювальних робіт: малярних, штукатурних, паркетних, скляних і інших. Це пов'язано з тим, що в якості обшивки для цього матеріалу використовуються привабливі за зовнішнім виглядом листи з високоміцної сталі, які бувають профільованими або плоскими.

Сендвіч-панелі з PIR або PUR утепленням мають безліч переваг. Почнемо з того, що вони мають чітко задану форму і геометричні розміри. Завдяки цьому значно прискорюється процес будівництва будівлі. Легка вага, в порівнянні з

іншими матеріалами, знижує до мінімуму навантаження на фундамент, а також скорочує витрати на транспортування і монтаж листів.



Рис.3.2 Загальний вигляд будівлі оздобленої сендвіч-панелями

Сендвіч-панелі даного типу легко демонтуються і при необхідності перевозяться на інший об'єкт. А можливість з'єднувати їх з каркасом з дерева, металу або залізобетону, використовуючи при цьому приховану або відкриту систему кріплення, робить цей матеріал одним з найбільш затребуваних у будівельній галузі.

До інших переваг сендвіч-панелей, в основі яких PIR або PUR утеплювач, можна віднести ідеальну герметичність стиків, можливість проводити монтаж в будь-який час року незалежно від погоди і температури повітря, а також тривалий термін служби, що становить не менше 25 років. Широка гамма кольорів облицювань дає можливість підібрати ідеальний варіант для проведення тих чи інших будівельних робіт.

До конструктивних особливостей сендвіч-панелей з PIR і PUR утепленням відноситься:

1. Відсутність клею для з'єднання шарів між обшивкою і утеплювачем;

2. Парогерметичність замкових з'єднань. Стики теплоізоляційних шарів утеплюються за допомогою поліуретанової монтажною піни.

Застосування сендвіч-панелей з PIR і PUR утепленням

Завдяки високим технічним і експлуатаційним характеристикам, сендвіч-панелі з PIR і PUR утепленням можна використовувати практично повсюдно. В окремих галузях їх застосування є єдино можливим рішенням. Це сільське господарство, харчова промисловість, фармацевтична галузь. Без цього високотехнологічного матеріалу не обійтися в тих приміщеннях, до яких пред'являються високі вимоги по чистоті, гігієні і рівню вологості.

3.3 Визначення теплотехнічних характеристик сендвіч панелей з PIR і PUR утепленням

Визначення розподілу температури в сендвіч-панелях з PIR і PUR утепленням виконаємо з використанням скінченно-елементних засобів розрахунку.

