

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О. М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

ТАУНХАУС У МІСТІ ХАРКОВІ

Розробила: студентка 4 курсу, групи БтаЦІ 2022-1
Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна
інженерія
ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



Флоранс ВІКТОР

Керівник: канд. техн. наук, доцент



Каріна Віталіївна СПІРАНДЕ

Рецензент: докт. техн. наук, доцент

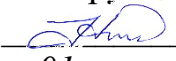


Андрій Миколайович БІДАКОВ

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА
НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

В. о. завідувача кафедри будівельних
конструкцій

 к.т.н., доц. Спіранде К.В.
« 01 » червня 2026 року

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

Віктор Флоранс

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: Таунхаус в місті Харкові

затверджена наказом ректора ХНУМГ від « 26 » травня 2026 р. № 447-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 15 » червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.

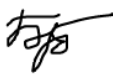
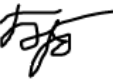
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: ситуаційний план, плани будівлі, розріз, вузли та фасад;

- розрахунково-конструктивна частина: опалубочні креслення, схеми армування та вузли, специфікації арматури монолітної колони, безбалкової монолітної плити перекриття та фундаментної плити;

- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на зведення типового поверху будинку.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Казімагомедов Ф. І., доцент		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В. А., доцент		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Спіранде К. В., доцент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Братішко С. М., доцент		
4. Охорона праці		Косенко Н. О., доцент		
Нормоконтроль		Пустовойтова О. М., доцент		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	02.06-04.06.2029	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	05.06-11.06.2026	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	12.06-13.05.2026	виконано
4.	Охорона праці	14.06-15.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи



к.т.н., доц. Спіранде К. В.

Завдання прийняв до виконання



Віктор Ф.

Дата видачі завдання « 01 » червня 2026 р.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	7
1.1 Вихідні дані	7
1.2 Генеральний план	8
1.3 Об'ємно – планувальне рішення	9
1.4 Архітектурно – конструктивне рішення	9
1.4 Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції	11
1.4.1 Розрахунок керамічної стіни товщиною 250 мм з облицюванням штукатуркою.....	12
1.4.2 Розрахунок керамічної стіни з колоною товщиною 250 мм. з облицюванням штукатуркою.	14
1.5 Обґрунтування вибору будівельних матеріалів	15
1.5.1 Матеріали для фундаментів	16
1.5.2 Матеріали для несучих конструкцій	16
1.5.3 Матеріали для огорожуючих конструкцій	17
1.5.4 Матеріали для підлоги	18
1.5.5 Матеріали для покрівлі	18
1.5.6 Оздоблювальні матеріали	19
1.5.7 Матеріали для благоустрою прилеглої території.....	19
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	21
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту	21
2.1.1 Основні положення розрахунку фундаментної плити.....	22
2.1.2 Вихідні дані до розрахунку	23

2.1.3 Інженерно-геологічні умови майданчика.....	24
2.1.4 Методика розрахунку коефіцієнтів постелі C_1 , C_2	25
2.1.5 Розрахунок коефіцієнтів постелі C_1 , C_2	26
2.1.6 Визначення розрахункового опору основи	28
2.1.7 Конструктивний розрахунок монолітної фундаментної плити.....	31
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	41
2.2.1 Розрахунок та конструювання перекриття над підвалом	41
2.2.1.1 Визначення навантажень і зусиль плити перекриття	41
2.2.1.2 Розрахунок та конструювання плити перекриття на відм. 0.000	43
2.2.1.3 Розрахунок та конструювання балок перекриття на відм. 0.000.....	45
2.2.2 Розрахунок та конструювання перекриття типового поверху.....	48
2.2.2.1 Визначення навантажень і зусиль плити перекриття типового поверху	48
2.2.2.2 Розрахунок та конструювання плити перекриття типового поверху ..	49
2.2.2.3 Розрахунок та конструювання балок перекриття типового поверху ..	52
2.2.3 Розрахунок та конструювання колони.....	54
2.2.3.1 Збір вертикальних навантажень на колону	55
2.2.3.2 Визначення вітрового навантаження.....	59
2.2.3.3 Підбір арматури колони	60
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	63
3.1 Технологія виконання робіт з улаштування монолітної плити перекриття типового поверху.....	63
3.2 Вибір машин та механізмів, що застосовуються для виконання робіт	68

3.3 Побудова графіка виконання робіт	79
3.4 Матеріально-технічні ресурси	84
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	86
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	86
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проектування	88
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування	90
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування	91
4.5 Висновки.....	94
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	96

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані

Дипломний проєкт на тему «Таунхаус у м. Харків» виконується на основі завдання на дипломне проєктування кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій.

Район будівництва — м. Харків, центральна частина міста.

Місце будівництва — м. Харків.

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря приймається за такими показниками:

- абсолютна мінімальна температура забезпеченістю 0,98: $t_{\text{абс.}} = -27\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна мінімальна температура забезпеченістю 0,92: $t_{\text{абс.}} = -23\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [1] ділянка забудови розташована в межах II кліматичного підрайону. Клімат Харкова та Харківської області є помірно-континентальним. Середньорічна температура повітря становить $+8,1\text{ }^{\circ}\text{C}$, абсолютна максимальна температура повітря — $+39,8\text{ }^{\circ}\text{C}$. Середньорічна кількість атмосферних опадів у регіоні складає 515 мм.

Вітровий режим району будівництва має сезонний характер. У зимовий період, вітри спостерігаються майже з рівномірною повторюваністю. Навесні, переважають східні та південно-східні вітри. У літній період - північно-західні вітри, а восени/початку зими найчастіше спостерігаються західні вітри.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [2] територія забудови за сніговим навантаженням належить до I району. Характеристичне значення снігового навантаження становить $S_0 = 840\text{ Па}$. За вітровим навантаженням територія належить до III району, нормативний тиск вітру на висоті 5 м над поверхнею землі становить 460 Па.

Рельєф місцевості забудови - спокійний, що створює сприятливі умови для розміщення будівлі, організації під'їздів, благоустрою території та поверхневого водовідведення.

Ступінь вогнестійкості проєктованої будівлі — II. За відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху.

1.2 Генеральний план

Проєктована будівля розміщується в районі забудови середньої щільності. Прийняті рішення генерального плану відповідають містобудівним, екологічним, санітарним і протипожежним вимогам. Рельєф ділянки забудови спокійний, що створює сприятливі умови для розташування будівлі, організації під'їздів, пішохідних шляхів та благоустрою території.

Таунхаус запроєктовано в передмісті, на відстані від промислових зон і найбільш шумної частини міського центру. Будівля має під'їзні шляхи з двох боків, що забезпечує зручний доступ до об'єкта для мешканців, обслуговуючого та спеціального транспорту.

Розташування будівлі, автомобільних доріг, огорожень та інших елементів благоустрою фіксується на генеральному плані з прив'язкою до геодезичної координатної сітки. Ділянка будівлі за формою наближена до прямокутника, що дозволяє раціонально організувати її функціональні зони.

На території проєктованого об'єкта передбачено автостоянку, ігрові та спортивні майданчики. Територія, вільна від забудови, доріг, тротуарів і майданчиків, підлягає озелененню. Уздовж проїздів розміщуються ряди дерев і чагарників, які виконують захисну функцію від пилу та шуму.

Інженерні комунікації на ділянці передбачено розміщувати переважно підземним способом. Для відведення дощових і талих вод запроєктовано зовнішню систему водовідведення.

Таблиця 1.1– Техніко-економічні показники генплану

№ з/п	Назва показників	Од. виміру	Кільк.
1	Площа фрагменту генплану	Га	3,2
2	Площа ділянки	м ²	2264,95
3	Площа забудови ділянки	м ²	540,86
4	Площа доріг, тротуарів	м ²	5918.80

№ з/п	Назва показників	Од. виміру	Кільк.
5	Площа озеленення	Га	0,718
6	Коефіцієнт забудови	-	0,027
7	Коефіцієнт озеленення	-	0,224

1.3 Об'ємно – планувальне рішення

Будівля запроектована відповідно до ДБН В.2.2-9-2018 [3]. Будівля має нескладну конфігурацію в плані з розмірами в цифрових осях 45,0 м, у буквених осях — 12,0 м.

Проектом передбачено 3 житлових поверхи, підвальні приміщення, місце для автомобілів, вбудований гараж на першому поверсі та експлуатовану покрівлю. На першому поверсі розташовані гараж, сауна, гардеробна і пральня. На другому поверсі передбачені кухня, вітальня та кабінет. На третьому поверсі розміщено три спальні. Кожен рівень має окремий санітарний вузол.

У підвальному приміщенні розташовується комунікаційне та санітарно-технічне обладнання. У будинку передбачені основні інженерні комунікації: електропостачання, газопостачання, телебачення, інтернет, телефонний зв'язок і система опалення. Висота поверху приміщень становить 3,0 м.

Будівля має два під'їзди та окремі входи для кожної сім'ї. Вертикальний зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сходів. Експлуатована покрівля використовується як літня зона відпочинку, на якій також передбачено розміщення басейну.

Інженерне устаткування будівлі включає системи теплопостачання, опалення, вентиляції, каналізації, електропостачання, засоби зв'язку, а також систему сповіщення про пожежу та управління евакуацією людей згідно з ДБН В.1.1-7:2016 [4]. Основні підводки інженерних комунікацій виконуються приховано. У приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення.

1.4 Архітектурно – конструктивне рішення

— Конструктивна система будинку прийнята комбінованою — каркасно-діафрагмовою.

- Конструктивна схема перекриття — безригельна.
 - Будівельна система — каркасна, з монолітними залізобетонними перекриттями.
 - Просторова жорсткість будинку забезпечується сумісною роботою горизонтальних і вертикальних несучих елементів: колон каркаса, монолітних перекриттів та діафрагм жорсткості.
 - Ступінь вогнестійкості будинку — II.
 - Каркас будівлі виконується з монолітного залізобетону.
 - Фундаменти запроєктовані у вигляді монолітної залізобетонної плити, клас бетону приймається згідно з розрахунком.
 - Колони — монолітні залізобетонні, перерізом 200×500 мм, клас бетону також визначається розрахунком.
 - Перекриття прийняті монолітними безригельними.
 - Бетон перекриття призначається відповідно до розрахунку.
 - Плита перекриття — монолітна, товщиною 300 мм, з бетону класу згідно з розрахунком.
 - Зовнішні стіни виконані з цегли товщиною 250 мм. Їх теплозахисні характеристики підтверджуються теплотехнічним розрахунком відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 [5]. Зовнішні стіни, що контактують з ґрунтом, утеплюються на глибину 1,0 м, оскільки будівля має підвальне приміщення.
 - Перегородки виконуються з керамічної цегли товщиною 150 мм з подальшим оштукатурюванням цементно-піщаним розчином товщиною 15 мм.
 - Покриття будівлі виконано у вигляді складної багатоскатної каркасно-стропильної системи. Для покриття покрівлі застосовується керамічна плитка, під якою передбачено шар гідроізоляції та цементний або бетонний армований шар.
- По периметру покрівлі влаштовується металеве огороження.
- Водовідведення з покрівлі прийнято зовнішнім організованим. Система складається з водоприймальних ліжок, водостічних труб і стояків, які забезпечують відведення дощових вод до цокольної відмітки будівлі.

Підлога у підвальних приміщеннях виконується з керамограніту. У приміщеннях з вологим режимом, зокрема санвузлах, застосовується керамічна плитка для підлог. На балконах передбачена морозостійка керамічна плитка, в інших приміщеннях — паркетна дошка.

По периметру будівлі виконується відмостка шириною 1000 мм з асфальтобетону товщиною 70 мм. Ухил відмостки приймається $i = 0,45$.

Зовнішнє оздоблення будинку передбачає утеплення стін і влаштування фасадної системи «сайдинг» під дерево. Скління виконується віконними системами фірми WDS.

Внутрішні стіни ґрунтуються та оштукатурюються для подальшого декоративного оздоблення. У місцях встановлення санітарно-технічних приладів стіни й перегородки облицовуються вологостійкими матеріалами на висоту 1,6 м і додатково на 20 мм з кожного боку приладу. У приміщеннях з вологим режимом стіни оздоблюються глазурованою плиткою на висоту 1,8 м від рівня підлоги, а вище фарбуються водостійкими фарбами світлих тонів.

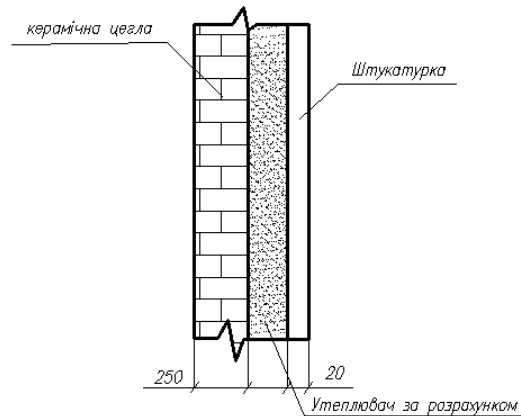
Зовнішні та внутрішні двері передбачені фірми Dierre. Для зменшення шуму, тепловтрат і захисту від механічних пошкоджень зовнішні двері комплектуються ущільнювальними прокладками, регулюючими клямками та типовими дверними пристроями. Внутрішні відкоси прорізів фарбуються в білий колір.

1.4 Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни виконується відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 [5]. Для розрахунку приймається конструкція зовнішньої огорожувальної стіни, наведена на рисунку 1.1. Розрахунок виконано за допомогою ПК Mathcad.

Розглядаються два типи зовнішньої стіни:

1) керамічна стіна товщиною 250 мм з облицюванням штукатуркою товщиною 20 мм;



2) керамічна стіна з залізобетонною колоною 200×500 мм та облицюванням штукатуркою товщиною 20 мм.

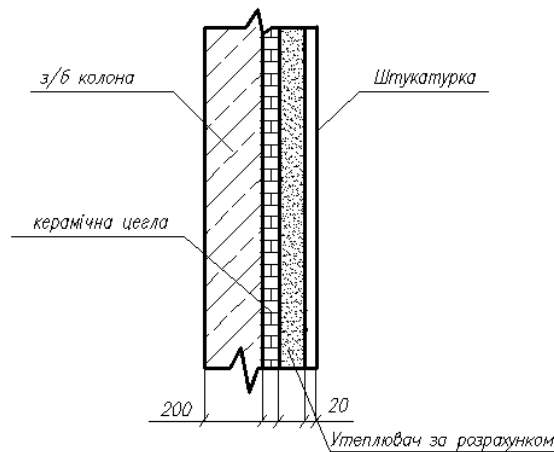


Рисунок 1.1 – Розрахункова схема зовнішньої огорожувальної конструкції будівлі для теплотехнічного розрахунку

1.4.1 Розрахунок керамічної стіни товщиною 250 мм з облицюванням штукатуркою.

Вихідні данні:

1. Район будівництва - м. Харків.
2. Режим вологості приміщення – нормальний (згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [5])
3. Умови експлуатації зовнішньої стіни - А (згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [5])

Дані про матеріали:

δ_1 - плити гіпсокартону товщиною 0,08 м, $\lambda_1 = 0,15$ Вт/м · °С;

δ_2 – керамічна цегла товщиною 0,25м, $\lambda_2 = 0,76$ Вт/м · °С ;

δ_3 – утеплювач, плити пінополістеролу $\gamma = 40$ кг/м³, $\lambda_3 = 0,041$ Вт/м · °С;

δ_4 – зовнішня штукатурка, цементно-піщаний розчин $\gamma = 1800$ кг/м³, товщиною 0,02 м, $\lambda_4 = 0,76$ Вт/м · °С

λ – коефіцієнт теплопровідності за додатком ДБН В.2.6-31:2021 [5].

Розрахунок виконується для умов експлуатації А: нормальна зона вологості зовнішнього повітря та сухі умови експлуатації приміщення.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для температурної зони становить:

$$R_{q,min} = 4,5 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}.$$

Для опалювальних будівель обов'язково виконання умов:

$$R_{\Sigma пр} \geq R_{qmin}, \quad (1.1)$$

де $R_{\Sigma пр}$ — сумарний опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, м²·К/Вт;

R_{qmin} — мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни, м²·К/Вт.

Сумарний опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$R_{\Sigma пр} = \frac{1}{\alpha_{в}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{н}}, \quad (1.2)$$

де $\alpha_{в} = 8,7$ Вт/(м²·К) — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні стіни;

$\alpha_{н} = 23,0$ Вт/(м²·К) — коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни;

$\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$ — товщини шарів огорожувальної конструкції, м;

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ — коефіцієнти теплопровідності матеріалів, Вт/(м·К).

Підставляємо вихідні дані у формулу:

$$4,0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,08}{0,15} + \frac{0,25}{0,76} + \frac{x}{0,041} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{1}{23}$$

Звідси товщина утеплювача становить:

$$x = 0,072 \text{ м} \approx 75 \text{ мм}$$

Отже, для забезпечення нормативних параметрів мікроклімату приміщень товщина утеплювача з плит пінополістиролу повинна бути не меншою ніж 0,075 м, тобто 75 мм.

1.4.2 Розрахунок керамічної стіни з колоною товщиною 250 мм. з облицюванням штукатуркою.

Вихідні данні:

1. Район будівництва - м. Харків.
2. Режим вологості приміщення – нормальний (згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [5])
3. Умови експлуатації зовнішньої стіни - А (згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [5])

Дані про матеріали:

δ_1 - плити гіпсокартону товщиною 0,08 м, $\lambda_1 = 0,15$ Вт/м · °С

δ_2 – керамічна цегла товщиною 0,20 м, $\lambda_2 = 1,92$ Вт/м · °С

δ_3 – утеплювач, плити пінополістеролу $\gamma = 40$ кг/м³, $\lambda_3 = 0,041$ Вт/м · °С

δ_4 – зовнішня штукатурка, цементно-піщаний розчин $\gamma = 1800$ кг/м³, товщиною 0,02 м, $\lambda_4 = 0,76$ Вт/м · °С

Розрахунок виконується для умов експлуатації А: нормальна зона вологості зовнішнього повітря та сухі умови експлуатації приміщення.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для температурної зони становить:

$$R_{qmin} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Для опалювальних будівель обов'язково виконання умов:

$$R_{\Sigma пр} \geq R_{qmin}.$$

Сумарний опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$4,0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,08}{0,15} + \frac{0,20}{1,92} + \frac{x}{0,041} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{1}{23}$$

Звідси товщина утеплювача становить:

$$x = 0,77 \text{ м} \approx 80 \text{ мм}$$

Отже, для забезпечення нормативних параметрів мікроклімату приміщень товщина утеплювача з плит пінополістиролу повинна бути не меншою ніж 0,080 м, тобто 88 мм.

1.5 Обґрунтування вибору будівельних матеріалів

Проектований триповерховий таунхаус із несучим монолітним каркасом зводиться в місті Харкові. Фундамент будівлі передбачено у вигляді монолітної залізобетонної фундаментної плити. Зовнішні стіни виконуються з керамічної цегли із зовнішнім утепленням та оздобленням штукатурним шаром і фасадною системою «сайдинг» під дерево. Внутрішні стіни та перегородки прийняті з керамічної цегли. Перекриття запроектовані монолітними залізобетонними, покрівля — експлуатованою з покриттям із керамічної плитки.

Будівельні матеріали та вироби для зведення таунхаусу прийняті відповідно до чинних будівельних норм, державних стандартів і технічних умов. Вибір матеріалів виконано з урахуванням конструктивної схеми будівлі, умов експлуатації, довговічності, надійності, енергоефективності та доступності необхідної номенклатури на ринку будівельних матеріалів.

Постачання основних матеріалів передбачається безпосередньо з підприємств-виробників:

- бетон товарний — «БЕТОНИКС», м. Харків;
- портландцемент — ПЦ-500НТ Балаклавського цементного заводу, відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-46:2010 [6];
- пісок кварцовий — Безлюдівського кар'єру Харківської області;
- щебінь гранітний — Кременчуцького кар'єру фракцій 5–10; 10–20; 20–40;
- сталь арматурна — ВАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг», м. Кривий Ріг, Дніпропетровська область;
- керамічна цегла — ТОВ «Промстройснаб», цегельний завод, Харківська область.

Постачання інших будівельних та оздоблювальних матеріалів здійснюється через торговельних посередників.

1.5.1 Матеріали для фундаментів

Фундаменти будівлі запроєктовані у вигляді монолітної залізобетонної фундаментної плити з важкого бетону класу C15/20 відповідно до ДСТУ Б В.2.7-176:2008 [7]. Для бетону прийнято марку за водонепроникністю W4 та марку за морозостійкістю F100.

Для виготовлення бетону фундаментної плити застосовуються такі складові:

- портландцемент М400 згідно з ДСТУ Б В.2.7-46:2010 [6];
- дрібний заповнювач — кварцовий пісок $M_{кр} = 1,3$;
- крупний заповнювач: щебінь фракції 5–20 мм;
- питна водопровідна вода.

Армування фундаментної плити виконується відповідно до розрахунку в'язаними сітками та каркасами з окремих стрижнів. Робоча арматура приймається класу А400С за ДСТУ 3760:2019 [8], поперечна арматура — класу А240С за ДСТУ 3760:2019 [8].

1.5.2 Матеріали для несучих конструкцій

Несучі конструкції будівлі представлені монолітними залізобетонними колонами, діафрагмами жорсткості та монолітним залізобетонним перекриттям. Геометричні характеристики конструкцій, класи бетону та армування приймаються відповідно до розрахунку несучої здатності за ДБН В.2.6-98:2009 [9].

Залізобетонні конструкції повинні відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.6-2:2009 [10].

Монолітні залізобетонні колони виконуються перерізом 200×500 мм з важкого бетону класу C20/25 згідно з ДСТУ Б В.2.7-156:2008 [11]. Колони армуються в'язаними каркасами з робочою арматурою класу А400С за ДСТУ 3760:2019 [8].

Монолітні залізобетонні діафрагми жорсткості приймаються товщиною 200 мм і виконуються з важкого бетону класу C20/25 згідно з ДСТУ Б В.2.7-176:2008 [7]. Армування діафрагм здійснюється в'язаними сітками з робочою арматурою класу A400C2 за ДСТУ 3760:2019 [8].

Монолітне залізобетонне перекриття товщиною 200 мм виконується з важкого бетону класу C20/25 згідно з ДСТУ Б В.2.7-176:2008 [7] та армується в'язаними сітками з робочою арматурою класу A400C.

Для виготовлення бетону несучих конструкцій застосовуються:

- портландцемент М500 згідно з ДСТУ Б В.2.7-46:2010 [6];
- дрібний заповнювач — кварцовий пісок $M_{кр} = 1,3$);
- крупний заповнювач — щебінь фракції 5–20 мм;
- арматура класу A400C за ДСТУ 3760:2019 [8];
- питна водопровідна вода.

Поперечне армування конструкцій виконується з арматури класу A240C за ДСТУ 3760:2019 [8]. Бетон приймається з маркою за водонепроникністю W4 та морозостійкістю F100.

1.5.3 Матеріали для огорожувальних конструкцій

Матеріали та характеристики огорожувальних конструкцій приймаються відповідно до теплотехнічного розрахунку згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [5]. Товщина внутрішніх стін визначається також з урахуванням вимог щодо захисту від шуму за ДБН В.1.2-10:2021 [13].

Огорожувальні конструкції виконуються з керамічної цегли марки 250 на цементно-вапняному розчині марки 75. Перекриття прорізів передбачено металевими кутиками L5×5.

Зовнішні стіни виконуються з керамічної цегли марки 200 на цементно-піщаному розчині. Теплоізоляція зовнішніх стін виконується плитами з пінополістиролу товщиною 50 мм з подальшим оздобленням штукатурним шаром товщиною 15 мм.

Зовнішні стіни, що контактують із ґрунтом, утеплюються на глибину 3,0 м від рівня землі плитами з пінополістиролу товщиною 50 мм. Для забезпечення тепло- і звукоізоляції прорізів зазор між віконним або дверним блоком і стіною заповнюється монтажною піною.

Внутрішні стіни виконуються з керамічної цегли марки 75 на цементно-вапняному розчині марки 50.

Заповнення прорізів передбачено віконними блоками зі склопакетами згідно з ДСТУ EN 1279-1:2022 [14], а також балконними системами, металопластиковими вікнами та дверима профільної системи WDS згідно з ДСТУ EN 14351-1:2020 [15].

1.5.4 Матеріали для підлоги

Матеріали для підлоги приймаються залежно від функціонального призначення приміщень та умов їх експлуатації.

У підвальних приміщеннях підлога виконується з керамограніту відповідно до ДСТУ Б В.2.7-282:2011 [16].

У приміщеннях з вологим режимом, зокрема в санітарних вузлах, передбачено покриття підлоги з керамічної плитки згідно з ДСТУ Б В.2.7-282:2011 [16].

На балконах застосовується морозостійка керамічна плитка відповідно до ДСТУ Б В.2.7-282:2011 [16].

В інших житлових приміщеннях підлога виконується з паркетної дошки згідно з ДСТУ Б В.2.7-243:2010 [17] із застосуванням клею Бустилат.

1.5.5 Матеріали для покрівлі

Покрівля будівлі запроєктована експлуатованою. Її конструкція приймається з урахуванням необхідності забезпечення міцності, теплоізоляції, гідроізоляції та можливості безпечної експлуатації.

Конструкція покрівлі включає такі основні шари:

- бетонна основа, що представлена залізобетонною плитою перекриття;
- пароізоляція з пергаміну;

- утеплювач із пінополістиролу;
- гідроізоляційний шар;
- цементно-піщана стяжка;
- покриття з керамічної плитки.

Таке рішення забезпечує захист будівлі від атмосферних опадів, зменшення тепловтрат через покриття та можливість використання покрівлі як експлуатованої зони.

1.5.6 Оздоблювальні матеріали

Матеріали для зовнішнього та внутрішнього оздоблення приймаються відповідно до архітектурно-планувальних рішень будівлі, умов експлуатації та вимог довговічності.

Зовнішнє оздоблення таунхаусу виконується штукатуркою з подальшим фарбуванням, а також фасадною системою «сайдинг» під дерево. Штукатурення фасадів передбачено цементно-вапняним розчином марки М100, після чого фасади фарбуються полімерцементними фарбами.

Внутрішні стіни штукатуряться цементно-вапняним розчином марки М50 та фарбуються водоемульсійними фарбами.

У місцях встановлення санітарно-технічних приладів і в приміщеннях з вологим режимом застосовується глазурована керамічна плитка розміром 200 × 400 × 8 мм на цементно-піщаному розчині марки 100. Плитка постачається із заводу «ПАТ Харківський плитковий завод», приймається світлих кольорів і укладається на будівельному, цементному або полімерцементному розчині.

1.5.7 Матеріали для благоустрою прилеглої території

Матеріали для благоустрою прилеглої території приймаються відповідно до ДБН Б.2.2-12:2019 [19].

Покриття пішохідних доріжок і під'їзних доріг виконується з асфальтобетону згідно з ДСТУ Б В.2.7-119:2011 [20]. Бордюри передбачено з бетонного бортового каменю.

Прийняті матеріали забезпечують довговічність покриттів, зручність пересування пішоходів і транспорту, а також належний рівень благоустрою території навколо проєктованого таунхаусу.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

У розрахунково-конструктивній частині кваліфікаційної роботи виконується оцінка роботи основних несучих конструкцій проєктованого таунхаусу в місті Харкові. Розділ включає розрахунок підземної частини об'єкта, а саме монолітної залізобетонної фундаментної плити, а також розрахунок надземної частини будівлі – монолітних перекриттів, балок і колон каркаса.

Конструктивна система будівлі прийнята комбінованою – каркасно-діафрагмовою. Вертикальними несучими елементами є монолітні залізобетонні колони та діафрагми жорсткості, горизонтальними елементами – монолітні залізобетонні перекриття. Фундамент будівлі запроєктовано у вигляді монолітної залізобетонної плити, яка сприймає навантаження від каркаса та передає їх на ґрунтову основу.

Розрахунки виконуються з урахуванням вимог чинних нормативних документів щодо міцності, стійкості, жорсткості, тріщиностійкості та деформативності конструкцій. Підбір армування здійснюється за результатами розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій із використанням програмних комплексів ЛІРА-САПР та МОНОМАХ-САПР.

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

У підрозділі виконується розрахунок монолітної залізобетонної фундаментної плити. Метою розрахунку є оцінка роботи фундаментної конструкції та ґрунтової основи, визначення напружено-деформованого стану, перевірка осідання та підбір необхідного армування.

