

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ОС « МАГІСТР»

На тему: *Боулінг-центр в м.Суми*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконав: *студент 2м курсу*
Христич Ярослав Андрійович

Керівник : *к.т.н., доцент Циганенко Людмила Анатоліївна*

Завідувач кафедри: *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.

1.1 Ситуаційний план.

Боулінг цент запроєктовано в житловому масиві міста Суми по вулиці Івана Сірка. Розташування передбачено в зоні відпочинку населення, з подальшим розвитком інфраструктури зони відпочинку. Розташування боулінг центру показано на рис. 1.1.

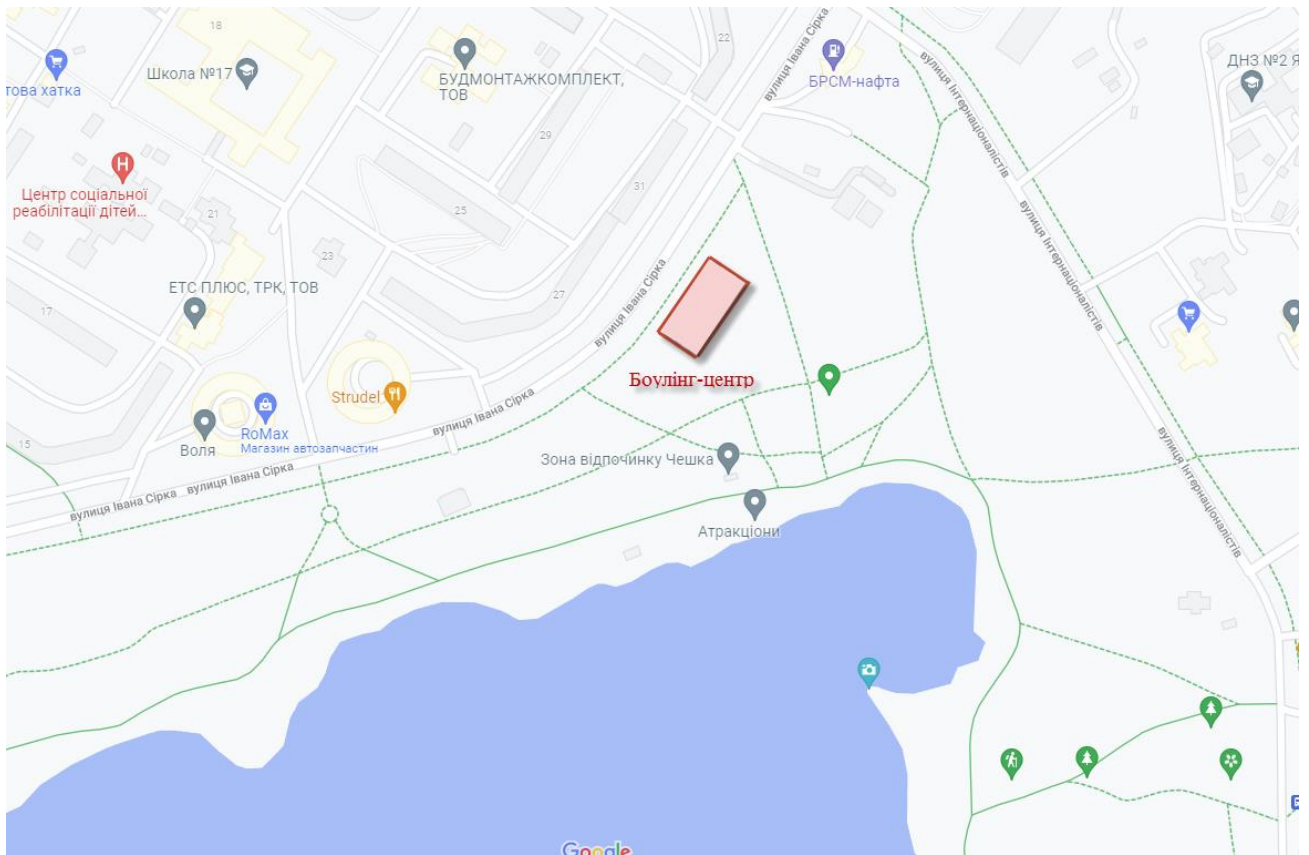


Рис. 1.1. Ситуаційний план.

Кліматологічні умови відповідно до [1] та [2]

- нормативне снігове навантаження 6 району: - 1670Па;
- нормативний швидкісний тиску вітру: - 420Па;
- розрахункова зимова температура зовнішнього повітря - мінус 27⁰С.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення.

Боулінг центр запроектовано у відповідності до [3]. В першу чергу - боулінг центр має направлену діяльність за своїм функціональним призначенням, тому це обумовлює особливий набір приміщень для обслуговування відвідувачів.

Гра в боулінг – це не тільки груповий відпочинок людей, а ще так званий, рухливий вид розваг, що поєднує в собі «командний дух» та фізичну підготовку граючих, тому цей вид гри дуже сприйнятний як дорослими так і дітьми – тобто так званий сімейний відпочинок. Для даної гри необхідні такі зони як зони відпочинку гравців та глядачів, зона гри, зона доріжок та сервісна зона.

Гра «Піраміда» найбільш прийнятна для людей старшого віку, тому що не потребує візичного фізичного навантаження, як це необхідно в грі в боулінг. Розташовані приміщення для гри в «Піраміду» на антресольному поверху що має площу 309м².

Інші площі розважального центру відведено для відпочинку відвідувачів в барній зоні, підсобні приміщення для обслуговуючого персоналу, адміністративні та службові приміщення.

Територія центра має такі загальні планувальні зони:

- пішохідна, яка включає пішохідні майданчики;
- ігрові зони, майданчики для відпочинку;
- сервіс центр, адміністративні зони, та зони побутового призначення.

Відповідно вимогам, будівля розважального боулінг-центру в осях має розмір 48x27м, дво поверхова, другий поверх антресольний 27x13м.

У відповідності до [4] висоту поверхів приміщень боулінг-центру прийнято 3м. На першому поверсі, який має площу 1205,6м² розміщені загальні приміщення, які призначені безпосередньо для відпочинку:

- приміщення для гри в боулінг та спорт-бар;
- зони відпочинку ігроків та відвідувачів, дитячі кімнати;
- підсобні приміщення та приміщення для обслуговуючого персоналу;
- кухні, кладові, санвузли.

На другому антресольному поверсі, який має площу 364м² розміщені:

- зона для гри в «Піраміду»;
- бар, та санітарні вузли.

Друге світло першого поверху дає враження об'єму будівлі та «роздвигає» простір приміщень.

Сполучення першого та антресольного поверхів здійснюється сходишковою кліткою, яка знадиться на першому поверсі в кінці вестибюлю.

Техніко-економічні показники:

1. Загальна площа – 1552м²;
2. Площа для гри в боулінг – 669м²;
3. Будівельний об'єм – 12240м³.

Протипожежні заходи.

Протипожежні заходи прийнято у відповідності з [11].

Відповідно закону пожежної безпеки в Україні передбачена кількість вогнегасників:

- в ігрових залах по 4-ри, п'яти-літровому вогнегаснику - всього 8шт;
- в барі та приміщеннях адміністрації по 1 вуглекислотному вогнегаснику – всього 3шт;
- в електрощитовому приміщенні та вентиляційній камері 1 порошковий 5кг - всього 2шт;
- в вестибюльному приміщенні – 2 вогнегасника.

Всього в будівлі передбачено 11штук 5ти литрових та 4 штуки 5кг порошкових вогнегасників.

1.3 Архітектурно-конструктивне рішення.

Конструктивне рішення боулінг-центру прийнято каркасним, з системи металевих колон двотаврового профілю та структурного покриття будівлі.

Будівля відноситься до III категорії вогнестійкості, та призначена для експлуатації в неагресивному середовищі.