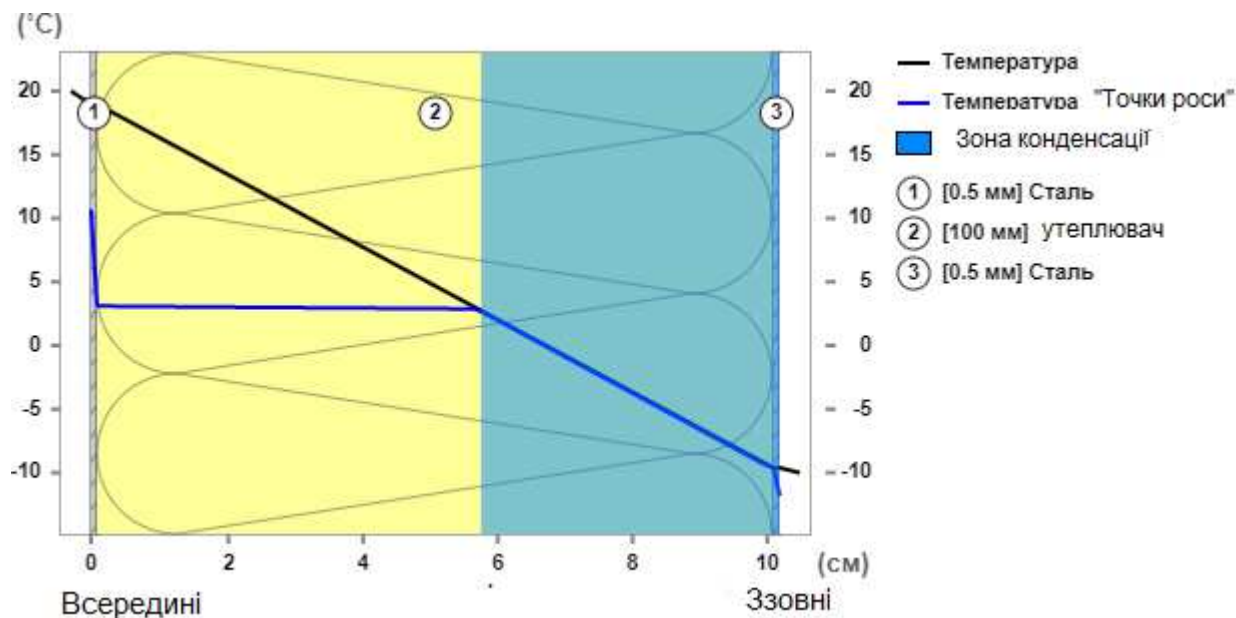


Рис.3.3 Графік розподілу температури сендвіч-панелі з PIR утепленням

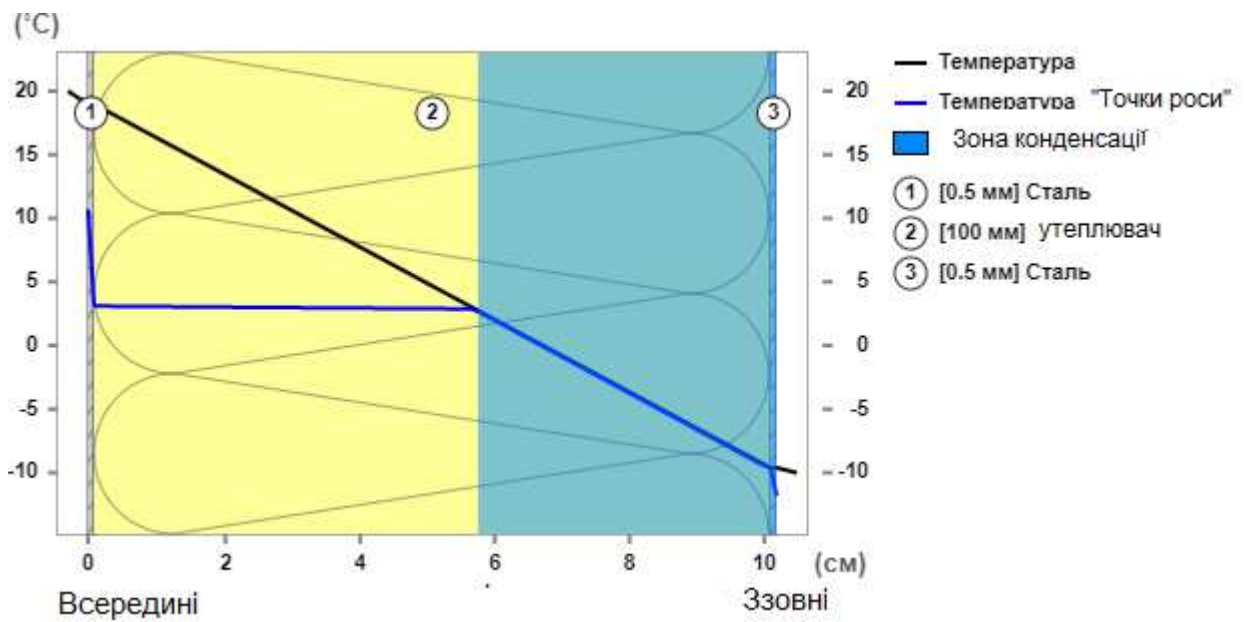


Рис.3.4 Графік розподілу температури сендвіч-панелі з PUR утепленням

3.4 Висновок

Виконано порівняння і оцінку зразків сендвіч панелей з PIR і PUR утепленням.

Встановлено, що зона конденсації та теплотехнічні характеристики практично ідентичні.

З огляду на покращені експлуатаційні характеристики, особливо підвищену вогнестійкість для подальшої розробки приймаємо сендвіч панелі з PIR утепленням.

РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Характеристика об'єкту з точки зору охорони праці

Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення» небезпечні і шкідливі фактори - це виробничі фактори, вплив яких може призвести до погіршення здоров'я робітників чи травм. Згідно п.5 проводиться організація управління охороною праці. Площі санітарно-побутових приміщень проводяться згідно т.6.1 ДБН А.3.2-2-2009.

Під час монтажу будівельних конструкцій основними шкідливими виробничими факторами слід вважати:

- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;
- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків будинків і споруд;
- втрату стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних майданчиків;
- розташування робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок;
- недостатню освітленість робочої зони;
- дію вітру на вантажопідіймальні крани, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції чи частини будинків і споруд;
- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;
- підвищену чи знижену температуру повітря робочої зони;
- небезпечну і шкідливу дію на людей електричного струму, електричної дуги, електромагнітного випромінювання і статичної електрики;

- вплив підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань при виконанні електрозварювальних робіт, а також іонізуючих випромінювань при контролі якості зварених швів;
- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;
- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт;
- використання порохового монтажного інструмента.