Фундаментна плита сприймає навантаження від монолітного каркаса будівлі, перекриттів, стін та експлуатаційних навантажень і передає їх на ґрунтову основу. Розрахунок виконується з урахуванням сумісної роботи системи «будівля – фундамент – основа».

2.1.1 Основні положення розрахунку фундаментної плити

У даному підрозділі виконується розрахунок міцності та осідання монолітної залізобетонної фундаментної плити таунхаусу в місті Харкові. Розрахунок фундаментної конструкції проводиться з урахуванням сумісної роботи системи «будівля – фундамент – ґрунтова основа».

Розрахунок виконується за двома групами граничних станів. За першою групою перевіряється міцність і стійкість фундаментної плити та основи, а також несуча здатність окремих елементів конструкції. За другою групою граничних станів оцінюються деформації, осідання, тріщиностійкість і можливість нормальної експлуатації будівлі.

Умова недопущення граничного стану записується у вигляді:

$$\gamma_c \cdot N_p \leq \frac{\gamma_{lc}}{\gamma_n} \cdot R$$

де γ_c – коефіцієнт сполучення навантажень. Його значення приймається залежно від виду розрахунку та характеру сполучення навантажень: при розрахунках за граничними станами першої групи для основного сполучення навантажень і впливів у період нормальної експлуатації приймають $\gamma_c = 1,0$; для періоду будівництва або ремонту – $\gamma_c = 0,95$; для особливого сполучення навантажень і впливів – $\gamma_c = 0,9$. При розрахунках за граничними станами другої групи значення коефіцієнта приймається $\gamma_c = 1,0$;

N_p – розрахункове значення узагальненого силового впливу, до якого можуть належати сила, згинальний момент, напруження, деформація або інший параметр, за яким виконується перевірка настання граничного стану. Це значення визначається з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f .

R – розрахункове значення узагальненої несучої здатності, допустимої деформації або іншої характеристики, що регламентується нормами проектування. При його визначенні враховують коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m або коефіцієнт надійності за ґрунтом γ_g .

γ_{lc} – коефіцієнт умов роботи, який враховує особливості роботи споруди, конструктивного елемента або основи. До таких особливостей належать тип

споруди, вид конструкції чи основи, властивості застосованого матеріалу, точність прийнятої розрахункової схеми, характер граничного стану та інші чинники. Значення цього коефіцієнта встановлюється чинними нормативними документами для відповідних видів споруд, конструкцій та основ.

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю або призначенням споруди. Він враховує рівень капітальності об'єкта та можливі наслідки у разі досягнення відповідного граничного стану. Для споруд класу наслідків СС1, категорії Б, при розрахунках за граничними станами першої групи приймається $\gamma_n = 0,975$, а при розрахунках за граничними станами другої групи – $\gamma_n = 0,95$ [21].

Для оцінки роботи фундаментної плити виконуються такі розрахунки:

- визначення нормативних і розрахункових навантажень;
- визначення напружено-деформованого стану фундаментної плити;
- розрахунок армування;
- перевірка деформацій та осідання основи;
- оцінка міцності основи фундаменту.

Напружено-деформований стан фундаментної плити визначається методом скінченних елементів із використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР. Розрахунок піддатливості основи виконується за схемою лінійно-пружного півпростору. За отриманими зусиллями виконується підбір армування фундаментної плити.

2.1.2 Вихідні дані до розрахунку

Несуча конструкція проєктованого таунхаусу прийнята каркасно-монолітною. Будівля має складну конфігурацію в плані. Довжина конструкції в осях 1–8 становить 45,0 м, ширина в осях А–У – 12,0 м. Максимальна висота конструкції від рівня закладання фундаменту становить 12,1 м.

Вертикальними несучими елементами каркаса є монолітні залізобетонні колони постійного перерізу по висоті та діафрагми жорсткості. Поперечні розміри колон прийнято $0,2 \times 0,5$ м.

Горизонтальними несучими елементами будівлі є монолітні залізобетонні перекриття товщиною 0,2 м. Фундаментна конструкція запроєктована у вигляді монолітної залізобетонної фундаментної плити товщиною 0,8 м.

У розрахунку розглядаються навантаження експлуатаційного періоду. На конструкцію діють такі основні види навантажень:

- власна вага конструкцій;
- навантаження від вітру;
- снігове навантаження;
- корисне навантаження;
- навантаження від обладнання та механізмів.

Геометричні розміри будівлі та конструктивні рішення наведені на відповідних аркушах графічної частини проєкту. Розрахунок напружено-деформованого стану фундаментної плити виконується з урахуванням роботи ґрунтової основи та навантажень, що передаються від надземної частини будівлі.

2.1.3 Інженерно-геологічні умови майданчика

Для розрахунку фундаментної плити враховуються фізико-механічні характеристики ґрунтів основи. Ґрунтова основа представлена трьома шарами: дрібним піском, суглинком та глиною.

Таблиця 2.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів основи

№ слою	Найменування ґрунту	Потужність слою, м	Щільність, ρ , т/м ³	Модуль деформації, Е, МПа	Коеф. Пуассона, ν	Кут внутрішнього тертя, φ	Коеф. Зчеплення, с, кПа
1	Пісок дрібний	0,9	1,8	23	0,25	31	1
2	Суглинок	3,6	2	19	0,37	16	16
3	Глина	5	2,7	9	0,41	10	53

Наведені характеристики використовуються для визначення параметрів ґрунтової основи, зокрема коефіцієнтів постелі C_1 і C_2 , оцінки стисливої товщі та подальшого розрахунку фундаментної плити.

2.1.4 Методика розрахунку коефіцієнтів постелі C_1, C_2

Для моделювання роботи ґрунтової основи під фундаментною плитою використовуються коефіцієнти постелі C_1 і C_2 . Розрахунок виконується за схемою лінійно-пружного півпростору з урахуванням вимог ДБН В.2.1-10:2018 [22]:

$$\sigma_{zp} = \lambda \cdot \sigma_{zg}, \quad (2.1)$$

де σ_{zp} - додаткова вертикальна напруга на глибині;

σ_{zg} - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту;

λ - коефіцієнт, що визначається відповідними нормативами залежно від виду ґрунтів і типу споруди; як правило, $\lambda = 0.2$.

Осадка основи по ЛПП обчислюється методом пошарового підсумовування за такою формулою:

$$S = 0,8 \cdot W, \quad (2.3)$$

$$W = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.4)$$

де h_i, E_i - відповідно товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту (з урахуванням його дроблення на підшари);

n - кількість шарів ґрунту від підшови фундаменту до глибини $Z = H$ з урахуванням дроблення на підшари ($i = 1 \sim n$).

Для обчислення коефіцієнтів постелі використовуються усереднені в межах стисливої товщі значення усереднених модуля деформації $E_{гр}$ та коефіцієнта Пуассона $\nu_{гр}$:

$$E_{гр} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} \cdot h_i}{W}, \quad (2.5)$$

$$\nu_{гр} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i \cdot h_i}{H_c}, \quad (2.6)$$

де ν_i — коефіцієнт Пуассона i -го шару ґрунту;

H_c — глибина стисливої товщі.

Коефіцієнт постелі C_1 визначається за усередненими значеннями модуля деформації та коефіцієнта Пуассона ґрунту:

$$C_1 = \frac{E_{\text{ГР}}}{H_c \cdot (1 - 2\nu_{\text{ГР}}^2)}, \quad (2.7)$$

Коефіцієнт постелі C_2 визначається в свою чергу:

$$C_2 = \frac{C_1 \cdot H_c^2 (1 - 2m_{\text{ГР}}^2)}{6 \cdot (1 - 2\nu_{\text{ГР}})}. \quad (2.8)$$

2.1.5 Розрахунок коефіцієнтів постелі C_1, C_2

Для побудови розрахункової моделі фундаментної плити в програмному комплексі ЛІРА-САПР визначаються коефіцієнти постелі C_1 і C_2 , які враховують деформативні властивості ґрунтової основи.

Розрахунок виконується для прямокутної фундаментної плити з урахуванням вертикального навантаження, глибини закладання фундаменту, питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту та фізико-механічних характеристик ґрунтів основи.

На рисунку 2.1 наведено розрахункову схему навантаження фундаментної плити, яка використовується для визначення параметрів ґрунтової основи та подальшого розрахунку конструкції за схемою лінійно-пружного півпростору.

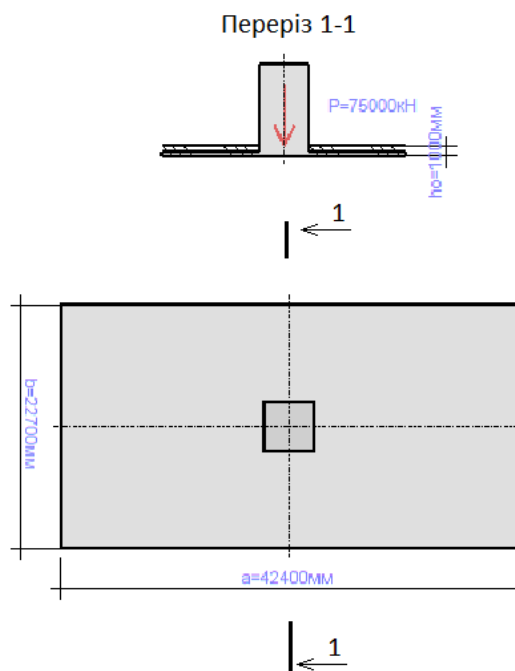


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема навантаження

Таблиця 2.2 – Конструктивні рішення та вихідні дані

Найменування	Значення
Вертикальне навантаження (P)	75000 кН
Ексцентриситет (e)	0,000 мм
Глибина закладання (h_0)	1000 мм
Форма фундаменту	Прямокутна
Менша сторона фундаментної плити (b_1)	12,000 мм
Відношення сторін фундаментної плити l/b_1	1,868
Питома вага ґрунту вище підшви фундаменту (γ_0)	17,652 кН/м ³
Відношення напружень для обмеження глибини стисливої товщі	0,479
Схема розрахунку	Схема лінійно-пружного півпростору (ДБН В.2.1-10: 2018)

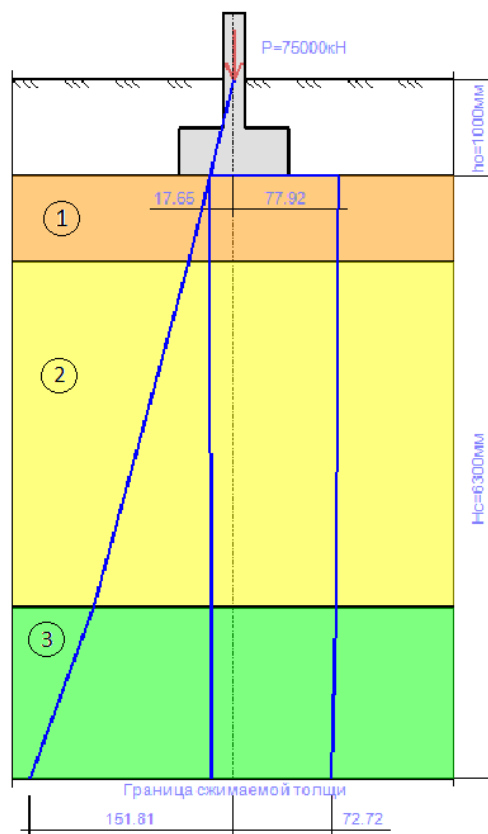


Рисунок 2.2 – Епюри напружень ґрунту

Таблиця 2.3 – Результати розрахунків

Найменування	Значення
Глибина стисливої товщі (H_c)	6300,000 мм
Середнє значення модуля деформації ($E_{гр}$)	18066,169 кН/м ²
Середнє значення коефіцієнта Пуассона ($\nu_{гр}$)	0,364

Найменування	Значення
Усереднене значення модуля деформації ($E_{гр3}$)	47768,244 кН/м ²
Крен фундаменту (і)	0.000
Співвідношення напруг для обмеження глибини стисливої товщі	0,479
Обраний метод	1
C_1	3903,73 кН/м ³
C_2	13904,3кН/м

За результатами розрахунку прийнято коефіцієнти постелі $C_1 = 3903,73$ кН/м³ та $C_2 = 13904,3$ кН/м. Отримані значення використовуються для врахування деформативних властивостей ґрунтової основи у розрахунковій моделі фундаментної плити.

2.1.6 Визначення розрахункового опору основи

Таблиця 2.4 – Характеристики фундаменту і фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування	Значення
1 Геометричні дані фундаменту та підвалу	
Ширина підшви фундаменту	$b = 22,7$ м
Товщина фундаментної плити	$t_{pl} = 0,8$ м
Конструкція з підвалом	$\Pi = 1$
Товщина конструкції підлоги підвалу	$h_{cf} = 100$ мм
Розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу	$\gamma_{cf} = 24,53$ кН/м ³
Відмітка підшви фундаменту	–4,200 м
Відмітка планування ґрунту	–0,400 м
2 Фізико-механічні характеристики ґрунтів	
2.1 Пісок дрібний	
Потужність шару	$h_1 = 0,9$ м
Питома вага ґрунту	$\gamma_1 = 17,652$ кН/м ³
Кут внутрішнього тертя	$\varphi_1 = 31^\circ$
Коефіцієнт зчеплення ґрунту	$c_1 = 1$ кПа

Найменування	Значення
2.2 Суглинок	
Потужність шару	$h_2 = 3,6 \text{ м}$
Питома вага ґрунту	$\gamma_2 = 19,613 \text{ кН/м}^3$
Кут внутрішнього тертя	$\varphi_2 = 16^\circ$
Коефіцієнт зчеплення ґрунту	$c_2 = 16 \text{ кПа}$
2.3 Глина	
Потужність шару	$h_3 = 5,0 \text{ м}$
Питома вага ґрунту	$\gamma_3 = 26,478 \text{ кН/м}^3$
Кут внутрішнього тертя	$\varphi_3 = 10^\circ$
Коефіцієнт зчеплення ґрунту	$c_3 = 53 \text{ кПа}$
Кількість інженерно-геологічних шарів під подошвою фундаменту	$n = 3$
Усереднені контактні напруження під подошвою фундаменту	$R_z = 119 \text{ кПа}$

Для подальшого визначення розрахункового опору основи приймається коефіцієнт k_z згідно з ДБН В.2.1-10:2018:

$$k_z = if \left(b < 10\text{м}, 1, \frac{8\text{м}}{b} + 0,2 \right), \quad (2.9)$$

$$k_z = 0,552.$$

Товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту з боку підвалу визначається за формулою:

$$h_s = | z_{\text{план}} - z_{\text{під}} |, \quad (2.10)$$

$$h_s = 3,8\text{м}$$

Усереднене значення питомої ваги шарів ґрунту вище подошви фундаменту приймається:

$$\gamma'_{11} = 17,652 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

Глибина закладання фундаменту для безпідвальних споруд або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу визначається за формулою:

$$d_1 = \text{if} \left(\Pi \geq 1, h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{11}}, h_s \right), \quad (2.11)$$

$$d_1 = 3,939 \text{ м}$$

Відстань від рівня планування до підлоги підвалу становить:

$$d_b = 2 \text{ м}$$

Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, приймається:

$$c_{11} = c_1$$

Розрахунковий опір ґрунту визначається за формулою:

$$R_{\text{тр}} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma'_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{11}).$$

За результатами розрахунку:

$$R_{\text{тр}} = 375,461 \text{ кПа}$$

Перевірка умови міцності основи:

$$R_z < R_{\text{тр}}$$

$$119 \text{ кПа} < 375,461 \text{ кПа}$$

Отже, міцність ґрунтової основи під фундаментною плитою забезпечена. Прийняте значення розрахункового опору основи використовується для подальшого розрахунку осідання фундаменту.

2.1.7 Конструктивний розрахунок монолітної фундаментної плити

На рисунку 2.4 наведено розподіл вертикальних переміщень фундаментної плити за результатами розрахунку в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Отримані значення характеризують осідання плити та ґрунтової основи під дією навантажень від будівлі.

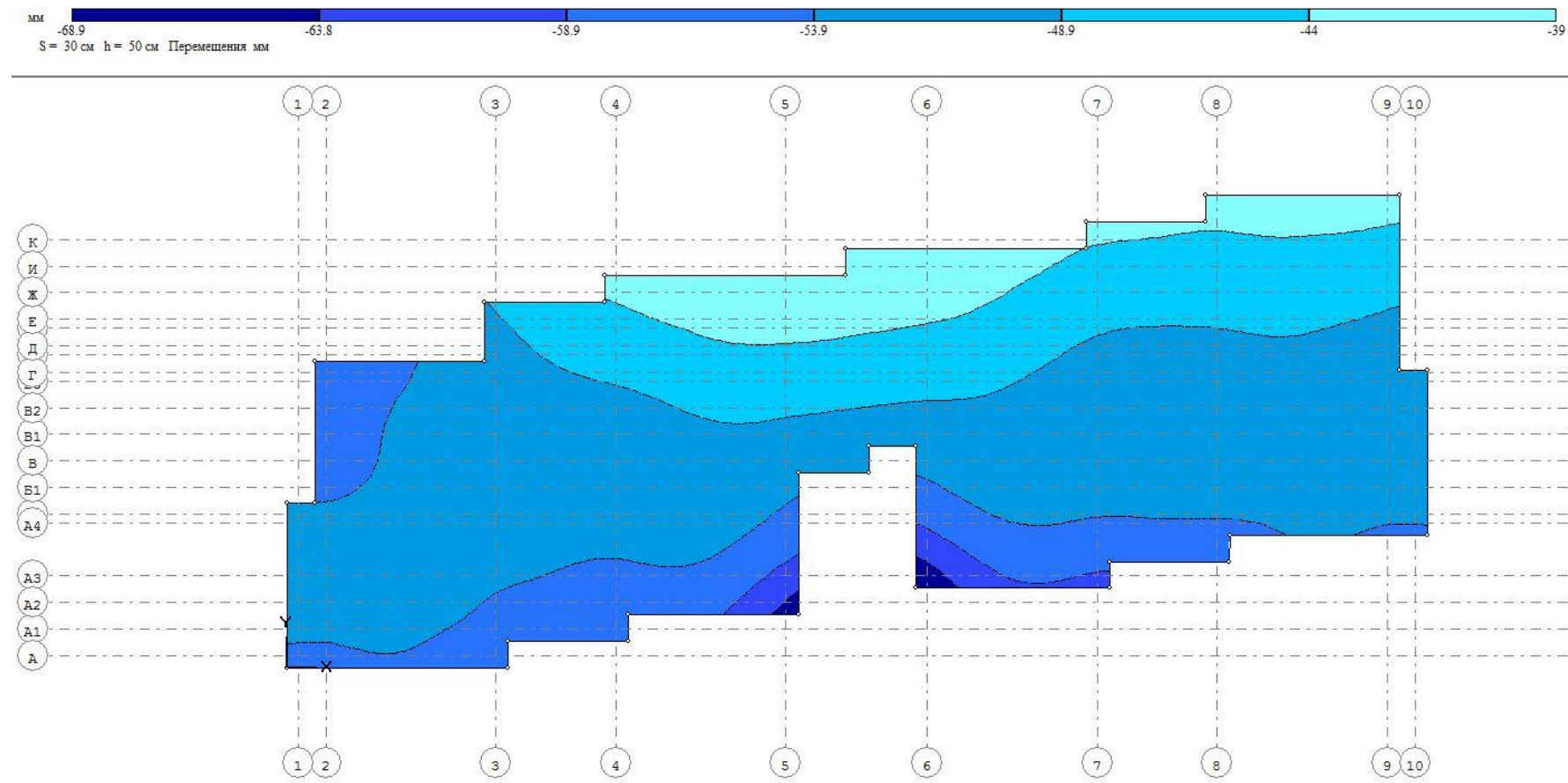


Рисунок 2.4 – Переміщення фундаментної плити, мм

На рисунку 2.4 наведено розподіл необхідної площі поздовжньої арматури фундаментної плити товщиною 0,5 м по напрямку поперечної грані з бетону класу С15/20. Результати отримані за розрахунком у програмному комплексі ЛІРА-АРМ і використовуються для подальшого призначення робочого армування плити.

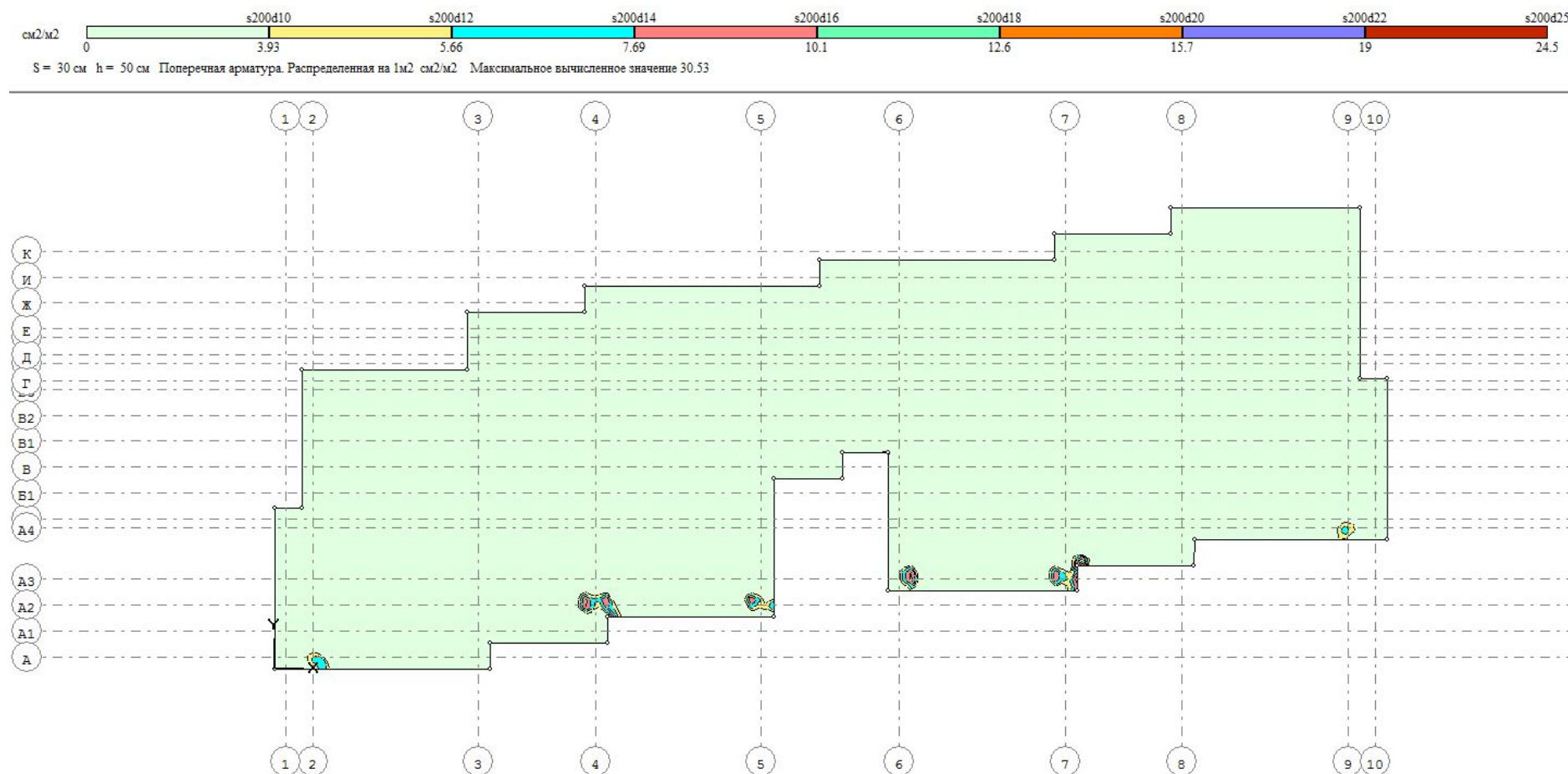


Рисунок 2.5 – Результат розрахунків армування фундаментної плити.

Площа перерізу поздовжньої арматури по напрямку поперечної грані, см²/м

На рисунку 2.5 наведено необхідну площу поздовжньої арматури по напрямку осі X у нижній грані фундаментної плити. Підвищені значення армування спостерігаються в зонах концентрації згинальних зусиль.

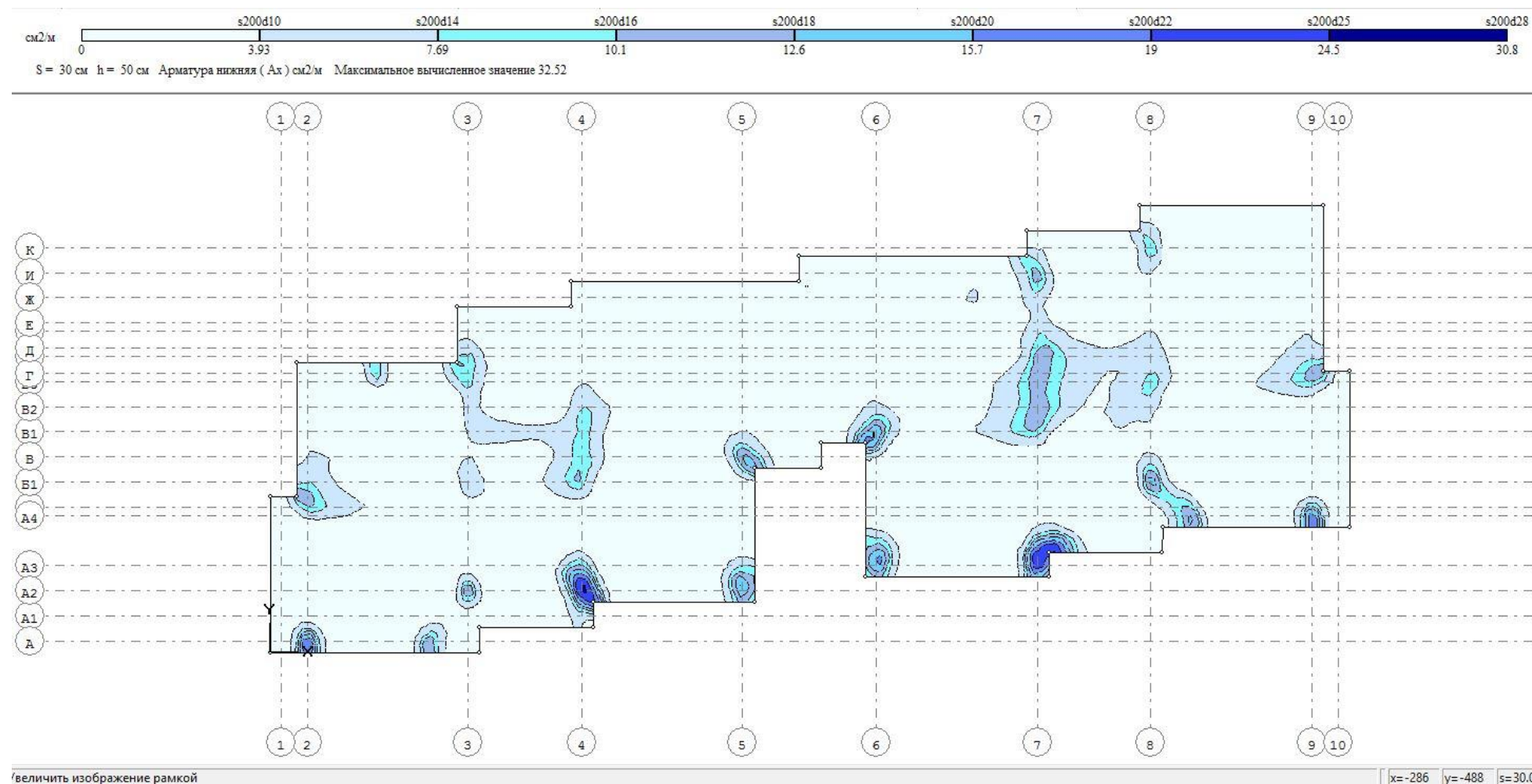


Рисунок 2.6 – Результат розрахунків армування фундаментної плити.

Площа перерізу поздовжньої арматури по напрямку осі X у нижньої грані, см²/м

На рисунку 2.6 наведено необхідну площу поздовжньої арматури по напрямку осі X у верхній грані фундаментної плити. Армування цієї зони призначається з урахуванням дії від'ємних згинальних моментів у плиті.