Коефіцієнт надійності по призначенню прийнято 0.95, що відповідає II класу будівлі по ступеню відповідальності будівель та споруд [5].

Металоконструкції запроектовано в відповідності з вимогами [1] та [6].

За умовну відмітку 0.000 прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху, що відповідає 126,15.

Фундаменти.

Фундаменти в будівлі прийнято монолітними залізобетонними з бетону класу С25/30. Під конструкції вхідних груп першого та антресольного поверхів прийнято окремо стоячи монолітні залізобетонні фундаменти з бетону класу С25/30, з глибиною закладання - 0,85м – 1,6м від нульової позначки, за яку прийнята відмітка чистого полу першого поверху.

Огороджуючі конструкції.

Стіни зовнішні прийнято з стінових сандвіч панелей фірми «Rannila» товщиною 121.6мм. Панель складається з двох сталевих листів з теплоізоляційним матеріалом між ними, товщиною 120мм та теплопровідністю 0,036Вт/м². Поверхня гарячеоцинкованого листа, товщиною 0,8мм покрита прошарком поліефіру PVF2. Згідно з [7] нормативне значення опору тепловіддачі зовнішніх стін становить:

$$R_o^{mp} = 3,3(\text{м}^2\text{К}/\text{Вт}).$$

Опір теплопровідності утеплювача панелі складає 0,036Вт/м².

Тоді:

$$R_o = 0,12/0,036 = 3,33\text{м}^2\text{К}/\text{Вт} > R_o^{mp} = 3,3\text{м}^2\text{К}/\text{Вт}.$$

Таким чином, прийнята товщина утеплювача в панелі достатня.

Внутрішні стіни перегородки санвузлів виконано з повнотілої глиняної цегли марки М75 відповідно до [8]. При зведенні цегляних стін необхідно керуватися [9].

Перегородки інших приміщень виконано з гіпсових картонних листів на металічному каркасі по серії 1.231.9-10 випуск 2.

Віконне та дверне заповнення.

В будівлі прийнято віконне заповнення двокамерними склопакетами в алюмінієвих профілях. Розміри внутрішніх дверних прорізів прийняті відповідно [10]

з пожежа захисним покриттям. Віконне та дверне заповнення наведено в таблиці 1.1.

Специфікація заповнення дверних та віконних отворів

Табл. 1.1.

Марка	Позначення	Найменування	Кількість		Всього	Примітка
			1	2		
ДН-1	1100×2150	Двері зовнішні глухі	1	1	2	
ДН-2	1100×2150	Двері зовнішні глухі	2		2	
ДН-3	2500×2150	Двері зовнішні зі склінням	1	-	1	
ДН-4	2500×2150	Двері зовнішні зі склінням	1	-	1	
ДВ-1	900×2150	Двері внутрішні зі склінням	21	-	21	
ДВ-2	800×2150	Двері внутрішні, глухі	6	3	9	
ДВ-3	600×2000	Двері внутрішні, глухі	7	-	7	
ДВ-4	900×2150	Двері внутрішні глухі	2		2	
ДВ-5	1200×2150	Двері внутрішні зі склінням	1	-	1	
ДВ-6	1000×2150	Двері внутрішні зі склінням	3	-	3	
ДВ-7	900×2150	Двері внутрішні, глухі	4	-	4	
ВК-1	1000×3000	Вікно метало пластикове	8	7	15	
ВК-2	1000×2000	Вікно метало пластикове	6	2	8	
ВК-3	1000×1000	Вікно метало пластикове	6	-	6	Кругле
ВК-4	3000×3000	Вікно, склопакет	1	-	1	Кругле
ВК-5	500×1100	Вікно метало пластикове	1	-	1	
ВК-6	1000×1300	Вікно метало пластикове	2	-	2	
ВК-7	1000×1700	Вікно метало пластикове	2	-	2	
ВК-8	3500×550	Вікно метало пластикове	1	-	1	Арочне
ВК-9	500×2150	Вікно метало пластикове	2	-	2	
ВКВ-1	1500×1500	Вікно внутрішнє	1	-	1	
ВКВ-2	1500×1000	Вікно внутрішнє	1	-	1	
ВКВ-3	1500×3900	Вікно внутрішнє	1	-	1	
ВКВ-4	1500×1700	Вікно внутрішнє	2	-	2	

В ігровому залі потрібно рівномірне та спокійне світло, тому вікна які знаходяться в ігровому залі, можуть прикриватись, для організації тільки верхнього світла. Використано в залі двійні світильники в яких встановлено лампи білого та ультрафіолетового світла.

Перекриття.

Перекриття антресольного поверху виконано з незнімної опалубки плити, у вигляді профільованого настилу Н750-75 по металевим прогонам балочної конструкції перекриття.

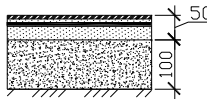
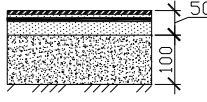
Покрівля.

Виконана з покрівельних сандвіч панелів, $\delta = 200\text{мм}$, які влаштовуються поверх профільованого настилу.

Підлоги.

Прийнято прийнято по ґрунту з відповідними прошарками, які наведені в табл.1.2. В ігровій зоні потрібне полімерацетатне бетонне покриття, яке повинно бути вирівняно з точністю 30мм по всій площі ігрової зони, що викликано вимогами при устаткуванні боулінгу. Для влаштування подібного покриття необхідно бетон класу С12/15, щоб витримати навантаження від обладнання, не менш як 350кг/м^2 . Рівень зони відпочинку влаштовуємо нижче рівня доріжок боулінгу на 4-7мм. Довжину та ширину доріжок боулінгу проектуємо безпосередньо з даних, затверджених Міжнародною Асоціацією Боулінгу (FIQ). Типи підлог наведені в таблиці 1.2.

Типи підлог. Таблиця 1.2.

Тип приміщення	Тип* підлог	Схема підлог або тип підлог по серії	Данні елементів** підлог (найменування, товщина, основа та ін.), мм	Площа м?
Всі приміщення санузлів,	1		Плитка керамічна ГОСТ 6787-89 або Bohemia Gres 73 S Nevada (постачальник "Баєр"); Прошарок та заповнення швів цементним розчином М150;	5.2
Всі приміщення барів, та зони відпочинку	2		Гідроізоляція оклеювана бітумна ; Стяжка легкий бетон М50 товщ.-30 мм; Фундаментна плита.	

продовження таблиці 1.1.

Всі приміщення побутового призначення	3		Покриття полівінілацетатноцементнобетонне	11.5
			(налавна підлога) товщиною - 20 мм;	
			Стяжка цементно-піщана товщ. 50мм М200;	
			Оклеювана гідроізоляція бітумна;	
			Бетонний шар товщиною 100мм М200;	
			Щебіні гранітний ГОСТ 8267-87* втрамбований в ґрунт.	
зона гри в в піраміду	4		Негорюче, не токсичне коврове покриття;	309.3
Прошарок із холодної мастики водостійкої;				
Цементно-піщана стяжка М150 товщ. 40мм;				
Звукоізоляційний шар - будівельний пісок				
ГОСТ 8735-75 товщиною 30 мм;				
Монолітно залізобетонна плита товщ. 150 мм.				

Оздоблювання.

Поверхня стінок під вітражем будівлі облицьовано світло сірою крупно розмірною плиткою з полірованою поверхнею для зовнішніх робіт. Облицьовання стінок стилобату проведено матеріалом з рваною фактурою, горизонтальна поверхня – тротуарні плитки темно-сірого (графітного) кольору.

1.4 Інженерні-розрахунки.

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Для збереження тепло-енергетичних затрат прийняті зовнішні стіни з стінових сандвіч панелей фірми «Rannila» товщиною 120мм. Панель складається з двох сталевих гарячеоцинкованих листів товщиною 0,8мм покритих прошарком полієфіру PVF2 з теплоізоляційним матеріалом між ними, товщиною 120мм.