Фахівцям, робота яких пов'язана з монтажем будівельних конструкцій, в обов'язковому порядку доводиться інструкція, в якій перераховані їх безпосередні обов'язки і правила, що стосуються охорони праці і, в першу чергу, зачіпають дотримання пожежної безпеки.

Пожежна безпека - це стан об'єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей.

Пожежна безпека забезпечується завдяки створенню системи заходів пожежної профілактики і активного пожежного захисту.

Пожежна профілактика - комплекс організаційних заходів і технічних засобів, що спрямовані на запобігання можливого виникнення пожежі чи зменшення її наслідків,

Система активного пожежного захисту - це комплекс організаційних заходів і технічних засобів по боротьбі з пожежами і запобіганню дії на людей небезпечних чинників пожежі, а також обмеження матеріальних збитків від неї.

Для запобігання пожеж у будівельних організаціях розробляють організаційні, технічні, режимного характеру, пожежно-евакуаційні, тактико-профілактичні, будівельно-конструктивні та інші заходи режимів експлуатації машин і обладнання, за яких повністю виключається можливість виникнення іскор і полум'я при роботі, контакт нагрітих деталей обладнання з горючими матеріалами.

До організаційних заходів належать правильний вибір технології; недопущення захаращення приміщень і будівельних майданчиків; навчання працівників правилам пожежної безпеки; спеціальне розміщення матеріалів на складах та техніки в гаражах і ремонтних майстернях.

До технічних належать заходи, що стосуються правильного добору і монтажу електрообладнання, систем блискавкозахисту об'єктів і влаштування заземлення, іскрогасників тощо.

Заходи режимного характеру - це заборона куріння, запалювання вогню, правильне зберігання промаслених ганчірок, постійний контроль за зберіганням матеріалів, що можуть самозагорятись і т. ін.

Тактико-профілактичні заходи передбачають швидку дію пожежних команд, забезпечення об'єктів первинними засобами вогнегасіння, а також підтримування постійно в справному стані водопровідної системи тощо.

Заходів будівельно-конструктивного характеру вживають в процесі проектування і будівництва споруд, створення протипожежних конструкцій будівель, а також при конструюванні машин і обладнання.

Це лише невелика частина заходів, що стосуються запобігання головних ризиків на будь – якому будівельному майданчику.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва від надзвичайних ситуацій природнього характеру

Зведення багатьох об'єктів будівництва в даний час неможливо без урахування їх реакції на сейсмічні навантаження. Дослідження їх міцності експериментальними методами без глибокого теоретичного аналізу не дає необхідних результатів.

4.2.2 Коротка характеристика впливу надзвичайних ситуацій природнього характеру

В Україні щороку виникає від 100 до 300 надзвичайних ситуацій природнього походження. Стихійні лиха — це небезпечні природні явища, процеси атмосферного, гідрологічного, геологічного, біосферного або іншого походження таких масштабів, які призводять до катастрофічних ситуацій з раптовим порушенням систем життєдіяльності населення, руйнуванням і знищенням матеріальних цінностей, об'єктів народного господарства, що у свою чергу може спричинити аварії й катастрофи. Справжнім лихом є землетруси, повені, зсуви, селеві потоки, бурі, урагани, снігові заноси, пожежі лісів, торфу, полів і населених пунктів. Тільки за останні 20 років вони забрали життя більше трьох мільйонів чоловік. За даними ООН, за цей період майже один мільярд жителів нашої планети потерпіли від стихійних лих. Для ліквідації їх наслідків залучаються сили і засоби цивільного захисту, часто значна частина населення і військові формування, а на відповідні роботи витрачаються багато сил і великі матеріальні

кошти. Кожне стихійне лихо має свої причини виникнення, притаманні тільки йому особливості впливу на навколишнє середовище, фізичну суть і рушійні сили. Проте їм характерні й загальні властивості — це великий просторовий захват, сильна психологічна дія на населення і значний вплив на навколишнє середовище. Знаючи характер стихійних лих, причини їх виникнення, можна завчасно вжити заходів і тим самим запобігти деяким з них або значно зменшити їх руйнівний вплив, спланувати правильні дії населення для проведення рятувальних робіт. Велике значення має проведення профілактичних робіт з метою запобігання збиткам від стихії або зменшення їх. Важливо своєчасно провести роботи, спрямовані на локалізацію стихійного лиха, щоб зменшити зони руйнувань, скоротити до мінімуму збитки і своєчасно надати допомогу потерпілим. В Україні найчастіше спостерігаються такі надзвичайні ситуації природного походження: — небезпечні геологічні явища: зсуви, обвали, осипки, просадки земної поверхні різного походження; — небезпечні метеорологічні явища: зливи, урагани, сильні снігопади, сильний град, ожеледь; — небезпечні гідрологічні явища: повені, паводки, підвищення рівня ґрунтових вод; — природні пожежі лісових та торф'яних масивів; — масові інфекції та хвороби людей, тварин, рослин.