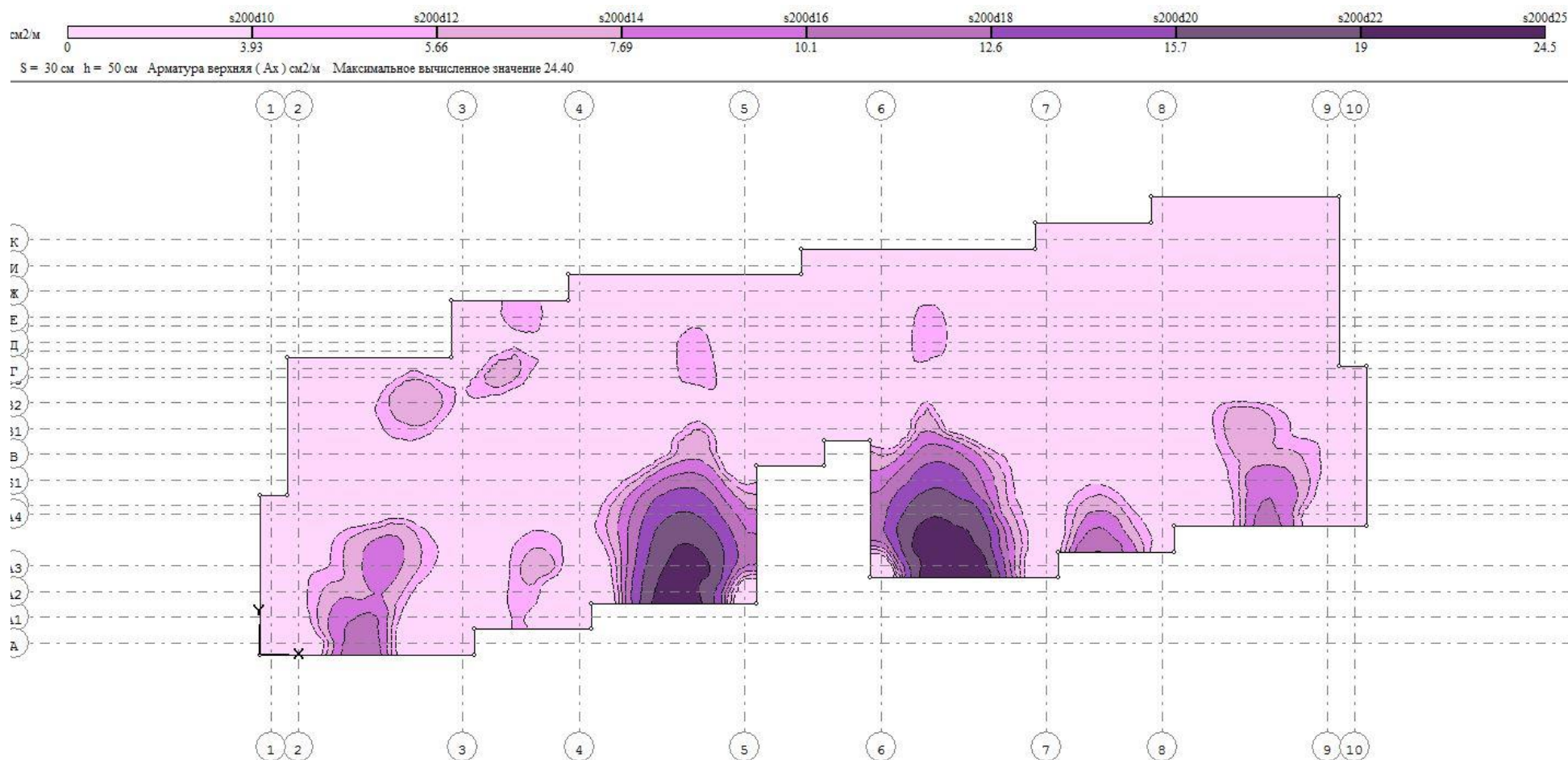


Рисунок 2.7 – Результат розрахунків армування фундаментної плити.

Площа перерізу поздовжньої арматури по напрямку осі X у верхньої грані, см²/м

Фонове армування Ø14 A400C кроком 200 мм. На рисунку 2.7 наведено ділянки, де за результатами розрахунку потрібне додаткове армування по напрямку осі X у нижній грані фундаментної плити. Додаткова арматура передбачається в зонах підвищених розрахункових зусиль.

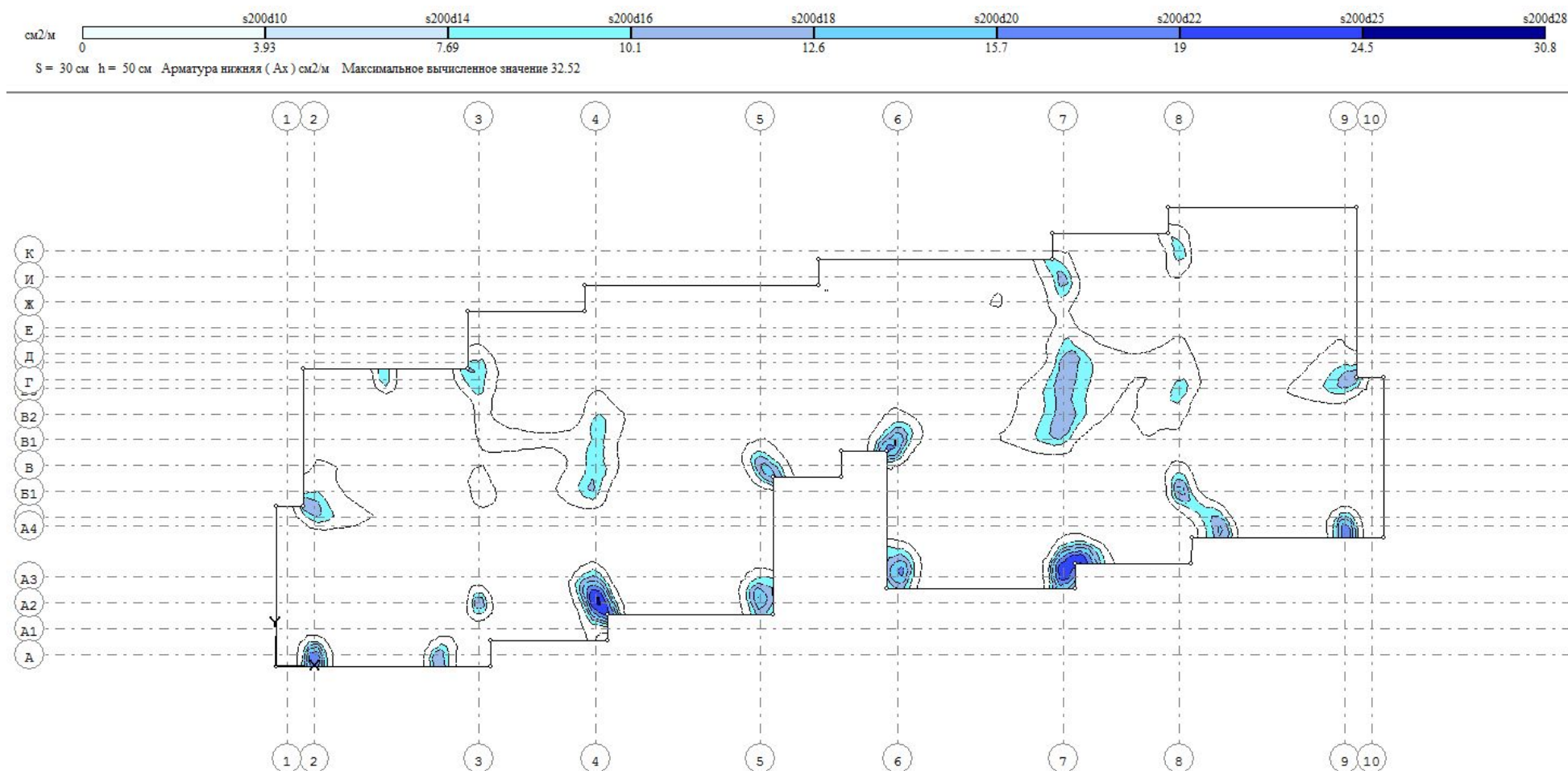


Рисунок 2.8 – Результат розрахунків армування фундаментної плити.

Площа перерізу повздовжньої арматури по напрямку осі X нижньої додаткової грані, cm^2/m

Фонове армування Ø12 A400С кроком 200 мм. На рисунку 2.8 наведено ділянки додаткового армування по напрямку осі Х у верхній грані фундаментної плити. Додаткове армування призначається в місцях виникнення підвищених від'ємних згинальних моментів.

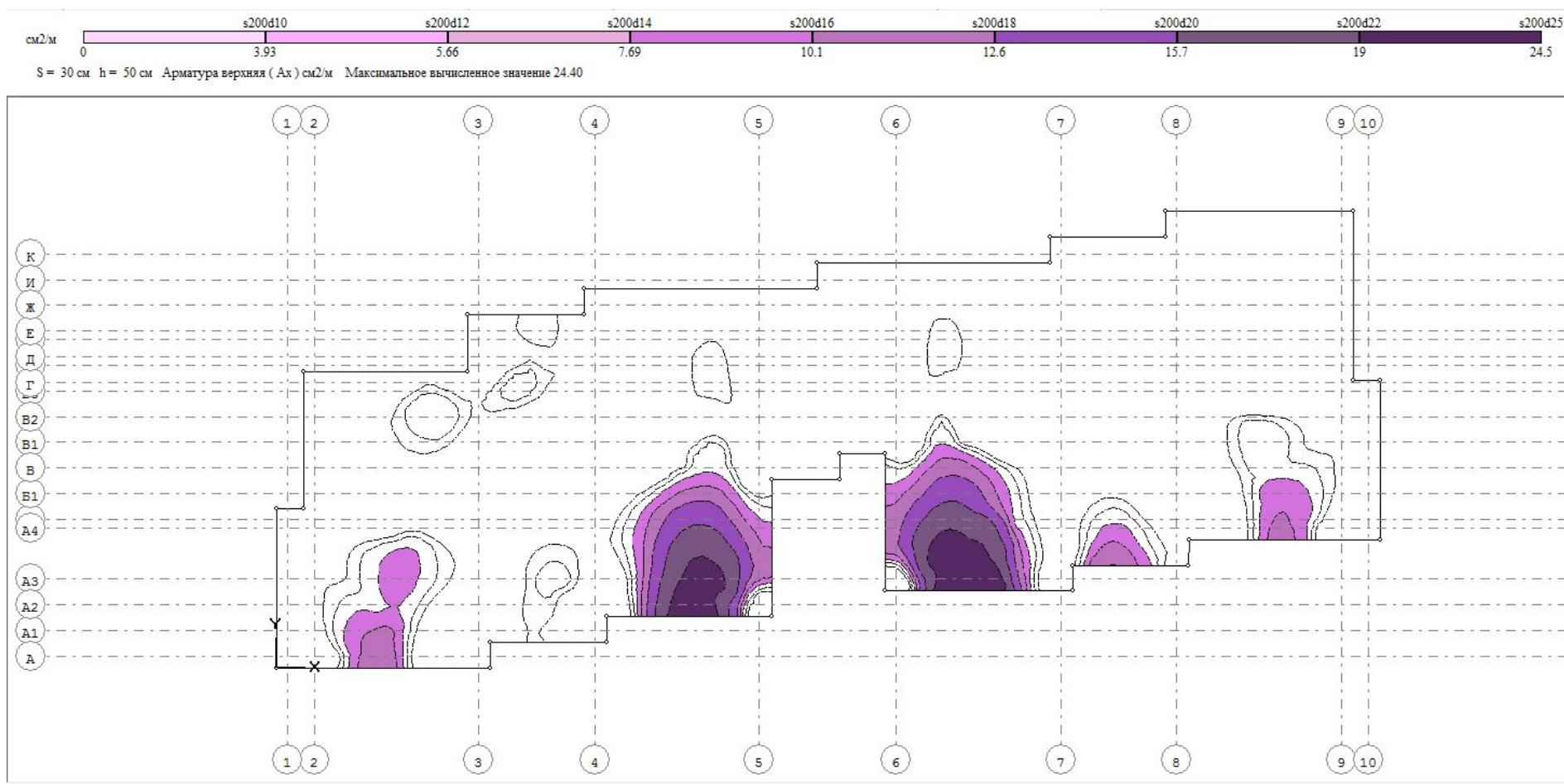


Рисунок 2.8 – Результат розрахунків армування фундаментної плити.

Площа перерізу повздовжньої арматури по напрямку осі Х верхньої додаткової грані, см²/м

На рисунку 2.9 наведено необхідну площу поздовжньої арматури по напрямку осі Y у верхній грані фундаментної плити. Результати враховуються при призначенні робочого армування в поперечному напрямку плити.

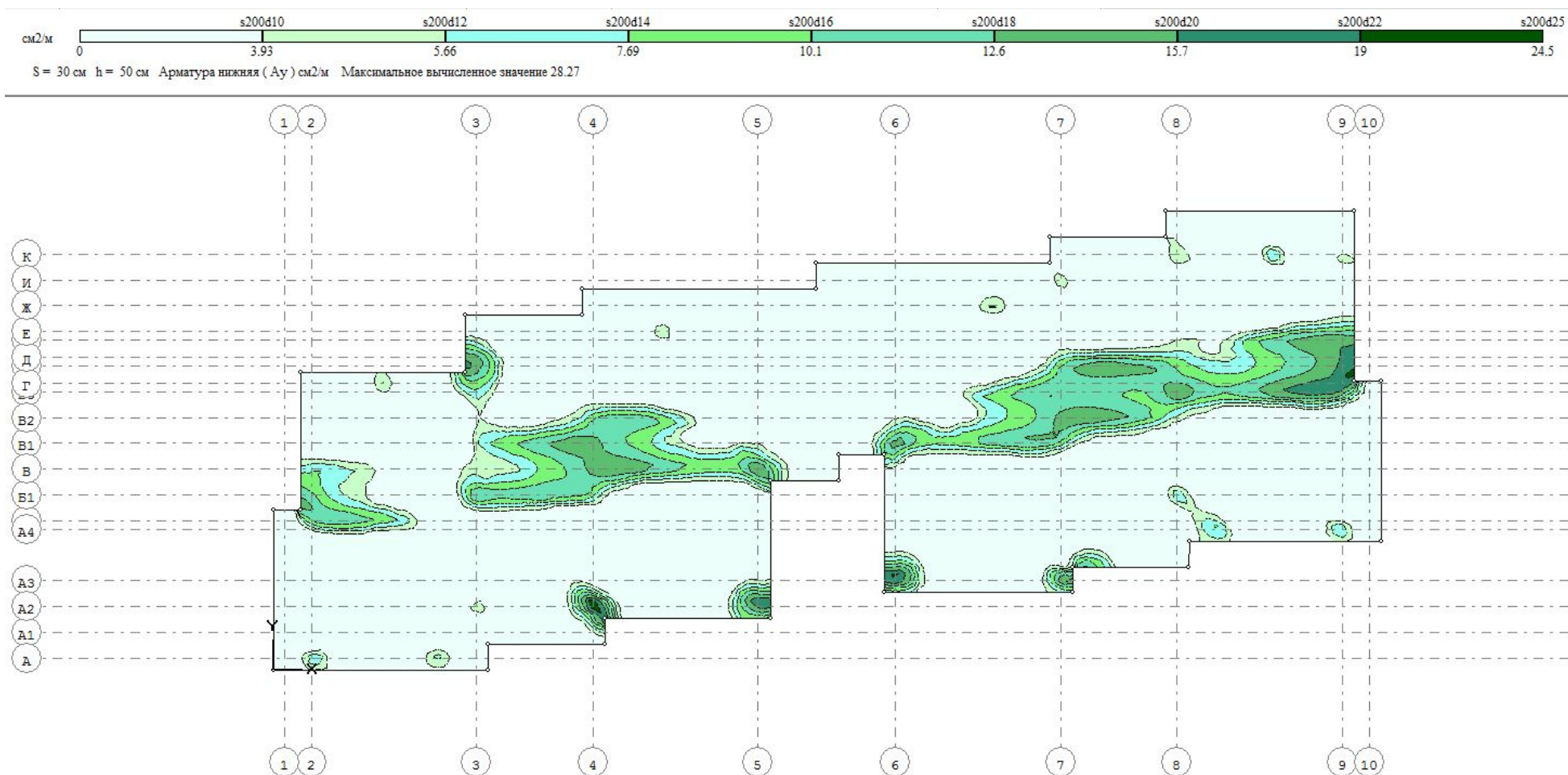


Рисунок 2.9 – Результат розрахунків армування фундаментної плити.

Площа перерізу поздовжньої арматури по напрямку осі Y верхньої грані, cm^2/m

На рисунку 2.10 наведено необхідну площу поздовжньої арматури по напрямку осі Y у нижній грані фундаментної плити. Армування призначається за результатами розрахунку напружено-деформованого стану плити з урахуванням розподілу згинальних зусиль у поперечному напрямку.

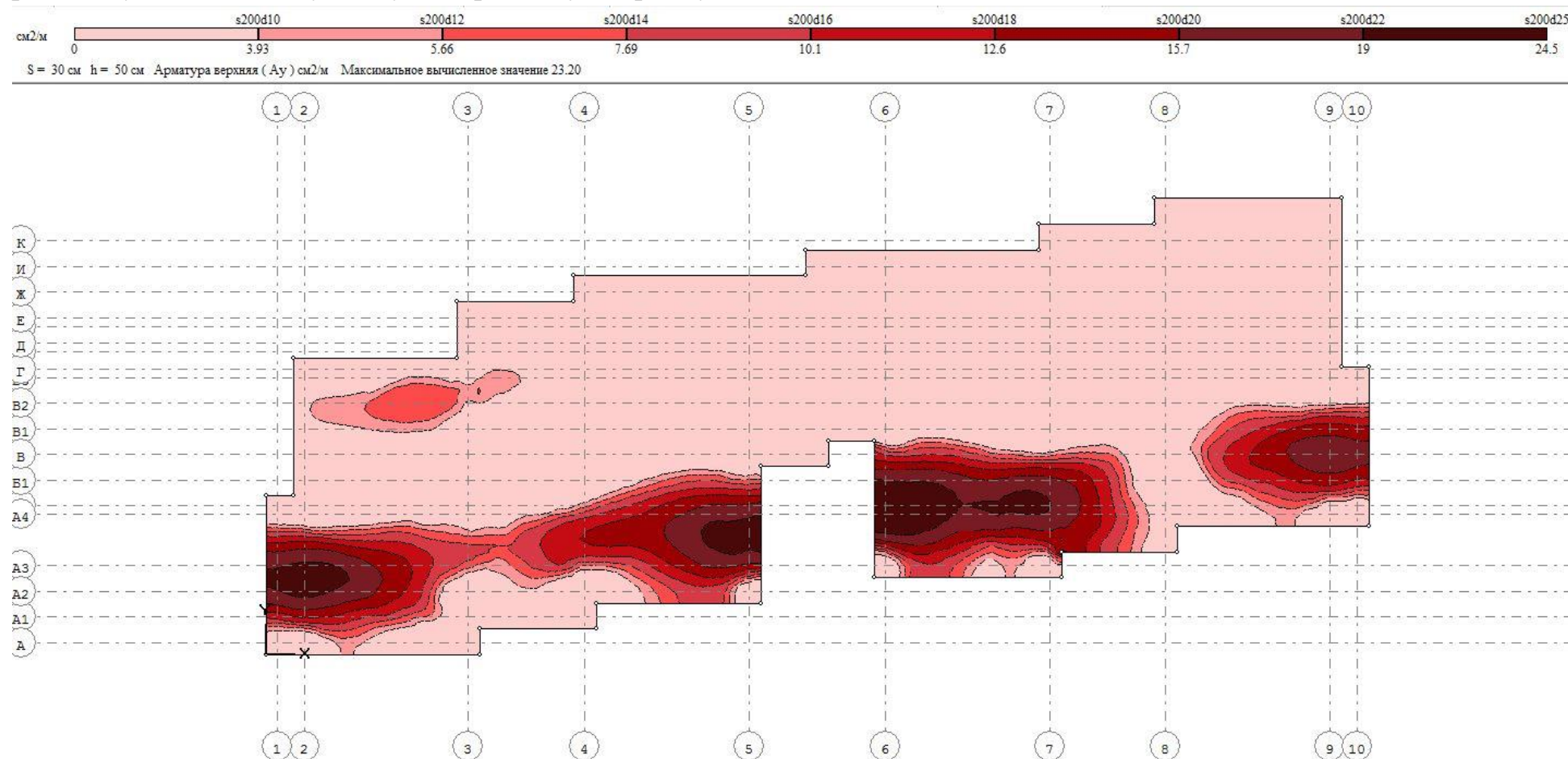


Рисунок 2.10 – Результат розрахунків армування фундаментної плити.

Площа перерізу поздовжньої арматури по напрямку осі Y нижньої грані, cm^2/m

Фонове армування $\varnothing 12$ А400С кроком 200 мм. На рисунку 2.11 наведено ділянки додаткового армування фундаментної плити по напрямку осі Y. Додаткові стрижні передбачаються в місцях локального збільшення розрахункових зусиль за результатами підбору арматури в ЛІРА-АРМ.

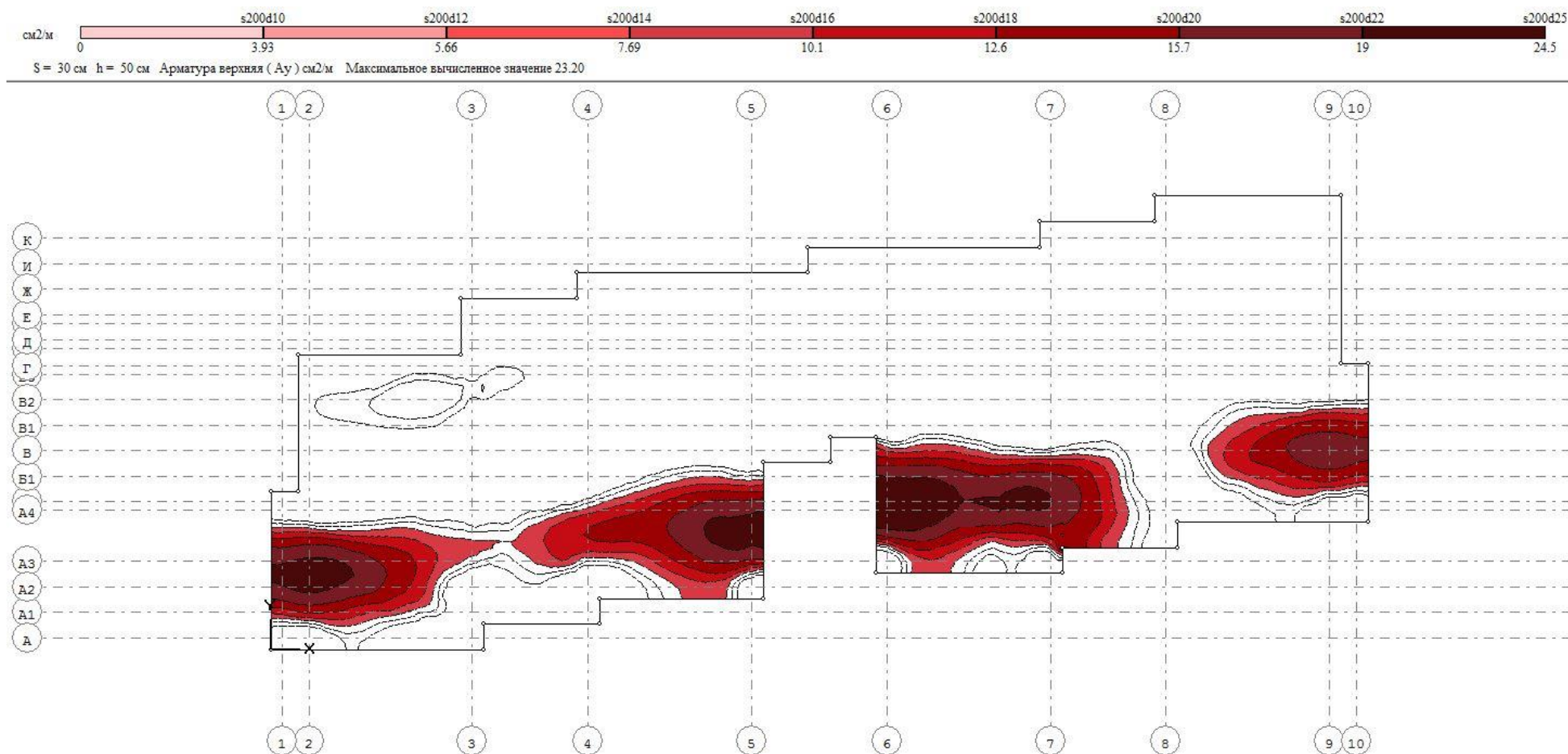


Рисунок 2.11 ділянки додаткового армування по напрямку осі Y у верхній грані фундаментної плити.

Додаткова арматура призначається в зонах підвищених розрахункових зусиль за результатами підбору в ЛІРА-АРМ.

Фонове армування $\varnothing 14$ A400С кроком 200 мм. На рисунку 2.12 показано ділянки додаткового армування по напрямку осі Y у нижній грані фундаментної плити. Отримані результати враховуються при остаточному призначенні робочої арматури плити.

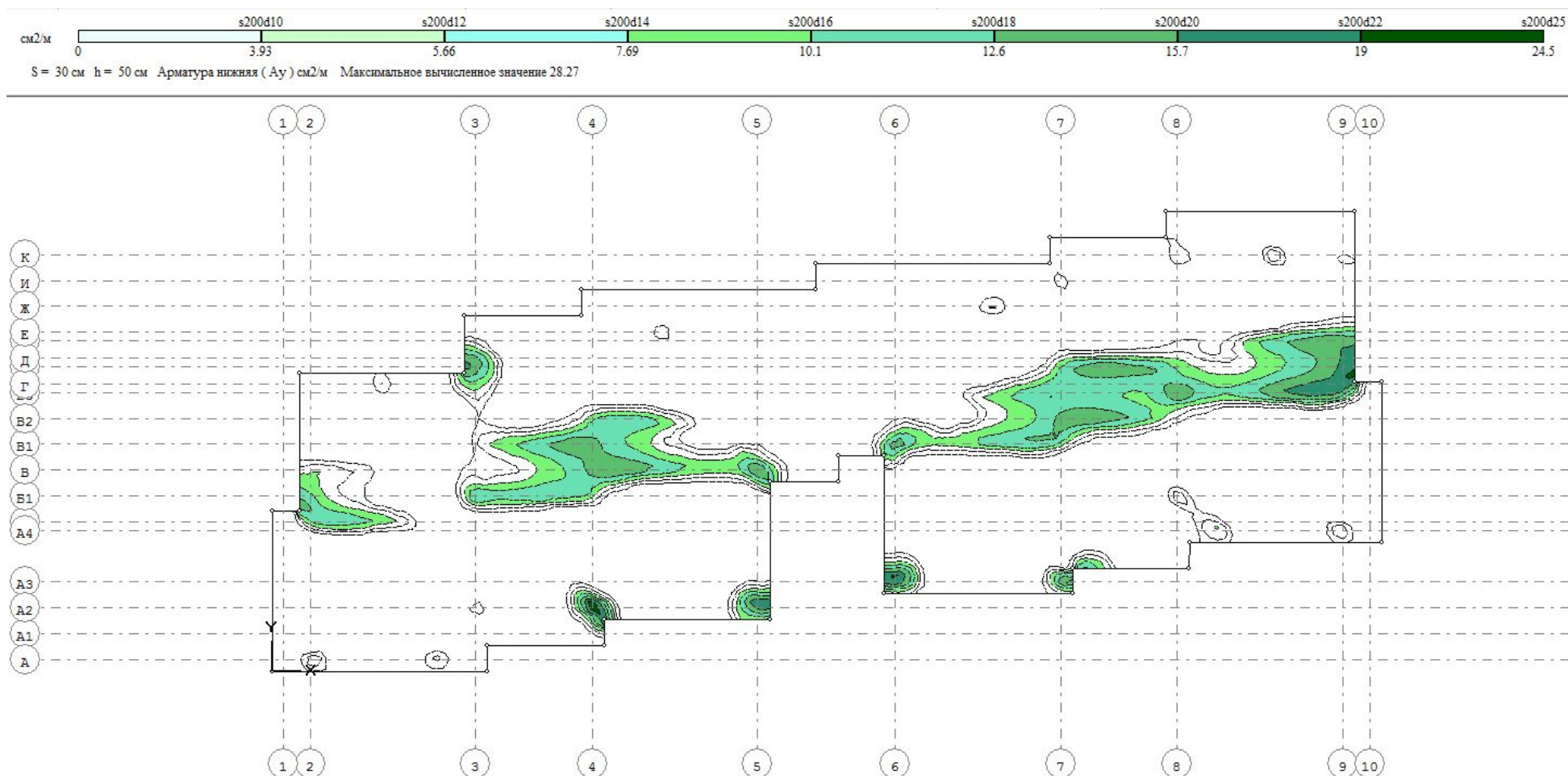


Рисунок 2.12 – Результаты расчета армування фундаментної плити.