Кількість теплоти (Вт), що проходить через захисну конструкцію можна визначити на підставі закону Фур'є: $Q = (\tau_g - \tau_n) \times \frac{\lambda}{\delta} \times F \times Z$

де: τ – температура на поверхні захисної конструкції;

λ – коефіцієнт теплопровідності;

δ – товщина захисної конструкції;

F – площа захисної конструкції;

Z – час передачі теплоти;

Термічний опір конструкції дорівнює сумі термічних опорів усіх шарів, перепад температур від t_B до t_H складається з суми трьох розрахункових температурних перепадів. На рис. 1.2. приведено склад стіни.

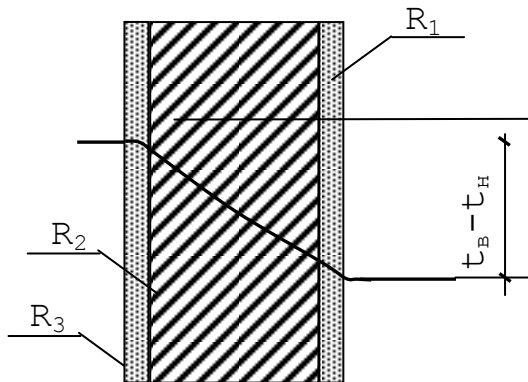


Рис. 1.2. Склад стіни.

$$\left. \begin{matrix} t_B - \tau_B \\ \tau_B - \tau_H \\ \tau_H - t_H \end{matrix} \right\} R_{об} = R_с + R_1 + R_2 + \dots + R_n + R_H$$

У теплофізичних розрахунках беруть:

$R_с = 0.115$ – для стін, підлоги і стелі опалюваних будівель.

$R_H = 0.05$ – для зовнішніх стін і без горищних перекриттів.

При розрахунку необхідно перевірити прийняту товщину утеплювача. Потрібний опір теплопередачі визначаємо за формулою:

$$R_0^{mp} = \frac{n(t_B - t_H)}{\Delta t^n \alpha_B}$$

Розрахункова температура внутрішнього повітря – $t_B = 160^\circ\text{C}$;

Розрахункова зимова температура – $t_H = -28^\circ\text{C}$;

Нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря та температурою внутрішньої поверхні огороження – $\Delta t^n = 8^\circ\text{C}$.

Потрібний опір складає:

$$R_0^{mp} = 3.3 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}}$$

Опір теплопередачі огорожувальних конструкцій визначаємо за формулою:

$$R_0 = R_с + R_1 + R_2 + \dots + R_n$$

Опір теплообміну на внутрішній поверхні:

$$R_B = 0.115 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Опір теплообміну на зовнішній поверхні:

$$R_H = 0.043 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Термічний опір окремих шарів огорожувальної конструкції визначаємо за формулою:

$$R_i = \frac{\delta}{\lambda}$$

де: δ – товщина шару, м;

λ – теплопровідність матеріалу $\frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{°C}}$.

Тоді термічний опір проф. листа:

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0.001}{220} = 4.45 \cdot 10^{-5} \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Термічний опір листа дуже малий, тому їм можна знехтувати, термічний опір шару пінополістрольних плит при $\lambda = 0.039 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{°C}}$ та при товщині 120 мм:

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0.12}{0.039} = 3.07 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

В підсумку:

$$R_0 = R_B + R_1 + R_2 + R_H = 0.115 + 3.07 + 0.05 + 0.058 = 3.3 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} \triangleright R_0^{mp} = 3.3 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Прийняті стінові панелі з утепленням задовольняють умовам.

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Дослідницько-розрахунковий

2.1.1 Вступ

Актуальність теми дослідження.

Сучасні ігрові центри відпочинку – це ідея втілення різнопланових форм відпочинку в одній будівлі. Відмінність їх полягає в різних послугах, що вони надають: це може бути зона кінотеатру, ігрова зона, боулінг, більярд, кафе, що все пронизано загальною концепцією. Тому сучасні ігрові центри повинні мати вільне об'ємно-планувальне рішення для того, щоб залучений простір міг змінюватися за потребою відвідувачів цих центрів. Цього можна добитися тільки тоді, коли сітка колон у каркасній будівлі буде більш значною або піти шляхом використання просторових покриттів, для яких достатньо спирання або по чотирьом кутам або на ряд несучих конструкцій по периметру будівлі - що дозволить отримати вільну площу без жодної проміжної опори.

Таким вимогам відповідають структурні просторові покриття, які поєднують в собі несучі та огорожуючі властивості. До того ж, використання стержньових структурних покриттів дозволяє створювати так звані «наскрізні» стельовий простір, що може прикрасити внутрішній вигляд приміщення та візуально збільшити висоту будівлі. Використання світлопрозорих вставок додасть природнього освітлення, що є додатковим позитивним моментом при прийнятті рішення, щодо використання таких конструкцій в якості конструкцій покриття.

Враховуючі попит використання стержньових структурних покриттів у сучасному архітектурному просторі, прийняти її до розгляду та дослідити напружено-деформований стан структурного покриття для розважального центру є питанням актуальним.

Мета та задачі дослідження: дослідити напружено-деформований стан структурного покриття розважального центру в залежності від умов його закріплення.

Задачами дослідження є:

- моделювання просторової кінцево-елементної моделі стержньового структурного покриття в Лира Сапр;
- дослідити напружено-деформований стан стержньового структурного покриття за двома умовами спирання: 1ше- жорстке спирання, 2ге- шарнірно-нерухоме
- проаналізувати результати напружено-деформованого стану стержньового структурного покриття за двома умовами спирання та зробити висновки щодо впливу зміни умови спирання на нього.

Об'єкт дослідження: стержньове структурне покриття боулінг-центру

Предмет дослідження: зміна напружено-деформованого стану елементів стержньового структурного покриття при зміні умов його спирання

Методи дослідження: дослідження напруженого стану конструкції шляхом моделювання її схеми в програмному комплексі Ліра.

2.1.2 Огляд досліджень

Використання стержньових структурних покриттів не є новою технологією: будівництво з їх застосуванням налічує практично піввікову історію. Найбільше сітчасті оболонки застосовувалися у промисловому будівництві, де потрібно було з мінімальними витратами металу перекривати прольоти біль ніж 30–40 м [16]. До тогож їх розвиток у використанні був обмежений можливостями інженерних розрахунків, тому зо структурне покриття - це статично невізначені системи, які потребували певних знань та вмінь їх монтажу.

Новий вектор розвитку використання структурних покриттів був заданий нещодавно, у зв'язку з удосконаленням і стрімким впровадженням сучасних програмних комплексів [17]. Сучасні, захоплюючого вигляду будівлі, наразі все більше завойовують світ, рис.2.1



Рисунок 2.1. Приклад використання структурних покриттів

Структурні плити, що застосовуються у будівництві, виконуються в основному зі сталі та алюмінію; мають зазвичай дві поясні сітки, між якими розташовуються в більшості випадків похилі розкоси. Напружений стан структур від дії зовнішнього навантаження, включаючи моменти кручення, і можливе просідання опор, суттєво залежить від геометрії поясних сіток, які можуть бути підрозділені на геометрично змінювані, незмінні і змішані, до яких відносяться системи з однією змінною і другою незмінною поясними сітками [18,стор.124]. Спирання структурних конструкцій може бути:

контурним (на опорні стійки стіни або кроквяні конструкції):

внутрішньо-контурним з консолями, при якому опори зміщуються всередину конструкції, утворюючи консольні звиси з довільним прольотом;

змішаним при якому опори розташовані частково за контуром, а частково всередині конструкції, утворюючи постійну чи змінну сітку колон;

вільним, з додатковими внутрішньо-контурними опорами, при якому опори ставляться довільно, відповідно до технологічних особливостей проектованої будівлі[18, стор.127].