4.2.3 Заходи при землетрусі

Сейсмічна активність, як і в будь-якому куточку планети, фіксується постійно, але більшість землетрусів не відчутна.

Землетруси починаються раптово і охоплюють значні території. Руйнування будівель, зсуви і обвали крутих схилів є головними причинами людських жертв і великих матеріальних збитків при сильних землетрусах. Сейсмічними вважають райони, де зареєстровані або теоретично очікувані землетруси у 6 балів та вище. Основні вимоги до будівництва у сейсмічних районах зведено до вжиття таких

заходів: 1. Вибір ділянки для будівництва. 2. Вибір конструктивного рішення (КР) та об'ємно-планувального рішення (ОПР). 3. Забезпечення високої якості будівництва. 4. Поділ будівель і споруд антисейсмічними швами. Будівельні майданчики під населені пункти і споруди обираються з урахуванням геологічних даних, якнайдалі від можливих або явних розривних порушень, далеко від крутих схилів, що загрожують обвалами і зсувами. Несприятливими для будівництва вважають пухкі ґрунти і тріщинуваті породи. При виборі ділянки для забудови враховують такі поняття як сейсмостійкість будівельних об'єктів та сейсмічність будівельного майданчика. Сейсмостійкістю називають здатність ґрунтів, будівель і споруд протистояти сейсмічним впливам. Заходи з підвищення сейсмостійкості будівель застосовуються у районах із сейсмічністю у 7 балів і вище. Нормативне обґрунтування цих заходів здійснюється за «ДБН В.1.112:2006. Будівництво у сейсмічних районах України». За сейсмічності більше 9 балів зведення капітальних будівель заборонено.

4.2.4 Заходи щодо підвищення стійкості об'єкта

Одне з основних завдань в області цивільного захисту ЦЗ - проведення заходів, спрямованих на підвищення стійкості роботи об'єктів в умовах надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу. Під стійкістю функціонування будівельного об'єкта розуміють здатність його в надзвичайних ситуацій виконувати покладену на нього функцію, а при отриманні слабких і середніх руйнувань або порушенні зв'язків з постачання, відновлювати виконання покладеної функції в мінімальні терміни. Розглянутий мною об'єкт будівництва є не стійким до дії ударних хвиль, тому що розглянуті мною безкаркасні арочні ангари мають невелику товщину стінки і власну вагу, що не забезпечує належної стійкості будівлі, отже, необхідно розробляти низку заходів щодо підвищення його стійкості. Для цього необхідно зробити наступне: 1. Підвищити стійкість

промислової споруди шляхом встановлення більш міцного металевого каркасу, встановлення більш міцних рам для дверей і вікон, зменшення прольоту несучих конструкцій, а також зміцнення стін будівлі більш міцними матеріалами. 2. Для підвищення стійкості кранів та кранового обладнання до впливу ударної хвилі доцільно забезпечити їх жорстку фіксацію на міцному фундаменті, розташовувати устаткування за міцними елементами будівлі і споруд на ймовірному напрямку дії ударної хвилі, забезпечити додаткові точки фіксації і кріплення. Також необхідно встановлювати контрфорси, що підвищують стійкість обладнання до дії швидкісного напору ударної хвилі. 3. Для підвищення стійкості кабельних наземних ліній слід помістити їх під землю, також можливе їх зміцнення за рахунок укладання їх всередину, а також за рахунок застосування броньованих кабелів.

4.2.5 Системи сейсмозахисту будівель і споруд

Загальна класифікація систем сейсмозахисту споруд представлена на рис. 4.2. Вона складається з традиційних методів забезпечення сейсмостійкості та спеціальних засобів сейсмозахисту.



Рисунок 4.2 - Загальна класифікація систем сейсмозахисту споруд.

Висновок

Виконуючи дану кваліфікаційну роботу опановано програмний комплекс «SCAD», закріпивши знання проектування розрахунку конструкцій.

Рішення, прийняті в архітектурно-будівельній частині кваліфікаційної роботи, забезпечують найбільш раціональне і зручне положення приміщень, встановлення необхідного обладнання.

Прийняті рішення в розрахунково-конструктивній частині проекту забезпечують швидкість монтажу і відповідають вимогам нормативних документів, виконані розрахунки на міцність і деформаційні характеристики балок, колони камнерезного цеху, підібрані перетину колон. Розрахунки зусиль виконані в програмному комплексі «SCAD», підбір профілів поперечного перерізу виконаний з недовантаження не більше 20%, що забезпечує економію на матеріальних і трудових ресурсах, монтажних механізмах.

В архітектурно-будівельної частині розроблений генеральний план, що включає в себе основні об'єкти, елементи благоустрою і озеленення. У пояснювальній записці приведені описи конструктивних основних і технологічних рішень. На кресленнях представлені: фасади, генеральний план, ситуаційний план, план поверху на позначці 0.000, поперечний і поздовжній розрізи і конструктивні вузли.

У розрахунково-конструктивній частині - розроблені і розраховані конструктивні елементи каркаса будівлі - колони, балки покриття, підкранові балки, прогони. Зроблено їх конструювання.

В науково- дослідній частині визначено основні типи утеплювального шару, що використовується в сендвіч-панелях, встановлено розподіл температури в утеплювальному шарі сендвіч панелей з PIR і PUR утепленням.

У розділі охорона праці та безпеки в надзвичайній ситуації вказані причини травматизму і вимоги безпеки при виконанні бетонних робіт, розроблені техніко-економічний аналіз результатів атестації робочих місць, проектування санітарно-захисної зони, блискавкозахист.

Бібліографія

1. ДСТУ Б А.2.4-7-95 "Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень"- К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996
2. Макланова Т.Г. и др. "Архитектура гражданских и промышленных зданий"– М.: Стройиздат,1981.
3. ДБН В. 2.2-9-99 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2000
4. ДБН В.1.4-1.01-97 "Основні положення"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 1998
5. ДБН В.2.2.-10-2001 "Заклади охорони здоров'я" - К.:Держбуд України, 2001
6. ДБН В.2.6.-31:2006 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006
7. Шерешевский И.А. "Конструирование гражданских зданий и сооружений"– Л.: Стройиздат, 1979.
8. Барашикова А.Я. "Залізобетонні конструкції"- К.: Вища школа, 1995
9. ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи"-К.: Мінбуд України, 2006
10. ДБН Д.2.2-7-99"Бетонні та залізобетонні конструкції збірні". – К.: Мінбуд України, 1999.
11. ДБН В.2.6-98-2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
12. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
13. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
14. ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010 "Будівельна кліматологія" К.: Мінрегіонбуд України, 2010.

15. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування" - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
16. Кузима В. "Технологія та організація будівельних робіт"-Тернопіль. 2001
17. Ситник І.П. "Организация, планирование, и управление строительством" – К.: Вища школа. 1978
18. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 " Визначення тривалості будівництва об'єктів" - К.: Мінрегіон України, 2014.
19. ДБН В.1.1-7:2016"Пожежна безпека об'єктів будівництва". – К.: Мінрегіон України, 2017.
20. ДБН В.2.5-28-2006 "Природне і штучне освітлення". – К.: Мінбуд України, 2006.
21. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві ". – К.: Мінбуд України, 2009.
22. ДБН А.3.1-5:2016"Організація будівельного виробництва"- Мінрегіон України, 2016.
23. ДБН В.2.5-64-2012 "Внутрішній водопровід та каналізація" - К.: Мінбуд України, 2012.
24. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання." - К.: Мінбуд України, 2013.
25. ДБН В.2.5-75-2013 "Каналізація. Зовнішні мережі та споруди" - К.: Мінбуд України, 2013.
26. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання. Основні положення проектування" - К.: Мінбуд України, 2013.
27. ДБН В.2.5-67-2013 "Опалення, вентиляція та кондиціонування" - К.: Мінбуд України, 2013.
28. ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013 "Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем"- К.: Мінбуд України, 2013.
29. ДБН В.2.5-20-2001 "Газопостачання/Мінінвестбуд України"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2002.

30. Кондратьев А.И., Местечкина Н.М. "Охрана труда в строительстве" – М.:Высшая школа. 1990
31. Орлов Г.Г. "Инженерные решения по охране труда в строительстве" – М.: Стройиздат. 1985
32. Спельман Е.Л. "Техника безопасности при эксплуатации строительных машин и средств малой механизации" – М.:Стройиздат. 1986
33. Пугач В.І., Люлька Г.С. "Охорона праці в будівництві"-Навчальний посібник. – Харків: Рубікон. 1998
34. Нифонтов А.И. "Краткий справочник строителя" – К.: Будівельник. 1987