Площа перерізу поздовжньої арматури по напрямку осі Y у нижній додатковій грані, cm^2/m

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту

У підрозділі розглядається робота основних несучих елементів надземної частини таунхаусу: монолітних плит перекриття, балок і колон каркаса. Будівля працює за каркасно-діафрагмовою схемою, де вертикальні навантаження сприймаються колонами та діафрагмами жорсткості, а монолітні перекриття забезпечують просторову сумісну роботу конструкцій.

Розрахунок виконується на дію постійних і тимчасових навантажень. Плити та балки перекриття розраховані в програмному комплексі МОНОМАХ-САПР. За результатами розрахунку визначаються переміщення, зусилля та необхідне армування конструктивних елементів.

2.2.1 Розрахунок та конструювання перекриття над підвалом

2.2.1.1 Визначення навантажень і зусиль плити перекриття

Для плити перекриття на відм. 0.000 виконано збір навантажень на 1 м² монолітного перекриття. У розрахунку враховано постійні навантаження від шарів підлоги та тимчасові експлуатаційні навантаження.

Таблиця 2.5 - Навантаження на 1м² монолітного перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м ²
<u>Постійна:</u>			
Мозаїчний бетон: $\delta = 0,025\text{м}$, $r = 22,0\text{ кН/м}^3$	0,55	1,2	0,66
Стяжка М150: $\delta = 0,02\text{м.}$, $r = 18\text{кН/м}^3$	0,36		0,432
Керамзитобетон: $\delta = 0,055\text{м}$, $r = 5,0\text{ кН/м}^3$	0,275		0,33
Від маси плити: $\delta = 0,2\text{ м}$, $\rho = 25,0\text{ кН/м}^3$ — 5,0	5		6,0
Перегородки з газосилікатних блоків: $\delta = 0,10\text{ м}$, $\rho = 8,0\text{ кН/м}^3$	0,8		0,96
Разом	6,985		$g = 8.382$
<u>Тимчасові навантаження:</u>			
Довготривале	0,35	1,3	0.455

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Короткочасне	1,15		1.495
Всього	8.485		10.332

За результатами збору навантажень повне нормативне навантаження на плиту перекриття становить $8,485 \text{ кН/м}^2$, а повне розрахункове навантаження — $10,332 \text{ кН/м}^2$. Отримані значення приймаються для подальшого розрахунку монолітної плити перекриття на відм. 0.000.

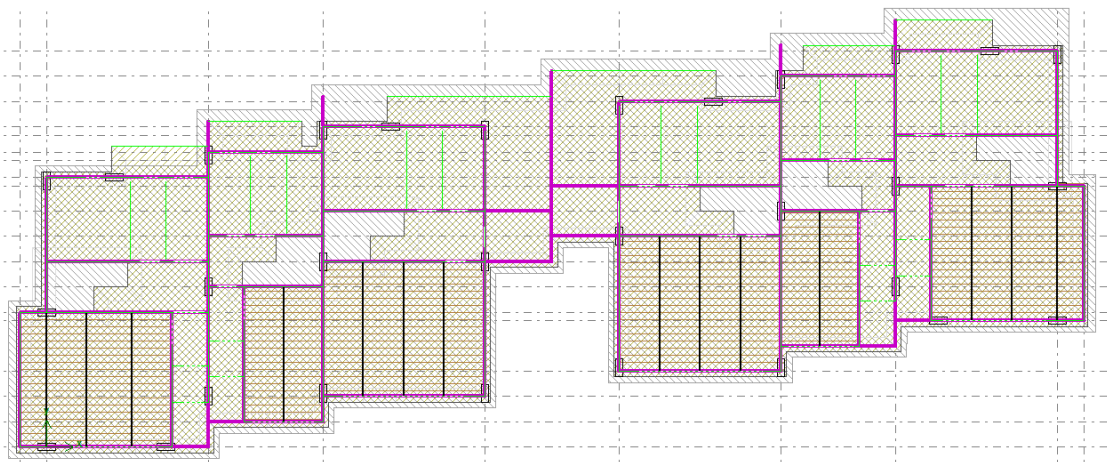


Рисунок 2.13 – План перекриття на відм. 0.000

Розрахунок та підбір арматури монолітної плити перекриття виконано за допомогою програмного комплексу МОНОМАХ-САПР.

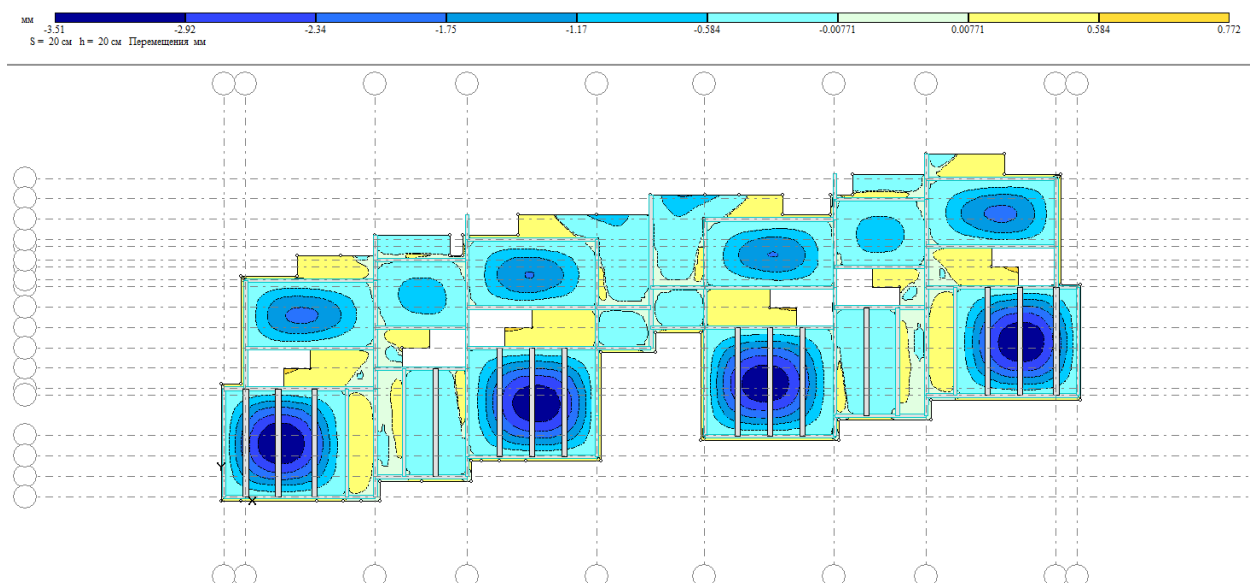


Рисунок 2.14 – Переміщення плити перекриття на відм. 0.000

Розподіл переміщень плити перекриття на відм. 0.000 за результатами розрахунку в програмному комплексі МОНОМАХ-САПР наведено нижче.

Отримані переміщення використовуються для оцінки деформативності конструкції.

2.2.1.2 Розрахунок та конструювання плити перекриття на відм. 0.000

Після оцінки переміщень плити перекриття виконується аналіз результатів підбору робочої арматури. На рисунку 2.15 наведено розподіл нижньої робочої арматури плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі Y (A_y).

Результати використовуються для призначення основного та додаткового армування монолітної плити.

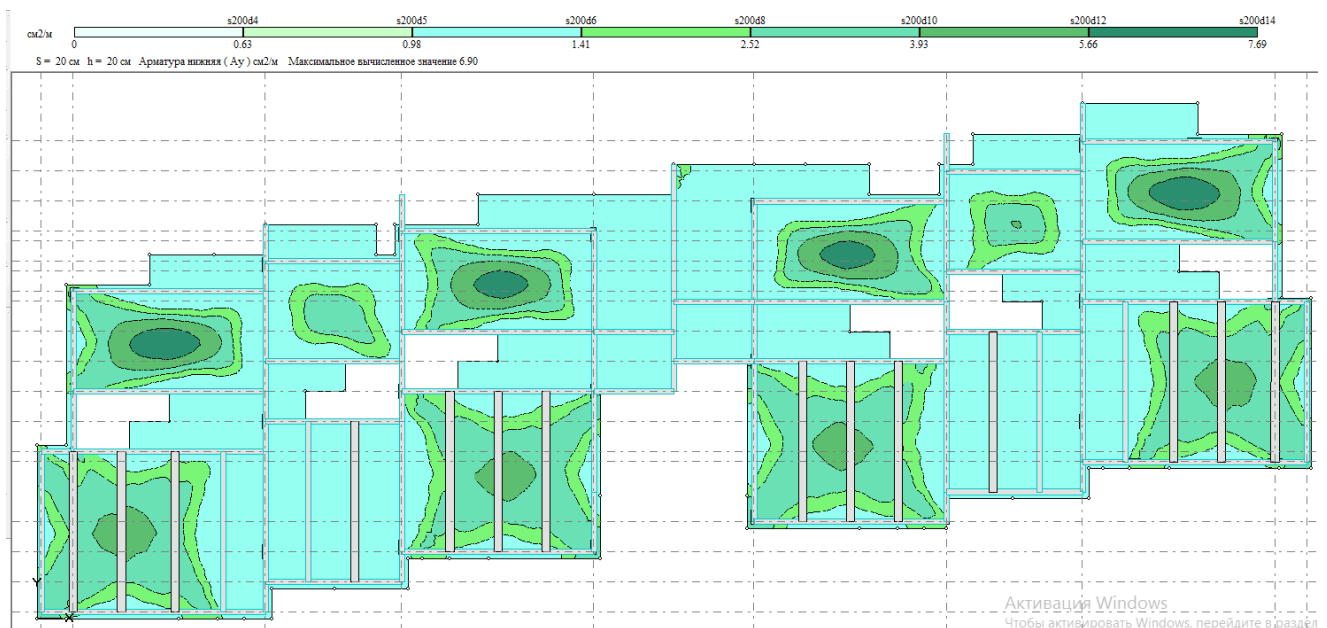


Рисунок 2.15 – Нижня арматура плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі Y (A_y)

На рисунку 2.16 наведено розподіл нижньої робочої арматури плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі X (A_x).

Отримані результати разом із даними армування у напрямку Y (A_y) використовуються для призначення нижнього армування монолітної плити перекриття.

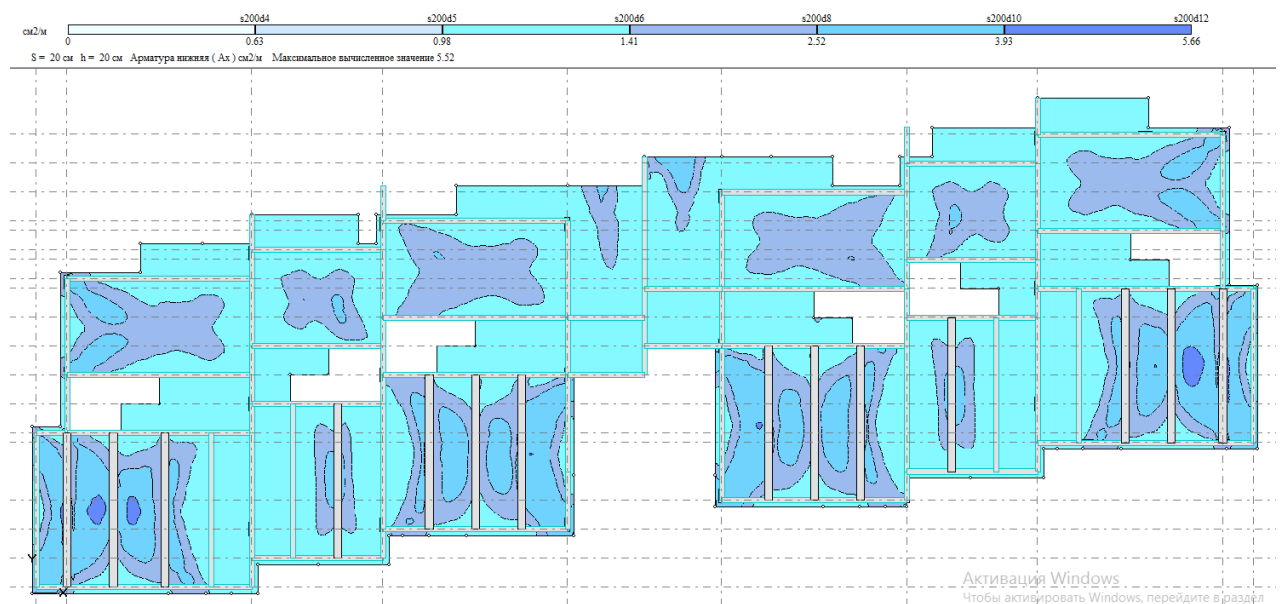


Рисунок 2.16 – Нижня арматура плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі X (A_x)

Після розгляду нижнього армування виконується аналіз верхньої робочої арматури плити перекриття. На рисунку 2.17 наведено розподіл верхньої арматури плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі X (A_x).

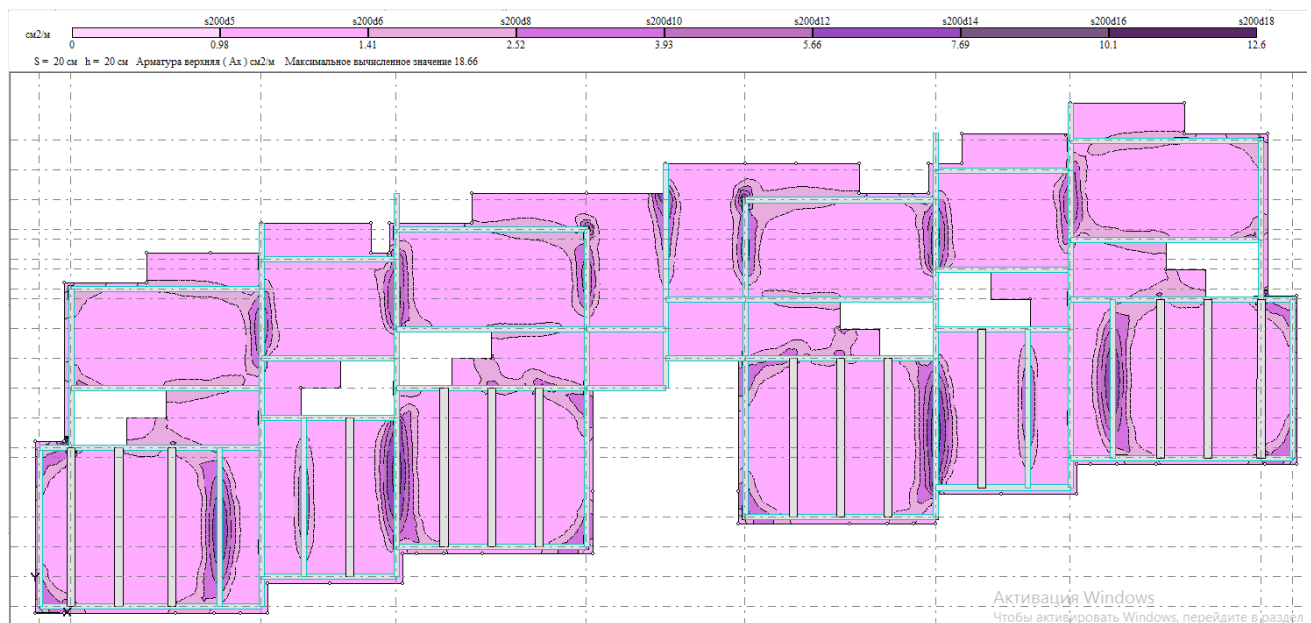


Рисунок 2.17 – Верхня арматура плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі X (A_x)

Розподіл верхньої робочої арматури плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі Y (A_y) можна побачити нижче на рис.2.18

Отримані результати разом із даними армування у напрямку осі X (A_x) використовуються для призначення верхнього армування монолітної плити.

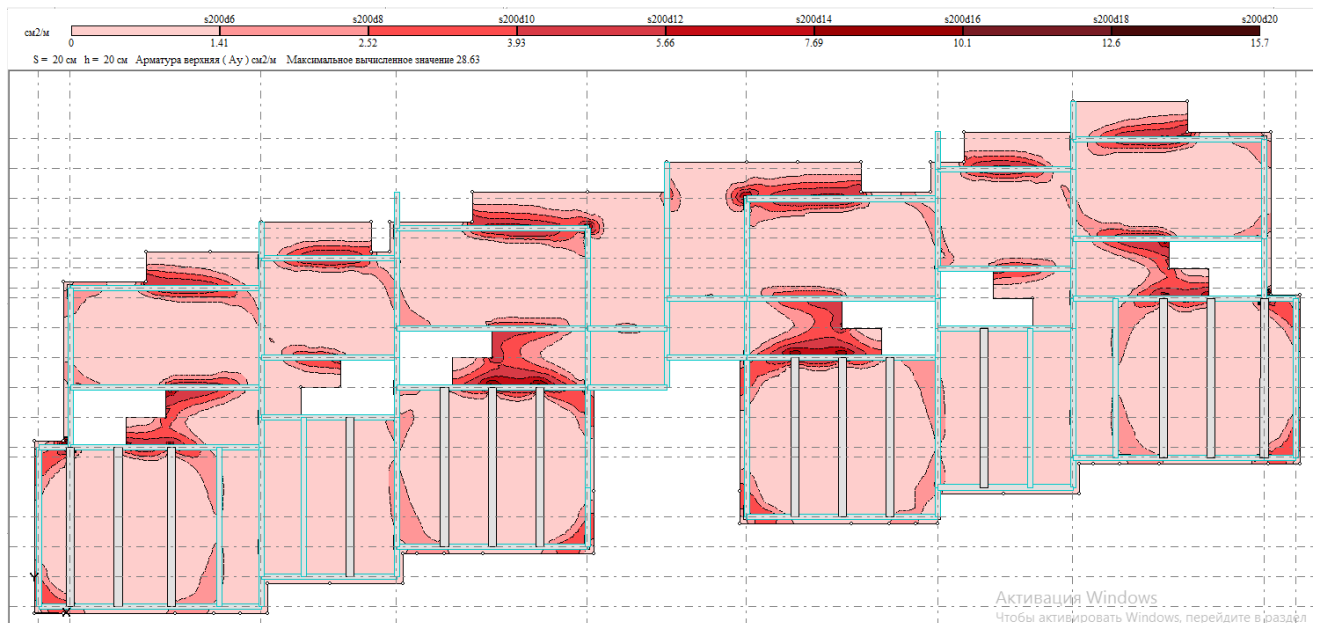


Рисунок 2.18 – Верхня арматура плити перекриття на відм. 0.000 у напрямку осі Y (A_y)

Згідно з результатами розрахунку для плити перекриття на відм. 0.000 приймається така арматура:

- основна нижня арматура вздовж осей X та Y — $\varnothing 12$ A400C з кроком 200 мм;
- основна верхня арматура — $\varnothing 12$ A400C з кроком 200 мм;
- додаткова нижня арматура вздовж осі Y — $\varnothing 12$ A400C з кроком 200 мм;
- додаткова верхня арматура — $\varnothing 14$ A400C з кроком 200 мм.

Прийняте армування забезпечує роботу монолітної плити перекриття на дію розрахункових навантажень та враховує розподіл зусиль у нижній і верхній зонах плити.

2.2.1.3 Розрахунок та конструювання балок перекриття на відм. 0.000

Для балок перекриття на відм. 0.000 виконується розрахунок на дію навантажень, що передаються від монолітної плити перекриття. За результатами

розрахунку визначаються переміщення, згинальні моменти, поперечні сили та необхідне армування балки.

Розрахунок балок виконано в програмному комплексі МОНОМАХ-САПР. Результати розрахунку наведено на рисунках 2.19–2.23.

На рисунку 2.19 наведено переміщення балки перекриття, отримані за результатами розрахунку. Вони використовуються для оцінки деформативності елемента.

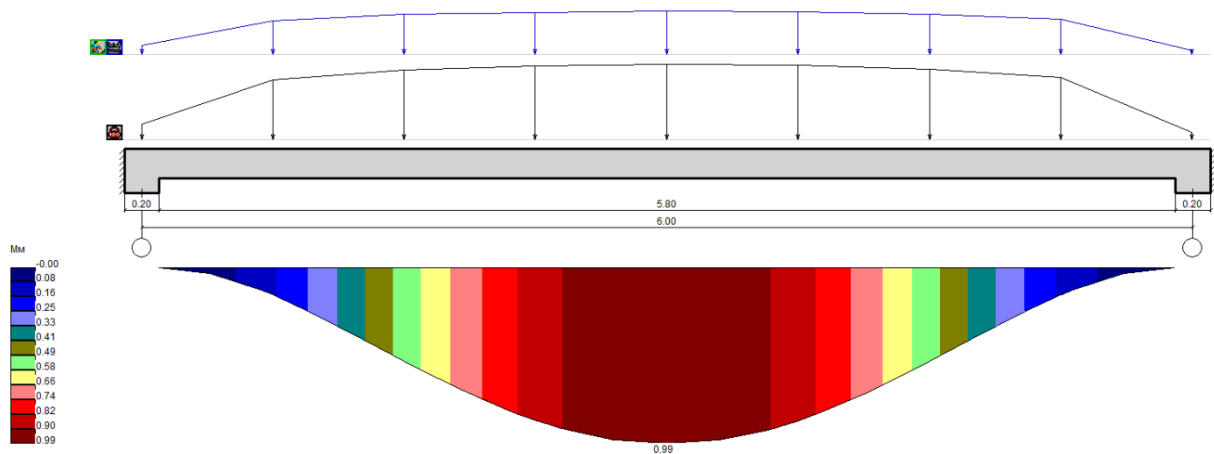


Рисунок 2.19 – Переміщення балки перекриття на відм. 0.000

Епюру згинальних моментів, за якою визначаються ділянки найбільших згинальних зусиль можна побачити нижче на рис. 2.20.

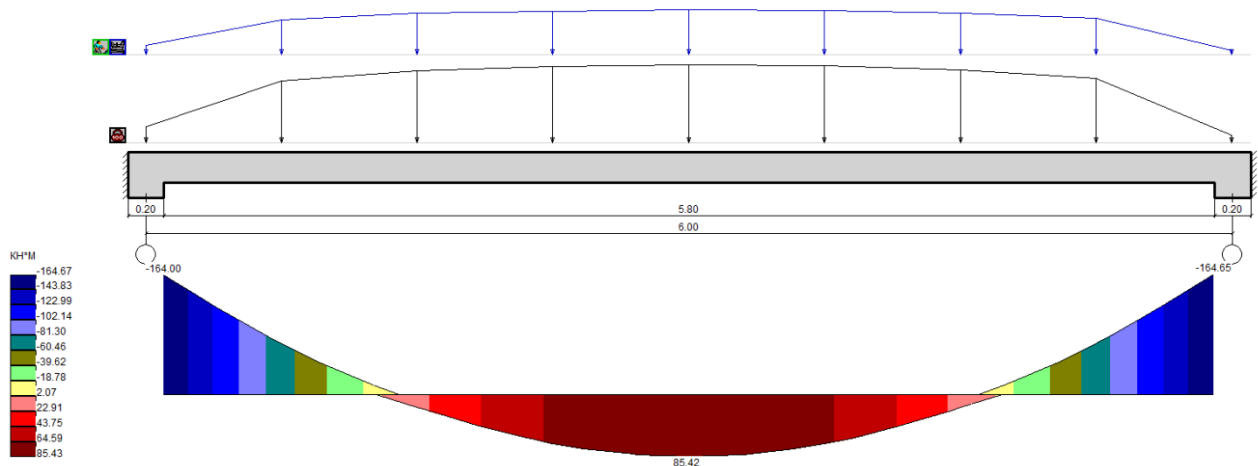


Рисунок 2.20 – Епюра згинальних моментів балки перекриття на відм. 0.000

На рисунку 2.21 наведено епюру поперечних сил, що використовується для призначення поперечного армування балки.

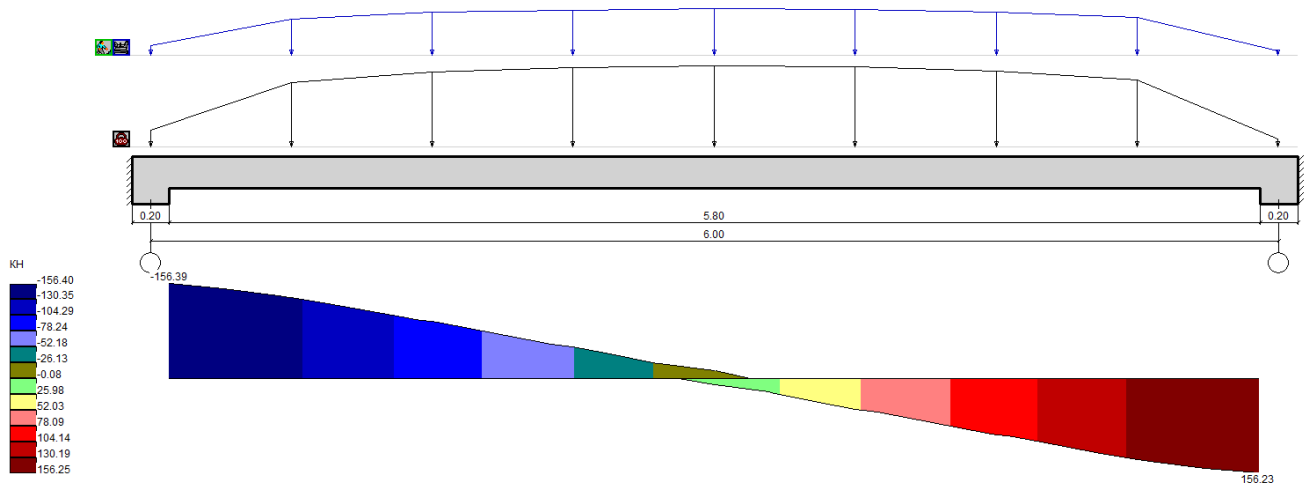


Рисунок 2.21 – Епюра поперечних сил балки перекриття на відм. 0.000

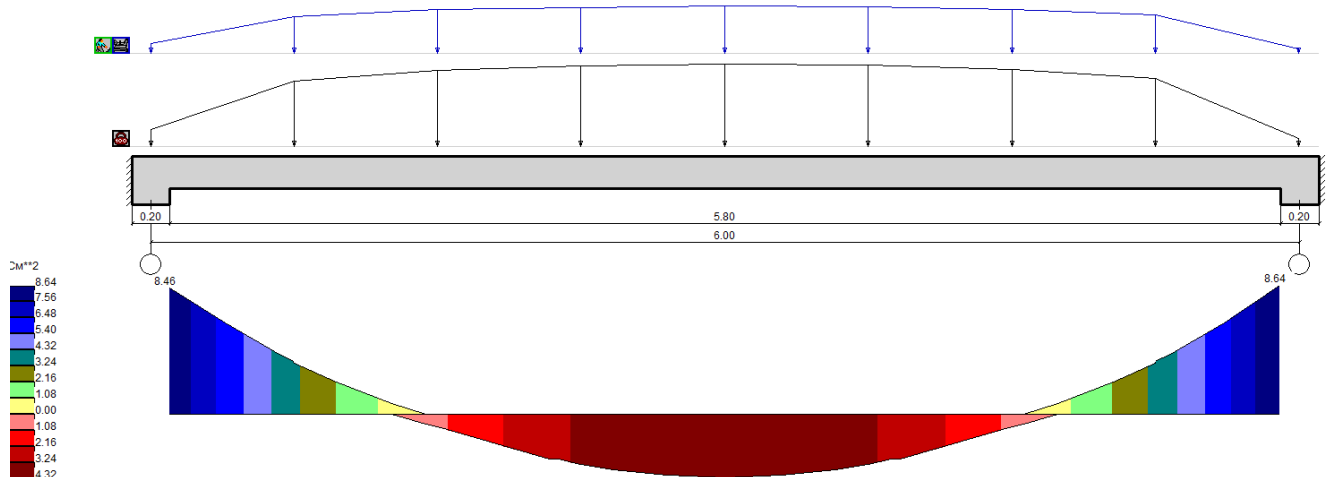


Рисунок 2.22 – Поздовжнє армування балки перекриття на відм. 0.000

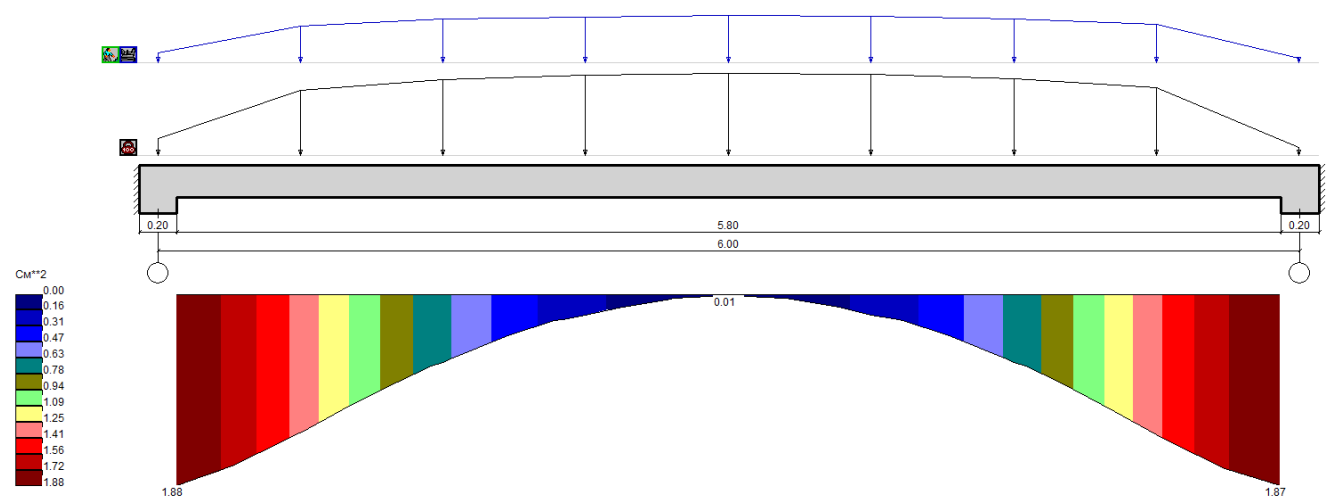


Рисунок 2.23 – Поперечне армування балки перекриття на відм. 0.000

За результатами розрахунку для балки перекриття на відм. 0.000 прийнято бетон класу С20/25. Армування виконується в'язаним каркасом: верхня поздовжня арматура – 2Ø14 А400С, нижня поздовжня арматура – 2Ø18 А400С, поперечна арматура – Ø8 А240С з кроком 200 мм та 400 мм.