Це все впливає на напружено-деформований стан конструкцій і як наслідок до витрати сталі на конструкцію, яку в свою чергу впливає на її вартість та відображається на технології її зведення.

2.1.3 Основна частина.

Розрахунку та аналізу напружено-деформованого стану підлягає структура розміром 18x24м висотою 1.5 м. Моделювання розрахункової схеми проводилось на ПК ЛИРА САПР стержньовим кінцевими елементами, жорсткість яких наведена в таблиці 2.1. Прийнято 10й тип кінцевого елемента для розрахункової схеми. Навантаження на покриття прикладалося у вигляді рівномірно-розподіленого, величина якого визначена у п.2.2

Параметри жорсткості елементів

Табл. 2.1.

Тип жорсткості	Имя	Параметры (сечения_ (см) жесткости- (т,м) расп.вес- (т,м))
1	Пластина Н 0.22	$E=2.4e+007, V=0.3, H=0.22, R_0=0$
2	Труба 68 x 3	$q=0.00480703$
		$EF=12868.6, EI_y=6.81$
		$EI_z=6.81, GI_k=5.16$
		$Y1=1.56, Y2=1.56, Z1=1.56, Z2=1.56, RU_Y=0, RU_Z=0$

Загальний вигляді схема наведено на рисунку 2.2

Дослідженню підлягали структурні покриття з різними умовами спирання та з однаковими іншими умовами навантаження та жорсткостями елементів:

- 1 варіант покриття - шарнірно-нерухоме спирання;
- 2 варіант покриття - жорстке спирання;

Було досліджено зусилля в характерних перерізах елементів структурного покриття та величини прогинів, зроблено аналіз проведених розрахунків.

2 варіант покриття - шарнірно-нерухоме опирання структурного покриття

Розглянемо напружено-деформований структурного покриття при симетричному рівномірно розподіленому навантаженні. Розглянемо розподіл зусиль за характерними перерізами, як це показано на рисунку 2.3.

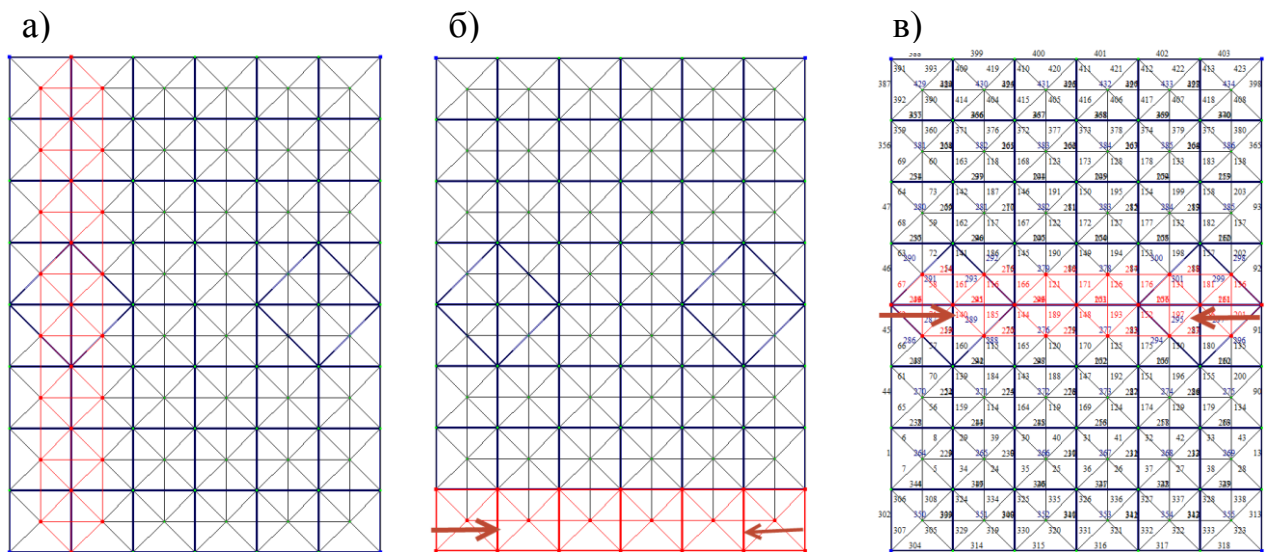


Рисунок 2.3 а) переріз 1-1; б) переріз 2-2; в) переріз 3-3;

Зусилля в елементах структурного покриття розподілене так:

По перерізу 1-1 (рисунок 2.3):

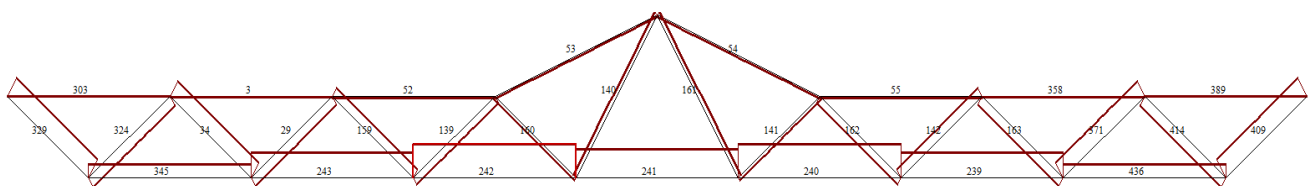


Рисунок 2.4. Епюра повздовжніх зусиль по перерізу 1-1

Усі елементи розтягнуті, окрім елементів, що належать верхньому поясу покриття та першому на опорі висхідному розкосі - вони усі стиснуті, що можна побачити в таблиці 2.2.

Зусилля в елементах по перерізу 1-1

Табл. 2.2.

№ элем	№ сечен	N (т)	My (т*м)	Qz (т)
3	1	- 0.234	- 0.011	0.014
29	1	- 5.582	- 0.009	0.010
34	1	9.939	0.007	0.004
52	1	- 1.031	- 0.010	0.022
53	1	- 1.058	- 0.004	0.009
139	1	- 4.616	0.023	- 0.007
140	1	2.361	- 0.009	0.012
160	1	- 1.842	- 0.009	0.011
161	1	2.361	- 0.009	0.012
239	1	13.844	0.002	0.008
240	1	18.155	0.002	0.010
241	1	15.389	0.001	0.008
242	1	18.155	0.005	0.007
243	1	13.844	0.001	0.009
303	1	- 0.138	0.103	- 0.042
324	1	- 6.307	0.004	- 0.002
414	1	- 6.307	0.004	- 0.002
436	1	7.199	0.008	- 0.001
329	1	12.178	0.103	- 0.047

Як бачимо з максимальним значенням в елементі № 242 $N = + 18,15\text{т}$. Максимальне зусилля стиску в елементі № 324 $N = -6,307\text{т}$.

По перерізу 2-2,

Максимальне зусилля розтягу простежується в елементі № 307 $N = +26.43\text{ т}$. Знову усі елементи, що належать верхньому пояс стиснуті та висхідний розкіс має максимальну величину стиску № 305 $N = -13,1\text{т}$, що можна побачити в таблиці 2.3.

Зусилля в елементах по перерізу 2-2

Табл. 2.3.

№ элем	№ сечен	N (т)	My (т*м)	Qz (т)
302	1	1.460	0,0028	- 0,009
304	1	1.460	0.051	- 0.010
305	1	- 13.093	0.099	- 0.055
307	1	26.434	0.138	- 0.062

№ элем	№ сечен	N (т)	My (т*м)	Qz (т)
314	1	- 0.461	- 0.012	0.018
315	1	- 1.000	0.005	0.010
319	1	- 5.833	0.095	- 0.046
320	1	- 0.431	0.102	- 0.049
329	1	12.178	0.103	- 0.047
330	1	4.979	0.107	- 0.050
339	1	15.318	- 0.016	0.018
340	1	21.883	0.004	0.009
341	1	23.767	0.005	0.008

По перерізу 3-3,

Максимальне зусилля розтягу простежується в елементі № 236 $N = +20.1$ т, що належить верхній частині, що формує гратку покриття конструкції. Усі нижні елементи розтягнуті з максимальним значенням №221 $N = +4,6$ т. І лише тільки три елементи №116,121,189 мають стиск, але за величиною,що дорівнює $N = -0,554$ т , що можна побачити в таблиці 2.4.