Прийняте армування забезпечує сприйняття згинальних моментів і поперечних сил, що виникають у балці під дією розрахункових навантажень.

2.2.2 Розрахунок та конструювання перекриття типового поверху

2.2.2.1 Визначення навантажень і зусиль плити перекриття типового поверху

Таблиця 2.6 - Навантаження на 1м² монолітного перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м ²
<u>Постійна:</u>			
Мозаїчний бетон: $\delta = 0,025\text{м}$, $r = 22,0\text{кН/м}^3$	0,55	1,2	0,66
Стяжка М150: $\delta = 0,02\text{м}$, $r = 18\text{кН/м}^3$	0,36		0,432
Керамзитобетон: $\delta = 0,055\text{м}$, $r = 5,0\text{кН/м}^3$	0,275		0,33
Власна вага монолітної плити: $\delta = 0,20\text{м}$, $\rho = 25,0\text{кН/м}^3$	5,0		6,0
Перегородки з газосилікатних блоків: $\delta = 0,10\text{м}$, $\rho = 8,0\text{кН/м}^3$	0,8		0,96
Разом	6,985		$g = 8.382$
<u>Тимчасові навантаження:</u>			
Довготривале	0,35	1,3	0.455
Короткочасне	1,15		1.495
Всього	8.485		10.332

За результатами збору навантажень повне нормативне навантаження на плиту перекриття типового поверху становить 8,485 кН/м², а повне розрахункове навантаження — 10,332 кН/м².

Отримані значення приймаються для подальшого розрахунку монолітної плити перекриття типового поверху.



Рисунок 2.24 – План перекриття типового поверху

2.2.2.2 Розрахунок та конструювання плити перекриття типового поверху

План монолітного перекриття типового поверху, за яким в свою чергу виконується розрахунок плити та підбір робочої арматури наведено вище.

Розрахунок та підбір арматури у монолітній ділянці виконано за допомогою програмного комплексу МОНОМАХ.

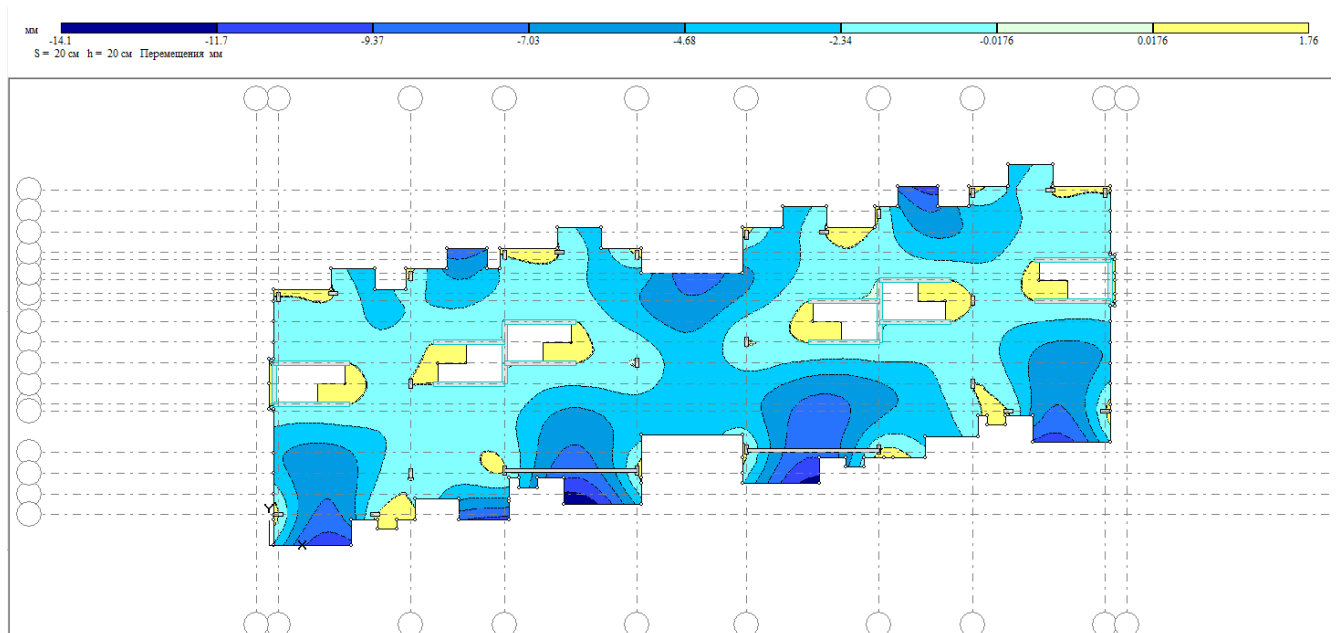


Рисунок 2.25 – Переміщення плити перекриття типового поверху.

Розподіл переміщень плити перекриття типового поверху, отриманий за результатами розрахунку в програмному комплексі МОНОМАХ-САПР, наведено на рисунку 2.25. Ці дані використовуються для оцінки деформативності монолітної плити.

Після оцінки переміщень виконується аналіз результатів підбору робочої арматури. Схеми нижнього та верхнього армування плити перекриття типового поверху в напрямках осей X та Y подано на рисунках 2.26–2.29.

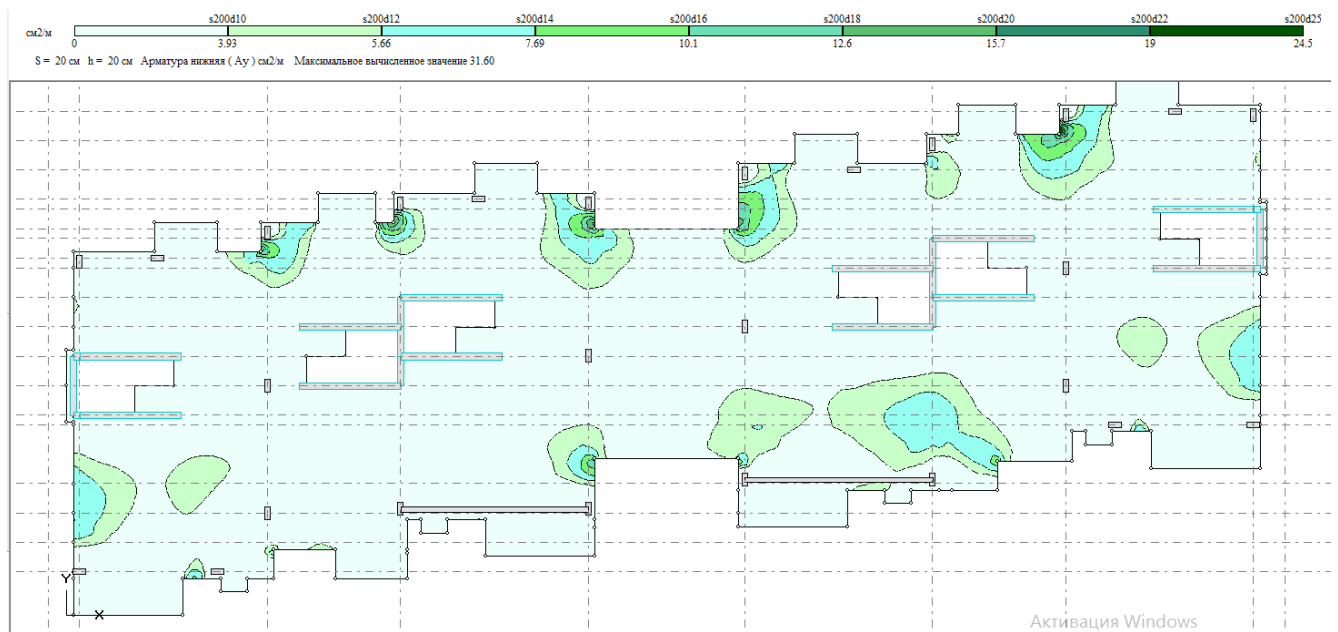


Рисунок 2.26 – Нижня арматура плити перекриття типового поверху у напрямку осі Y (A_y)

Розподіл нижньої робочої арматури у напрямку осі Y (A_y) показано на рисунку 2.26. Отримані результати враховуються при призначенні нижнього армування монолітної плити.

Далі на рисунку 2.27 наведено розподіл нижньої робочої арматури плити перекриття типового поверху у напрямку осі X (A_x). Разом із армуванням у напрямку Y (A_y) ці результати використовуються для призначення нижньої сітки армування плити.

Результати підбору нижньої арматури у напрямку осі X (A_x) наведено на рисунку 2.27. Разом із армуванням у напрямку Y (A_y) вони використовуються для формування нижньої сітки армування плити.

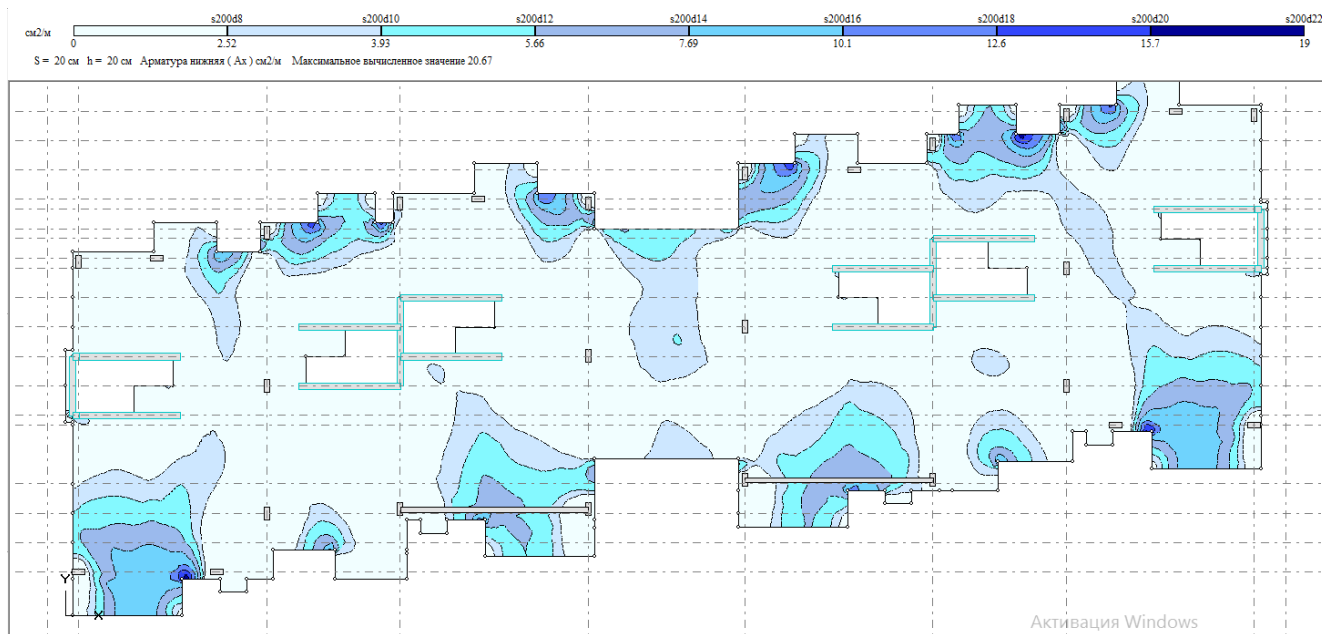


Рисунок 2.27 – Нижня арматура плити перекриття типового поверху у напрямку осі X (A_x)

Слідом побачимо рисунок 2.28, що ілюструє розподіл верхньої робочої арматури у напрямку осі X (A_x). Армування цієї зони призначається з урахуванням дії від'ємних згинальних моментів.

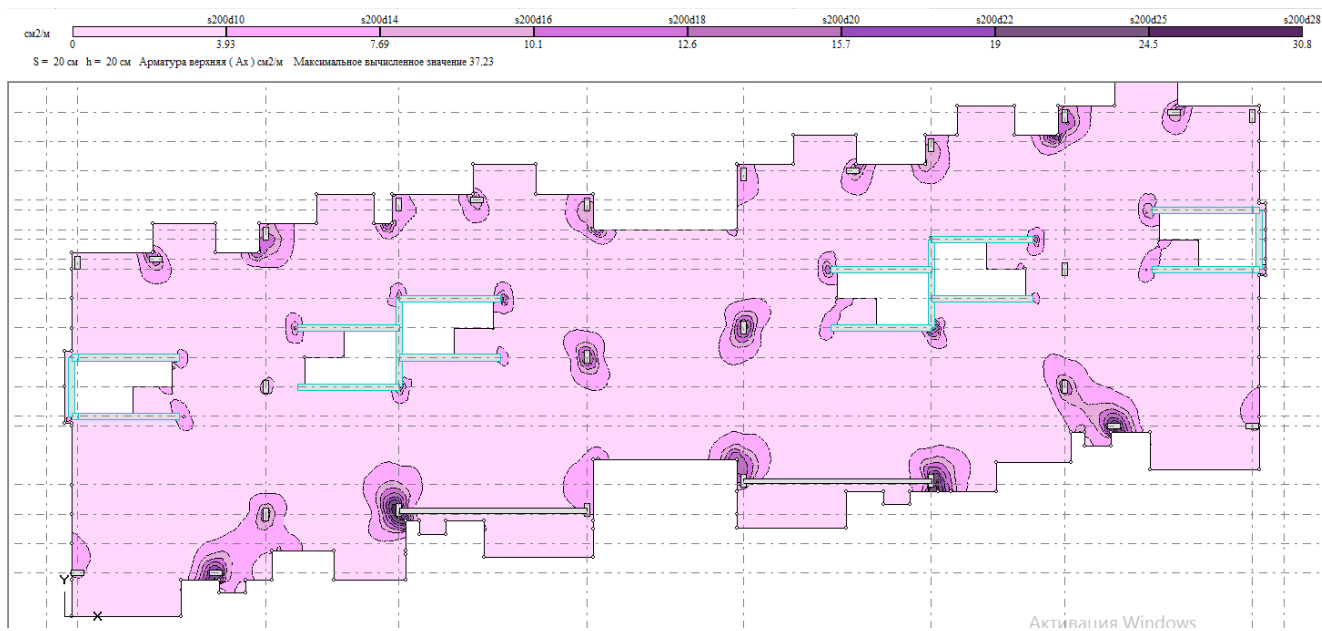


Рисунок 2.28 – Верхня арматура плити перекриття типового поверху у напрямку осі X (A_x)

Дані щодо верхнього армування у напрямку осі Y (A_y) подано на рисунку 2.29. Вони враховуються при остаточному призначенні верхньої сітки армування монолітної плити.

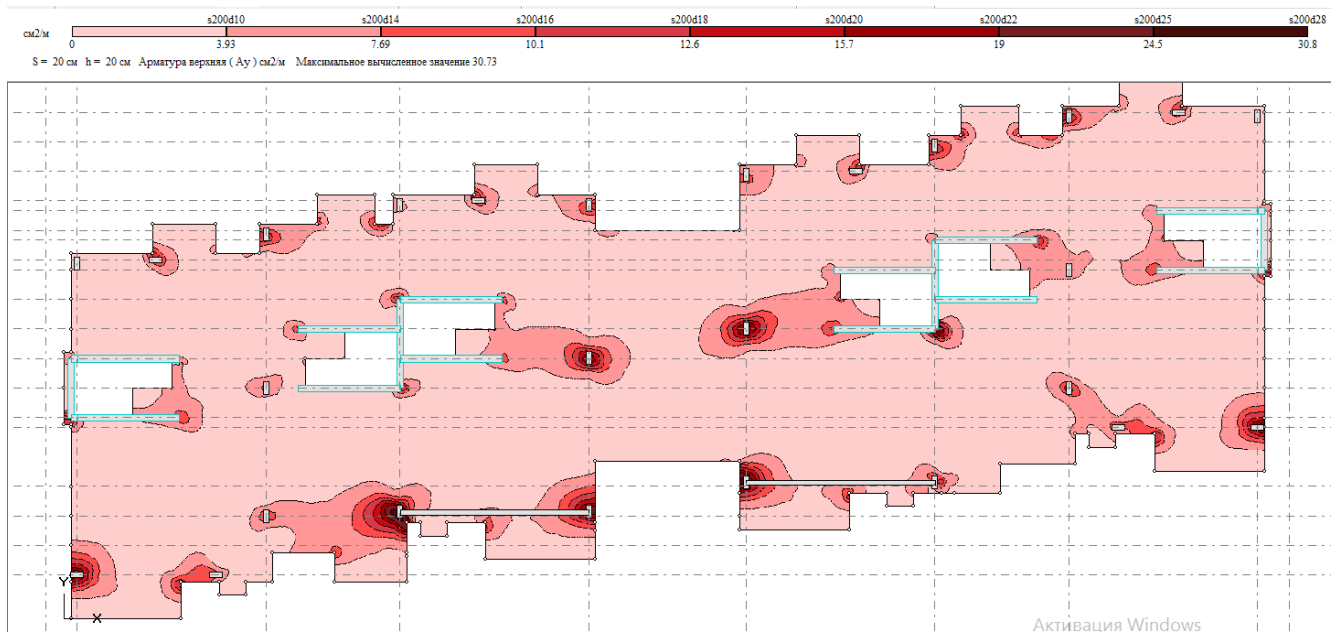


Рисунок 2.29 – Верхня арматура плити перекриття типового поверху у напрямку осі Y (A_y)

За результатами розрахунку для плити перекриття типового поверху приймається така арматура:

- основна нижня арматура вздовж осей X та Y — $\varnothing 14$ A400C з кроком 200 мм;
- основна верхня арматура — $\varnothing 14$ A400C з кроком 200 мм;
- додаткова верхня арматура — $\varnothing 18$ A400C з кроком 200 мм.

Прийняте армування враховує розподіл зусиль у плиті перекриття та забезпечує її роботу під дією розрахункових постійних і тимчасових навантажень.

2.2.2.3 Розрахунок та конструювання балок перекриття типового поверху

Для балок перекриття типового поверху виконується розрахунок на дію навантажень від монолітної плити перекриття. За результатами розрахунку визначаються переміщення, згинальні моменти, поперечні сили та необхідне поздовжнє і поперечне армування.

Результати розрахунку балок типового поверху наведено на рисунках 2.30–2.34.

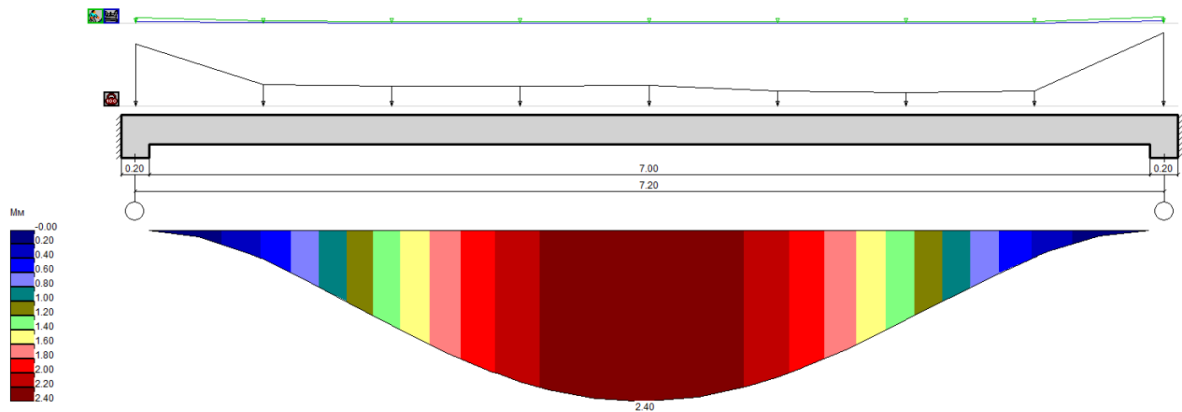


Рисунок 2.30 – Переміщення балки перекриття типового поверху

Переміщення балки типового поверху, отримані за результатами розрахунку, використовуються для оцінки деформативності елемента.

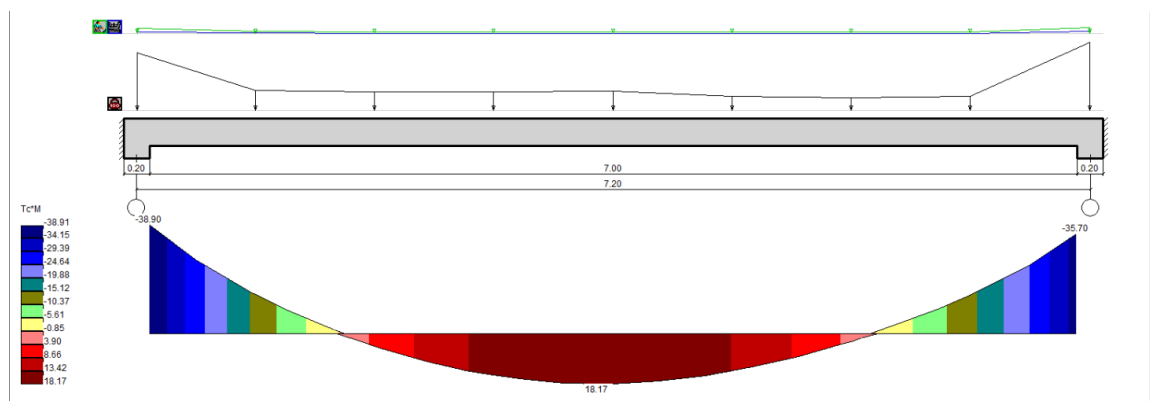


Рисунок 2.31 – Епюра згинальних моментів балки перекриття типового поверху

Епюра згинальних моментів дає змогу визначити ділянки найбільших розрахункових зусиль і прийняти необхідне поздовжнє армування.

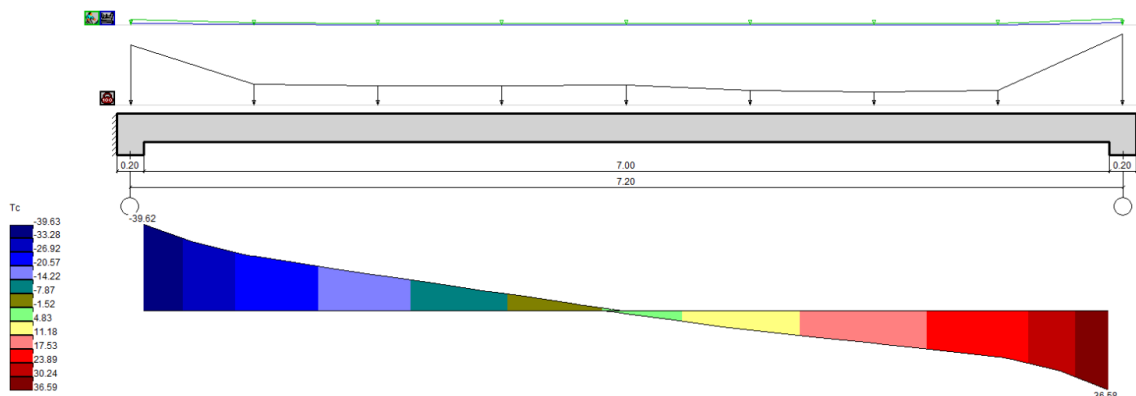


Рисунок 2.32 – Епюра поперечних сил балки перекриття типового поверху

В свою чергу епюра поперечних сил використовується для призначення поперечного армування балки.

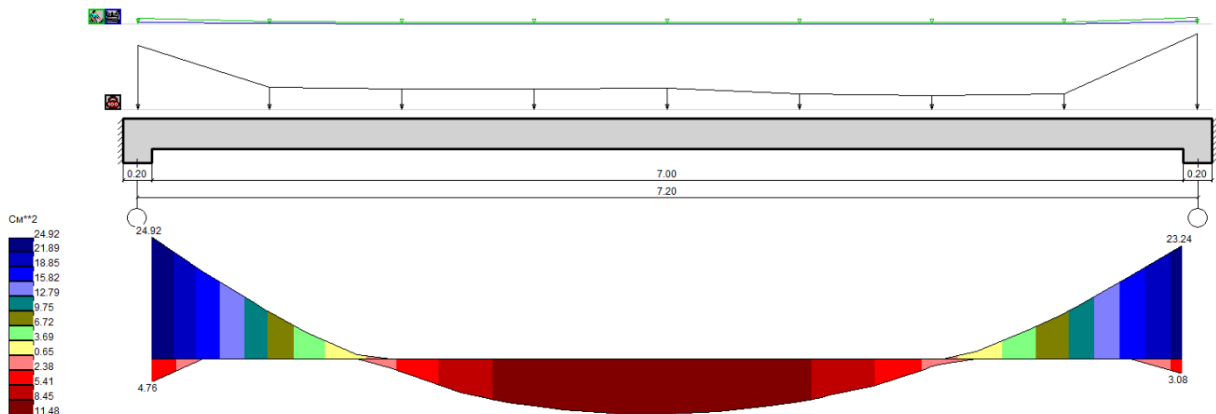


Рисунок 2.33 – Поздовжнє армування балки перекриття типового поверху

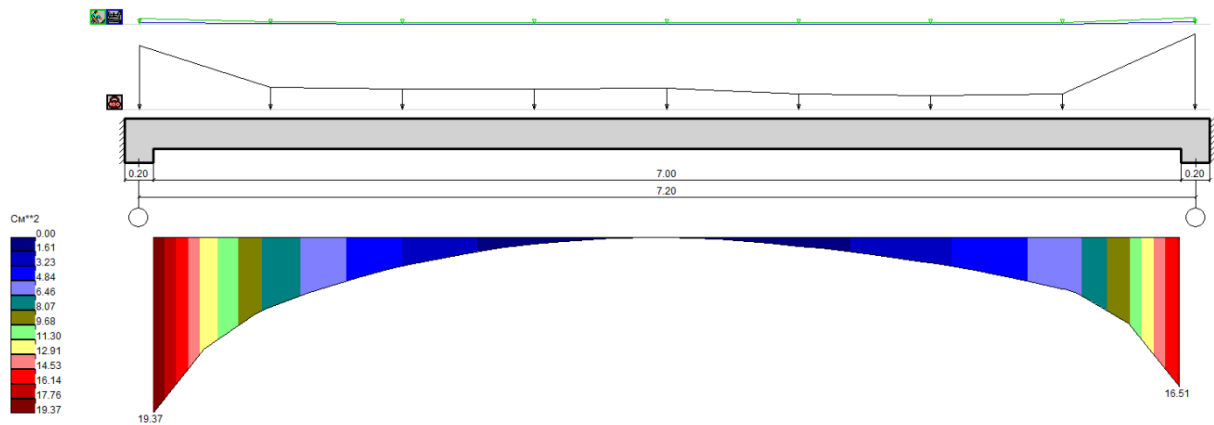


Рисунок 2.34 – Поперечне армування балки перекриття типового поверху

За результатами розрахунку для балки перекриття типового поверху прийнято бетон класу C20/25. Армування виконується в'язаним каркасом: верхня поздовжня арматура — 2Ø22 A400C, нижня поздовжня арматура — 2Ø25 A400C, поперечна арматура — 2Ø10 A240C з кроком 200 мм та 400 мм.

Прийняте армування забезпечує сприйняття згинальних моментів і поперечних сил, що виникають у балці типового поверху під дією розрахункових навантажень.

2.2.3 Розрахунок та конструювання колони

Каркас будівлі запроектований залізобетонним з монолітними перекриттями. Конструктивна схема працює як рамно-в'язева у двох напрямках і сприймає

вертикальні та горизонтальні навантаження. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою колон, монолітних перекриттів і вертикальних діафрагм жорсткості.

Для розрахунку прийнято монолітну залізобетонну колону каркаса. Розрахунок виконується з урахуванням навантажень від покриття, перекриттів, власної ваги конструкцій та експлуатаційних навантажень.

Нижче наведено загальний вигляд розрахункової моделі будівлі, яка використовується для визначення зусиль у несучих елементах каркаса.

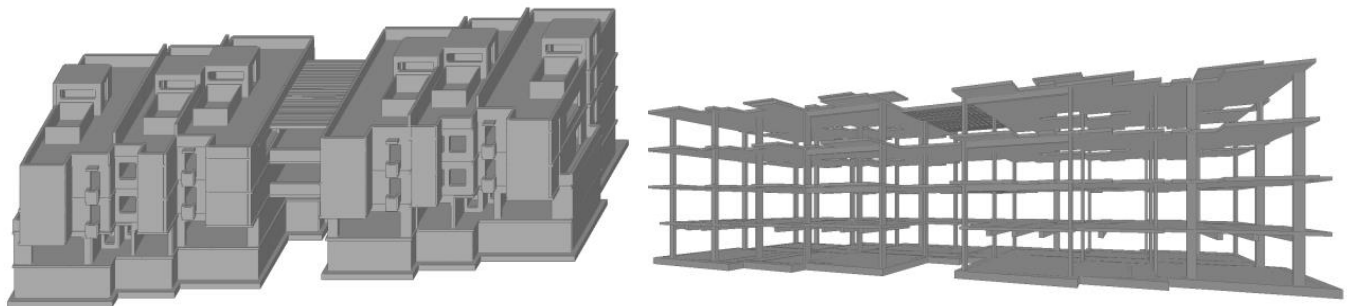


Рисунок 2.35 – Загальний вигляд розрахункової моделі будинку

2.2.3.1 Збір вертикальних навантажень на колону

Для визначення зусиль у колоні виконується збір навантажень від покриття, типових перекриттів та надпідвального перекриття.

У розрахунку враховуються постійні навантаження від конструктивних шарів, тимчасові снігові та експлуатаційні навантаження.

Таблиця 2.6 Навантаження на 1 м^2 покриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1	2	3	4
Металочерепиця «Монтеррей», $\rho = 4,5 \text{ кг/м}^2$	0,045	1,35	0,061
Суцільний дерев'яний настил із дощок: $\delta = 0,002 \text{ м}$, $\rho = 5,0 \text{ кН/м}^3$	0,01	1,35	0,0135

1	2	3	4
Дерев'яний брус перерізом 125×60 мм, крок 800 мм, $\rho = 5,0 \text{ кН/м}^3$	0,075	1,35	0,101
Кроквяна нога перерізом 180×100 мм, крок 500 мм, $\rho = 5,0 \text{ кН/м}^3$	0,18	1,35	0,243
Разом постійні навантаження	0,31		$g = 0,4185$
Тимчасові навантаження:			
Снігове навантаження	1,2	1,5	1,8
Усього	1,51		2,22

За результатами збору навантажень на покриття повне нормативне навантаження становить $1,51 \text{ кН/м}^2$, а повне розрахункове навантаження – $2,22 \text{ кН/м}^2$. Отримані значення враховуються при подальшому визначенні навантаження на колону.

Далі виконується збір навантажень від типового монолітного перекриття.

Таблиця 2.7 – Навантаження на 1 м^2 типового монолітного перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження Н/м^2
<u>Постійне:</u>			
Мозаїчний бетон: $\delta = 0,025\text{м}$, $r = 22,0 \text{ кН/м}^3$	0,55	1,2	0,66
Стяжка: М150 $\delta = 0,02\text{м}$, $r = 18\text{кН/м}^3$	0,36		0,432
Керамзитобетон: $\delta = 0,055\text{м}$, $r = 5,0 \text{ кН/м}^3$	0,275		0,33
Вага від маси плити: $\delta = 0,2\text{м}$, $r = 25,0\text{кН/м}^3$	5,0		6,0
Перегородки з блоків газосиликату: $\delta=0,1\text{м}$, $r=8,0 \text{ кН/м}^3$	0,8		0,96
Разом	6,985		$g = 8.382$
<u>Тимчасові навантаження:</u>			
Довготривале	0,35	1,3	0.455
Короткочасне	1,15		1.495
Всього	8.485		10.332

Повне нормативне навантаження від типового монолітного перекриття становить 8,485 кН/м², а повне розрахункове навантаження – 10,332 кН/м². Ці значення використовуються при зборі вертикальних навантажень на колону каркаса.

Далі виконується збір навантажень від надпідвального перекриття. У розрахунку враховано постійні навантаження від шарів підлоги, теплоізоляції, власної ваги монолітної плити та тимчасове корисне навантаження.

Таблиця 2.8 – Навантаження на 1 м² надпідвального перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження Н/м ²
<u>Постійне:</u>			
Мозаїчний бетон: $\delta = 0,025\text{м}$, $\gamma = 22,0 \text{ кН/м}^3$	0,55	1,35	0,743
Стяжка М150: $\delta = 0,055\text{м}$, $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$	0,99		1,337
Теплоізоляція: $\delta = 0,012\text{м}$, $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^3$	0,006		0,008
Від маси плити: $\delta = 0,2\text{м}$, $\gamma = 25,0 \text{ кН/м}^3$	5,0		6,75
Разом	6,546		$g = 8,84$
Тимчасова корисна (по будівлі)	3,0	1,5	$v = 4,5$
Всього	9,546		13,34

Повне нормативне навантаження від надпідвального перекриття становить 9,546 кН/м², а повне розрахункове навантаження – 13,34 кН/м². Результати враховуються при визначенні розрахункових зусиль у колоні каркаса.

Після збору навантажень від покриття, типового перекриття та надпідвального перекриття визначається розрахункова схема роботи колони. Для цього враховується розміщення колон у плані будівлі та вантажна площа, з якої навантаження передаються на розрахункову колону.

Схему розміщення колон у плані подано на рисунку 2.35. Вона використовується для визначення вантажної площі та подальшого розрахунку зусиль у монолітній залізобетонній колоні

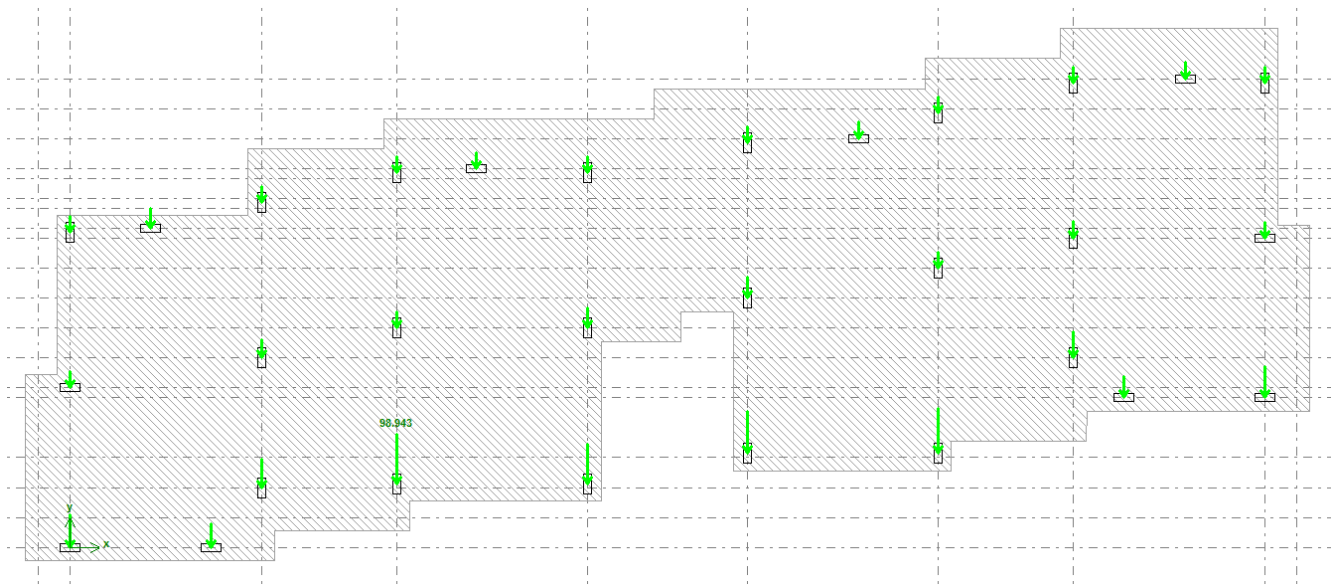


Рисунок 2.35 – Схема розміщення колон у плані

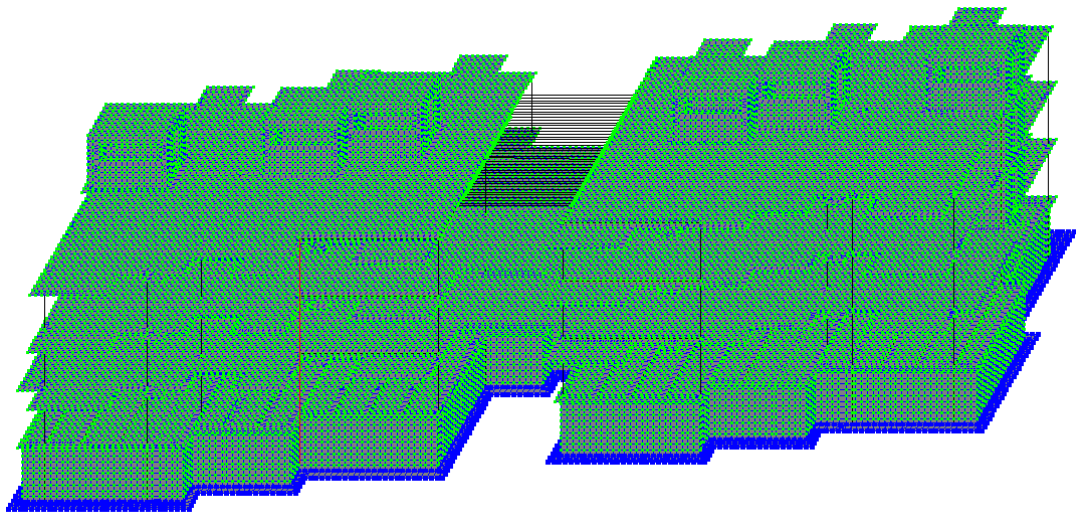


Рисунок 2.36 – Загальний вигляд розрахункової моделі будівлі

Нарешті загальний вигляд просторової розрахункової моделі будівлі можна побачити вище. Модель використовується для визначення зусиль у несучих елементах каркаса, зокрема в монолітних залізобетонних колонах.

Для розрахунку прийнято монолітну залізобетонну колону прямокутного перерізу 20×50 см. Заданий переріз колони в програмному комплексі наведено на рисунку 2.37.

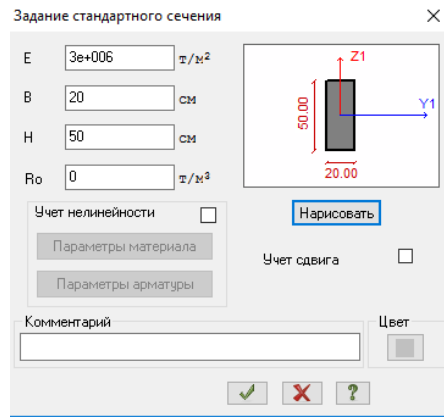


Рисунок 2.37 – Заданий переріз колони в програмному комплексі

2.2.3.2 Визначення вітрового навантаження

Для врахування горизонтальних впливів у розрахунковій моделі виконується визначення вітрового навантаження відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 [2].

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

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

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження;

$$\gamma_{fm} = 1,14$$

W_o - характерістичне значення вітрового тиску; $W_o = 450 \text{ Па}$

C - коефіцієнт, визначений за формулою

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alr} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт;

C_h - коефіцієнт висоти споруди;

C_{alr} - коефіцієнт географічного середовища; $C_{alr} = 1,0$

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу; $C_{rel} = 1,0$

C_{dir} - коефіцієнт напрямку; $C_{dir} = 1,0$

C_d - коефіцієнт динамічності; $C_d = 1,0$

Для будівлі приймається IV тип місцевості — міські території, у яких щонайменше 15 % поверхні зайнято будівлями із середньою висотою понад 15 м. Відповідно до прийнятого типу місцевості визначається коефіцієнт C_h .

Для визначення аеродинамічного коефіцієнта C_{aer} застосовується схема «окремо розташовані плоскі суцільні конструкції». У розрахунку приймаються такі значення:

- з навітряного боку: +0,8;
- з підвітряного боку: -0,6.

Отримані значення вітрового навантаження враховуються у просторовій розрахунковій моделі будівлі при визначенні зусиль у несучих елементах каркаса, зокрема в монолітних залізобетонних колонах.

2.2.3.3 Підбір арматури колони

За результатами розрахунку просторової моделі будівлі виконується підбір поздовжньої та поперечної арматури монолітної залізобетонної колони. Розрахунок здійснюється з урахуванням вертикальних навантажень від покриття та перекриттів, а також горизонтальних впливів і згинальних моментів, що виникають у елементі каркаса.

Результати підбору симетричного армування монолітної залізобетонної колони наведено на рисунку 2.37. Отримані дані використовуються для призначення робочої поздовжньої арматури.

Остаточну прийнятну схему армування колони подано на рисунку 2.38. Вона враховує результати розрахунку та конструктивні вимоги до армування стиснутих залізобетонних елементів.

За результатами розрахунку для колони прийнято бетон класу C20/25. Поздовжня арматура приймається 2Ø18 A400C та додатково 1Ø16 A400C. Поперечне армування виконується хомутами Ø8 A240C з кроком 250 мм. Эти данные есть в исходном конструктивном файле по колонне.

Прийняте армування забезпечує несучу здатність колони при дії вертикальних навантажень, згинальних моментів та горизонтальних впливів, що виникають у просторовій каркасно-діафрагмовій системі будівлі.

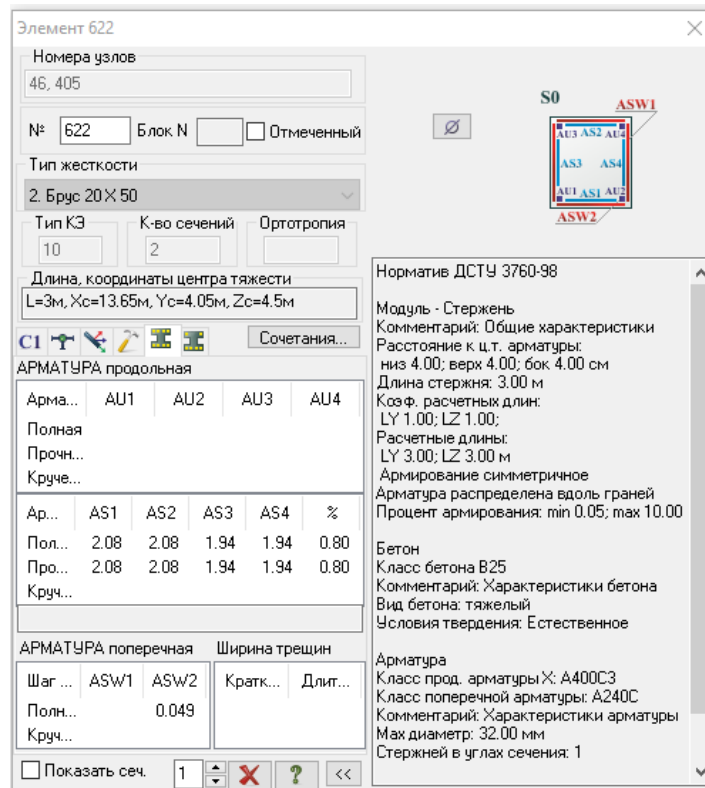


Рисунок 2.37 – Симетричне армування колони

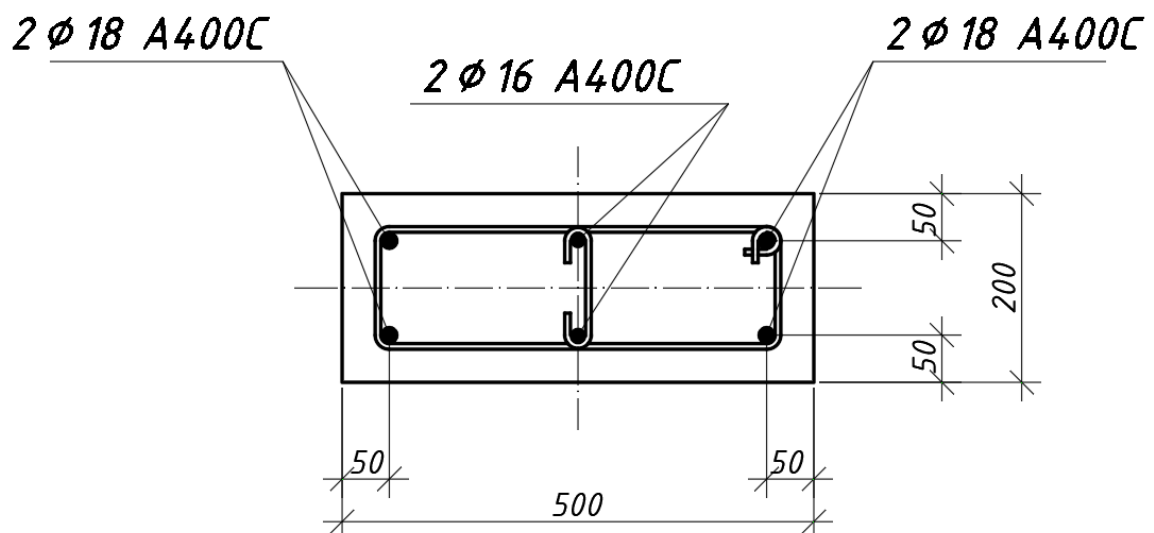


Рисунок 2.38 – Остаточно прийнята схема армування колони

Таблиця 2.9 – Прийняті конструктивні рішення для елементів надземної частини

Конструктивний елемент	Прийнятий бетон	Основне армування
Плита перекриття на відм. 0.000	C20/25	нижня та верхня арматура Ø12 A400C, додаткова верхня Ø14 A400C
Балка перекриття на відм. 0.000	C20/25	верхня 2Ø14 A400C, нижня 2Ø18 A400C, хомути Ø8 A240C
Плита перекриття типового поверху	C20/25	основна Ø14 A400C, додаткова нижня Ø18 A400C, додаткова верхня Ø25 A400C
Балка перекриття типового поверху	C20/25	верхня 2Ø22 A400C, нижня 2Ø25 A400C, хомути 2Ø10 A240C
Колона	C20/25	2Ø18 A400C + 1Ø16 A400C, хомути Ø8 A240C крок 250 мм

Висновок

У підрозділі виконано розрахунок основних несучих елементів надземної частини таунхаусу: монолітних плит перекриття, балок перекриття та колони каркаса. За результатами розрахунку визначено переміщення, згинальні моменти, поперечні сили та необхідне армування конструктивних елементів.

Для плит перекриття прийнято робоче армування відповідно до результатів розрахунку в програмному комплексі МОНОМАХ-САПР. Для балок перекриття призначено поздовжню та поперечну арматуру з урахуванням епюр згинальних моментів і поперечних сил.

Розрахунок колони виконано з урахуванням вертикальних навантажень від покриття та перекриттів, а також вітрового навантаження. Прийняте армування колони забезпечує її роботу у складі просторової каркасно-діафрагмової системи будівлі.

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Технологія виконання робіт з улаштування монолітної плити перекриття типового поверху

У даному підрозділі розглядається технологія виконання робіт з улаштування монолітної залізобетонної плити перекриття типового поверху таунхаусу в місті Харкові. Вибір цього виду робіт обумовлений тим, що перекриття є одним з основних горизонтальних несучих елементів каркасно-діафрагмової конструктивної системи будівлі.

Проектований таунхаус має три житлові поверхи, підвальну частину, монолітну фундаментну плиту, залізобетонні колони, діафрагми жорсткості, балки та монолітні перекриття. Горизонтальні конструкції прийнято у вигляді монолітних залізобетонних плит товщиною 0,2 м.

До складу робіт з улаштування монолітної плити перекриття входять: підготовка робочої зони, монтаж опалубки, встановлення арматури, приймання і подавання бетонної суміші, укладання бетонної суміші в опалубку, ущільнення бетону, догляд за бетоном і демонтаж опалубки після досягнення бетоном необхідної міцності.

До початку виконання робіт повинні бути завершені попередні будівельні процеси, перевірені відмітки опорних конструкцій, очищена робоча зона, підготовлені матеріали, інструменти, опалубні елементи та засоби подавання бетонної суміші. На поверхні несучих конструкцій виконують геодезичну розмітку, яка визначає положення елементів перекриття та межі встановлення опалубки.

Опалубка плити перекриття складається з підтримувальних стійок, балок, настилу та допоміжних кріпильних елементів. Стійки встановлюються на надійну основу, а їх положення перевіряється за висотою. Настил опалубки повинен бути рівним, щільним і достатньо міцним для сприйняття навантаження від арматури, бетонної суміші, працівників та інструменту.

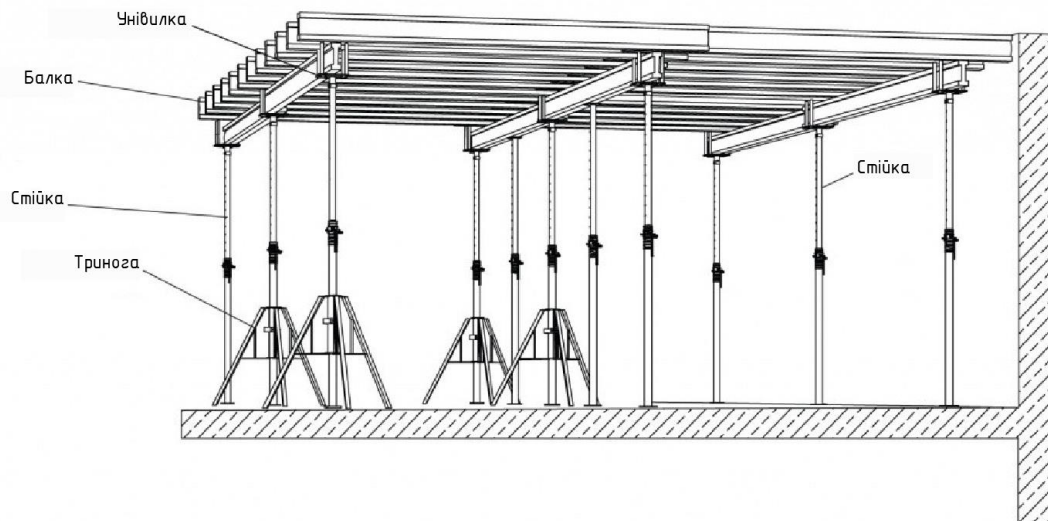


Рисунок 3.1 – Схема опалубки монолітного перекриття

Перед армуванням перевіряють цілісність настилу, правильність встановлення опорних стійок, надійність кріплення елементів опалубки та відсутність щілин, через які можливе витікання цементного молока. Під час бетонування за станом опалубки необхідно вести постійне спостереження.

Армування монолітної плити перекриття виконується відповідно до робочих креслень. Спочатку встановлюють нижню робочу арматуру, потім фіксатори захисного шару, додаткові стрижні в зонах підсилення, після чого влаштовують верхню арматуру. Арматурні сітки повинні мати стійке положення і не зміщуватися під час бетонування.

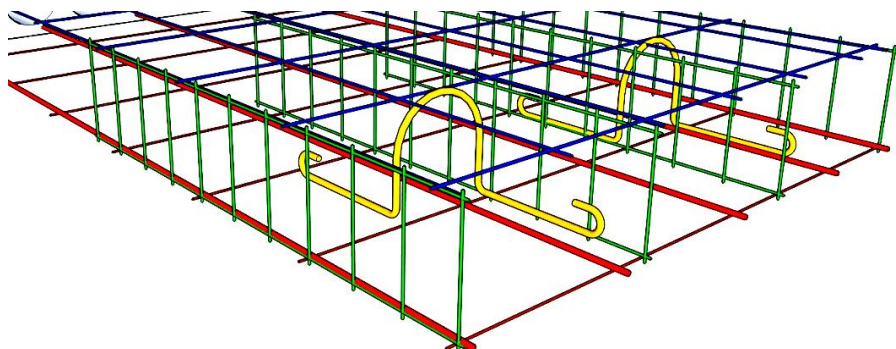


Рисунок 3.2 – Схема армування монолітної плити перекриття

Перед укладанням бетонної суміші змонтована арматура оглядається: перевіряється відповідність діаметрів, кроку, положення робочої арматури, наявність фіксаторів захисного шару та правильність улаштування додаткових стрижнів. Приймання арматури оформлюється актом на приховані роботи.

Бетонна суміш доставляється на будівельний майданчик автобетонозмішувачами. Подача бетонної суміші до місця укладання виконується автобетононасосом. Такий спосіб подавання забезпечує рівномірне надходження суміші, зменшує потребу в ручному переміщенні бетону та дозволяє організувати безперервне бетонування плити перекриття.

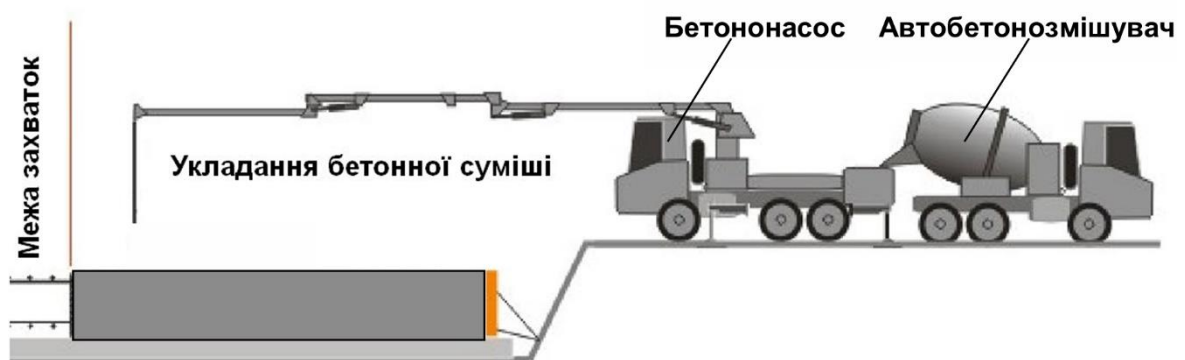


Рисунок 3.3 – Схема подавання бетонної суміші автобетононасосом

Укладання бетонної суміші виконується рівномірно по площі перекриття. Ущільнення бетону здійснюється глибинними вібраторами. Під час вібрування не допускається тривале утримання робочої частини вібратора в одній точці, а також її жорсткий контакт з арматурою та елементами опалубки. Ознаками достатнього ущільнення є припинення осідання бетонної суміші, поява цементного молока на поверхні та зменшення виділення повітряних бульбашок.