Зусилля в елементах по перерізу 3-3

Табл.2.4.

№ элем	№ сечен	N(т)	My (т*м)	Qz (т)
49	1	0.430	- 0.037	0.039
58	1	2.417	0.003	0.005
62	1	1.427	0.065	- 0.028
67	1	1.427	0.065	- 0.028
71	1	2.417	0.003	0.005
95	1	0.534	- 0.015	0.011
99	1	0.446	- 0.013	0.019
116	1	- 0.033	- 0.014	0.015
121	1	- 0.554	0.007	0.003
185	1	- 0.033	- 0.014	0.015
189	1	- 0.554	0.007	0.003
214	1	2.829	- 0.014	0.014
215	1	3.517	- 0.004	0.009
216	1	4.620	- 0.003	0.008
219	1	2.829	- 0.014	0.014
220	1	3.517	- 0.004	0.009
221	1	4.620	- 0.003	0.008
236	1	20.103	0.001	0.008
241	1	15.389	0.001	0.008
246	1	13.317	0.001	0.008

Деформований стан структурної конструкції

Аналізуємо показник граничного прогину, якій порівнюємо з величинами прогинів конструкції за характерними перерізами. Величина граничного прогину розраховується за формулою згідно [19].

В нашому випадку, граничний прогин складає:

$$[f] = \frac{1}{300} L = \frac{1}{300} 24 = 0,08 \text{ м} = 8 \text{ см}$$

На рисунку 2.6. надано деформовану схему з нумерацією вузлів для можливості читання даних з таблиці 2.5

По перерізу 1-1,

Прогини вузлів за перерізом 1-1

Табл.2.5.

№ узла	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
2	0.123	0.186	- 65.772
3	0.082	0.132	- 90.063
21	0.086	- 0.108	- 105.67
22	2.096	0.000	- 106.50
45	- 2.065	- 6.025	- 100.29
46	- 1.358	- 1.794	- 108.15
47	- 1.358	1.794	- 108.15
67	0.340	0.218	- 36.83
74	- 7.871	- 10.930	- 60.44
79	- 4.269	- 9.252	- 83.08

По перерізу 2-2,

Прогини вузлів за перерізом 2-2

Табл.2.6.

№ узла	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
1	0.149	0.345	- 47.342
2	0.123	0.186	- 65.772
6	0.108	0.199	- 79.444
7	0.000	0.196	- 84.341
66	0.000	0.000	0.000
67	0.340	0.218	- 36.826
68	- 11.442	- 16.687	- 37.369
69	0.233	0.173	- 59.484

№ узла	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
70	0.000	0.162	- 67.160
74	- 7.871	- 10.93	- 60.44
75	- 2.770	- 8.310	- 72.708

По перерізу 3-3

Прогини вузлів за перерізом 3-3

Табл.2.7.

№ <u>узла</u>	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
18	0.462	0.000	- 103.48
22	2.096	0.000	- 106.50
25	- 2.018	- 2.343	- 104.11
26	- 2.018	2.343	- 104.11
29	- 0.104	0.000	- 111.22
32	0.000	0.000	- 112.69
46	- 1.358	- 1.794	- 108.15
47	- 1.358	1.794	- 108.15
50	- 0.538	- 1.552	- 110.40
51	- 0.538	1.552	- 110.40
54	0.538	- 1.552	- 110.40

2 варіант покриття - жорстке спирання

Зміна умов спирання структури не призвела до кардинальної зміни напружено-деформованого стану конструкції в цілому. Проаналізуємо зміну величин зусиль в характерних перерізах.

По перерізу 1-1

Усі елементи розтягнуті, окрім елементів , що належать верхньому поясу покриття та першому на опорі висхідному розкосі - вони усі стиснуті, що можна побачити в таблиці 2.8.

Зусилля в елементах по перерізі 1-1

Табл. 2.8.

№ элем	№ сечен	N (т)	M_y (т*м)	Q_z (т)
3	1	- 0.234	- 0.011	0.014
29	1	- 5.582	- 0.009	0.010
34	1	9.939	0.007	0.004
52	1	- 1.031	- 0.010	0.022
53	1	- 1.058	- 0.004	0.009
139	1	- 4.616	0.023	- 0.007
140	1	2.361	- 0.009	0.012
159	1	5.503	0.012	0.001
160	1	- 1.842	- 0.009	0.011
161	1	2.361	- 0.009	0.012
241	1	15.389	0.001	0.008
242	1	18.155	0.005	0.007
243	1	13.844	0.001	0.009
303	1	- 0.138	0.103	- 0.042
324	1	- 6.307	0.004	- 0.002
329	1	12.178	0.103	- 0.047
345	1	7.199	- 0.019	0.017

По перерізу 2-2

Максимальне зусилля розтягу простежується в елементі № 307 $N = +25,9$ т. Знову усі елементи, що належать верхньому поясу стиснуті та висхідний розкіс має максимальну величину стиску № 305 $N = -14,1$ т, що можна побачити в таблиці 2.9.

Зусилля в елементах по перерізу 2-2

Табл. 2.9.

№ элем	№ сечен	N (т)	M_y (т*м)	Q_z (т)
4	1	- 0.159	0.031	- 0.008
19	1	- 0.041	- 0.006	0.011
20	1	- 0.484	- 0.002	0.009
302	1	1.804	- 0.066	0.041
303	1	- 0.191	0.031	- 0.008
304	1	1.703	- 0.051	0.034
305	1	- 13.999	0.114	- 0.065
306	1	- 14.114	0.112	- 0.064
307	1	25.970	- 0.263	0.150

№ элем	№ сечен	N (т)	My (т*м)	Qz (т)
308	1	2.277	0.030	0.009
309	1	0.106	0.036	- 0.011
310	1	0.145	0.036	- 0.011
314	1	- 0.519	- 0.002	0.010
315	1	- 1.184	- 0.002	0.010
319	1	- 6.465	0.136	- 0.067
320	1	- 0.433	0.141	- 0.068
324	1	- 7.843	0.013	- 0.010
325	1	- 3.906	0.025	- 0.015
325	2	- 3.919	- 0.038	- 0.034
326	1	- 0.807	0.035	- 0.019
329	1	13.160	0.149	- 0.069
330	1	5.594	0.143	- 0.068
331	1	- 0.433	0.141	- 0.068
334	1	1.600	0.044	- 0.022
335	1	- 0.807	0.035	- 0.019
339	1	13.635	0.004	0.006
340	1	19.503	- 0.001	0.009
341	1	21.191	0.000	0.008

По перерізу 3-3

Максимальне зусилля розтягу простежується в елементі № 261(236) $N = +18,42$ т, що належить верхній частині, що формує ґратку покриття конструкції. Усі нижні елементи розтягнуті з максимальним значенням №221 $N = +6,1$ т. І лише тільки три елементи №116,121,189 мають стиск, але за величиною, що дорівнює $N = -0,554$ т, що можна побачити в таблиці 2.10.

Зусилля в елементах по перерізу 3-3

Табл. 2.10.

№ элем	№ сечен	N (т)	My (т*м)	Qz (т)
49	1	0.443	- 0.019	0.020
58	1	3.229	0.003	0.005
62	1	0.889	0.092	- 0.042
67	1	0.889	0.092	- 0.042
71	1	3.229	0.003	0.005
95	1	0.546	- 0.007	0.009
99	1	0.363	- 0.007	0.012
116	1	- 0.839	- 0.008	0.011
121	1	- 0.539	0.019	- 0.004

№ элем	№ сечен	N (т)	My (т*м)	Qz (т)
140	1	3.378	- 0.005	0.010
144	1	1.072	0.041	- 0.015
148	1	- 0.539	0.019	- 0.004
161	1	3.378	- 0.005	0.010
166	1	1.072	0.041	- 0.015
171	1	- 0.539	0.019	- 0.004
185	1	- 0.839	- 0.008	0.011
189	1	- 0.539	0.019	- 0.004
214	1	2.969	- 0.009	0.011
215	1	4.816	- 0.004	0.009
219	1	2.969	- 0.009	0.011
220	1	4.816	- 0.004	0.009
221	1	6.108	- 0.003	0.008
236	1	18.425	- 0.002	0.008
241	1	15.218	- 0.002	0.008
246	1	13.975	- 0.001	0.008

Деформований стан структурної конструкції

Аналізуємо показник граничного прогину, якій порівнюємо з величинами прогинів конструкції за характерними перерізами. Величина граничного прогину розраховується за формулою згідно [19].

В нашому випадку, граничний прогин складає:

$$[f] = \frac{1}{300} L = \frac{1}{300} 24 = 0,08 м = 8 см$$

На рисунку 2.6. надано деформовану схему з нумерацією вузлів для можливості читання даних з таблиці 2.5

Прогини вузлів за перерізом 1-1

Табл.2.11.

№ узла	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
2	0.106	0.165	- 49.343
3	0.077	0.114	- 69.156
21	0.096	- 0.126	- 81.782
22	2.310	0.000	- 82.683
45	- 2.066	- 5.231	- 77.848
46	- 1.590	- 1.537	- 84.511

№ узла	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
47	- 1.590	1.537	- 84.511
67	0.344	0.203	- 25.487
74	- 6.080	- 9.608	- 44.249
79	- 3.663	- 8.082	- 63.422

По перерізу 2-2

Прогини вузлів за перерізом 2-2

Табл.2.12.

№ узла	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
1	0.138	0.364	- 34.776
2	0.106	0.165	- 49.343
6	0.098	0.164	- 59.893
7	0.000	0.158	- 63.672
66	0.000	0.000	0.000
67	0.344	0.203	- 25.487
68	- 8.835	- 13.426	- 27.247
69	0.239	0.142	- 42.061
70	0.000	0.129	- 47.752
74	- 6.080	- 9.608	- 44.249
75	- 2.140	- 7.780	- 53.436

Прогини вузлів за перерізом 3-3

Табл.2.13.

№ узла	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)
18	0.446	0.000	- 79.177
22	2.310	0.000	- 82.683
25	- 2.190	- 1.861	- 80.121
26	- 2.190	1.861	- 80.121
29	- 0.073	0.000	- 87.727
32	0.000	0.000	- 89.197
46	- 1.590	- 1.537	- 84.511
47	- 1.590	1.537	- 84.511
50	- 0.617	- 1.412	- 87.064
51	- 0.617	1.412	- 87.064

2.1.4 Висновок

Зміна умови закріплення для структурної конструкції не змінила суттєво напружено-деформований стан, але якщо провести порівнювальний аналіз, то можна відмітити, що при жорсткій умові закріплення величини прогинів дещо змінилися.

В таблицях 2.14-2.16 покажемо порівняння у % зміну величин переміщень за перерізами 1-1, 2-2 та 3-3, як а в кількісному показники покаже перевагу 2го способу опирання структурного покриття з точки зору її деформативністю.

Переріз 1-1

Табл.2.14.

№ узла	жорстке опирання	шарнірно-нерухоме опирання	%
	Z (мм)	Z (мм)	
2	- 42.343	- 59.772	41.16
3	- 62.156	- 84.063	35.25
21	- 74.782	- 99.67	33.28
22	- 75.683	- 100.50	32.79
45	- 70.848	- 94.29	33.09
46	- 77.511	- 102.15	31.79
47	- 77.511	- 102.15	31.79
67	- 18.487	- 36.83	99.20
74	- 37.249	- 54.44	46.16
79	- 56.422	- 77.08	36.61

Переріз 2-2

Табл.2.15.

№ узла	жорстке опирання	шарнірно-нерухоме опирання	%
	Z (мм)	Z (мм)	
1	- 34.776	- 47.342	36.13
2	- 49.343	- 65.772	33.29
6	- 59.893	- 79.444	32.64
7	- 63.672	- 84.341	32.46
66	0.000	0.000	0.00
67	- 25.487	- 36.826	44.49
68	- 27.247	- 37.369	37.15

№ узла	жорстке опирання	шарнірно-нерухоме опирання	%
	Z (мм)	Z (мм)	
68	- 27.247	- 37.369	37.15
69	- 42.061	- 59.484	41.42
70	- 47.752	- 67.160	40.64
74	- 44.249	- 60.442	36.59
75	- 53.436	- 72.708	36.07

Переріз 3-3

Табл.2.16.

№ узла	жорстке опирання	шарнірно-нерухоме опирання	%
	Z (мм)	Z (мм)	
18	- 72.177	- 97.48	35.06
22	- 75.683	- 100.50	32.79
25	- 73.121	- 98.11	34.18
26	- 73.121	- 98.11	34.18
29	- 80.727	- 105.22	30.34
32	- 82.197	- 106.69	29.80
46	- 77.511	- 102.15	31.79
47	- 77.511	114.15	-247.28
50	- 80.064	- 104.40	30.40
51	- 80.064	- 104.40	30.40

З точки зору напруженого стану:

максимальні зусилля стиску, що виникли в структурних покриттях має різницю всього у 7.2 %.

Табл.2.17.

жорстке опирання	шарнірно-нерухоме опирання	%
N (т)		
- 14.120	-13.1	7.223796

максимальні зусилля розтягу, що виникли в структурних покриттях має різницю всього у 1.8 %.

жорстке опирання	шарнірно-нерухоме опирання	
	N (т)	%
25.960	26.43	1.810478

Звідси можна зробити висновок, що на структурне покриття, яке має спирання лише на 4 опори варіант спирання конструкції носить не принциповий характер та об уволяє лише зручність та технологічну можливість влаштування тієї чи іншої умови закріплення.

2.2 Розрахунково-конструктивний.

2.2.1 Створення розрахункової схеми рами будівлі.

В розділі розраховано та за конструйовано елементи структури покриття та колону просторового металевго каркасу будівлі. Каркас в плані має розміри 18x24м, має два поверхи. Схема розташування колон каркасу та переріз зображені на рис. 2.15., 2.16.

Розрахунок просторової схеми каркасу було виконано програмному комплексі «ЛІРА САПР». Моделювання колон, балок та елементів структури здійснено за допомогою стержневих КЕ типу №10, диску покриття – пластинчатими КЕ типу №44. На рис. 2.16. наведено розрахункову схему просторового каркасу будівлі.

Визначення зусиль в елементах рами.

Розрахунок виконано на постійні та тимчасові навантаження згідно [1]. До постійного навантаження відноситься навантаження від власної ваги елементів каркасу та елементів покриття. До тимчасового навантаження – навантаження від снігу. Тимчасове навантаження прикладене як рівномірно розподілене навантаження на пластини, що моделюють диск покриття. Збір навантаження на 1м² від покриття приведено в таблиці 2.19.

Таблиця 2.?.

Збір навантаження на 1м² від покриття.

Табл.2.19

№	Вид навантаження	Характеристичне значення кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове значення кН/м ²
1	Профільований настил	0,11	1,1	0,121
2	Пароізоляційна плівка	0,018	1,3	0,023
3	Утеплювач мінераловатний	0,667	1,3	0,867
4	Несучий профільований настил 75-750-0.9	0,17	1,1	0,187
5	Власна вага структури	0,27	1,1	0,297
	Разом:	1,235		1,495

Тимчасове навантаження:

характеристичне значення снігового навантаження:

$$S_0 = 1,65 \text{кН} / \text{м}^2$$

граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C,$$

де $\gamma_{fm} = 1$ – коефіцієнт надійності по граничному значенню навантаження,

$C = \mu * C_e * C_{alt}$ – коефіцієнт, де $\mu = 1$ $C_{alt} = 1$ $C_e = 1$.

розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C = 1,65 * 1 * 1 = 1,65 \text{кН} / \text{м}^2$$

Враховуючі те,що структурне покриття,що має варіант жорсткого спирання на опори має прогин в межах граничного значення, подалі в розрахунку приймаємо саме цей варіант покриття.

Схема розподілу зусиль в елементах структурного покриття та нумерація елементів зображена на рис. 2.18. Результати величин зусиль у структурному покритті від сумісної дії постійного та тимчасового навантаження наведені в таблицях 2.17 та 2.18.

Результати розрахунку для головних колон каркасу від сумісної дії постійного та тимчасового навантаження наведені в таблиці 2.20.

Зусилля в головних колонах каркасу

Табл. 2.20.

№ Елем	№ Січен	N (кН)	M _Y (кН*м)	Q _Z (кН)	M _Z (кН*м)	Q _Y (кН)
1	1	-93.28	1.61	-1.41	3.73	2.68
1	2	-91.22	0.21	0.54	-4.90	2.68
2	1	-88.01	0.21	-1.13	-4.89	-3.12
2	2	-85.81	-0.09	0.95	5.82	-3.12
6	1	-90.46	12.76	-2.89	-1.20	-2.05
6	2	-88.40	6.61	-0.93	5.42	-2.05
7	1	-85.18	6.61	-3.22	5.42	3.65
7	2	-82.99	-0.87	-1.14	-7.09	3.65
22	1	-159.88	0.29	-0.04	-7.19	-2.32
22	2	-155.63	0.04	-0.04	8.26	-2.32
23	1	-167.49	11.00	-1.76	5.84	2.05
23	2	-163.24	-0.68	-1.76	-7.78	2.05

2.2.2 Розрахунок елементів структури.

Максимальне значення зусилля стиску в структурному покритті – елемент № 23, складає $N = -141.2 \text{ кН}$ – це елемент, якій розташовано в опорній зоні структурного покриття (розкіс).

За умовами міцності стиснутого елемента та попередньо прийнятого перерізу труби $68 \times 3 \text{ мм}$ отримуємо:

перевірка на міцність за формулою:

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c$$

де:

A_n – площа перерізу стержня $= 6,126 \text{ см}^2$;

R_y – розрахунковий опір на розтяг (стиск) $= 240 \text{ МПа}$;

γ_c – коефіцієнт умови роботи $= 0,9$.

$$\frac{N}{A_n} = \frac{142,39}{6,126} = 23,3 \text{ кН / см}^2 \geq R_y \gamma_c = 21,6 \text{ кН / см}^2$$

умова не виконується.

Тому приймаємо трубу діаметром 108x4мм.

перевірка на міцність:

$$\frac{N}{A_n} = \frac{142,39}{13,07} = 10,9 \text{кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 21,6 \text{кН/см}^2$$

умова виконується.

перевірка на стійкість:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

де: φ – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається згідно $\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i}$.

Розрахункова довжина $\ell_{ya} = 0,9\ell = 2,7 \text{м}$, $i = 3,68 \text{см}$ $\lambda = 73$ $\varphi = 0,707$.

$$15,45 \text{кН/см}^2 < 21,6 \text{кН/см}^2$$

стійкість забезпечена.

Таким чином, в при опорній частині розкоси структурного покриття необхідно прийняти з труби 108x4мм.

В нижньому поясі максимальне зусилля $N = -82,2 \text{кН}$ – труба 68x3мм.

перевірка на міцність:

$$\frac{N}{A_n} = \frac{82,2}{6,126} = 13,41 \text{кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 21,6 \text{кН/см}^2$$

$$\text{перевірка на стійкість: } \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\ell_{ya} = 0,9\ell = 2,7 \text{м} \quad i = 2,3 \text{см} \quad \lambda = 115 \quad \varphi = 0,397$$

$$33,79 \text{кН/см}^2 < 21,6 \text{кН/см}^2$$

стійкість не забезпечена.

Тому приймаємо трубу більшого діаметру – 83x3,5мм

перевірка на стійкість:

$$A = 8,73 \text{см}^2 \quad \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c \quad \ell_{ya} = 0,9\ell = 2,7 \text{м} \quad i = 2,81 \text{см} \quad \varphi = 0,54$$

$$17,4 \text{кН/см}^2 < 21,6 \text{кН/см}^2$$

стійкість забезпечена.

В верхньому поясі максимальне зусилля $N = -1,32\text{кН}$ – труба $38 \times 3\text{мм}$.

$$\text{перевірка на міцність: } \frac{N}{A_n} = \frac{1,32}{3,297} = 0,4\text{кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 21,6\text{кН/см}^2$$

$$\text{перевірка на стійкість: } \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c \quad \ell_{ya} = 0,9\ell = 2,7\text{м} \quad i = 2,3\text{см} \quad \lambda = 115 \quad \varphi = 0,0124$$
$$3,2\text{кН/см}^2 < 21,6\text{кН/см}^2$$

стійкість забезпечена.

2.2.3 Перевірка міцності прийнятого перерізу колони.

При створенні розрахункової схеми рами будівлі було попередньо прийнято жорсткість колони – двотавр 20К1, який має площу перерізу $A = 52,82\text{см}^2$. Необхідно провести перевірочний розрахунок щодо забезпечення умов міцності попередньо прийнятого перерізу. Відповідно до таблиці 2.20, величина зусилля в елементі №23, що моделює колону будівлі складає $N = 167,49\text{кН}$.

Потрібна площа по зусиллю, що виникає:

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{\varphi \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{0,16749}{240 \cdot 1 \cdot 0,621} = 11,24\text{см}^2$$

де: при сталі С245 $\gamma_c = 1$ $R_y = 240\text{МПа}$

Попередньо приймаємо $\lambda = 90$, тоді приведена гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3,07$,

по таблиці [6, ст. 146] знаходимо $\varphi_x = 0,621$.

Згідно сортаменту приймаємо двотавр №20К1 з площею поперечного перерізу $A = 51,7\text{см}^2$. При висоті колони $l = 800\text{см}$ та $i_{\min} = 5,03\text{см}$ гнучкість коло-

ни $\lambda = \frac{l}{i_{\min}} = 159$, тоді приведена гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 5,43$, по таблиці [6, ст.

146] знаходимо $\varphi_y = 0,621$.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} = 32,4\text{МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240\text{МПа} \text{ умова стійкості виконується.}$$

2.2.4 Розрахунок бази колони.

Розрахунок проводимо на величину зусилля $N = 167,49\text{кН}$. Базу колони приймаємо з прокатної сталі С235 $R_y = 23\text{кН/см}^2$ [6].

Визначаємо потрібну площу опорної плити:

$$R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2 \quad R_{pr} = R_b \cdot c \cdot \varphi_b = 1,02 \text{ кН/см}^2$$

$$A_{pl} = \frac{N}{R_{pr}} = 164,2 \text{ см}^2$$

З конструктивних міркувань приймаємо плиту бази колони 350x350мм.

Фундаментні болти – Ø20, товщина траверси – 10 мм.

Знаходимо тиск під плитою:

$$\sigma_b = \frac{N}{A} = 0,137 \text{ кН/см}^2$$

Максимальний момент в плиті на ділянці 2:

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot s^2 = 7,3 \text{ кНсм}$$

$$t_{min} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_2}{R_y \cdot \gamma_c}} = 14 \text{ мм}$$

З конструктивних міркувань приймаємо $t_{min} = 20 \text{ мм}$.

РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.

3.1. Підготовка об'єкта будівництва.

Будівництво боулінг центру передбачено в м. Суми по вулиці Івана Сірка, в зоні відпочинку населення, на березі озера Чеха. Район будівництва носить спокійний характер, має під'їзні шляхи.

Район проектування боулінг центру відповідно до [2] віднесений до першого кліматичного району. Кліматичними умовами будівництва:

- характеристичне значення снігового навантаження для 6 району (м. Суми) згідно [1] – 1670Па;
- характеристичне значення вітрового тиску для 1 району (м. Суми) згідно [1] – 420Па;
- найхолодніша п'ятиденка забезпеченістю 0,98 для 1 кліматичного району згідно [2] – мінус 27С⁰.

Будівельні матеріали місцевого постачання. Максимальна відстань до баз матеріалі складає близько 15км. Будівельний майданчик обладнаний тимчасовими будівлями для потреб працівників, харчування відбувається безпосередньо на майданчику.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів - розробка технологічної карти.

Область застосування та призначення технологічної карти.

Технологічна карта розроблена на влаштування підлоги з керамічної однокольорової плитки розміром 300x300мм, що влаштовується на прошарок клейової суміші в громадському приміщенні боулінг центру. Загальна площа підлоги з керамічної плитки складає 756м².

До початку укладання керамічних плиток на підлогу необхідно виконати головні підготовчі роботи, при цьому необхідно, щоб було:

- завершено будівельні- монтажні роботи, які можуть порушити поверхню;
- підготовлено основу, на яку буде вкладатися плиткове покриття;

- перевірено та занесене усі необхідне устаткування та матеріали;
- змонтовано та проведено тимчасове освітлення та електропостачання;

Склад бригади.

Робота виконується 3-ма ланками:

В першій ланці працюють

- плиточники 4 розряду потрібно 2 робітника;
- плиточники 3- розряду потрібно 2 робітника.

В другій ланці працюють

- плиточника 4-го розряду потрібно 1 робітник;
- плиточника 3-го розряду потрібно 1 робітник.

Третя ланка складається з підсобників потрібно 2 робітника.

Потреба в матеріально-технічних ресурсах.

Потреба в основних матеріально-технічних ресурсах на ланку наведена в таблиці 3.1.

Відомість потреби в матеріально - технічних ресурсах

Табл.3.1

№	Назва механізмів та пристосувань	Марка ДСТУ	Кіл.	Призначення
1	Рулетка РС-5	ДСТУ 4179-2003	1	Роботи по розмітці
2	Рейка контрольна 2-х метрова	ДСТУ Б В.2.3-3-2000	1	Контроль якості
3	Відро конусне	ДСТУ EN 13974:2007	2	
4	Шнур в корпусі	Standart 0-47-440	1	Роботи по розмітці
5	Шпатель зубчатий	Grad (8320645)	2	Розрівнювання розчину
6	Кельма	ДСТУ Б В.2.8-20:2009	2	Укладка розчину
7	Каска будівельна	ДСТУ EN 397:2017	2	
8	Рівень масляний з рейкою	ДСТУ Б В.2.8-19:2009	1	
9	Щітка волосяна побутова		2	Очищення поверхні

Потреба в матеріалах на влаштування 100м² підлоги з керамічної плитки розміром 300х300мм наведена в таблиці 3.2.

Витрата матеріалу на влаштування 100 м² підлоги з плитки

Табл. 3.2.

№ п/п	Найменування матеріалу	Од. вим.	Кількість	Примітка
1	Керамічна плитка	м ²	103	
2	Розчин	м ³	2,06	
3	Цемент марки 400	кг	200	
4	Пісок	м ³	0,12	

В таблиці 3.3 наведено перелік засобів індивідуального захисту робітників ланки, які необхідні для безпечного виконання робіт із зазначенням їх номеру Держстандарту, ТУ, типів, марок або організації-розробника та кількості на одну ланку.

Перелік засобів індивідуального захисту.

Табл. 3.3

№ п/п	Найменування машин, механізмів і обладнання	Тип, марка, ДСТУ, ТУ, організація-виробник	Од.	Кількість на ланку	Примітка
1	Комбінезон	ДСТУ EN 14126:2008	шт.	2	
2	Каска будівельна	ДСТУ EN 397:2017	шт.	2	
3	Окуляри захисні	ДСТУ EN 166:2017	шт.	1	
4	Респіратор	ДСТУ 3856-99	шт.	2	
5	Чоботи гумові	ДСТУ ISO 6111-2001	пар	2	
6	Рукавиці	ДСТУ EN 420:2017	пар	2	
7	Рукавички гумові технічні	ДСТУ EN 420:2017	пар	2	

Вказівки до виконання робіт.

Початок робіт з влаштування підлоги з керамічної плитки починається з:

- очищення поверхні та її підготовки, для цього необхідно закінчити всі роботи, що пов'язані з прокладанням електрообладнання, теплої підлоги, водно-каналізаційних комунікацій та інш.

- підготовлено окреме місце для робітників ланки, де вони зможуть провести сортування плитки, її підрізку та приготувати розчин для її укладання;

- проведено відсортування плитки за рисунком;

- вибракувано плитки, що мають зовнішнє пошкодження та сколи поверхні;

Роботи з влаштування підлог з керамічних плиток на вже підготовлену поверхню включають в себе:

– розбиття підлоги на захватки враховуючі розмір плиток;

– попередню розмітку, за якою буде влаштовано покриття;

– нанесення шару розчину $\delta=15\text{мм}$ на поверхню підлоги та на плитку з вирівнюванням розчину зубчастим шпателем ;

– влаштування керамічних плиток по заданій схемі;

– зачеканка швів затиркою та очищення поверхні плитки від затирки після її висихання.

Укладання плиток проводиться таким чином, щоб їх кількість довжині та ширині підлоги була кратною цілому числу. В іншому випадку, коли не вкладається ціла плитка, її потрібно прирізати на місці за допомогою електричного плиткорізу, зображеного на рис. 3.1.



Рис. 3.1. Плиткоріз електричний.

Правильність укладання керамічних плиток перевіряють влаштуванням так званих «хрестиків», які встановлюються по чотирьом кутам плиток та дозволяють отримати шов рівної ширини за всіма напрямками. Найоптимальніша ширина

швів - 3-4мм. Через 1 - 3 дні після укладання на попередньо очищену від сміття та пилю поверхню укладених плиток наносять затирку під колір плитки та розтирають поверхню до повного заповнення швів. Надлишки затирки видаляють, поверхню підлоги очищають

Контроль якості підлог з керамічних плиток.

При виробництві робіт з улаштування підлог з керамічної плитки необхідно вести строгий контроль якості матеріалів, що використовуються; дотримуватися технологію виконання робіт. Передчасна експлуатація підлоги, до того, як повністю висохне шар клейової суміші, на якій влаштовано покриття може призвести до його руйнування взагалі або часткової деформації .

Контроль якості робіт при влаштуванні підлоги з керамічних плиток проводиться на всіх стадіях технологічного процесу. При вхідному контролі в першу чергу проводиться зовнішній огляд поверхні на відповідність вимогам нормативних документів та робочій документації, перевіряється наявність сертифікатів та інших супровідних документів.

Допущені відхилення розмірів плиток не повинні перевищувати зазначених у таблиці 3.4. допусків.

Допущені відхилення плиток.

Табл. 3.4

Показники	Розміри плиток, мм	
	150x150	300x 300
Допущені відхилення:		
- по довжині граней	±2 мм	
- по товщині плиток	±1 мм	
- косоугольність плиток	0,5 мм	0,5мм

Роботи з влаштування підлог з керамічних плиток проводяться відповідно до [12, 13,14].

Техніко-економічні показники технологічної карти.

Табл.3.5

№	Показник	Один. вимі- ру	Кількість	
			За норм.	Прийнято
1	Обсяг робіт	м ²	756	756
2	Трудомісткість	л.-д.	177	160
3	Продуктивність праці	%	100	110
4	Виробіток за 1 день	м ² /д.	34,2	37,8
5	Кількість робочих	чол.	8	8
6	Тривалість робіт	дні	22	20