Після завершення бетонування необхідно забезпечити догляд за бетоном. У початковий період тверднення бетон захищають від пересихання, атмосферних опадів, різких температурних коливань і механічних пошкоджень. Переміщення працівників по забетонованій плиті та встановлення на неї наступних елементів допускається лише після досягнення бетоном міцності, достатньої для сприйняття відповідних навантажень.

Демонтаж опалубки виконується після досягнення бетоном необхідної міцності та з дозволу відповідальної особи. Розпалублення проводиться у послідовності, яка не призводить до пошкодження конструкції та втрати стійкості опалубної системи. Після демонтажу елементи опалубки очищують, оглядають і готують до повторного використання.

Для подальшого визначення потреби в матеріалах, трудових ресурсах і засобах механізації виконується підрахунок основних обсягів робіт з улаштування монолітної залізобетонної плити перекриття типового поверху.

За архітектурним планом другого поверху в програмному комплексі AutoCAD визначено сумарну площу зовнішнього контуру плити перекриття будівлі:

$$S_{\text{зовн}} = 533,7973 \text{ м}^2.$$

У межах плити перекриття розташовано шість сходових прорізів. За своєю конфігурацією вони утворюють три пари однакових прорізів, сума площин яких становить:

$$\sum S_{\text{пр}} = 30,6042 \text{ м}^2.$$

Чиста площа монолітної плити перекриття типового поверху визначається як різниця між сумарною площею зовнішнього контуру та площею сходових прорізів:

$$S_{\text{пл,тип}} = S_{\text{зовн}} - \sum S_{\text{пр}}$$

$$S_{\text{пл,тип}} = 533,7973 - 30,6042$$

$$S_{\text{пл,тип}} = 503,1931 \text{ м}^2.$$

Для подальших розрахунків приймається:

$$S_{\text{пл,тип}} = 503,19 \text{ м}^2.$$

Площа горизонтальної опалубки нижньої поверхні монолітної плити перекриття приймається рівною площі плити:

$$S_{\text{оп}} = S_{\text{пл,тип}}$$

$$S_{\text{оп}} = 503,19 \text{ м}^2.$$

Товщина монолітної залізобетонної плити перекриття становить:

$$h_{\text{пл}} = 0,20 \text{ м}.$$

Об'єм бетонної суміші визначається за формулою:

$$V_6 = S_{\text{пл,тип}} \cdot h_{\text{пл}}$$

$$V_6 = 503,19 \cdot 0,20$$

$$V_6 = 100,64 \text{ м}^3.$$

Отже, для улаштування однієї монолітної плити перекриття типового поверху необхідно:

$$S_{\text{оп}} = 503,19 \text{ м}^2; V_6 = 100,64 \text{ м}^3.$$

За розділом 2 для типової плити прийнято основну нижню й верхню арматуру Ø14 А400С з кроком 200 мм у двох напрямках. Додаткові стрижні Ø18 і Ø25 розташовуються в окремих розрахункових зонах плити.

Маса одного погонного метра арматурного стрижня Ø14 становить:

$$m_{\phi 14} = 1,21 \text{ кг/м.}$$

Кількість стрижнів, розташованих на ширині 1 м при кроці 200 мм, визначається за формулою:

$$n = \frac{1}{s}, \quad (3.1)$$

де: $s = 0,20 \text{ м}$ — крок арматурних стрижнів.

$$n = \frac{1}{0,20} = 5 \text{ шт./м.}$$

Оскільки арматура розташовується у двох взаємно перпендикулярних напрямках у нижній і верхній зонах плити, витрата основної арматури на 1 м² перекриття становить:

$$q_{\text{арм}} = 4 \cdot n \cdot m_{\phi 14}, \quad (3.2)$$

$$q_{\text{арм}} = 4 \cdot 5 \cdot 1,21 = 24,20 \text{ кг/м}^2.$$

Маса основної арматури монолітної плити перекриття визначається за формулою:

$$M_{\text{осн}} = S_{\text{пл,тип}} \cdot q_{\text{арм}}, \quad (3.3)$$

$$M_{\text{осн}} = 503,19 \cdot 24,20 = 12177,20 \text{ кг} = 12,18 \text{ т.}$$

Для врахування додаткової арматури в опорних зонах, стиків стрижнів, їх анкерування та технологічних відходів приймається укрупнений запас 15 %.

Загальна маса арматури плити перекриття становить:

$$M_{\text{арм}} = 1,15 \cdot M_{\text{осн}},$$

$$M_{\text{арм}} = 1,15 \cdot 12177,20 = 14003,78 \text{ кг.}$$

Для подальших розрахунків приймається:

$$M_{\text{арм}} = 14,00 \text{ т.}$$

Отже, основні обсяги робіт з улаштування однієї монолітної плити перекриття типового поверху становлять:

$$S_{\text{оп}} = 503,19 \text{ м}^2;$$

$$V_{\text{б}} = 100,64 \text{ м}^3;$$

$$M_{\text{арм}} = 14,00 \text{ т.}$$

3.2 Вибір машин та механізмів, що застосовуються для виконання робіт

Для виконання робіт з улаштування монолітної залізобетонної плити перекриття типового поверху необхідно сформувати комплект будівельних машин і механізмів, який забезпечить доставляння бетонної суміші на будівельний майданчик, її безперервне подавання до місця укладання, рівномірний розподіл та якісне ущільнення.

Бетонну суміш передбачається доставляти автобетонозмішувачами, а подавати в опалубку плити перекриття — за допомогою автобетононасоса. Ущільнення укладеної суміші виконується глибинними вібраторами. Подавання арматурних стрижнів, елементів опалубки, інструменту та допоміжного оснащення до робочої зони здійснюється вантажопідіймальним краном.

Підбір машин виконується з урахуванням геометричних розмірів будівлі, висоти розташування плити перекриття, об'єму бетонної суміші, необхідної інтенсивності бетонування та умов розміщення техніки на будівельному майданчику.

Вибір автобетононасоса.

Для подавання бетонної суміші в опалубку монолітної плити перекриття приймається автобетононасос Putzmeister BSF 38-5. Вибір машини обумовлений

складною конфігурацією таунхаусу та необхідністю подавання бетонної суміші на відстань близько 30 м.

Автобетононасос обладнаний п'ятисекційною розподільною стрілою. Чиста горизонтальна дальність подавання становить 30,3 м, а максимальна висота — 37,5 м. Такі параметри є достатніми для бетонування монолітної плити перекриття проєктованого триповерхового таунхаусу за умови розташування машини поблизу середини поздовжнього фасаду.

Таблиця 3.1 – Технічні характеристики автобетононасоса Putzmeister BSF 38-5

Характеристика	Значення
Кількість секцій стріли, шт.	5
Максимальна висота подавання, м	37,5
Горизонтальна дальність подавання брутто, м	32,8
Чиста горизонтальна дальність подавання, м	30,3
Висота розкладання стріли, м	7,4
Довжина кінцевого рукава, м	4,0
Максимальна теоретична продуктивність, м³/год	до 170
Максимальний тиск подавання, бар	до 130

Отже, технічні параметри автобетононасоса Putzmeister BSF 38-5 (рис.3.4) відповідають геометричним характеристикам проєктованої будівлі та забезпечують подавання бетонної суміші до віддалених ділянок плити перекриття.

Наступним кроком обирається відповідна модель автобетонозмішувача.

Доставка бетонної суміші на будівельний майданчик передбачається автобетонозмішувачами Liebherr НТМ 804. Номінальна місткість барабана яких, становить 8 м³, що забезпечує раціональну організацію транспортування бетонної суміші для влаштування монолітної плити перекриття.

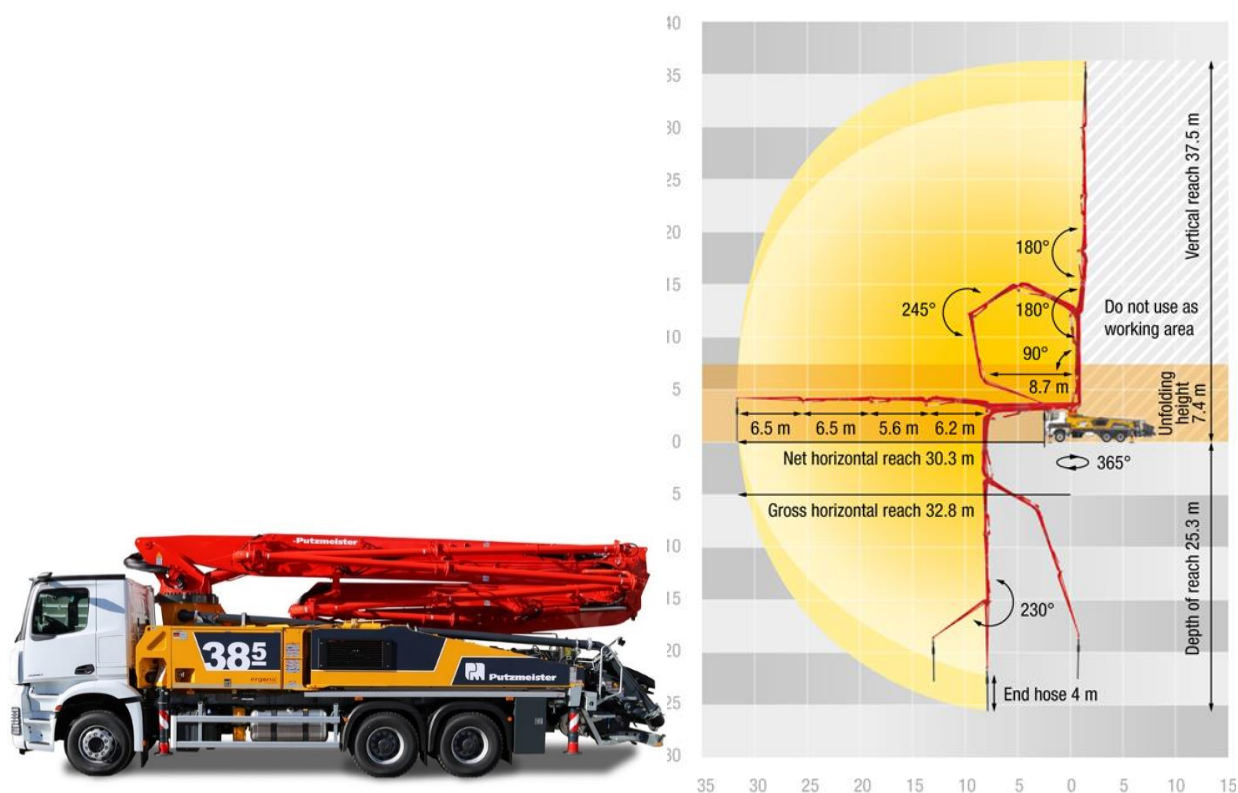


Рисунок 3.4 – Загальний вигляд і робоча зона автобетононасоса Putzmeister BSF 38-5

Кількість доставок бетонної суміші визначається за формулою:

$$n_p = \frac{V_6}{V_{3M}}, \quad (3.4)$$

де: $V_6 = 100,64 \text{ м}^3$ — об'єм бетонної суміші для влаштування плити перекриття;

$V_{3M} = 8,00 \text{ м}^3$ — номінальна місткість автобетонозмішувача.

Підставляємо значення:

$$n_p = \frac{100,64}{8,00} = 12,58.$$

$$n_p = 13 \text{ рейсів.}$$

Отже, для бетонування однієї монолітної плити перекриття необхідно виконати тринадцять доставок бетонної суміші автобетонозмішувачами Liebherr НТМ 804.

Перші дванадцять рейсів виконуються з повним завантаженням по 8 м^3 . Об'єм бетонної суміші під час останнього рейсу визначається за формулою:

$$V_{\text{ост}} = V_6 - 12V_{\text{зм}}, \quad (3.5)$$

$$V_{\text{ост}} = 100,64 - 12 \cdot 8,00 = 4,64 \text{ м}^3.$$

Таблиця 3.2 – Технічні характеристики автобетонозмішувача Liebherr HTM 804

Характеристика	Значення
Номінальний об'єм готової бетонної суміші, м³	8,00
Об'єм барабана за рівнем води, м³	9,10
Геометричний об'єм змішувального барабана, м³	14,29
Коефіцієнт заповнення барабана	0,56
Висота завантажувальної воронки без шасі, мм	2600
Монтажна маса змішувальної установки, кг	4600



Рисунок 3.5 – Загальний вигляд автобетонозмішувача Liebherr HTM 804

Визначення необхідної кількості автобетонозмішувачів.

Необхідна кількість автобетонозмішувачів визначається з умови безперервного подавання бетонної суміші до приймального бункера автобетононасоса.

Приймається інтенсивність подавання бетонної суміші:

$$J = 10 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Орієнтовна тривалість безперервного бетонування монолітної плити перекриття становить:

$$T_{\text{бет}} = \frac{V_6}{J}, \quad (3.5)$$

$$T_{\text{бет}} = \frac{100,64}{10} = 10,06 \text{ год.}$$

Інтервал між прибуттям автобетонозмішувачів до автобетононасоса визначається за формулою:

$$T_4 = \frac{60 \cdot V_{\text{зм}}}{J}, \quad (3.6)$$

де: $V_{\text{зм}} = 8,00 \text{ м}^3$ — номінальна місткість автобетонозмішувача;

$J = 10 \text{ м}^3/\text{год}$ — інтенсивність подавання бетонної суміші.

Підставляємо значення:

$$T_4 = \frac{60 \cdot 8,00}{10} = 48 \text{ хв.}$$

Необхідна кількість автобетонозмішувачів визначається за формулою:

$$N = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{T_4} + 1, \quad (3.7)$$

де: $T_1 = 5 \text{ хв}$ - тривалість завантаження автобетонозмішувача;

$T_2 = 80 \text{ хв}$ - тривалість руху за маршрутом «бетонний завод - будівельний майданчик - бетонний завод»;

$T_3 = 9 \text{ хв}$ - тривалість розвантаження бетонної суміші;

$T_4 = 48 \text{ хв}$ - інтервал між прибуттям автобетонозмішувачів.

Підставляємо значення:

$$N = \frac{5 + 80 + 9}{48} + 1 = \frac{94}{48} + 1 = 2,96.$$

$$N = 3 \text{ автобетонозмішувачі.}$$

Отже, для безперервного забезпечення автобетононасоса бетонною сумішшю приймаються три автобетонозмішувачі Liebherr HTM 804. Для бетонування однієї монолітної плити перекриття необхідно виконати тринадцять рейсів загальним об'ємом $100,64 \text{ м}^3$.

Далі підбирається обладнання для ущільнення бетонної суміші.

Для ущільнення бетонної суміші під час улаштування монолітної плити перекриття приймається глибинний вібратор Wacker Neuson IREN58/042/5GV.

Діаметр вібронаконечника становить 58 мм, а ефективний діаметр ущільнення — 0,85 м. Такі параметри забезпечують якісне ущільнення бетонної суміші в межах плити завтовшки 0,20 м.

Таблиця 3.3 – Технічні характеристики глибинного вібратора Wacker Neuson IREN58/042/5GV

Характеристика	Значення
Діаметр вібронаконечника, мм	58
Ефективний діаметр ущільнення, м	0,85
Довжина захисного рукава, м	5
Номінальна потужність, кВт	1,05
Номінальна напруга, В	42
Номінальна частота, Гц	200
Номінальний струм, А	17,3
Довжина кабелю, м	15
Маса, кг	16,2
Ступінь захисту	IP67

У наступному етапі визначається необхідна кількість глибинних вібраторів.

Радіус дії вібратора визначається за формулою:

$$r = \frac{D_{\text{еф}}}{2}, \quad (3.8)$$

де: $D_{\text{еф}} = 0,85$ м — ефективний діаметр ущільнення бетонної суміші.

$$r = \frac{0,85}{2} = 0,425 \text{ м.}$$

Оскільки товщина плити перекриття становить 0,20 м, бетонна суміш укладається в один шар. Кількість шарів бетонування становить:

$$n_{\text{ш}} = \frac{h_{\text{пл}}}{\delta}, \quad (3.9)$$

де: $h_{\text{пл}} = 0,20$ м — товщина плити перекриття;

$\delta = 0,20$ м — товщина шару бетонної суміші.

$$n_{\text{ш}} = \frac{0,20}{0,20} = 1.$$

Експлуатаційна продуктивність одного глибинного вібратора визначається за формулою:

$$Q_E = 0,7 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \delta \cdot \frac{3600}{t_y + t_{\pi}} \cdot k_B, \quad (3.10)$$

де: 0,7 — коефіцієнт, що враховує перекриття площ ущільнення під час переставлення вібратора;

$r = 0,425$ м — радіус дії вібратора;

$\delta = 0,20$ м — товщина шару бетонної суміші;

$t_y = 30$ с — тривалість ущільнення бетонної суміші на одній позиції;

$t_{\pi} = 15$ с — тривалість переставлення вібратора;

$k_B = 0,75$ — коефіцієнт використання робочого часу.

Підставляємо значення:

$$Q_E = 0,7 \cdot 3,14 \cdot 0,425^2 \cdot 0,20 \cdot \frac{3600}{30 + 15} \cdot 0,75 = 4,77 \text{ м}^3/\text{год}.$$

Необхідна кількість робочих глибинних вібраторів визначається за формулою:

$$m = 1,35 \frac{I_y}{Q_E \cdot n_{\text{ш}}}, \quad (3.11)$$

де: 1,35 — коефіцієнт надійності;

$I_y = 10 \text{ м}^3/\text{год}$ — прийнята інтенсивність подавання бетонної суміші;

$Q_E = 4,77 \text{ м}^3/\text{год}$ — експлуатаційна продуктивність одного вібратора;

$n_{\text{ш}} = 1$ — кількість шарів бетонування.

$$m = 1,35 \frac{10}{4,77 \cdot 1} = 2,83.$$

$$m_{\text{роб}} = 3 \text{ вібратори}.$$

Для забезпечення безперервності бетонування у разі несправності одного з робочих механізмів додатково передбачається один резервний вібратор:

$$m_{\text{заг}} = m_{\text{роб}} + m_{\text{рез}}, \quad (3.12)$$

$$m_{\text{заг}} = 3 + 1 = 4 \text{ шт.}$$

Для живлення чотирьох глибинних вібраторів приймається один перетворювач частоти Wacker Neuson FUE-M/S 75A 4CEE-32A, обладнаний чотирма роз'ємами з вихідною напругою 42 В і частотою 200 Гц.

Сумарний струм підключених вібраторів становить:

$$I_{\Sigma} = m_{\text{заг}} \cdot I_{\text{в}}, I_{\Sigma} = 4 \cdot 17,3, I_{\Sigma} = 69,2 \text{ А},$$

$$I_{\Sigma} \leq I_{\text{пер}}, 69,2 < 75 \text{ А}.$$

Умова виконується.

Отже, для ущільнення бетонної суміші приймаються три робочі та один резервний глибинний вібратор Wacker Neuson IREN58/042/5GV (рис.3.6), а також один перетворювач частоти Wacker Neuson FUE-M/S 75A 4CEE-32A.

Наступним етапом обирається відповідний вантажопідіймальний кран.

Для подавання арматурних стрижнів, пакетів елементів опалубки, інструменту та допоміжного оснащення до робочої зони приймається швидкомонтований баштовий кран Liebherr 43 К.

Вибір крана виконується за трьома основними монтажними характеристиками:

- монтажною масою вантажу $Q_{\text{м}}$;
- необхідною висотою підйому гака $H_{\text{м}}$;
- необхідним вильотом стріли $L_{\text{м}}$.

Визначення монтажною маси вантажу



Рисунок 3.6 – Загальний вигляд глибинного вібратора Wacker Neuson IREN58/042/5GV

Арматуру та елементи опалубки передбачається подавати пакетами масою не більше:

$$m_e = 1,00 \text{ т.}$$

Для стропування вантажу приймається двовітковий строп вантажопідіймальністю 2,5 т, масою 0,01 т і висотою стропування 2,0 м. Такі характеристики стропувального засобу прийнято відповідно до даних методичних вказівок.

Монтажна маса вантажу визначається за формулою:

$$Q_M = m_e + m_{\text{стр}}, \quad (3.13)$$

де: $m_e = 1,00 \text{ т}$ — маса пакета арматури або елементів опалубки;

$m_{\text{стр}} = 0,01 \text{ т}$ — маса стропувального пристрою.

$$Q_M = 1,00 + 0,01 = 1,01 \text{ т.}$$

Необхідна монтажна висота визначається за формулою:

$$H_M = h_0 + h_e + h_z + h_{\text{стр}}, \quad (3.14)$$

де: $h_0 = 10,20 \text{ м}$ — рівень верхнього монтажного горизонту відносно позначки стоянки крана;

$h_e = 1,20 \text{ м}$ — прийнята найбільша висота пакета елементів опалубки у транспортному положенні;

$h_z = 0,50 \text{ м}$ — мінімальний запас за висотою для переміщення вантажу над конструкціями;

$h_{\text{стр}} = 2,00 \text{ м}$ — висота стропувального пристрою.

Підставляємо значення:

$$H_M = 10,20 + 1,20 + 0,50 + 2,00 = 13,90 \text{ м.}$$

Попередньо кран передбачається розташувати в центральній частині будівельного майданчика між двома дзеркальними блоками таунхаусу. За такого розташування необхідний виліт стріли до найбільш віддаленої точки будівлі визначається за формулою:

$$L_{\text{розр}} = \sqrt{\left(\frac{L_{\text{буд}}}{2}\right)^2 + \left(\frac{B_{\text{буд}}}{2}\right)^2}, \quad (3.14)$$

де: $L_{\text{буд}} = 45,00$ м — загальна довжина будівлі;

$B_{\text{буд}} = 12,00$ м — найбільша ширина будівлі.

$$L_{\text{розр}} = \sqrt{\left(\frac{45,00}{2}\right)^2 + \left(\frac{12,00}{2}\right)^2} = \sqrt{22,50^2 + 6,00^2} = \sqrt{506,25 + 36,00}$$

$$L_{\text{розр}} = 23,29 \text{ м.}$$

З урахуванням технологічного запасу 10 % необхідний виліт стріли становить:

$$L_{\text{м}} = 1,10 \cdot L_{\text{розр}} = 1,10 \cdot 23,29 = 25,62 \text{ м.}$$

На всяк випадок перевіряються технічні параметри крана.

Максимальна вантажопідіймальність крана Liebherr 43 К становить:

$$Q_{\text{max}} = 4,00 \text{ т.}$$

Вантажопідіймальність крана при максимальному вильоті 35 м становить:

$$Q_{35} = 1,10 \text{ т.}$$

Перевіряється умова вантажопідіймальності:

$$Q_{35} \geq Q_{\text{м}}, \quad 1,10 > 1,01 \text{ т.}$$

Умова виконується навіть при максимальному вильоті стріли.

Перевіряється умова за висотою підйому гака та вильотом стріли:

$$H_{\text{max}} \geq H_{\text{м}}, \quad 30,20 > 13,90 \text{ м.}$$

Умова виконується.

$$L_{\text{max}} \geq L_{\text{м}}, \quad 35,00 > 25,62 \text{ м.}$$

Умова виконується.

Отже, технічні параметри швидкомонтованого баштового крана Liebherr 43 К відповідають монтажним характеристикам вантажів і геометричним параметрам проєктованого таунхаусу.

Таблиця 3.4 – Технічні характеристики швидкомонтованого баштового крана Liebherr 43 K

Характеристика	Значення
Максимальна вантажопідіймальність, т	4,00
Вантажопідіймальність при максимальному вильоті, т	1,10
Максимальний виліт стріли, м	35,00
Максимальна висота підйому гака, м	30,20
Кількість гілок поліспаста	2
Радіус поворотної частини, м	2,50
Положення піднятої стріли, град	30
Потужність механізму підйому, кВт	12,2
Потужність механізму повороту, кВт	3,0
Потужність механізму пересування візка, кВт	3,0

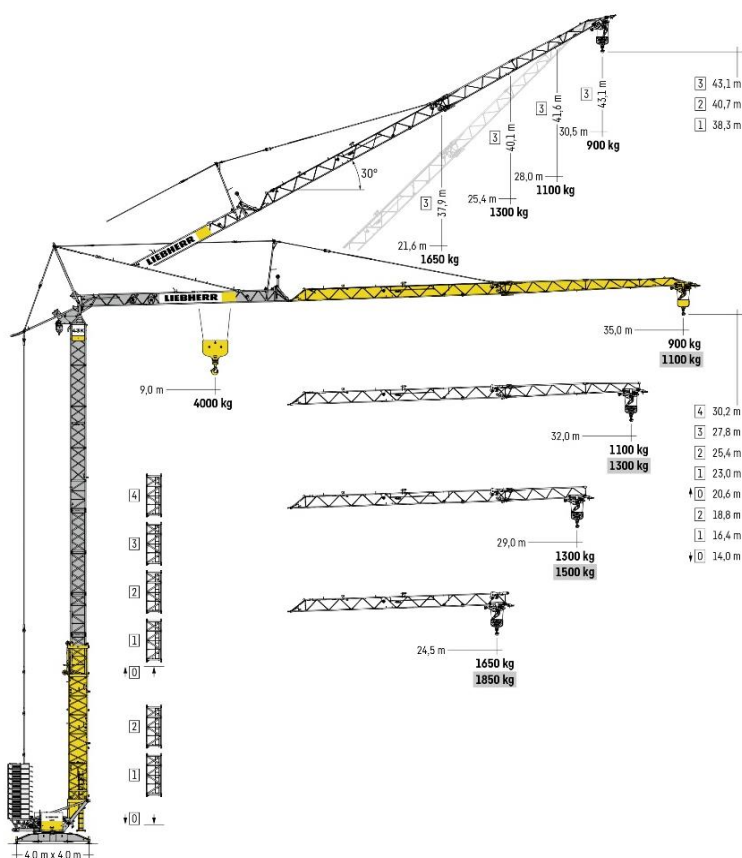


Рисунок 3.7 – Монтажні та вантажні характеристики швидкомонтованого баштового крана Liebherr 43 K

Остаточне положення крана, межі його робочої та небезпечної зон, а також можливість розміщення опорної частини в центральному проміжку між блоками уточнюються під час розроблення технологічної карти.

Для виконання комплексу робіт з улаштування монолітної залізобетонної плити перекриття прийнято комплект машин і механізмів (таблиця 3.5).

Прийнятий комплект машин і механізмів забезпечує виконання основних технологічних операцій з улаштування монолітної плити перекриття: доставляння, подавання, укладання та ущільнення бетонної суміші, а також переміщення арматури й елементів опалубки до робочої зони.

Технічні параметри вибраного обладнання відповідають геометричним характеристикам таунхаусу та прийнятому обсягу бетонних робіт.

Остаточне розташування машин, межі їхніх робочих і небезпечних зон уточнюються під час розроблення технологічної карти.

3.3 Побудова графіка виконання робіт

Для визначення послідовності та тривалості робіт з улаштування монолітної залізобетонної плити перекриття складається графік виконання будівельних процесів. До основних робіт належать монтаж і демонтаж опалубки, встановлення арматури, укладання та ущільнення бетонної суміші.

З метою організації потокового виконання робіт плиту перекриття поділено на шість захваток, які відповідають окремим секціям таунхаусу. Ліва та права частини будівлі приймаються однаковими й дзеркально розташованими, тому обсяги робіт на відповідних захватках повторюються:

$$S_I = S_{VI}; \quad S_{II} = S_V; \quad S_{III} = S_{IV}.$$

Обсяги робіт між захватками розподіляються пропорційно фактичній площі плити перекриття в межах кожної секції. Відомість обсягів основних будівельних робіт наведено в таблиці 3.6.

Відповідно до прийнятої дзеркальної схеми будівлі площі відповідних захваток лівої та правої частин таунхаусу приймаються однаковими. Розподіл

загальної площі плити перекриття між захватками виконано пропорційно їх фактичним геометричним розмірам. Для подальших розрахунків прийнято:

$$S_I = S_{VI} = 94,30 \text{ м}^2;$$

$$S_{II} = S_V = 62,64 \text{ м}^2;$$

$$S_{III} = S_{IV} = 94,65 \text{ м}^2.$$

Контрольна сума площ шести захваток становить:

$$\sum S_{\text{захв}} = 2(94,30 + 62,64 + 94,65) = 503,18 \text{ м}^2,$$

що практично відповідає прийнятій площі плити перекриття

$$S_{\text{пл,тип}} = 503,19 \text{ м}^2.$$

Для побудови графіка виконання робіт визначається нормативна та прийнята трудомісткість основних будівельних процесів, склад виконавців, змінність і тривалість виконання робіт. Розрахунок здійснюється на підставі визначених обсягів робіт та нормативних показників трудових і машинних витрат.

Нормативна трудомісткість робіт та тривалість виконання робіт визначається за формулами:

$$Q_H = V \cdot H_{\text{ч}},$$

$$Q_{\text{пр}} = \frac{Q_H}{1,10}.$$

$$T = \frac{Q_{\text{пр}}}{8 \cdot n \cdot k},$$

Таблиця 3.5 – Обсяги основних будівельних робіт

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	Формула розр-ку	Обсяг будівельних робіт						
				Всього	По захватках					
					I	II	III	IV	V	VI
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Улаштування конструкцій типового поверху										
1	Монтаж та демонтаж опалубки плити перекриття	100 м ²	$S_{оп} = 503,19 \text{ м}^2$	5,03	0,943	0,626	0,947	0,947	0,626	0,943
2	Витрати арматури колон	1 т	$M_{арм.кол} = 693,22 \text{ кг}$	0,693	0,1155	0,0693	0,1618	0,1618	0,0693	0,1155
3	Укладання бетонної суміші в колони	100 м ³	$V_{б.кол} = 9,00 \text{ м}^3$	0,090	0,015	0,009	0,021	0,021	0,009	0,015
4	Монтаж та демонтаж опалубки плити перекриття	100 м ²	$S_{оп} = 503,19 \text{ м}^2$	5,032	0,943	0,626	0,947	0,947	0,626	0,943
5	Витрати арматури плити перекриття	1 т	$M_{арм} = 14,00 \text{ т}$	14,00	2,624	1,743	2,633	2,633	1,743	2,624
6	Укладання та ущільнення бетонної суміші плити перекриття	100 м ³	$V_6 = 100,64 \text{ м}^3$	1,006	0,189	0,125	0,189	0,189	0,125	0,189

Таблиця 3.6 – Відомість тривалості виконання робіт

№	Найменування робіт	Обґрунтування за ЄНіР	Од. виміру	Об'єм робіт	Норма часу		Трудовісткість, люд.-год.		Машиноємність, маш.-год.		Склад ланки		Змінність	Тривалість, дн
					Люд.-год	Маш.год.	Норма т.	Прийнята	Норма т.	Прийнята	Проф.розряд	Кількість		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Наземний цикл														
1	Монтаж опалубки колон	Е4-1-37, табл. 6	м²	126,00	0,19	—	23,94	21,76	—	—	Слюсар будівельний 4 розр. — 1; слюсар будівельний 3 розр. — 2	3	1	1,0
2	Встановлення та в'язання арматури колон	Е4-1-46, табл. 1	т	0,693	12,0	—	8,316	7,56	—	—	Арматурник 5 розр. — 1; арматурник 2 розр. — 1	2	1	0,5
3	Укладання бетонної суміші в колони	Табл. 3 § Е4-1-49	м³	9,00	2,2	—	19,80	18,00	—	—	Бетоняр 4 розр. — 1; бетоняр 2 розр. — 1	2	1	1,5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
4	Демонтаж опалубки колон	Табл. 6 § Е4-1-37	м²	126,0 0	0,14	—	17,6 4	16,00	—	—	Слюсар будівельний 3 розр. — 1; слюсар будівельний 2 розр. — 1	2	1	1,0
5	Монтаж опалубки плити перекрытия	§ Е4-1- 34	м²	503,1 9	0,22	—	110, 70	100,64	—	—	Тесляр 4 розр. — 2; тесляр 2 розр. — 2	4	1	3,5
6	Армування плити перекрытия	§ Е4-1- 46	т	14,00	13,0	—	182, 00	165,45	—	—	Арматурник 4 розр.— 2; арматурник 2 розр. — 3	5	1	4,5
7	Укладання бетонної суміші плити перекрытия	§ Е4-1- 48	100 м³	1,006 4	18,0	6,1	18,1 2	16,47	6,14	5,5 8	Машиніст 4 розр.—1; слюсар 4 розр. — 1; бетоняр 2 розр. — 1	3	2	1,0
8	Демонтаж опалубки плити перекрытия	§ Е4-1- 34	м²	503,1 9	0,09	—	45,2 9	41,17	—	—	Тесляр 3 розр. — 2; тесляр 2 розр. — 2	4	1	1,5

3.4 Матеріально-технічні ресурси

На основі прийнятих технологічних рішень з улаштування монолітних залізобетонних колон і плити перекриття типового поверху складаються відомості потреби в основних матеріалах, будівельних машинах, механізмах та обладнанні.

Таблиця 3.7 – Відомість потреби в основних матеріалах для влаштування конструкцій типового поверху

№ з/п	Найменування	Од. виміру
1	Бетонна суміш класу C20/25	м³
2	Арматура A400C та A240C	т
3	Опалубні щити	м²

$$M_{\text{арм,заг}} = M_{\text{арм.кол}} + M_{\text{арм.пл}} = 0,693 + 14,00 = 14,693 \text{ т}$$

$$V_{\text{бет,заг}} = V_{\text{бет,кол}} + V_{\text{бет,пл}} = 9,00 + 100,64 = 109,64 \text{ т}$$

$$S_{\text{оп,заг}} = S_{\text{оп.кол}} + S_{\text{оп.пл}} = 126,00 + 503,19 = 629,19 \text{ м}^2$$

Таблиця 3.8 – Відомість потреби в основних будівельних машинах, механізмах та обладнанні

Назва	Марка	Призначення	Кількість, шт.
Швидко-монтажний баштовий кран	Liebherr 43 K	Подавання арматурних стрижнів, елементів опалубки, інструменту та допоміжного оснащення до робочої зони	1
Автобетононасос	Putzmeister BSF 38-5	Приймання бетонної суміші від автобетонозмішувачів і подавання її до місця укладання	1
Автобетонозмішувач	Liebherr HTM 804	Доставляння бетонної суміші на будівельний майданчик і її подавання до приймального бункера автобетоно її подавання до приймального бункера автобетононасоса	3
Глибинний вібратор	Wacker Neuson IREN58/042/5GV	Ущільнення бетонної суміші під час бетонування колон і плити перекриття; три робочі та один резервний	4
Перетворювач частоти	Wacker Neuson FUE-M/S 75A 4CEE-32A	Живлення чотирьох глибинних вібраторів напругою 42 В і частотою 200 Гц	1
Ручна віброрейка	Wacker Neuson P35A	Розподілення, вирівнювання та поверхневе ущільнення бетонної суміші плити перекриття	1

Строп двовітковий	2СК-2,5	Стропування та подавання пакетів арматури, елементів опалубки й допоміжного оснащення баштовим краном	1
Верстат для різання арматури	GQ40	Механізоване різання арматурних стрижнів до проєктної довжини	1
Верстат для згинання арматури	GW40	Згинання арматурних стрижнів і виготовлення хомутиків відповідно до робочих креслень	1
Пристрій для в'язання арматури	Ручний в'язальний гачок	В'язання перетинів арматурних стрижнів нижньої та верхньої сіток	4
Пила дискова електрична	Типова будівельна	Розкрій фанери, дощок і дерев'яних елементів опалубної системи	1
Лазерний нівелір	Будівельний, 360°	Контроль висотних відміток опалубки, рівня бетонної суміші та поверхні плити перекриття	1
Рулетка вимірювальна	30 м	Виконання лінійних вимірювань, перевірка розмірів і розмітка положення конструкцій	2
Лопата совкова	ЛСП	Ручне розподілення бетонної суміші в межах опалубки та у важкодоступних місцях	4
Гладилка для бетону	Ручна магнієва	Вирівнювання та остаточна обробка поверхні монолітної плити перекриття	2
Лом монтажний	Тип ЛМ-24	Вивірення елементів опалубки й арматурних каркасів, допоміжні роботи під час монтажу та демонтажу	2
Молоток теслярський	Ручний будівельний	Складання, закріплення та демонтаж дерев'яних елементів опалубної системи	4

Прийнятий склад матеріально-технічних ресурсів забезпечує виконання всього комплексу робіт з улаштування монолітних залізобетонних колон і плити перекриття типового поверху. Кількість машин, механізмів, обладнання та ручного інструменту визначено відповідно до прийнятих обсягів робіт, технологічної послідовності процесів і умов будівництва проєктованого таунхаусу.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Охорона праці під час зведення таунхаусу в місті Харкові є важливою складовою організації будівельного виробництва. Будівництво житлової будівлі пов'язане з виконанням земляних, арматурних, опалубних, бетонних, монтажних, покрівельних та оздоблювальних робіт. Кожен із цих процесів має власні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, тому питання безпеки праці повинні враховуватися на всіх етапах будівництва.

Правові основи охорони праці в Україні визначаються Конституцією України, Кодексом законів про працю України, Законом України «Про охорону праці», а також іншими законодавчими та нормативно-правовими актами, які регулюють безпечні умови праці, виробничу санітарію, пожежну безпеку та порядок організації будівельних робіт [25–28].

Під час виконання будівельних робіт на об'єкті необхідно керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 [28], нормативними документами щодо виконання робіт підвищеної небезпеки, правилами експлуатації вантажопідіймальних механізмів, вимогами пожежної безпеки та санітарними нормами щодо умов праці [29, 30].

Проектований об'єкт — таунхаус у місті Харкові. Будівля має підвальні приміщення, три житлові поверхи, вбудовані гаражі, сходові клітки та експлуатовану покрівлю. Конструктивна система прийнята каркасно-діафрагмовою. Основними несучими елементами є монолітні залізобетонні колони, діафрагми жорсткості, монолітні перекриття та фундаментна плита. Така конструктивна схема зумовлює необхідність особливої уваги до безпеки під час виконання монолітних залізобетонних робіт, роботи з опалубкою, арматурою, бетонною сумішшю, електроінструментом і вантажопідіймальними механізмами.

Особливістю об'єкта є також наявність підземної частини. Під час виконання робіт у підвалі та при влаштуванні фундаментної плити необхідно передбачати заходи щодо безпечного пересування працівників, запобігання падінню в котлован

або технологічні отвори, контролю стану тимчасових проходів, освітлення робочих зон і справності електрообладнання.

Окремої уваги потребують роботи на висоті, пов'язані з улаштуванням перекриттів, сходових кліток, покрівлі та фасадних елементів. Для таких робіт необхідно передбачати застосування інвентарних риштувань, тимчасових огорожень, страхувальних засобів, захисних настилів і безпечних маршрутів переміщення працівників. Робочі місця на висоті повинні бути організовані так, щоб виключити падіння працівників, інструментів і будівельних матеріалів.

Будівельний майданчик повинен бути організований з урахуванням безпечного руху працівників, транспорту та будівельної техніки. На території необхідно передбачити тимчасові проїзди, пішохідні проходи, зони складування матеріалів, місця розміщення побутових приміщень, пожежного інвентарю та засобів першої допомоги. Небезпечні зони біля місць роботи механізмів, зон підйому вантажів, країв перекриттів, прорізів і котлованів мають бути позначені попереджувальними знаками та огорожені.

До виконання робіт допускаються працівники, які пройшли навчання, інструктажі з охорони праці, перевірку знань безпечних методів роботи та медичні огляди у випадках, передбачених чинними вимогами. На будівельному майданчику повинні проводитися вступний, первинний, повторний, позаплановий та цільовий інструктажі. Для робіт підвищеної небезпеки необхідно призначати відповідальних осіб і забезпечувати контроль за дотриманням технологічної послідовності виконання робіт.

Працівники мають бути забезпечені засобами індивідуального захисту відповідно до характеру робіт. До таких засобів належать захисні каски, спецодяг, захисне взуття, рукавиці, окуляри, респіратори, запобіжні пояси або страхувальні системи при роботі на висоті. Використання засобів індивідуального захисту є обов'язковою умовою допуску працівників до виконання робіт у небезпечних зонах.

З урахуванням розташування об'єкта в місті Харкові необхідно також враховувати умови воєнного стану та можливість виникнення надзвичайних

ситуацій. На будівельному майданчику повинні бути визначені місця укриття працівників, порядок дій під час повітряної тривоги, маршрути евакуації, відповідальні особи за оповіщення та перевірку наявності працівників після евакуації. При оголошенні повітряної тривоги роботи на висоті, вантажопідіймальні операції, бетонування та інші небезпечні процеси повинні бути зупинені з приведенням обладнання у безпечний стан.

Метою розділу є визначення небезпечних і шкідливих виробничих факторів, що можуть виникати під час будівництва таунхаусу, оцінка ризиків їх реалізації та розробка організаційних, технічних і архітектурно-планувальних заходів для зменшення рівня травматизму, покращення умов праці та забезпечення безпечного виконання будівельних робіт.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Під час будівництва таунхаусу виконуються роботи різного характеру: земляні, монолітні залізобетонні, кладочні, покрівельні, оздоблювальні та роботи з улаштування інженерних мереж. У процесі їх виконання на працівників можуть впливати фізичні, хімічні та психофізіологічні небезпечні й шкідливі фактори.

Найбільш характерними для даного об'єкта є небезпеки, пов'язані з роботою у підземній частині, улаштуванням монолітної фундаментної плити, бетонуванням колон, балок і перекриттів, переміщенням вантажів, використанням електроінструменту та виконанням робіт на висоті. Окремо враховуються ризики, пов'язані з розташуванням об'єкта в місті Харкові в умовах воєнного стану.

Потенційні небезпеки, характерні для будівництва проєктованого таунхаусу, наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Аналіз умов праці та потенційних небезпек на об'єкті проектування

№	Вид робіт або робоча зона	Небезпечний або шкідливий фактор	Джерело виникнення	Можливі наслідки
1	Земляні роботи, підвальна частина	Обвалення ґрунту, падіння у виїмку	Відкритий котлован, недостатнє огороження	Травми, переломи, забої
2	Фундаментна плита, арматурні роботи	Механічне травмування	Гострі кінці арматури, ручне переміщення стрижнів	Порізи, проколи, травми рук
3	Опалубні роботи	Падіння або нестійкість елементів опалубки	Монтаж і демонтаж щитів, неправильне закріплення	Удари, защемлення, переломи
4	Бетонування конструкцій	Контакт із бетонною сумішшю, шум і вібрація	Подача бетону, робота вібраторів	Подразнення шкіри, втома, вплив вібрації
5	Перекриття, сходові клітки, покрівля	Падіння з висоти	Відкриті краї плит, прорізи, роботи на верхніх рівнях	Важкі травми, летальні наслідки
6	Робота механізмів і переміщення вантажів	Травмування вантажем або технікою	Підйом арматури, опалубки, матеріалів	Удари, затискання, ушкодження конструкцій
7	Електроінструмент і тимчасові електромережі	Ураження електричним струмом	Пошкоджені кабелі, вологе середовище, несправний інструмент	Електротравми, опіки
8	Будівельний майданчик в умовах воєнного стану	Небезпека під час повітряної тривоги	Розташування об'єкта в місті Харкові	Травмування, необхідність евакуації та укриття

Аналіз показує, що найбільш небезпечними для даного об'єкта є роботи на висоті, монолітні залізобетонні роботи, експлуатація вантажопідіймальних механізмів, використання електроінструменту та виконання робіт у підземній частині будівлі. Значна частина ризиків може бути зменшена шляхом правильної

організації будівельного майданчика, застосування огорожень, засобів індивідуального захисту, справного обладнання та постійного контролю за виконанням робіт.

Для подальшого дослідження ризику реалізації потенційних небезпек доцільно обрати робоче місце бетонщика під час виконання монолітних робіт, оскільки такі роботи є характерними для фундаментної плити, колон, балок і перекриттів проєктованого таунхаусу.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Для оцінювання ризиків обрано робоче місце бетонщика під час виконання монолітних робіт, оскільки цей вид робіт є основним при влаштуванні фундаментної плити, колон, балок і перекриттів проєктованого таунхаусу.

Оцінювання виконується за матричним методом. Для кожної небезпеки визначаються категорія серйозності наслідків, рівень імовірності виникнення події та індекс ризику. Категорії серйозності приймаються від I до IV, а рівні ймовірності – від А до Е.

Таблиця 4.2 – Оцінка ризиків для робочого місця бетонщика

№	Потенційна небезпека	Причина виникнення	Категорія серйозності	Рівень ймовірності	Індекс ризику	Класифікація ризику
1	Падіння з висоти	Робота біля країв перекриттів, прорізів і сходових кліток	I	D	1D	Небажаний(гранично допустимий)
2	Падіння матеріалів або інструменту	Переміщення арматури, опалубки, інструменту на верхніх рівнях	II	C	2C	Небажаний(гранично допустимий)

№	Потенційна небезпека	Причина виникнення	Категорія серйозності	Рівень ймовірності	Індекс ризику	Класифікація ризику
3	Ураження електричним струмом	Використання електровібраторів, електроінструменту, тимчасових мереж	II	D	2D	Небажаний(гранично допустимий)
4	Механічне травмування	Робота з арматурою, опалубкою, бетонною сумішшю	III	C	3C	Небажаний(гранично допустимий)
5	Вплив шуму, вібрації та пилу	Ущільнення бетону, різання матеріалів, робота механізмів	III	C	3C	Небажаний(гранично допустимий)
6	Небезпека під час повітряної тривоги	Розташування об'єкта в місті Харкові, роботи на відкритих ділянках	I	D	1D	Небажаний(гранично допустимий)

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

Для зменшення рівня виробничих ризиків під час будівництва таунхаусу необхідно передбачити комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів. Вони мають бути спрямовані на безпечне виконання земляних, монолітних, покрівельних, оздоблювальних та електромонтажних робіт, а також на захист працівників в умовах воєнного стану.

До організаційних заходів належить розроблення проєкту виконання робіт із визначенням послідовності основних будівельних процесів, зон складування матеріалів, місць руху працівників і будівельної техніки. На будівельному майданчику необхідно призначити відповідальних осіб за охорону праці, пожежну

безпеку, електрогосподарство та безпечну експлуатацію вантажопідіймальних механізмів.

До початку робіт усі працівники повинні пройти вступний і первинний інструктажі з охорони праці. Для робіт підвищеної небезпеки необхідно проводити цільовий інструктаж. Повторні інструктажі виконуються у встановлені строки, а позапланові — у разі зміни технології робіт, обладнання або виникнення небезпечної ситуації. Працівники повинні бути ознайомлені з маршрутами безпечного руху по майданчику, місцями розташування аптечок, пожежного інвентарю та укриття.

Будівельний майданчик необхідно огородити, а в'їзди та проходи позначити інформаційними й попереджувальними знаками. Небезпечні зони біля котловану, місць роботи механізмів, зон підйому вантажів, відкритих прорізів, країв перекриттів і сходових кліток мають бути огорожені. На ділянках руху працівників слід передбачити безпечні проходи з твердим покриттям, достатнім освітленням і вільним доступом до евакуаційних шляхів.

Під час виконання земляних робіт необхідно контролювати стан укосів і стінок виїмок, не допускати перебування працівників у небезпечній зоні роботи екскаватора та забезпечити огороження відкритих ділянок котловану. У місцях переходу через траншеї або виїмки слід передбачати тимчасові містки з поручнями. Роботи в підвальній частині потрібно виконувати за наявності достатнього освітлення, справної вентиляції та безпечних шляхів виходу.

Під час арматурних робіт необхідно застосовувати рукавиці, захисне взуття, каски та окуляри. Виступаючі кінці арматури слід закривати захисними ковпачками або огорожувати. Різання та згинання арматури потрібно виконувати на справному обладнанні, встановленому на рівній основі. Ручне переміщення важких елементів необхідно обмежувати, а за можливості застосовувати механізовані засоби подачі матеріалів.

Опалубні роботи слід виконувати за технологічною послідовністю. Елементи опалубки мають бути справними, очищеними та надійно закріпленими. Під час монтажу і демонтажу опалубки забороняється перебування працівників під

елементами, що переміщуються. Демонтаж опалубки допускається тільки після набрання бетоном необхідної міцності та з дозволу відповідальної особи.

Під час бетонування фундаментної плити, колон, балок і перекриттів необхідно контролювати справність бетононасосів, шлангів, електровібраторів та іншого обладнання. Працівники повинні користуватися захисними рукавицями, окулярами, спецодягом і взуттям, що захищає від контакту з бетонною сумішшю. Кабелі електрообладнання мають бути захищені від механічного пошкодження та не повинні проходити через місця скупчення води або руху техніки.

Роботи на висоті під час улаштування перекриттів, сходових кліток, фасадів і покрівлі необхідно виконувати з використанням інвентарних риштувань, настилів, огорожень і страхувальних систем. Відкриті прорізи та краї перекриттів слід закривати або огорожувати. Матеріали й інструменти на висоті повинні розміщуватися так, щоб виключити їх падіння. Роботи на покрівлі не допускаються під час сильного вітру, ожеледиці, зливи або недостатньої видимості.

Електробезпека на майданчику забезпечується застосуванням справного електрообладнання, захисного відключення, заземлення та регулярної перевірки тимчасових електромереж. Підключення електроінструменту повинно виконуватися через справні розподільчі щити. Забороняється використовувати пошкоджені кабелі, саморобні з'єднання та електроінструмент без захисних кожухів. У вологих зонах необхідно посилювати контроль стану ізоляції та місць підключення обладнання.

Для зменшення впливу шуму, вібрації та пилу слід використовувати справне обладнання, обмежувати тривалість безперервної роботи з вібраційним інструментом, застосовувати респіратори, захисні окуляри та протишумові засоби. Робочі місця потрібно регулярно очищати від будівельного сміття, залишків бетону, арматури та опалубки, щоб запобігти падінню працівників на одному рівні.

Пожежна безпека забезпечується розміщенням первинних засобів пожежогасіння, вільним доступом до евакуаційних шляхів, контролем справності електромереж і дотриманням правил виконання вогневих робіт. Легкозаймисті матеріали необхідно зберігати окремо від джерел тепла та місць зварювання. У

вбудованих гаражах, побутових приміщеннях і зонах зберігання матеріалів потрібно передбачити заборону відкритого вогню та контроль за справністю електрообладнання.

З урахуванням розташування об'єкта в місті Харкові обов'язковими є заходи безпеки в умовах воєнного стану. На будівельному майданчику потрібно визначити найближче укриття, маршрути евакуації, порядок дій під час повітряної тривоги та відповідальних осіб за оповіщення працівників. При оголошенні повітряної тривоги роботи на висоті, вантажопідіймальні операції, бетонування, зварювання та інші небезпечні процеси повинні бути негайно зупинені. Обладнання необхідно перевести у безпечний стан, вантажі опустити або закріпити, після чого працівники мають перейти до визначеного укриття.

Архітектурно-планувальні рішення також сприяють підвищенню безпеки праці. Наявність під'їздів до будівлі з кількох боків дозволяє організувати зручну доставку матеріалів і доступ спеціального транспорту. Сходові клітки можуть використовуватися як основні вертикальні шляхи переміщення працівників після їх облаштування тимчасовими огороженнями. Територія навколо будівлі повинна бути спланована так, щоб забезпечити розділення пішохідних маршрутів, зон складування та руху будівельної техніки.

Запропоновані заходи дозволяють зменшити ризик травмування працівників, покращити умови праці на будівельному майданчику та забезпечити безпечне виконання основних будівельних процесів під час зведення таунхаусу.

4.5 Висновки

У розділі «Охорона праці» розглянуто питання безпечної організації будівельних робіт під час зведення таунхаусу в місті Харкові. Об'єкт має підвальну частину, монолітну фундаментну плиту, залізобетонний каркас, монолітні перекриття, вбудовані гаражі та експлуатовану покрівлю, тому під час будівництва виникають різні небезпечні й шкідливі виробничі фактори.

У процесі аналізу умов праці визначено основні потенційні небезпеки: падіння працівників з висоти, падіння матеріалів та інструменту, ураження

електричним струмом, механічне травмування під час арматурних і опалубних робіт, вплив шуму, вібрації, пилу, а також ризики, пов'язані з виконанням робіт в умовах воєнного стану.

Для оцінювання ризиків обрано робоче місце бетонщика під час виконання монолітних робіт. За результатами оцінки встановлено, що основні ризики мають небажаний, тобто гранично допустимий рівень, і потребують обов'язкового впровадження організаційних та технічних заходів безпеки.

У розділі запропоновано заходи щодо покращення умов праці: огороження небезпечних зон, організація безпечних проходів і проїздів, застосування засобів індивідуального захисту, контроль справності електрообладнання, безпечне виконання робіт на висоті, дотримання вимог пожежної безпеки та підтримання належного санітарного стану будівельного майданчика.

Окрему увагу приділено заходам безпеки в умовах воєнного стану. Для працівників мають бути визначені місця укриття, маршрути евакуації, порядок дій під час повітряної тривоги та відповідальні особи за оповіщення. Виконання запропонованих заходів дозволяє знизити рівень виробничих ризиків, покращити умови праці та забезпечити безпечне виконання основних будівельних процесів під час зведення таунхаусу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Чинний від 2011-11-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд, 2011. 123 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Зі зміною № 1 та № 2. Навантаження і впливи. Норми проектування. Чинний від 2020-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2020. 68 с.
3. ДБН В.2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. Зі Зміною № 1. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2022.
4. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2017. 41с.
5. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. На заміну ДБН В.2.6-31:2016 ; чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : М-во розвитку громад та територій України, 2022. 23 с.
6. ДСТУ Б В.2.7-46:2010 Будівельні матеріали. Цементи загально-будівельного призначення. Технічні умови. Чинний від 2011-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 14 с.
7. ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови (EN 206-1:2000, NEQ). Чинний від 2010-04-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 109 с.
8. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Чинний від 2019-08-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 18 с.
9. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. Чинний від 2020-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2020.
10. ДСТУ Б В.2.6-2:2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. Чинний від 2010-10-01. Вид. офіц.

Київ : Мінрегіонбуд України, 2010.

11. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Чинний від 2010-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011.
12. ДБН В.2.2-15-2019 Зі зміною № 1. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-15-2005, ДБН В.3.2-2-2009; чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : М-во розвитку громад та територій України, 2022. 47 с.
13. ДБН В.1.2-10:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму та вібрації. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2022.
14. ДСТУ EN 1279-1:2022 Скло в будівлі. Склопакети. Частина 1. Загальні відомості, опис системи, правила обміну, допуски та візуальна якість (EN 1279-1:2018, IDT). Чинний від 2022-08-15. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2022. 33 с.
15. ДСТУ EN 14351-1:2020 Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). На заміну ДСТУ Б В.2.6-15:2011, ДСТУ Б В.2.6-23:2009 (ГОСТ 23166-99), ДСТУ Б В.2.6-99:2009; чинний від 2021-02-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2022. 56 с.
16. ДСТУ Б В.2.7-282:2011 Плитки керамічні. Технічні умови (EN 14411:2006, NEQ). Чинний від 2013-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.
17. ДСТУ Б В.2.7-243:2010 Будівельні матеріали. Вироби паркетні. Паркет планковий. Технічні умови. Чинний від 2010-10-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.
18. ДСТУ 9183:2022 Цементи. Загальні технічні умови. Чинний від 2023-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2022.
19. ДБН В.2.2-12:2019 Планування та забудова територій. На заміну ДБН В.2.2-15-2005, ДБН В.3.2-2-2009; чинний від 2019-10-01. М-во регіон. розвитку, будівництва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 177 с.
20. ДСТУ Б В.2.7-119:2011 Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний. Технічні умови. Чинний від 2012-10-01. Вид. офіц. Київ :

Мінрегіонбуд України, 2012.

21. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : М-во розвитку громад та територій України, 2022.
22. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018.
23. ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015 Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд. Чинний від 2016-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2015.
24. М. І. Котляр, С. В. Бутнік. Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Зведення багатоповерхового монолітного житлового будинку» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Харків : ХНУБА, 2017. 72 с.
25. Закон України «Про охорону праці»: Закон України від 14 жовтня 1992 року № 2694-XII (у редакції зі змінами) // Відомості Верховної Ради України. – 1992. № 49. Ст. 668.
26. Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану» : Закон України від 15.03.2022 № 2136-IX (із змінами).
27. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). Чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : Укрархбудінформ, 2012. 116 с.
28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : Укрархбудінформ, 2012.
29. НПАОП 0.00-4.12-05. Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
30. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання