

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

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

Кафедра матеріалознавства та інженерії композитних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

ЗВЕДЕННЯ АДМІНІСТРАТИВНОЇ БУДІВЛІ У МІСТІ ХАРКІВ

Розробила: студентка III курсу,
групи ПЦБ 2023- 2у спеціальності 192
Будівництво та цивільна інженерія
ОПП «Промислове та цивільне будівництво»
Штих Сніжана Володимирівна

Керівник: к.т.н., доц. Макаренко О.В.

Рецензент: к.т.н., доц. Сінякін А.Г.

м. Харків - 2026 рік

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Завідувач кафедри
матеріалознавства та інженерії
композитних конструкцій
д.т.н., проф. Кондратьєв А.В.



(підпис)

«01» червня 2026 р.

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Штих Сніжані Володимирівні

Спеціальність: *192 - Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Зведення адміністративної будівлі у місті Харків, затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова*

№ 447-03 від 26 травня 2026 р.

Термін подання завершеної роботи на кафедру «22» 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: *фасади, плани поверхів, розрізи, генеральний план ділянки;*

~ розрахунково-конструктивна частина: *підземна частина, надземна частина;*

технологічні рішення та організація будівництва: *технологічна карта.*


КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина	Вяткін К.І., к.т.н., доцент	 01.06.26	 11.06.26
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкта	 01.06.26	 12.06.26
	Розрахунок надземної частини об'єкта	Набока А.В., к.т.н., доцент	 01.06.26
3. Технологічні рішення та організація будівництва	Братішко С.М., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 13.06.26
4. Охорона праці	Косенко Н.О., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 19.06.26
Нормоконтроль	Шаповал С.В., к.т.н., доцентка	 1.06.26	 19.06.26

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН


Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	01.06.26-20.06.26	виконано
4. Охорона праці	01.06.26-20.06.26	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи


(підпис)

к.т.н., доц. Макаренко О.В.
(вчене звання, посада, прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання


(підпис)

Штих С.В.
(прізвище та ініціали)

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

1	АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	5
1.1	Вихідні данні	5
1.2	Об'ємно-планувальні рішення будівлі	7
1.3	Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій	10
1.4	Характеристика основних конструктивних елементів будівлі	12
2	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	16
2.1	Розрахунок підземної частини об'єкта	16
2.2	Розрахунок надземної частини будівлі	34
3	ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	52
3.1	Технологія та організація будівельного виробництва	52
3.2	Технологічна частина	62
4	ОХОРОНА ПРАЦІ	69
4.1	Аналіз умов праці під час будівництва об'єкта	69
4.2	Організація безпечних та нешкідливих умов праці на будівельному майданчику	71
4.3	Розроблення організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів щодо покращення умов праці	73
	ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4	75
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	76

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні данні

Проектована будівля передбачається для розміщення адміністративних та складських приміщень і призначена для забезпечення ефективного функціонування управлінських та логістичних процесів підприємства.

Об'єкт будівництва розташований у місті Харків на земельній ділянці площею 0,4763 га. Відповідно до вимог чинних нормативних документів будівля належить до II класу відповідальності, при цьому коефіцієнт надійності за відповідальністю становить 0,95.

Територія будівництва знаходиться в межах II кліматичного району України та відноситься до кліматичного підрайону Пв, що визначає основні розрахункові параметри для проектування несучих і огорожувальних конструкцій будівлі.

Нормативне значення вітрового навантаження для району будівництва становить 430 Па, а нормативне снігове навантаження – 1600 Па. Максимальна висота снігового покриву досягає 60 см, що враховується при розрахунку покрівельних конструкцій та елементів водовідведення. Максимальна кількість атмосферних опадів за добу становить 106 мм, що потребує забезпечення належної пропускної здатності систем поверхневого водовідведення.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів для даного району складає 1,1 м, що є визначальним фактором при виборі типу та глибини закладання фундаментів. Середня температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 дорівнює мінус 23 °С, що враховується під час виконання теплотехнічних розрахунків огорожувальних конструкцій та проектування систем опалення будівлі.

За температурним зонуванням територія будівництва належить до I температурної зони України, для якої встановлюються відповідні вимоги щодо енергоефективності та теплозахисту будівель і споруд.

Земельна ділянка, відведена під будівництво адміністративно-складської будівлі, розташована в місті Харків по вул. Валентинівській. Загальна площа території забудови становить 1397 м².

Проектована будівля має складну трапецієподібну конфігурацію в плані та розміщується на вільній від забудови території в межах мікрорайону 606А вздовж вулиці Валентинівської. Розташування об'єкта забезпечує зручний транспортний та пішохідний зв'язок із прилеглими територіями міста.

Межі земельної ділянки визначаються таким чином:

- ~ у північному напрямку – територіями загального користування, що перебувають у комунальній власності Харківської міської ради;
- ~ у західному напрямку – територією існуючої дев'ятиповерхової житлової забудови;
- ~ у південному напрямку – червоною лінією вул. Валентинівської;
- ~ у східному напрямку – землями загального користування Харківської міської ради.

Поблизу об'єкта розташовані зупинки громадського транспорту, що забезпечують транспортну доступність території для працівників та відвідувачів будівлі.

Рельєф ділянки характеризується незначним природним ухилом у східному напрямку, величина якого не перевищує 3 %, що створює сприятливі умови для організації поверхневого водовідведення та виконання будівельних робіт.

Розроблення генерального плану виконано відповідно до чинних вимог містобудівних та будівельних норм з урахуванням принципів раціонального функціонального зонування території, забезпечення нормативних проїздів для автотранспорту, пожежної техніки та пішохідних зв'язків. Проектні рішення передбачають комплексний благоустрій прилеглої території, який включає влаштування асфальтобетонного покриття проїздів і тротуарів, монтаж систем зовнішнього освітлення, а також організацію озеленення території.

Таблиця 1.1 – Основні техніко-економічні показники генерального плану

№	Найменування показника	Одиниця виміру	Значення
1	Площа земельної ділянки в межах забудови	м ²	1397
2	Будівельний об'єм споруди	м ³	40 642

1.2 Об'ємно-планувальні рішення будівлі

Проектована адміністративно-складська будівля має складну геометричну форму в плані. Максимальні габаритні розміри в координаційних осях становлять: у напрямку А–И – 45,0 м, у напрямку 1–7 – 36,0 м.

Будівля запроєктована багатоповерховою та складається з восьми основних надземних поверхів і технічного поверху. Висота поверхів з першого по восьмий прийнята 3,30 м відповідно до функціонального призначення приміщень.

Для забезпечення нормативних умов експлуатації та зручності користування будівлею передбачено два окремих входи. Головний вхід орієнтований на вул. Валентинівську та призначений для відвідувачів, які прибувають громадським транспортом. Додатковий вхід організовано з боку внутрішньої території земельної ділянки для забезпечення службового доступу та господарського обслуговування.

Функціональне зонування будівлі виконано з урахуванням технологічних вимог та особливостей експлуатації об'єкта:

- ~ підвальний поверх призначений для розміщення складських приміщень;

- ~ перший поверх відведений під торговельно-виставкові та адміністративні приміщення;

- ~ другий–восьмий поверхи використовуються для розміщення адміністративних приміщень;

- ~ технічний поверх призначений для інженерного обладнання та технічного обслуговування будівлі.

~ Загальна площа першого поверху становить 1120,1 м². У його межах передбачено розміщення:

~ адміністративних приміщень площею 236,0 м²;
~ торговельно-виставкових приміщень площею 489,0 м²;
~ комунікаційних зон, санітарно-побутових, технічних та допоміжних приміщень площею 230,1 м²;

~ приміщень котельні площею 165,0 м².

~ Загальна площа типового поверху становить 1101,7 м², з яких:

~ адміністративні приміщення займають 912,9 м²;
~ коридори, сходові клітини, санітарні вузли, технічні та допоміжні приміщення – 188,8 м².

Для забезпечення нормативного рівня пожежної безпеки та безпечної евакуації людей проектом передбачено дві сходові клітини. Евакуаційні шляхи організовані через систему коридорів, що забезпечують безпосередній доступ до евакуаційних виходів та сходових клітин.

Основний доступ до будівлі здійснюється з боку вул. Валентинівської. Під'їзди до господарських входів і сміттєзбірної камери запроектовані з внутрішнього двору. В'їзд на територію ділянки організовано з вул. Валентинівської через місцевий проїзд, що межує з існуючою житловою забудовою.

Доступ до технічного поверху забезпечується через обидві сходові клітини. Вхід до підвального поверху запроектовано автономним та незалежним від основних евакуаційних шляхів будівлі.

Система відведення атмосферних опадів прийнята внутрішньою з організованим водостоком. Покриття будівлі запроектоване плоским мембранним із нормативним ухилом 1,5 %, що забезпечує ефективне відведення дощових та талих вод і підвищує експлуатаційну надійність покрівельної конструкції.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувальних рішень будівлі наведено в таблиці 1.2, а експлікація приміщень першого поверху в таблиці 1.3.

Таблиця 1.2 – Основні техніко-економічні показники об’ємно-планувальних рішень будівлі

№ з/п	Найменування показника	Одиниця виміру	Значення
1	Площа земельної ділянки	га	0,4763
2	Площа забудови	м ²	1397
3	Кількість поверхів	поверхів	9
4	Умовна висота будівлі	м	32,6
5	Будівельний об’єм, у тому числі:	м ³	40 642
5.1	нижче позначки ±0,000	м ³	5 342
5.2	вище позначки ±0,000	м ³	35 296
6	Загальна площа будівлі	м ²	9 952,1
7	Корисна площа будівлі	м ²	7 861,3

Таблиця 1.3 – Експлікація приміщень першого поверху

№ з/п	Найменування приміщень	Площа, м ²
1	Приміщення охорони	21,5
2	Технічні приміщення	7,4
3	Ліфтовий хол	20,3
4	Адміністративні приміщення	236,0
5	Приміщення котельні	165,0
6	Тамбури	43,2
7	Коридори та холи	126,1
8	Торговельно-виставкові приміщення	489,0
9	Санітарно-побутові приміщення (санвузли)	10,6
	Загальна площа поверху	1120,1

В таблиці 1.4 наведена експлікація приміщень типового поверху.

Таблиця 1.4 – Експлікація приміщень типового поверху

№ з/п	Найменування приміщень	Площа, м ²
1	Ліфтовий хол	20,3
2	Коридори	102,5
3	Санітарно-побутові приміщення (санвузли)	26,3
4	Тамбури	35,7
5	Адміністративні приміщення	912,9
	Загальна площа типового поверху	1101,7

1.3 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стінової конструкції виконано відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2022 «Теплова ізоляція будівель». Основною метою розрахунку є визначення необхідної товщини теплоізоляційного шару для забезпечення нормативного опору теплопередачі огорожувальної конструкції та створення комфортних параметрів внутрішнього мікроклімату (рис.1.1).

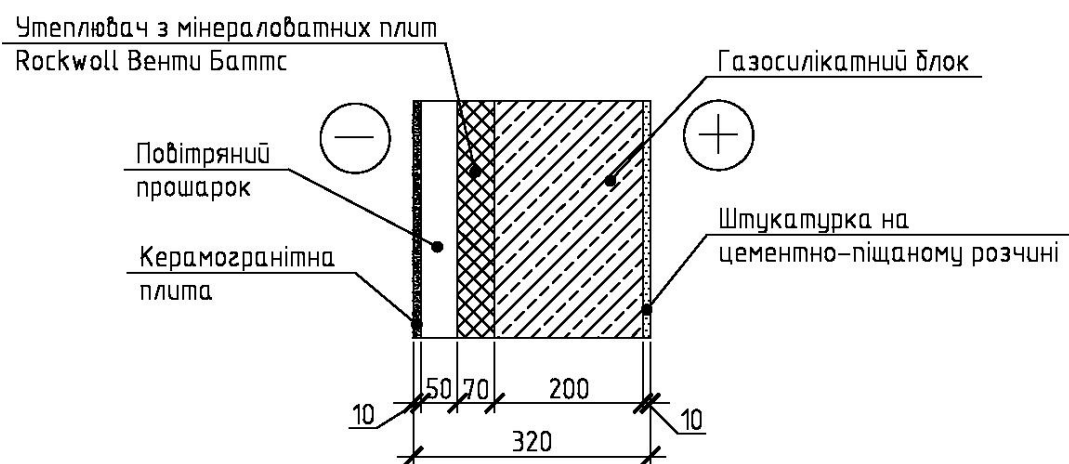


Рисунок 1.1 – Вихідні дані для розрахунку

Об'єкт будівництва розташований у місті Харків. Відповідно до положень нормативної документації територія будівництва належить до сухої зони вологості. Для приміщень будівлі прийнято нормальний режим вологості. Умови експлуатації зовнішньої стіни відповідають категорії А.

Конструкція зовнішньої стіни передбачає застосування навісної вентиляованої фасадної системи та складається з таких шарів:

1. Облицювання з керамогранітних плит товщиною 10 мм з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda = 2,19 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$.
2. Теплоізоляційний шар із мінераловатних плит ROCKWOOL Venti Batts густиною $90 \text{ кг}/\text{м}^3$ та коефіцієнтом теплопровідності $\lambda = 0,042 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$.
3. Основна стінова конструкція з газосилікатних блоків товщиною 200 мм, густиною $650 \text{ кг}/\text{м}^3$ та коефіцієнтом теплопровідності $\lambda = 0,22 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$.
4. Внутрішній штукатурний шар на цементно-піщаному розчині товщиною 10 мм з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda = 0,47 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$.

Значення коефіцієнтів теплопровідності матеріалів прийнято відповідно до вимог чинних нормативних документів.

Слід зазначити, що термічний опір вентиляованого повітряного прошарку під час визначення товщини теплоізоляції не враховується. Водночас наявність повітряного зазору позитивно впливає на загальні теплоізоляційні характеристики фасадної системи та додатково підвищує приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції.

Відповідно до температурного зонування території України місто Харків належить до I температурної зони з кількістю градусо-днів опалювального періоду понад $3500 \text{ }^\circ\text{C}\cdot\text{добу}$. Згідно з вимогами ДБН В.2.6-31:2022 мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі зовнішніх стін для громадських будівель у зазначеній температурній зоні становить:

$$R_{0\text{тр}} = 2,8 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт} \quad (1.1)$$

Під час виконання розрахунку використано нормативні значення коефіцієнтів тепловіддачі внутрішньої та зовнішньої поверхонь огорожувальної

конструкції. Для внутрішньої поверхні прийнято $\alpha_{в} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$, а для зовнішньої поверхні в зимовий період – $\alpha_{з} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$.

За результатами теплотехнічного розрахунку встановлено, що для забезпечення нормативного значення опору теплопередачі та виконання вимог енергоефективності необхідна товщина теплоізоляційного шару з мінераловатних плит ROCKWOOL становить не менше 69 мм.

З урахуванням вимог стандартизації та номенклатури теплоізоляційних виробів до проєкту прийнято утеплювач товщиною 70 мм.

Таким чином, запроектована зовнішня огорожувальна конструкція повністю відповідає вимогам ДБН В.2.6-31:2022 щодо теплозахисту будівель та забезпечує нормативні показники енергоефективності й комфортні умови експлуатації приміщень.

1.4 Характеристика основних конструктивних елементів будівлі

Проєктована будівля запроектована за змішаною конструктивною схемою із застосуванням монолітного залізобетонного каркаса, до складу якого входять колони, безбалкові плити перекриття, діафрагми жорсткості, сходові клітини та сходові марші. Огорожувальні конструкції виконуються з дрібнорозмірних стінових елементів. Конструктивна система будівлі належить до каркасного типу, а її розрахункова схема являє собою зв'язковий каркас.

Просторова незмінюваність і загальна жорсткість споруди забезпечуються спільною роботою горизонтальних дисків перекриттів, вертикальних діафрагм жорсткості та ядер жорсткості, що утворюють єдину просторову конструктивну систему та забезпечують сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень.

Будівля відноситься до II класу відповідальності відповідно до чинних нормативних вимог. Коефіцієнт надійності за відповідальністю прийнято рівним 0,95.

За показниками пожежної безпеки споруда відповідає II ступеню вогнестійкості. Усі основні несучі та огорожувальні конструкції запроєктовані з негорючих матеріалів класу М0. Межі вогнестійкості конструктивних елементів прийняті відповідно до нормативних вимог і становлять: для колон та діафрагм жорсткості – R150, для міжповерхових перекриттів – REI 60, для покриття – RE 30, для стін сходових клітин – REI 150, для зовнішніх стін – E30, для сходових маршів та майданчиків – R60. Відповідність фактичних характеристик вогнестійкості проектних конструкцій повинна підтверджуватися результатами сертифікаційних випробувань, виконаних у встановленому порядку.

Проектними рішеннями забезпечено нормативну кількість евакуаційних виходів та необхідну пропускну здатність шляхів евакуації. Евакуація людей із будівлі передбачена через дві незалежні сходові клітини. Ліфтове обладнання оснащується протипожежними дверима з межею вогнестійкості не менше 30 хвилин. Один із ліфтів вантажопідйомністю 1000 кг запроєктований відповідно до вимог щодо транспортування пожежно-рятувальних підрозділів. Для видалення диму з технічного підпілля передбачено два димовидалювальні вікна розміром 0,9×1,2 м.

Несучий каркас будівлі виконано у вигляді монолітної залізобетонної безригельної системи, що забезпечує раціональний розподіл навантажень та високі експлуатаційні характеристики споруди.

Фундаменти. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика віднесено до II категорії складності. Особливостями геологічної будови території є значна просторова мінливість літологічного складу ґрунтів та їх фізико-механічних характеристик, наявність у верхній частині геологічного розрізу насипних ґрунтів із неоднорідними властивостями, а також суттєві сезонні коливання рівня ґрунтових вод.

Ґрунти інженерно-геологічних елементів ІГЕ-1 та ІГЕ-2 через неоднорідність структури та розташування в зоні сезонного промерзання не можуть використовуватись як природна основа фундаментів будівлі. Разом із тим зазначені

грунти можуть застосовуватись як середовище для прокладання інженерних мереж та комунікацій.

За показниками корозійної активності ґрунти ІГЕ-1 характеризуються високим ступенем агресивності до металевих конструкцій, тоді як ґрунти ІГЕ-2 та ІГЕ-3 мають середній рівень корозійного впливу. Як природна основа фундаментів можуть використовуватись ґрунти інженерно-геологічних елементів ІГЕ-3 – ІГЕ-8.

З урахуванням інженерно-геологічних умов будівельного майданчика прийнято плитний фундамент у вигляді монолітної залізобетонної фундаментної плити, що спирається на природну основу з ґрунтів ІГЕ-3. Розрахункові характеристики ґрунтової основи становлять:

- ~ об'ємна вага ґрунту $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$;
- ~ кут внутрішнього тертя $\varphi = 16^\circ$;
- ~ питоме зчеплення $C = 0,021 \text{ МПа}$;
- ~ модуль деформації $E = 9,0 \text{ МПа}$.

Товщина фундаментної плити прийнята рівною 1000 мм.

Несучі конструкції

Вертикальні несучі елементи каркаса представлені монолітними залізобетонними колонами перерізом $400 \times 400 \text{ мм}$ із бетону класу С25/30.

Система просторової жорсткості будівлі формується монолітними залізобетонними діафрагмами жорсткості товщиною 250 мм та ліфтовими шахтами аналогічної товщини. Для їх виготовлення використовується бетон класу С25/30.

Міжповерхові перекриття запроєктовані у вигляді монолітних безбалкових залізобетонних плит товщиною 200 мм із бетону класу С20/25.

Сходові марші та міжповерхові майданчики виконуються монолітними залізобетонними конструкціями з бетону класу С25/30.

Огороджувальні конструкції.

Зовнішні стіни будівлі є самонесучими та виконуються з газосилікатних блоків товщиною 200 мм. Для забезпечення нормативних показників

енергоефективності передбачено влаштування вентиляованої фасадної системи із зовнішнім утепленням мінераловатними плитами типу «ROCKMUR».

Архітектурно-оздоблювальні рішення.

Оздоблення фасадів передбачає застосування сучасних довговічних матеріалів із високими експлуатаційними характеристиками. Світлопрозорі конструкції виконуються з металопластикових профільних систем із енергоефективними склопакетами. Цокольна частина будівлі облицьовується штучним гранітом. Основним архітектурним рішенням фасадів є вентиляована фасадна система з декоративно-захисним облицьованням.

Для внутрішнього оздоблення приміщень передбачено використання високоякісних будівельних матеріалів, зокрема керамічної плитки, паркетних покриттів, комерційного лінолеуму та килимових покриттів. Оздоблення стін і стель здійснюється водостійкими лакофарбовими матеріалами. У громадських та адміністративних приміщеннях передбачено влаштування підвісних стель типу «Armstrong». Усі застосовані полімерні та оздоблювальні матеріали повинні відповідати чинним санітарно-гігієнічним вимогам та мати дозвільну документацію на використання в будівництві на території України.

Підсумок. У першому розділі виконано аналіз вихідних даних для проектування адміністративно-складської будівлі, розглянуто особливості розташування об'єкта, містобудівні умови та функціональне призначення споруди. Обґрунтовано генеральний план забудови земельної ділянки, визначено основні об'ємно-планувальні параметри будівлі та виконано експлікацію приміщень відповідно до їх функціонального використання. Прийняті архітектурно-планувальні рішення забезпечують ефективну організацію внутрішнього простору, зручність експлуатації та відповідність сучасним вимогам до адміністративно-громадських будівель.

Також у розділі виконано теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожувальної конструкції та наведено характеристику основних конструктивних елементів споруди. За результатами розрахунку підтверджено

відповідність прийнятого конструктивного рішення вимогам ДБН щодо теплозахисту та енергоефективності будівель. Обрані конструкції фундаментів, несучого каркаса, перекриттів та огорожувальних елементів забезпечують необхідні показники міцності, довговічності та надійності об'єкта.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта

Вибір типу фундаментів та визначення параметрів основи виконано на підставі результатів інженерно-геологічних вишукувань, проведених на будівельному майданчику. Аналіз геологічної будови території показав, що верхня частина розрізу представлена ґрунтами інженерно-геологічних елементів ІГЕ-1 та ІГЕ-2, які характеризуються неоднорідністю складу, мінливістю фізико-механічних властивостей та розташуванням у зоні сезонного промерзання (рис.2.1-2.3).

У зв'язку з цим ґрунти ІГЕ-1 та ІГЕ-2 не можуть використовуватися як природна основа фундаментів проєктованої будівлі. Водночас зазначені ґрунти можуть бути використані як вміщувальні та підстилаючі шари під час прокладання інженерних мереж і комунікацій.

За результатами лабораторних досліджень встановлено, що ґрунти ІГЕ-1 характеризуються високою корозійною агресивністю щодо сталевих конструкцій, тоді як для ґрунтів ІГЕ-2 та ІГЕ-3 характерний середній рівень корозійного впливу. Як природну основу для фундаментів проєктованої споруди доцільно використовувати ґрунти інженерно-геологічних елементів ІГЕ-3 – ІГЕ-8, які мають достатні показники міцності та деформаційної стійкості.

Рекомендовані розрахункові характеристики ґрунтів, що використовуються при визначенні несучої здатності основи та розрахунку фундаментів, наведено у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів основи

ІГЕ	Найменування ґрунту	Щільність γ , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя ϕ , град	Питоме зчеплення C , МПа	Модуль деформації E , МПа	Корозійна активність
ІГЕ-1	Насипний ґрунт	17,5-18,0	12-15	0,010–0,015	5-8	Висока
ІГЕ-2	Суглинок м'якопластичний	18,0-18,5	14-16	0,015–0,020	7-10	Середня
ІГЕ-3	Суглинок тугопластичний	18,0	16	0,021	9,0	Середня
ІГЕ-4	Супісок щільний	18,5-19,0	22-24	0,010	15-18	Низька
ІГЕ-5	Пісок дрібний щільний	19,0	28-30	0,000	22-25	Низька
ІГЕ-6	Пісок середньої крупності	19,5	30-32	0,000	25-30	Низька
ІГЕ-7	Пісок щільний водонасичений	20,0	32-34	0,000	28-35	Низька
ІГЕ-8	Пісок крупний щільний	20,0–21,0	34-36	0,000	35-40	Низька

З урахуванням інженерно-геологічних умов будівельного майданчика для проєктованої споруди прийнято фундаменти неглибокого закладання у вигляді монолітної фундаментної плити. Такий тип фундаменту забезпечує рівномірний розподіл навантажень на основу та сприяє зменшенню нерівномірних осідань споруди.

Для забезпечення надійної та довговічної роботи фундаментної системи проєктом передбачено комплекс інженерних заходів, спрямованих на підвищення несучої здатності та стабільності основи.

До складу зазначених заходів належать:

– зменшення питомого тиску на ґрунтову основу шляхом застосування фундаментної плити значної площі;

- підвищення загальної просторової жорсткості фундаментно-підвальної частини будівлі за рахунок використання монолітних залізобетонних конструкцій;
- забезпечення спільної роботи фундаментної плити та вертикальних несучих елементів каркаса;
- улаштування комплексу водозахисних заходів, що включає ретельне ущільнення пазух котловану місцевими суглинистими ґрунтами, виконання водонепроникного вимощення по периметру будівлі та організацію вертикального планування території для відведення поверхневих вод від фундаментів.

Реалізація зазначених заходів дозволяє забезпечити нормативні показники міцності, стійкості та довговічності підземної частини будівлі, а також мінімізувати негативний вплив ґрунтових і гідрогеологічних умов на експлуатацію споруди.

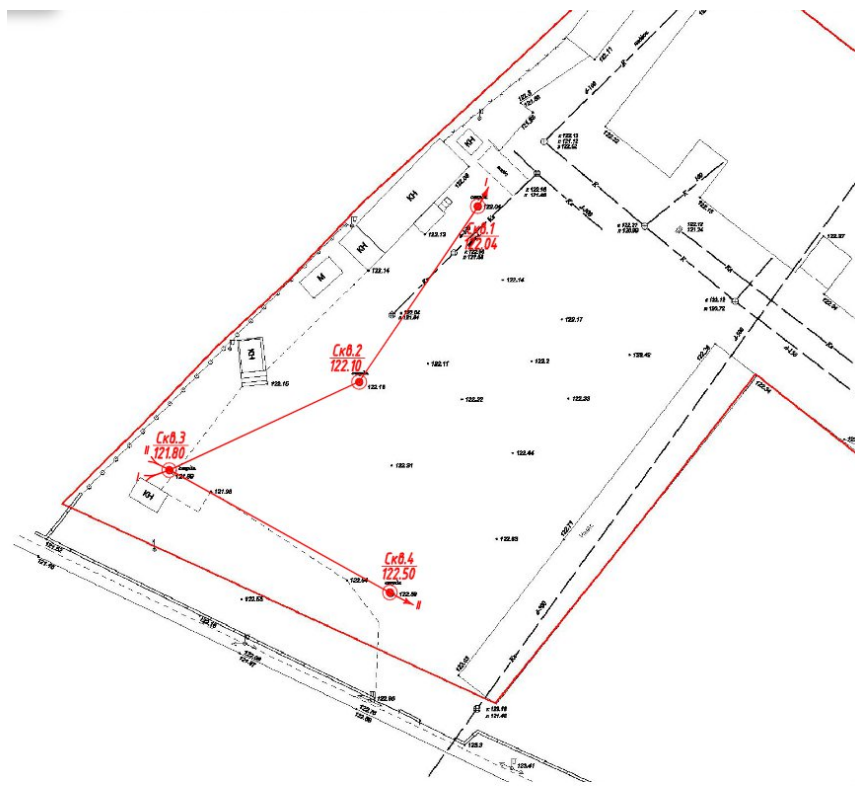


Рисунок 2.1 – Схема розташування інженерно-геологічних свердловин на території будівництва

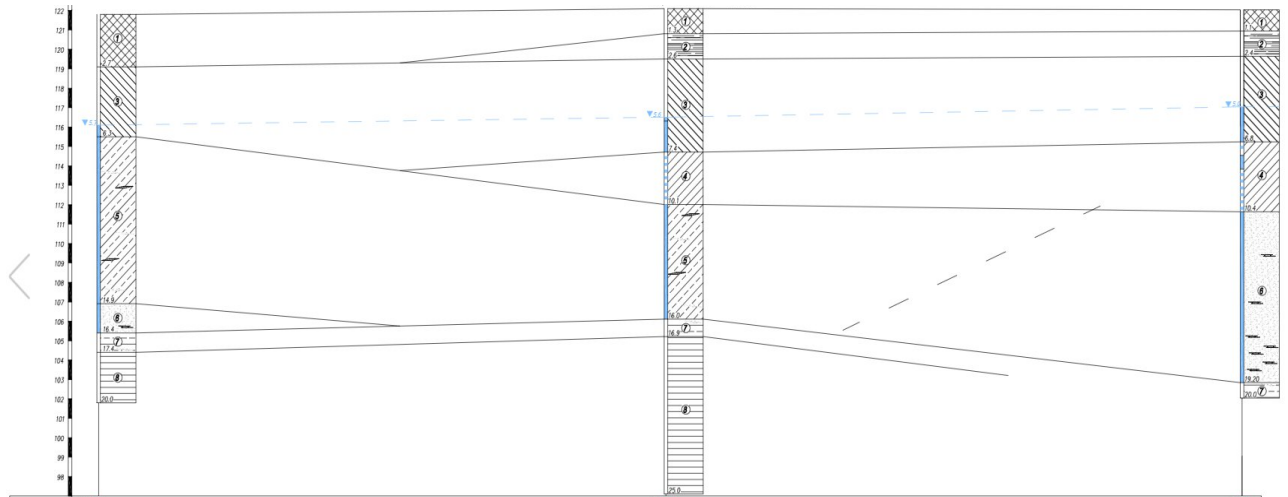


Рисунок 2.2 – Інженерно-геологічний розріз I–I:

1 - насипні ґрунти: суміш ґрунту, піску бурого та сіро-бурого кольору. середньої крупності, будівельного сміття (щебінь, уламки цегли, бетону), зверху перекриті бетонними плитами та асфальтом;

2 – супіски чорні, темно-сірі гумусовані;

3 – суглинки жовто-бурі, бурі, місцями зеленувато-бурі, від тугопластичної до напівтвердої консистенції, з прошарками та включеннями карбонатів;

4 - суглинки коричневі, буро-коричневі, темно-коричневі, від напівтвердої до тугопластичної консистенції, з численними ямами карбонатів;

5 – супіски бурі, сіро-бурі, сірі, жовто-бурі, жовто-сірі, текучі, місцями з незначними прошарками суглинків і пісків;

6 – піски жовто-сірі, жовті, світло-жовті, водонасичені, середньої щільності, з прошарками щільних пісків, подекуди з включеннями;

7 – глини сіро-зелені, зелені, від тугопластичної до напівтвердої консистенції, з частими прошарками пісків;

8 – глини голубі, сіро-голубі твердої консистенції.

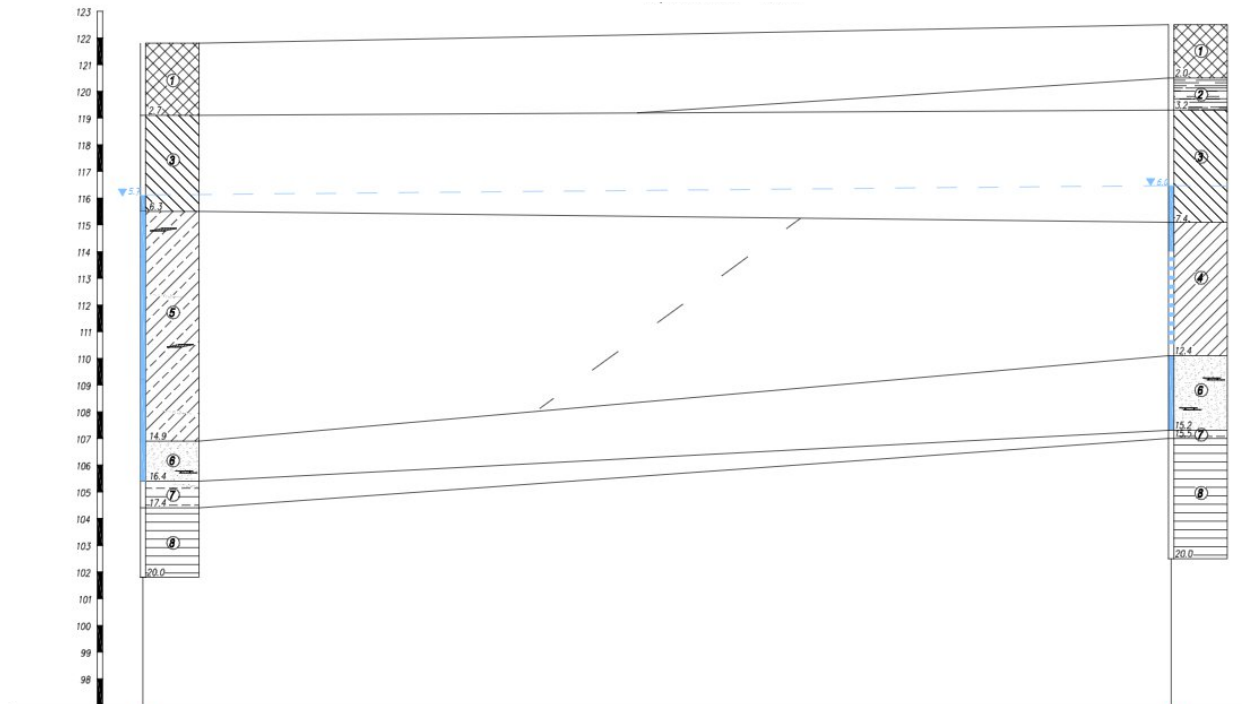


Рисунок 2.3 – Інженерно-геологічний розріз II–II:

1 – насипні ґрунти: суміш ґрунту, піску бурого та сіро-бурого кольору. середньої крупності, будівельного сміття (щебінь, уламки цегли, бетону), зверху перекриті бетонними плитами та асфальтом;

2 – супіски чорні, темно-сірі гумусовані;

3 – суглинки жовто-бурі, бурі, місцями зеленувато-бурі, від тугопластичної до напівтвердої консистенції, з прошарками та включеннями карбонатів;

4 - суглинки коричневі, буро-коричневі, темно-коричневі, від напівтвердої до тугопластичної консистенції, з численними ями карбонатів;

5 – супіски бурі, сіро-бурі, сірі, жовто-бурі, жовто-сірі, текучі, місцями з незначними прошарками суглинків і пісків;

6 – піски жовто-сірі, жовті, світло-жовті, водонасичені, середньої щільності, з прошарками щільних пісків, подекуди з включеннями;

7 – глини сіро-зелені, зелені, від тугопластичної до напівтвердої консистенції, з частими прошарками пісків;

8 – глини голубі, сіро-голубі твердої консистенції.

Розрахунок фундаментної плити виконано із застосуванням сучасних програмних комплексів автоматизованого проектування та розрахунку будівельних конструкцій. Методика розрахунку передбачає послідовне створення просторової розрахункової моделі споруди з подальшим визначенням напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземна частина будівлі».

Процес розрахунку фундаментної плити реалізовано за наступним алгоритмом.

Етап 1. Формування геометричної моделі в ПК САПФІР 2019

На початковому етапі виконано підготовку графічної основи для побудови інформаційної моделі фундаментної конструкції. Для цього у програмному середовищі AutoCAD створено креслення фундаментної плити та основних несучих елементів будівлі з дотриманням проектних геометричних параметрів.

Підготовлені креслення збережено у форматі DXF, який забезпечує коректний обмін графічною інформацією між програмними комплексами автоматизованого проектування. Використання DXF-підкладки дозволяє підвищити точність побудови розрахункової моделі та мінімізувати ймовірність виникнення геометричних похибок під час моделювання.

На наступному етапі сформовану DXF-підкладку імпортовано до програмного комплексу САПФІР 2019. Після завантаження виконано налаштування параметрів проекту, зокрема координатної системи, відміток поверхів, характеристик матеріалів, типів конструктивних елементів та інших вихідних даних, необхідних для подальшого формування скінченно-елементної моделі.

У результаті виконаних операцій створено просторову інформаційну модель фундаментної плити, яка використовується для подальшого призначення навантажень, формування розрахункових сполучень та виконання числового аналізу конструкції методом скінченних елементів (рис.2.4-2.5).

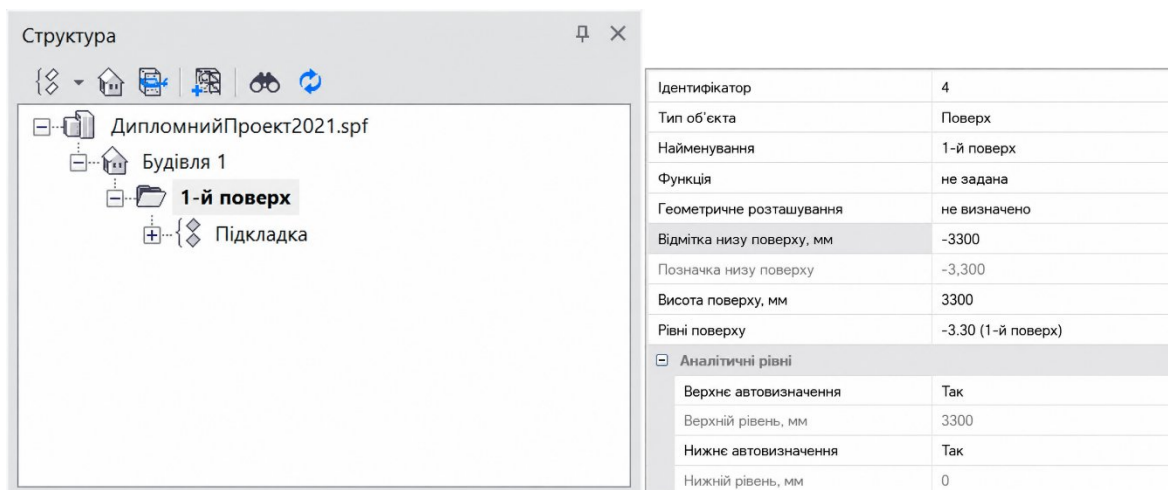


Рисунок 2.4 – Створення першого поверху розрахункової моделі в ПК ЛІРА-САПР

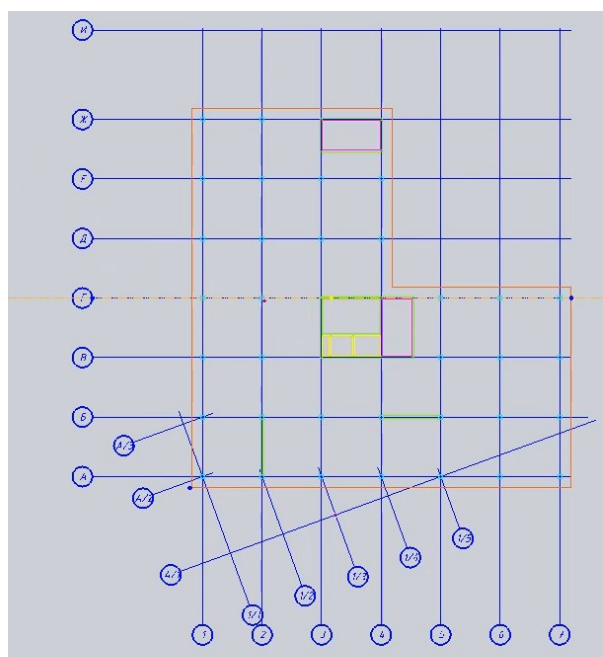


Рисунок 2.5 – Побудова координатних осей розрахункової моделі будівлі

2.Створюю фундаменту плиту товщиною 700 мм (2.7).

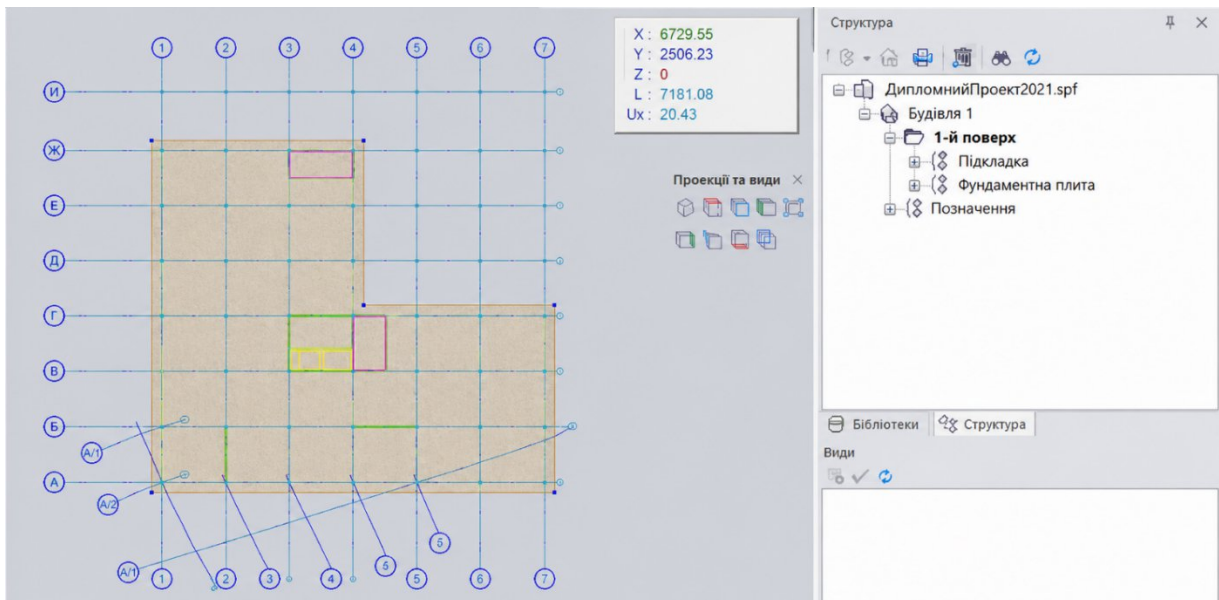


Рисунок 2.6 – Побудова контурів фундаментної плити в ПК ЛІРА-САПР

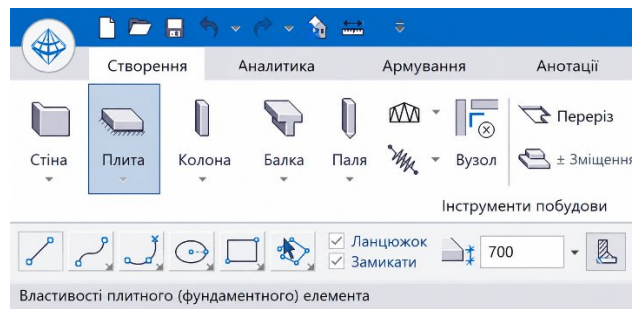


Рисунок 2.7 – Налаштування параметрів плитного фундаменту в ПК ЛІРА-САПР

3. Навантажую плитку (рис.2.8).

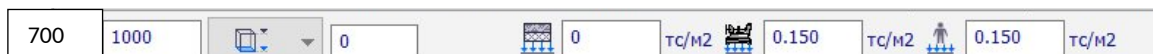


Рисунок 2.8 – Налаштування розрахункових навантажень на плитний фундамент

4. Створюю розрахункову схему (рис.2.10-2.11).

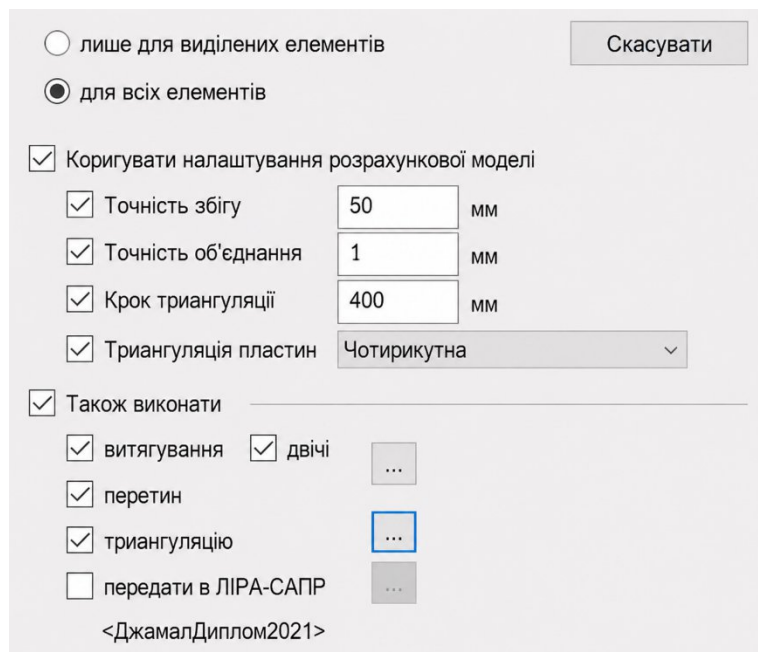


Рисунок 2.9 – Створення та розрахункової схеми будівлі

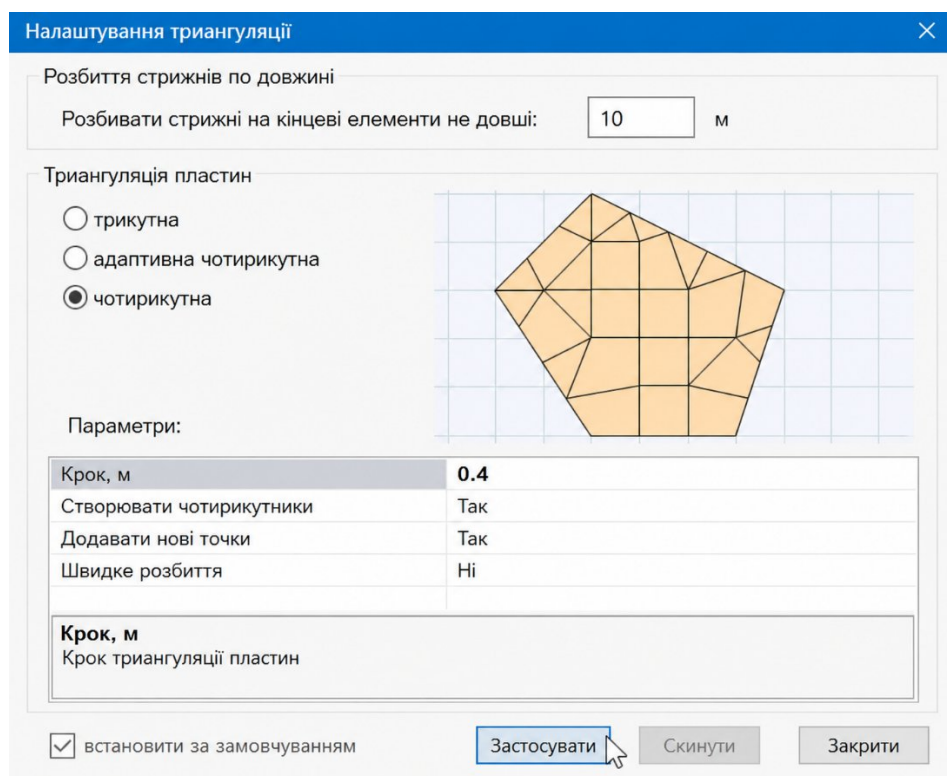


Рисунок 2.10 – Триангуляція розрахункової схеми будівлі

Після завершення формування просторової інформаційної моделі фундаментної системи в програмному комплексі САПФІР 2019 виконано її експорт до розрахункового

комплексу ЛПРА-САПР 2016 для проведення подальшого аналізу напружено-деформованого стану конструкцій.

На етапі підготовки розрахункової схеми до числового аналізу здійснено призначення параметрів взаємодії фундаментної конструкції з ґрунтовою основою. Для моделювання роботи фундаментної плити використано пружну модель основи, що характеризується коефіцієнтом постелі. Значення коефіцієнта C_1 визначено на підставі результатів інженерно-геологічних вишукувань та фізико-механічних характеристик ґрунтів основи.

Використання коефіцієнта постелі дозволяє врахувати деформаційні властивості ґрунтового масиву та забезпечити більш достовірне моделювання спільної роботи системи «основа – фундамент – будівля». У результаті підвищується точність визначення осідань, контактних напружень під подошвою фундаменту та внутрішніх зусиль у конструктивних елементах споруди.

Після налаштування параметрів ґрунтової основи виконано призначення матеріалів для розрахунку залізобетонних конструкцій. На цьому етапі до елементів розрахункової схеми прив'язуються фізико-механічні характеристики бетону та арматурної сталі відповідно до прийнятих проєктних рішень.

Для монолітних залізобетонних конструкцій моделі задано класи бетону та арматури, що відповідають конструктивним рішенням проєкту. Під час налаштування враховано основні розрахункові характеристики матеріалів, зокрема модуль пружності, розрахункові опори бетону та арматури, коефіцієнти надійності за матеріалом, а також інші параметри, необхідні для визначення міцності, жорсткості та тріщиностійкості конструкцій.

Коректне призначення характеристик матеріалів є важливим етапом формування розрахункової моделі, оскільки безпосередньо впливає на точність результатів розрахунку та подальший автоматизований підбір армування залізобетонних елементів (рис.2.11).

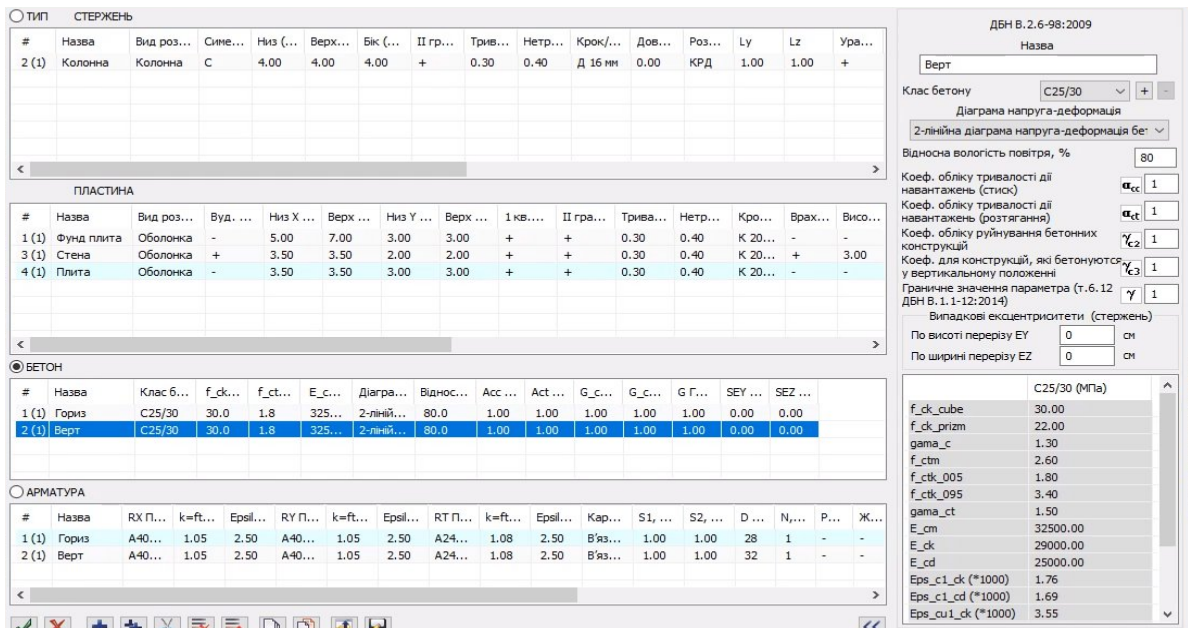


Рисунок 2.11 – Призначення матеріалів для розрахунку залізобетонних конструкцій у програмному комплексі ЛІРА-САПР 2016

Встановлюю в'язи фундаментної плити (рис.2.12).

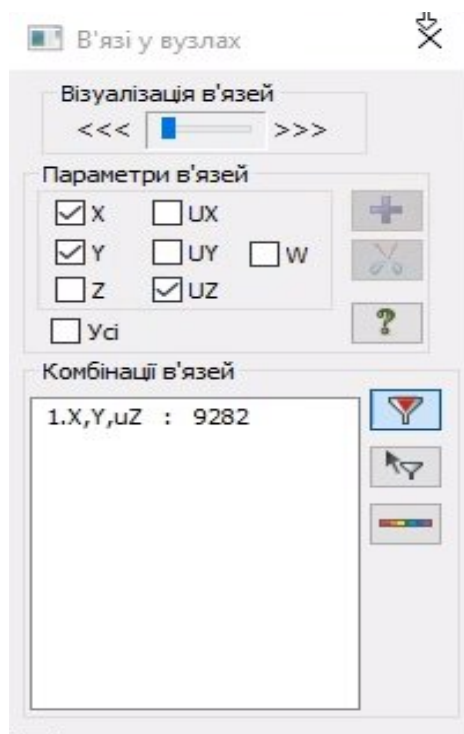


Рисунок 2.12 – Задання в'язей у вузлах розрахункової моделі

Налаштовую РСН

Розрахунків сполучення навантажень

Номер таблиці РСН: 1
Ім'я таблиці РСН: ДБН В.1.2-2:2006_1

ДБН В.1.2-2:2006

Коеф. надійності за відповідальністю:
для I-го ГС: 1
для II-го ГС: 1
для аварійних сполучень: 1

Динаміка по модулю
 Визначальні РСН

Не враховувати сейсмику для II-го ГС
 Не враховувати особливе навантаж. для II-го ГС

N завантаж.	Найменування	Вид	Знакозмінн.	Взаємовікл.	Y _m / Y _e	P _q / P _{ch}	1.PCH1	2.PCH2	3.PCH3	4.PCH4	5.PCH5	6.PCH6	7.PCH7
1	Собственный вес	Постійне(П)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
2	Постоянные нагрузки на пл	Постійне(П)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
3	Длительные нагрузки на пл	Тривале(Т)	+		1.2	1.0	0.	1.	0.	0.	0.	0.95	0.95
4	Кратковременные нагрузки	Короткочасне(К)	+		1.2	0.35	0.	0.	1.	0.	0.	0.9	0.9
5	Ветер 0	Миттєве(М)	+	1	1.0	0.0	0.	0.	0.	1.	0.	0.9	0.
6	Ветер 90	Миттєве(М)	+	1	1.0	0.0	0.	0.	0.	0.	1.	0.	0.9
7	Сейсмика 0	Сейсміч(С)	+/-	2	1.0	0.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
8	Сейсмика 90	Сейсміч(С)	+/-	2	1.0	0.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
9	Собст колебания	Неактивне (Н/а)	+		0.0	0.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

ΣΠ·Δ·Κ·Α (Κρ)Π·Α·Μ

Коефіцієнти

Додати

Рисунок 2.13 – Розрахунків сполучення навантажень

Налаштовую РСЗ (рис.2.14).

Розрахунків Сполучення Зусиль

Номер таблиці РСЗ: 1
Ім'я таблиці РСЗ: ДБН_1

Будівельні норми: ДБН В.1.2-2:2006

Номер завантаження: 9
Собст колебания

Вид завантаження: Неактивне (9)
За умовчанням

К надійності за відповідальністю:
для I-го ГС: 1.00
для II-го ГС: 1.00
для аварійних сполучень: 1.00

Коефіцієнти для РСЗ

#	1 основ.	2 основ.	Аварійн.	Авар.(б С)	5 сполуч.	6 сполуч.	7 сполуч.	8 сполуч.	9 сполуч.	10 сполуч.	11 сполуч.	12 сполуч.	13 сполуч.	14 сполуч.
2	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.00	0.95	0.80	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.00	0.90	0.50	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.00	0.90	0.50	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.00	0.90	0.50	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Зведена таблиця для обчислення РСЗ:

№	Ім'я завантаж...	Вид	Параметри РСЗ					Коефіцієнти РСЗ					
1	Собственный...	Постійне(0)	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	
2	Постоянные ...	Постійне(0)	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	
3	Длительные ...	Тривале ...	1	0	0	0	1.20	1.00	1.00	0.95	0.80	0.95	
4	Кратковреме...	Короткочасн...	2	0	0	0	1.00	0.35	1.00	0.90	0.50	0.80	
5	Ветер 0	Миттєве(7)	7	0	1	0	0	4.76	0.00	1.00	0.90	0.50	0.80
6	Ветер 90	Миттєве(7)	7	0	1	0	0	4.76	0.00	1.00	0.90	0.50	0.80
7	Сейсмика 0	Сейсмічне(5)	5	0	1	2	0	0	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
8	Сейсмика 90	Сейсмічне(5)	5	0	1	2	0	0	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
9	Собст колеба...	Неактивне (9)	9	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Рисунок 2.14 – Розрахунків сполучення зусиль

Після завершення формування розрахункової моделі виконано статичний аналіз фундаментної плити в програмному комплексі ЛПА-САПР 2016. Розрахунок проведено з урахуванням усіх передбачених проектом навантажень та їх комбінацій відповідно до розрахункових сполучень навантажень (РСН) і розрахункових сполучень зусиль (РСУ).

На основі отриманих результатів визначено внутрішні силові фактори в конструкції фундаментної плити, після чого виконано автоматизований підбір робочого армування відповідно до вимог чинних нормативних документів щодо проектування залізобетонних конструкцій. Підбір арматури здійснювався з урахуванням максимальних згинальних моментів, поперечних сил та особливостей роботи фундаментної конструкції на пружній основі.

Після завершення розрахунку проведено аналіз деформованого стану фундаментної плити під дією найбільш несприятливих комбінацій навантажень. Отримана деформована схема свідчить про рівномірний характер роботи фундаменту та відсутність локальних зон надмірних деформацій.

Результати числового моделювання показали, що фундаментна плита працює в межах допустимих експлуатаційних параметрів і характеризується достатньою жорсткістю. Максимальне вертикальне переміщення конструкції вздовж осі Z становить 19,9 мм, що не перевищує нормативно допустимих значень для споруд даного класу та конструктивної схеми.

Отримані результати підтверджують ефективність прийнятого конструктивного рішення фундаментної плити та свідчать про забезпечення необхідних показників міцності, жорсткості, тріщиностійкості та експлуатаційної надійності підземної частини будівлі.

6. Аналіз розрахунків та армування (рис.2.14).

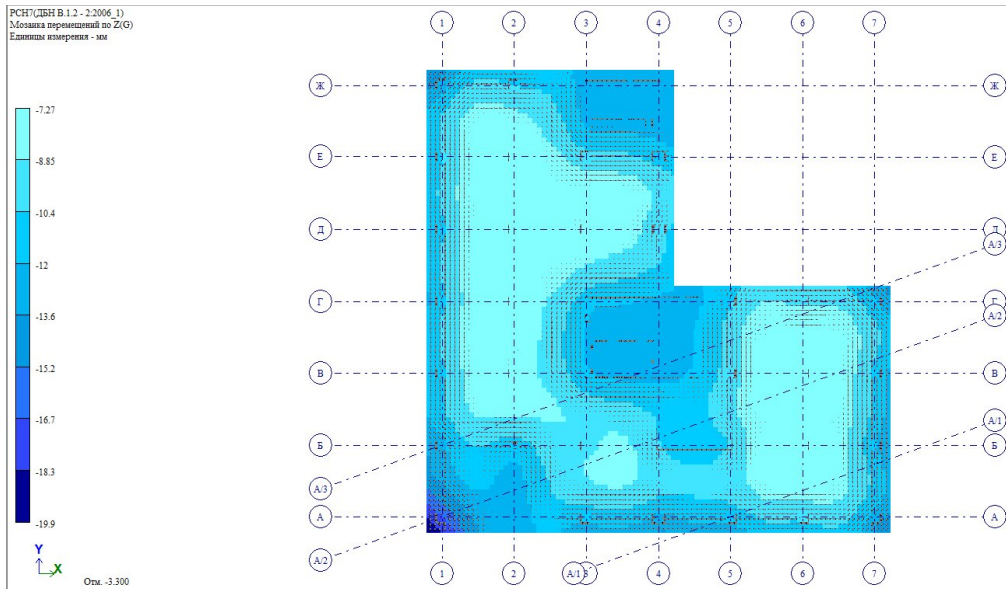


Рисунок 2.14 – Переміщення по Z

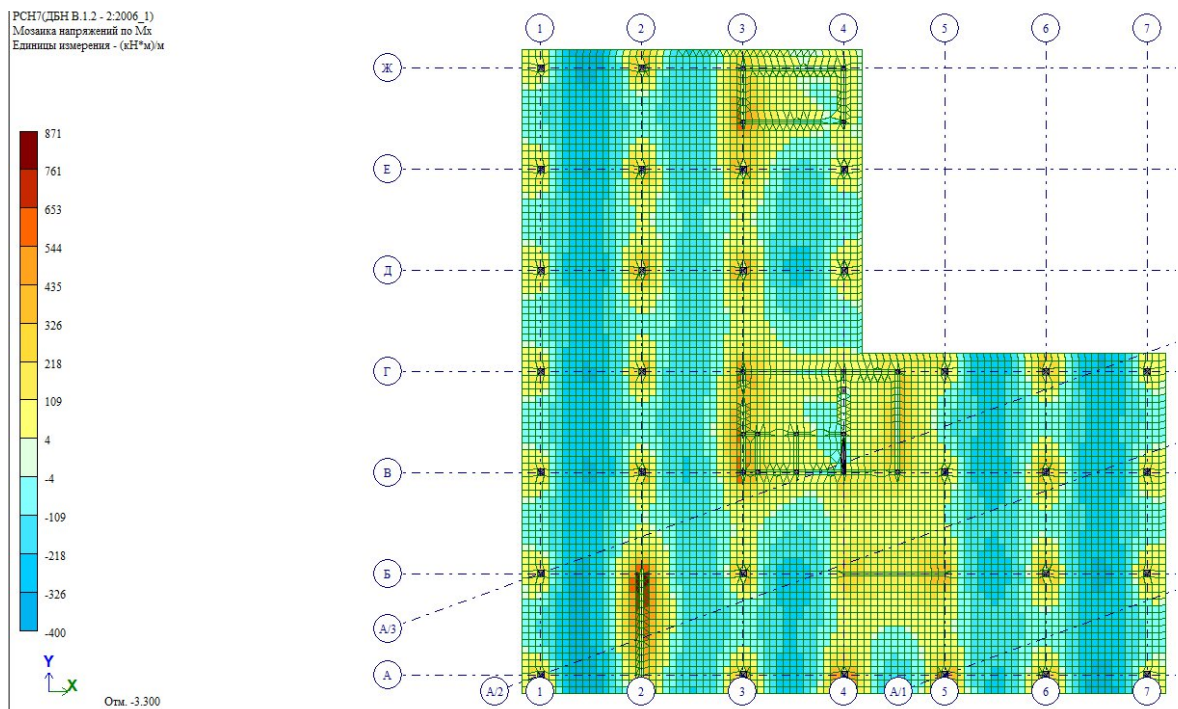


Рисунок 2.15 – Ізополя напружень по Mx

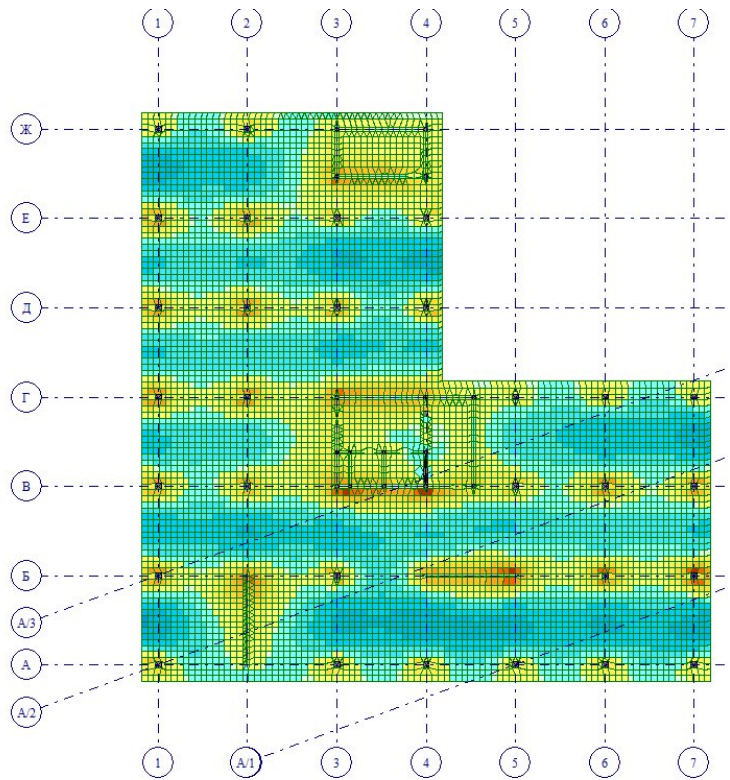
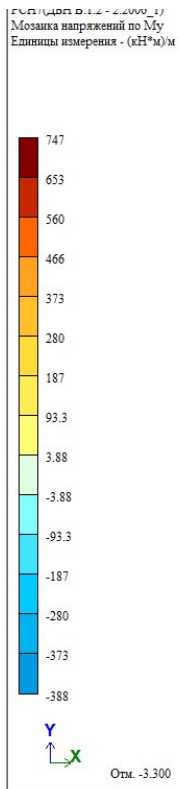


Рисунок 2.16– Ізополя напружень по M_y

РСН (ДБН В.1.2-2:2006_1)
Мозаїка напружень за Q_x
Одиниці вимірювання - кН/м

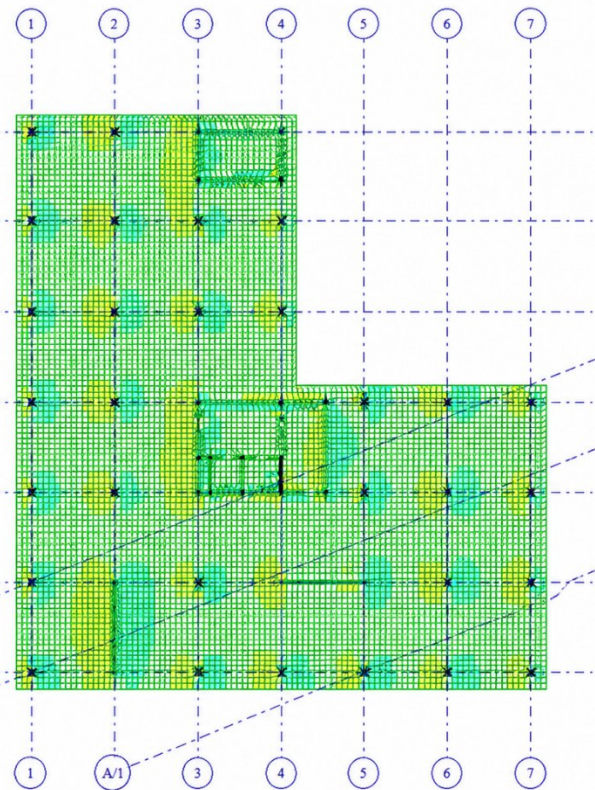
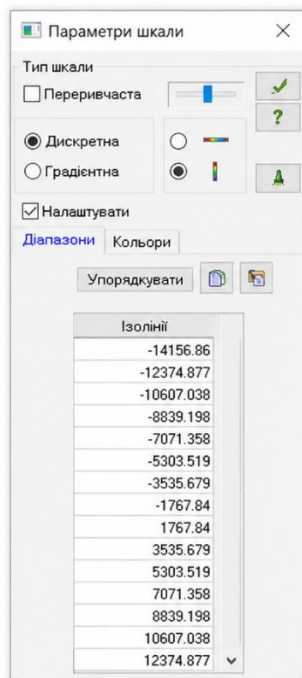
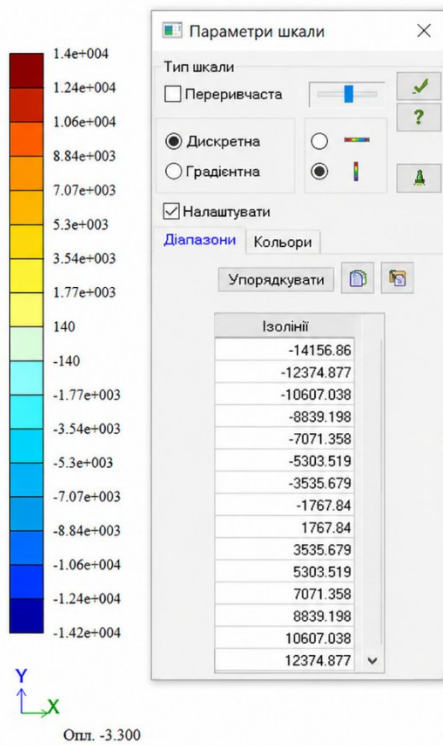
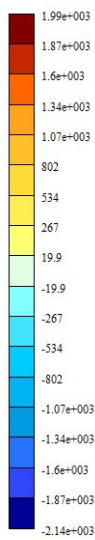


Рисунок 2.17 – Ізополя напружень по Q_x

РСНГ(ДБН В.1.2 - 2:2006.1)
Мозаика напряжений по Qy
Единицы измерения - тм



Y
X
Отм. -3.300

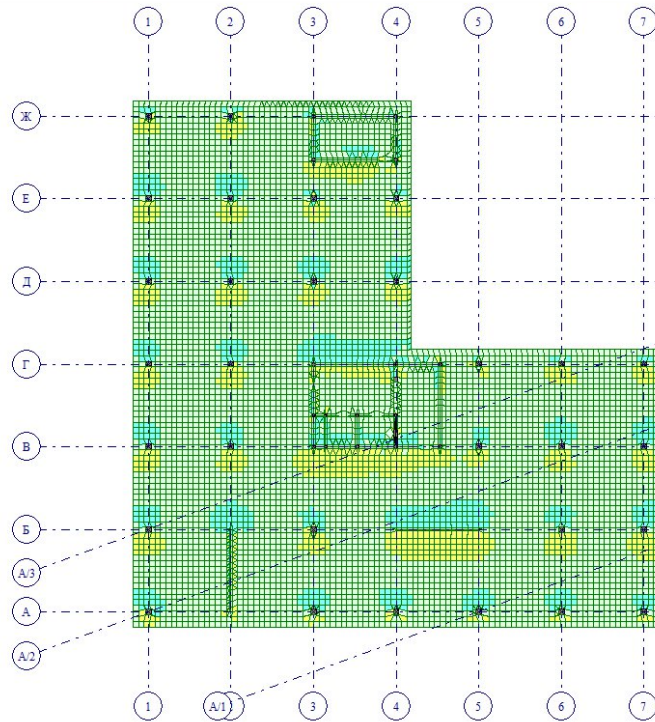


Рисунок 2.18 – Ізополя напружень по Qy

На підставі результатів розрахунку напружено-деформованого стану фундаментної плити виконано підбір верхнього робочого армування в зонах дії максимальних згинальних моментів та концентрації внутрішніх зусиль.

Для армування верхньої зони фундаментної плити в напрямках осей X та Y прийнято поздовжню робочу арматуру класу А400С діаметром 25 мм із кроком розташування 200 мм. Зазначене армування забезпечує сприйняття розтягувальних напружень, що виникають у верхніх волокнах конструкції під впливом нерівномірного розподілу навантажень від надземної частини будівлі та реактивного тиску ґрунтової основи.

У ділянках підвищених згинальних моментів, зонах концентрації навантажень від колон та поблизу конструктивних нерівностей фундаментної плити передбачено додаткове підсилення армування. Для цих зон прийнято подвійне армування стержнями класу А400С діаметром 20 мм, які розташовуються з кроком 200 мм у взаємно перпендикулярних напрямках.

Прийнята схема армування забезпечує необхідну несучу здатність фундаментної конструкції, підвищує її тріщиностійкість та жорсткість, а також сприяє рівномірному розподілу внутрішніх зусиль по площі плити. Вибрані параметри армування відповідають результатам розрахунку та забезпечують виконання вимог нормативних документів щодо міцності, надійності та довговічності залізобетонних фундаментних конструкцій.

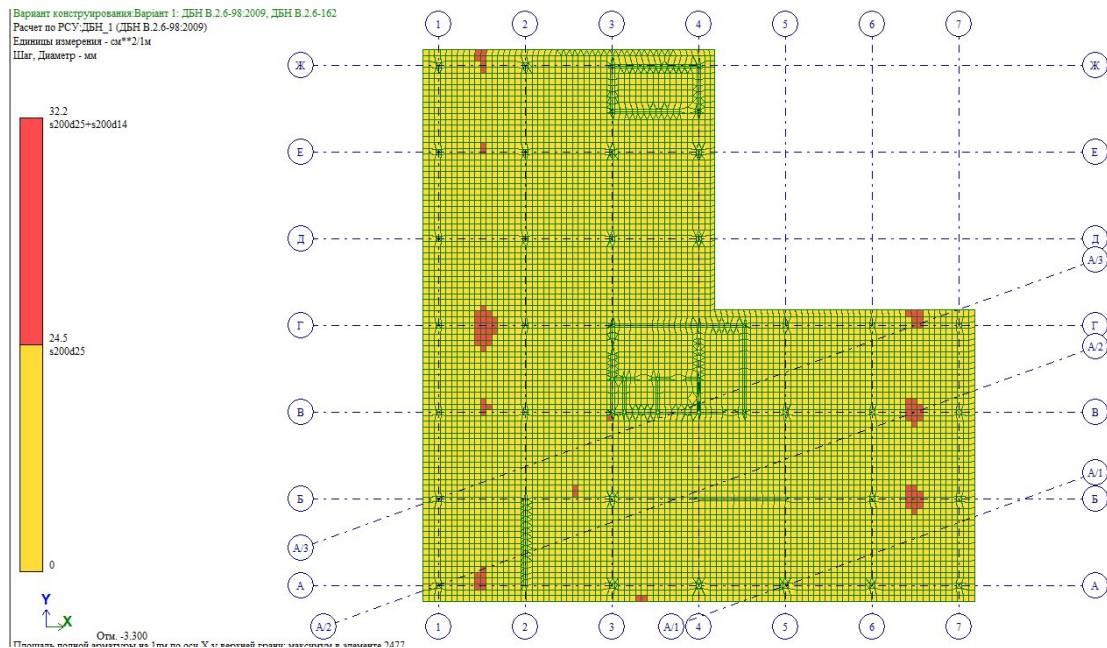


Рисунок 2.19 – Розподіл площі верхнього армування фундаментної плити на 1 погонний метр уздовж осі X

Вариант конструирования: Вариант 1: ДБН В.2.6-98:2009, ДБН В.2.6-162
 Расчет по РСУ: ДБН_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Единицы измерения - см**2/1м
 Шаг, Диаметр - мм

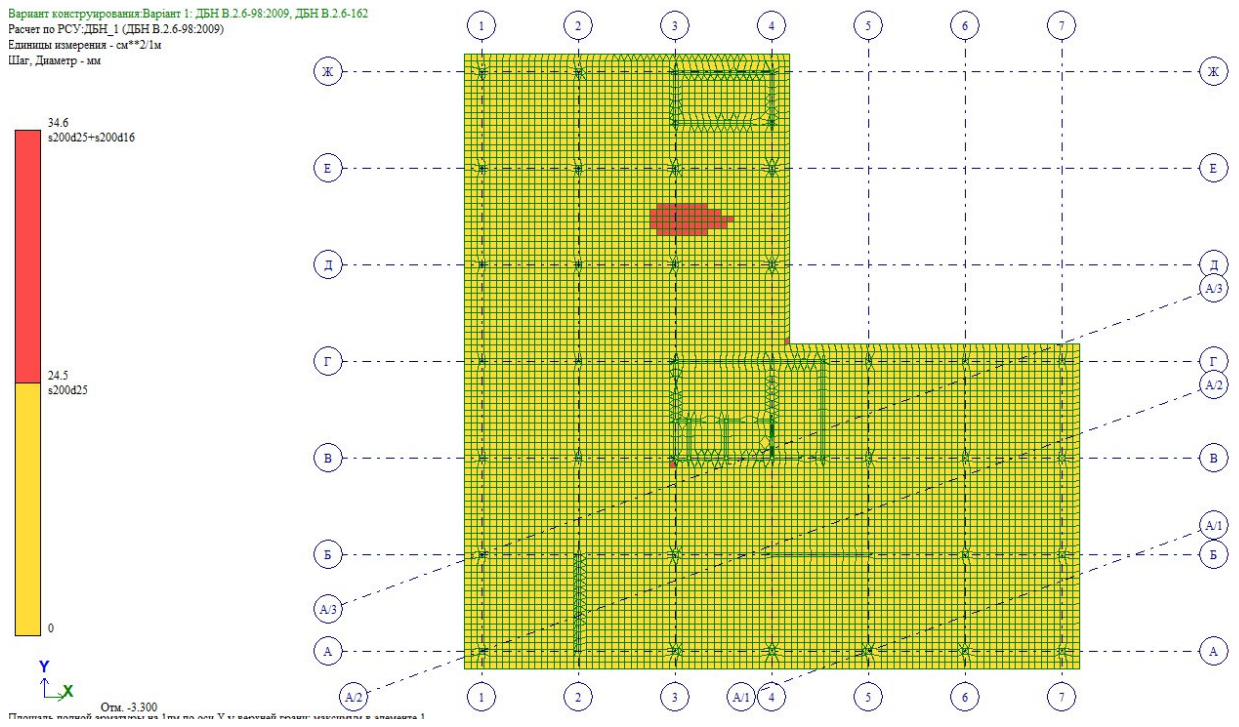


Рисунок 2.20 – Площа арматури на 1пм біля верхньої грані по осі У

Вариант конструирования: Вариант 1: ДБН В.2.6-98:2009, ДБН В.2.6-162
 Расчет по РСУ: ДБН_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Единицы измерения - см**2/1м
 Шаг, Диаметр - мм

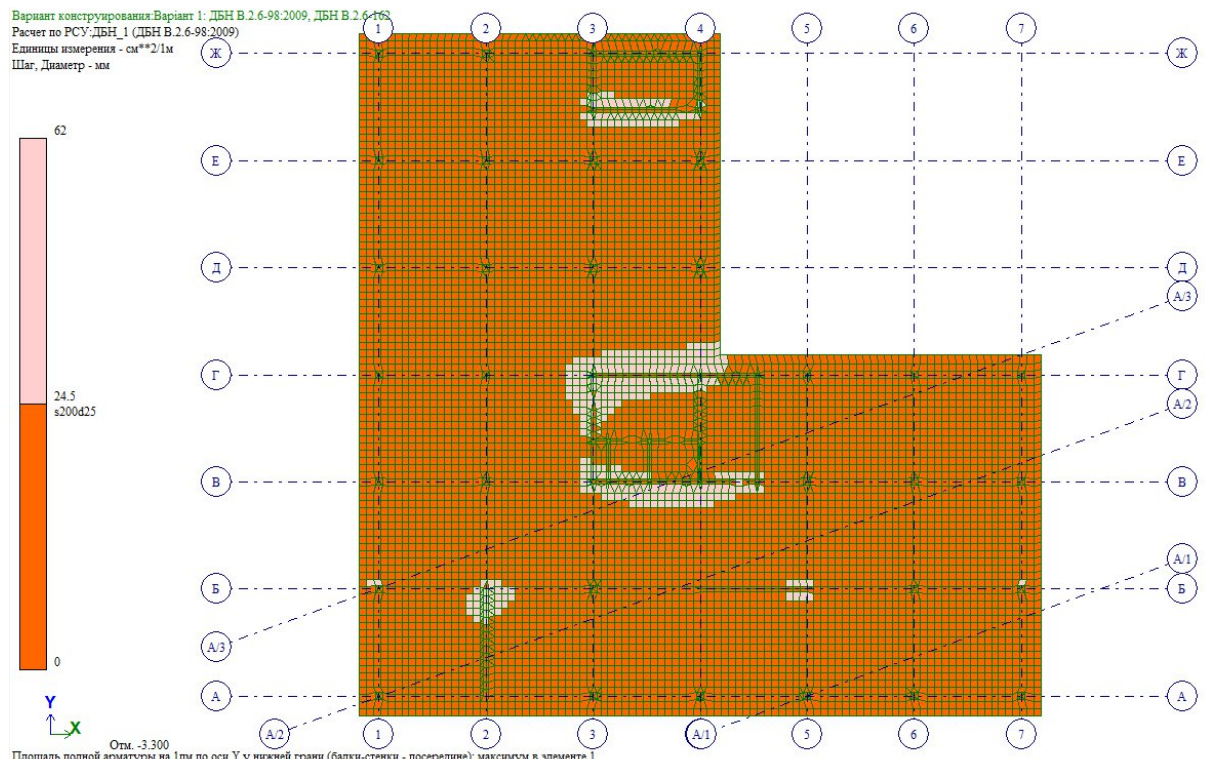


Рисунок 2.21 – Площа арматури на 1пм біля нижньої грані по осі У

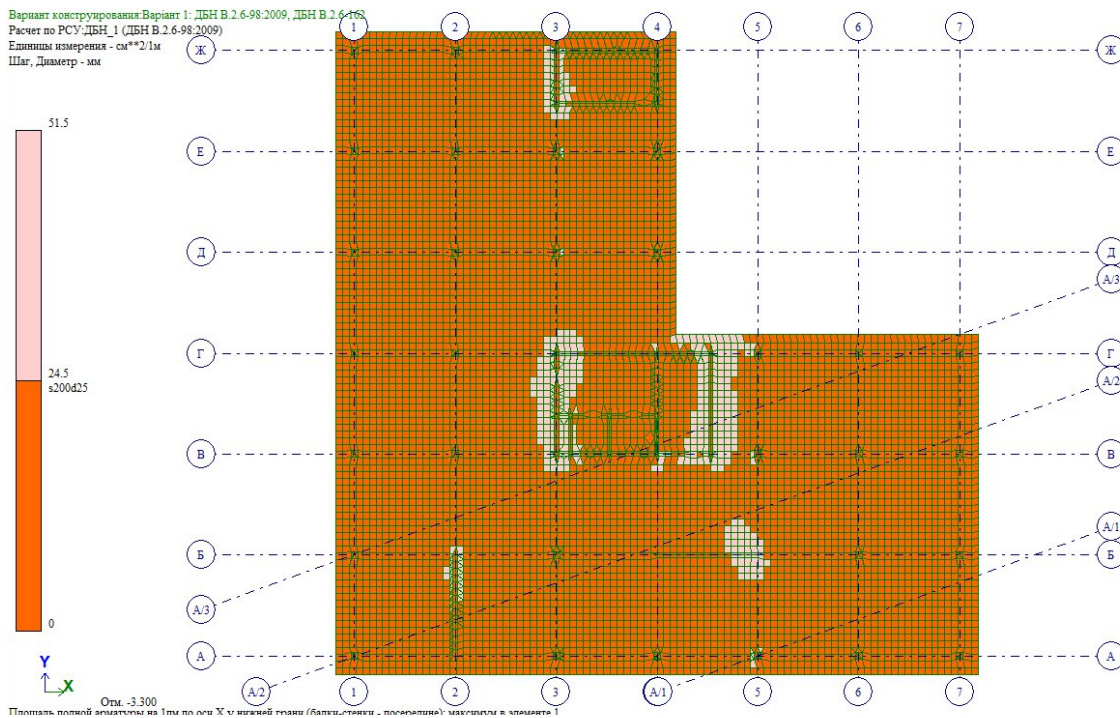


Рисунок 2.22 – Площа арматури на 1мм біля нижньої грані по осі У

У місцях, де не вистачає арматури 25-го діаметру, встановлюю додаткове підсилення.

2.2 Розрахунок надземної частини будівлі

2.2.1 Розрахунок та конструювання монолітного безбалкового перекриття

Збір навантажень.

Розрахунок монолітного безбалкового перекриття виконано на основі визначення постійних та тимчасових навантажень відповідно до вимог чинних нормативних документів з проектування будівельних конструкцій.

До складу постійних навантажень включено власну вагу конструкцій підлоги та міжповерхового перекриття, а саме:

- ~ керамічне покриття підлоги товщиною 8 мм;
- ~ цементно-піщану стяжку товщиною 20 мм;
- ~ монолітну залізобетонну плиту перекриття товщиною 200 мм.

Сумарне нормативне значення постійного навантаження становить 5,56 кН/м², а розрахункове значення з урахуванням коефіцієнтів надійності – 5,84 кН/м².

До тимчасових навантажень віднесено:

- ~ навантаження від внутрішніх перегородок;
- ~ експлуатаційне навантаження від людей, меблів, обладнання та інженерних систем.

Сумарне нормативне значення змінного навантаження складає 5,0 кН/м², а розрахункове значення – 5,42 кН/м².

Загальне розрахункове навантаження на перекриття становить:

$$q = 11,26 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1)$$

Снігове навантаження

Визначення снігового навантаження виконано відповідно до нормативних вимог з урахуванням району будівництва та характеристик покриття будівлі.

Для території міста Харків нормативне значення снігового навантаження прийнято рівним 160 кг/м². Після врахування коефіцієнтів надійності та умов експлуатації отримано:

- ~ граничне розрахункове значення снігового навантаження – 173,3 кг/м²;
- ~ експлуатаційне значення снігового навантаження – 74,5 кг/м².

Вітрове навантаження

Розрахунок вітрового впливу виконано відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 із врахуванням аеродинамічних коефіцієнтів, висоти будівлі та особливостей місцевості.

Нормативний вітровий тиск для району будівництва становить 43 кг/м². Розрахункові значення навантаження визначалися для характерних відміток будівлі в діапазоні від 0,000 до 31,600 м. Максимальне значення розрахункового вітрового навантаження на верхніх рівнях споруди становить 69,38 кг/м².

2.2.2 Побудова скінченно-елементної моделі перекриття

Для визначення внутрішніх зусиль, деформацій та переміщень у монолітній безбалковій плиті перекриття використано сучасні програмні комплекси автоматизованого проєктування ПК «ЛІРА-САПР 2016» та «САПФІР 2019».

Застосування програмних комплексів, що реалізують метод скінченних елементів, обумовлено високим ступенем статичної невизначеності конструкції та складністю її аналітичного розрахунку традиційними інженерними методами.

В основу числового моделювання покладено метод скінченних елементів, у якому розрахункова схема представляється сукупністю взаємопов'язаних елементів стандартної форми – стрижнів, пластин, оболонок та об'ємних елементів. Вузловими невідомими приймаються лінійні переміщення та кутові повороти вузлів моделі.

Кожний вузол просторової скінченно-елементної моделі характеризується шістьма ступенями свободи:

- ~ переміщенням уздовж осі X;
- ~ переміщенням уздовж осі Y;
- ~ переміщенням уздовж осі Z;
- ~ поворотом навколо осі X;
- ~ поворотом навколо осі Y;
- ~ поворотом навколо осі Z.

Для побудови розрахункової моделі попередньо створено креслення поверхів будівлі у форматі DXF за допомогою програмного комплексу AutoCAD. На кресленнях відображено всі основні несучі елементи будівлі, зокрема колони, плити перекриттів, діафрагми жорсткості, фундаментну плиту та інші конструктивні елементи.

Підготовлені DXF-файли імпортовано до програмного комплексу САПФІР, де вони використані як графічна основа для формування тривимірної інформаційної моделі будівлі. На основі сформованої моделі виконано подальший

розрахунок напружено-деформованого стану конструкцій та підбір необхідного армування залізобетонних елементів.

Умови експлуатації зовнішньої стіни: А за додатком К.

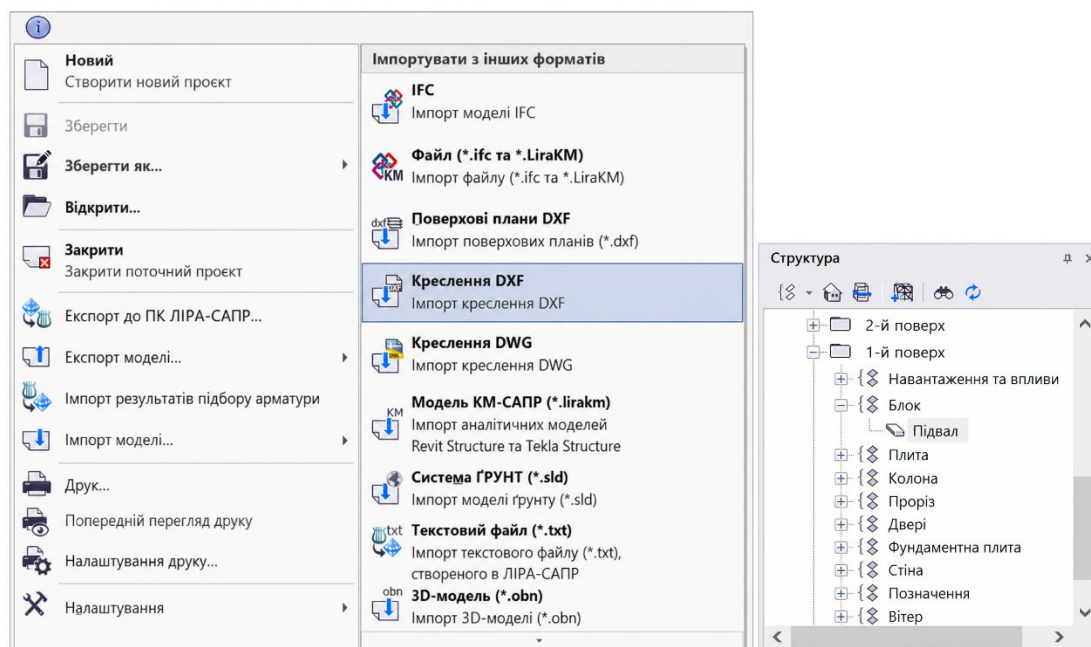


Рисунок 2.23– Імпорт DXF-файлів в ПК Сапфір

2. Створення моделі будівлі в ПК Сапфір 2019

На наступному етапі моделювання в програмному комплексі САПФІР 2019 виконано створення основних несучих елементів конструктивної системи будівлі. Просторова розрахункова модель включає монолітні залізобетонні діафрагми жорсткості, розташовані на всіх поверхах споруди, товщиною 250 мм. Для забезпечення просторової стійкості та сприйняття горизонтальних навантажень сформовано ядро жорсткості, до складу якого входять стіни ліфтового вузла, виконані у вигляді монолітних залізобетонних діафрагм товщиною 250 мм.

Міжповерхові перекриття змодельовані монолітними залізобетонними плитами товщиною 200 мм. Вертикальні несучі елементи каркаса представлені монолітними залізобетонними колонами постійного перерізу 400×400 мм, які проходять через усі надземні рівні будівлі від першого до десятого поверху. Основою споруди є монолітна фундаментна плита товщиною 700 мм, що забезпечує рівномірний розподіл навантажень

на ґрунтову основу. До складу розрахункової моделі також включено сходові марші та міжповерхові майданчики як елементи, що беруть участь у формуванні загальної просторової жорсткості будівлі.

Після створення конструктивної схеми виконано формування повної скінченно-елементної моделі споруди та перевірку коректності взаємодії всіх конструктивних елементів (рис.2.25).

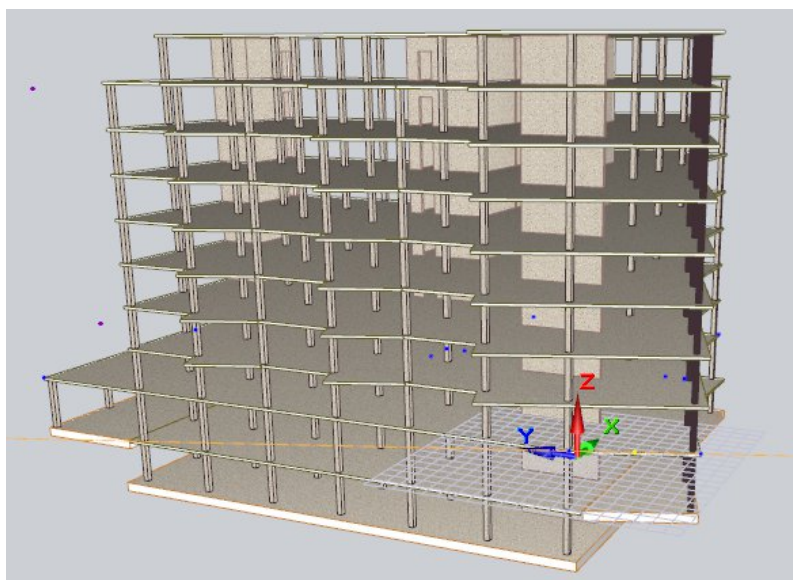


Рисунок 2.24 – Просторова інформаційна модель будівлі, сформована в програмному комплексі САПФІР 2019

Задання навантажень та впливів.

На розрахункову модель будівлі в програмному комплексі САПФІР 2019 прикладено навантаження та впливи відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2022 «Навантаження і впливи» (рис.2.25).

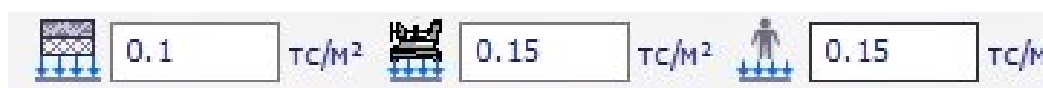


Рисунок 2.25 – Введення розрахункових навантажень на фундаментну плиту

Під час розрахунку враховано комплекс постійних і тимчасових навантажень, що можуть виникати протягом експлуатації будівлі. До складу розрахункових навантажень

включено власну вагу всіх несучих та огорожувальних конструкцій, яка автоматично визначається програмним комплексом на основі геометричних характеристик елементів та фізико-механічних властивостей матеріалів.

Крім постійних навантажень, до моделі прикладено нормативні експлуатаційні навантаження від перебування людей, меблів та обладнання на міжповерхових перекриттях. Також враховано навантаження від зовнішніх стінових конструкцій, які передаються на елементи каркаса будівлі.

Для оцінювання впливу кліматичних факторів задано снігове навантаження на конструкції покриття відповідно до снігового району будівництва. Вітрові навантаження прикладено до фасадних площин споруди у двох взаємно перпендикулярних напрямках, що дозволяє врахувати найбільш несприятливі варіанти вітрового впливу.

З метою забезпечення нормативного рівня сейсмостійкості будівлі до розрахункової схеми включено сейсмічні впливи у двох головних напрямках координатних осей. Це дає можливість оцінити напружено-деформований стан конструкцій при дії горизонтальних інерційних сил та перевірити просторову жорсткість і стійкість будівлі в умовах сейсмічного навантаження.

Сукупність заданих навантажень і впливів забезпечує отримання достовірної розрахункової моделі, необхідної для визначення внутрішніх зусиль, переміщень, деформацій та подальшого конструювання елементів несучого каркаса споруди.

3. Завдання навантажень.

У ПК Сапфір 2019 задаю на будівлю згідно ДБН В.1.2-2: 2022 «Навантаження і впливи» вітрове навантаження з двох сторін будівлі, снігове навантаження на плиту покриття, власна вага будівлі, навантаження від людей на плити перекриття, навантаження від зовнішніх стін та сейсмічне навантаження у двох напрямках.

Завантаження ДБН В.1.2 - 2:2006 (Україна) (за замовчуванням) ✕

Редактор завантажень РСН PCY

№ з/п	Колір	Назва завантаження	Тип завантаження	Походження	Частка надій...	Коеф. надійнос..	Взаємо...	Об'єдн..	Сумісн...	Ознака	Кількість вузлів
<input checked="" type="checkbox"/> 1...	■	Власна вага	Постійне	пост 1.10	1.00	1.00				+	414
<input checked="" type="checkbox"/> 2...	■	Постійні навантаження на перекриття	Постійне	пост 1.10	1.00	1.00				+	12
<input checked="" type="checkbox"/> 3...	■	Тривалі навантаження на перекриття	Тривале	трив.дл 1.20	1.00	1.00				+	12
<input checked="" type="checkbox"/> 4...	■	Короткочасні навантаження на перекриття	Короткочасне	кор.кр 1.20	0.35	0.35				+	13
<input checked="" type="checkbox"/> 5...	■	Вітер 0	Миттєве	вітер 1.40	0.00	0.00	1			+	1
<input checked="" type="checkbox"/> 6...	■	Вітер 90	Миттєве	вітер 1.40	0.00	0.00	1			+	1
<input checked="" type="checkbox"/> 7...	■	Сейсміка 0	Сейсмічне	сейсміка 1.00	0.00	0.00	1			+/-	1
<input checked="" type="checkbox"/> 8...	■	Сейсміка 90	Сейсмічне	сейсміка 1.00	0.00	0.00	1			+/-	1
<input type="checkbox"/> 9		<Створити нове завантаження...>									

Рисунок 2.26 – Навантаження на будівлю

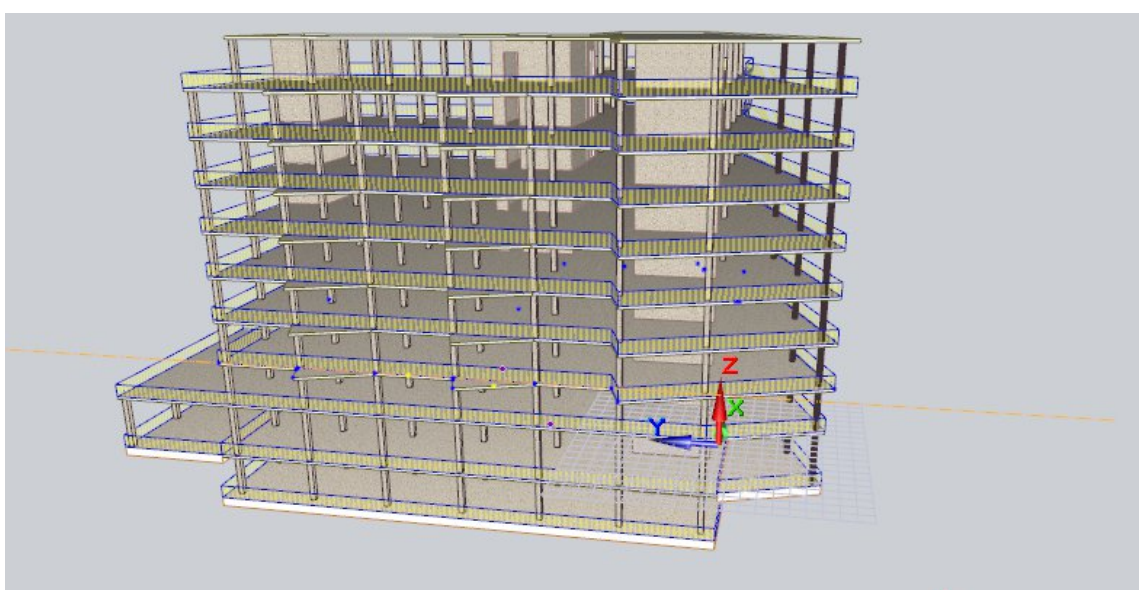


Рисунок 2.27 – Навантаження від зовнішніх стін

Параметра моделі вітру	
Навантаження (найменування)	Вітер 0*
Кут відн. ОХ, °	0
Рівень планування, м	0.0
Нормативний документ	ДБН В.1.2-2006 3.1(2007)
Параметри за ДБН В.1.2-2:2006	
Вітровий район України	2
Вітровий тиск	0.045
Тип місцевості	IV
Аеродинамічний коеф.	1.4
Географічний коеф.	1.0
Динамічності коеф.	1.2
Надійності коеф. Y_{fm}	1.0
Надійності коеф. Y_{fe}	0.21
Пульсація	Ні

Параметри моделі вітру	
Навантаження (найменування)	Вітер 1*
Кут відн. ОХ, °	90
Рівень планування, м	0.0
Нормативний документ	ДБН В.1.2-2006 3.1(2007)
Параметри за ДБН В.1.2-2:2006	
Вітровий район України	2
Вітровий тиск	0.045
Тип місцевості	IV
Аеродинамічний коеф.	1.4
Географічний коеф.	1.0
Коеф. динамічності	1.2
Коеф. надійності Y_{fm}	1.0
Коеф. надійності Y_{fe}	0.21
Пульсація	Ні

Рисунок 2.28 – Навантаження від вітру

Параметри динамічного впливу	
Завантаження (найменування)	Сейсміка 0
Кут відн. ОХ, °	0
Напрямний косинус по Z	0.0
Кількість форм коливань	6
Кількість форм комбінацій	15
Одне завантаження з масами	Ні
Метод формування сполучень	10%
Параметр загасання, в долях від 1	0.05
Нормативний документ	ДБН В.1.1-12:2014 (57)
Параметри за ДБН В.1.1-12:2014	
Тип споруди	1. Житлові, громадські та виробничі
Прискорення ґрунту $A(g)$, m/s^2	0.8
Категорія ґрунту	II
Коефіцієнт відповідальності γ_p	2.0
Відношення пік/середньоквадратичне A_v/gN	0.75
Коефіцієнт міжґрунтової деформації k_1 (табл.2.1)	0.45
Коефіцієнт жорсткості k_2 (табл.2.4)	1.0
Коефіцієнт нелінійної деформації ґрунту K_{gr} (табл.2.6)	1.0
Коефіцієнт в'язкого опору K_3 (формула 2.2)	1.6
Поправочний коефіцієнт	1.0
Маси для динамічного впливу	
1. Власна маса (коэф. 1.0)	0.9
2. Постійні навантаження на плиті/перекриття (коэф. 1.0)	0.9
3. Тривалі навантаження на плиті/перекриття (коэф. 1.20)	0.8
4. Короткочасні навантаження на плиті/перекриття (коэф. 1.20)	0.5

Рисунок 2.29 – Сейсмічне навантаження

4. Створення SE-моделі.

Розбиваю модель будівлі на кінцеві елементи, створивши, таким чином, SE-модель для подальшого експорту в ПК Ліра 2016 і її розрахунку (рис.2.30-2.32).

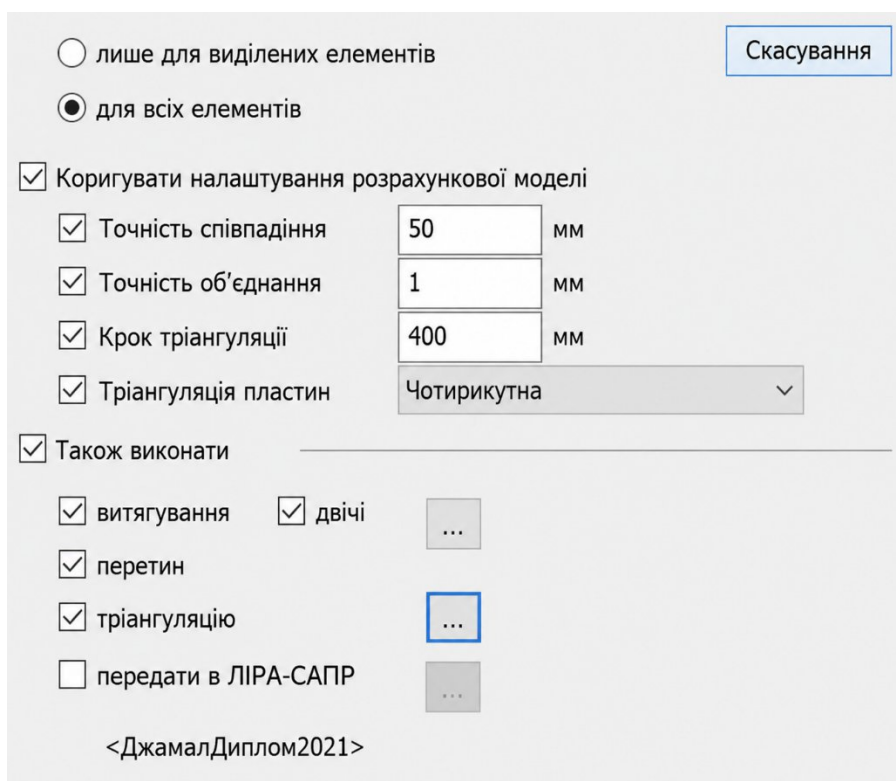


Рисунок 2.30 – Створення та розрахункової схеми будівлі

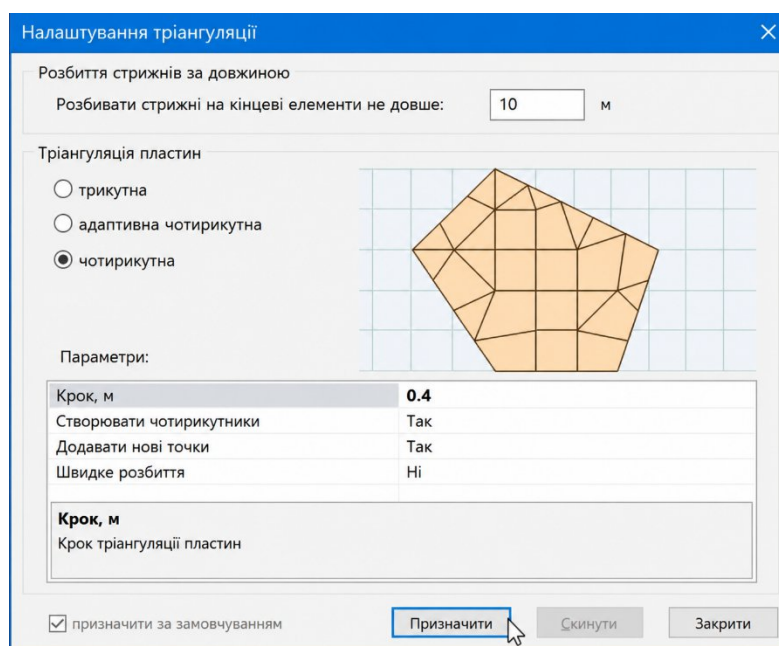


Рисунок 2.31 – Триангуляція розрахункової схеми будівлі

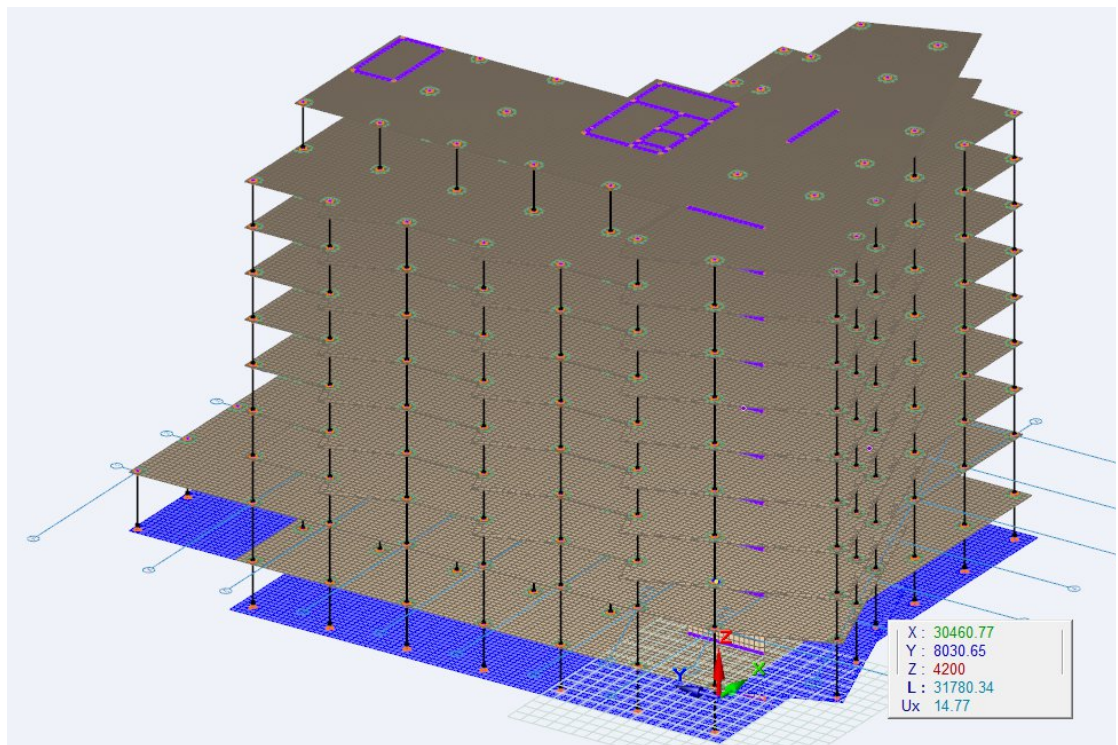


Рисунок 2.32 – Кінчено-елементна модель в ПК Сапфір 2019

Після завершення формування просторової інформаційної моделі будівлі в програмному комплексі САПФІР 2019 виконано її експорт до розрахункового комплексу ЛПРА-САПР 2016 для подальшого аналізу напружено-деформованого стану конструкцій.

На етапі підготовки розрахункової схеми до виконання числового аналізу здійснено призначення параметрів взаємодії фундаментної конструкції з ґрунтовою основою. Для моделювання роботи фундаментної плити на пружній основі використано модель Вінклера, в якій характеристики ґрунтового середовища задаються через коефіцієнти постелі.

З метою врахування деформаційних властивостей основи фундаментної плити в розрахунковій моделі встановлено коефіцієнт постелі C_1 , що характеризує жорсткість ґрунтової основи та визначає величину реактивного тиску ґрунту залежно від осідання конструкції. Призначення коефіцієнта C_1 є важливим етапом формування скінченно-елементної моделі, оскільки забезпечує більш достовірне відображення спільної роботи системи «основа – фундамент – будівля» та підвищує точність визначення внутрішніх зусиль, переміщень і осідань конструкцій (2.34).

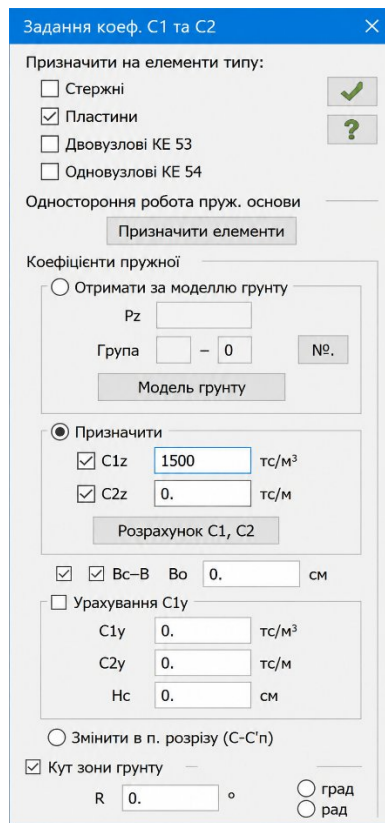


Рисунок 2.33 – Призначення коефіцієнта постелі С1 у програмному комплексі ЛІРА-САПР 2016

Далі я задаюь матеріалами для розрахунку ЗБ конструкцій (2.34).

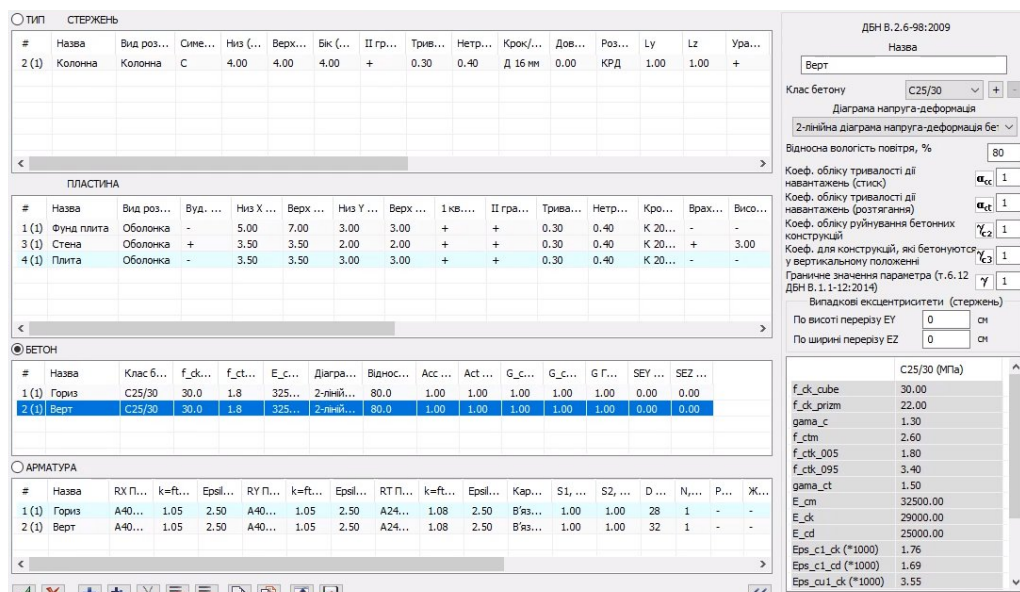


Рисунок 2.34 – Матеріали для розрахунку ЗБ конструкцій

Встановлюю в'язи фундаментної плити (рис.2.35).

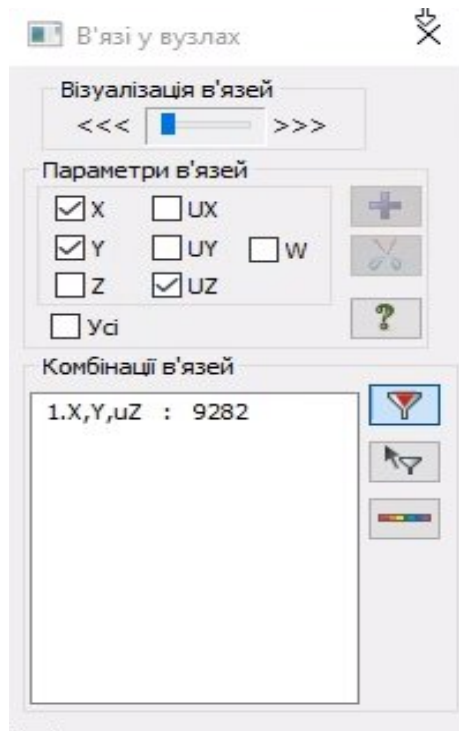


Рисунок 2.35 – Задання в'язей у вузлах розрахункової моделі

Налаштовую РСН (2.36).

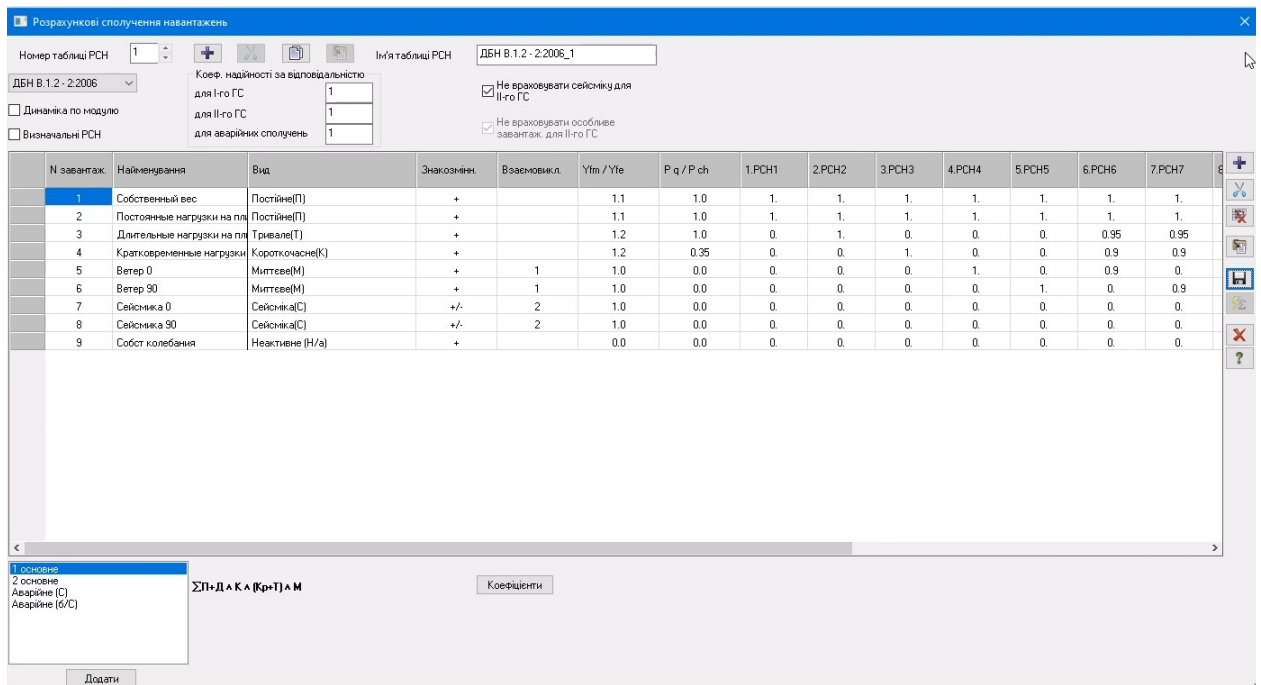


Рисунок 2.37 – Розрахункові сполучення навантажень

Налаштову PCЗ (рис.2.37).

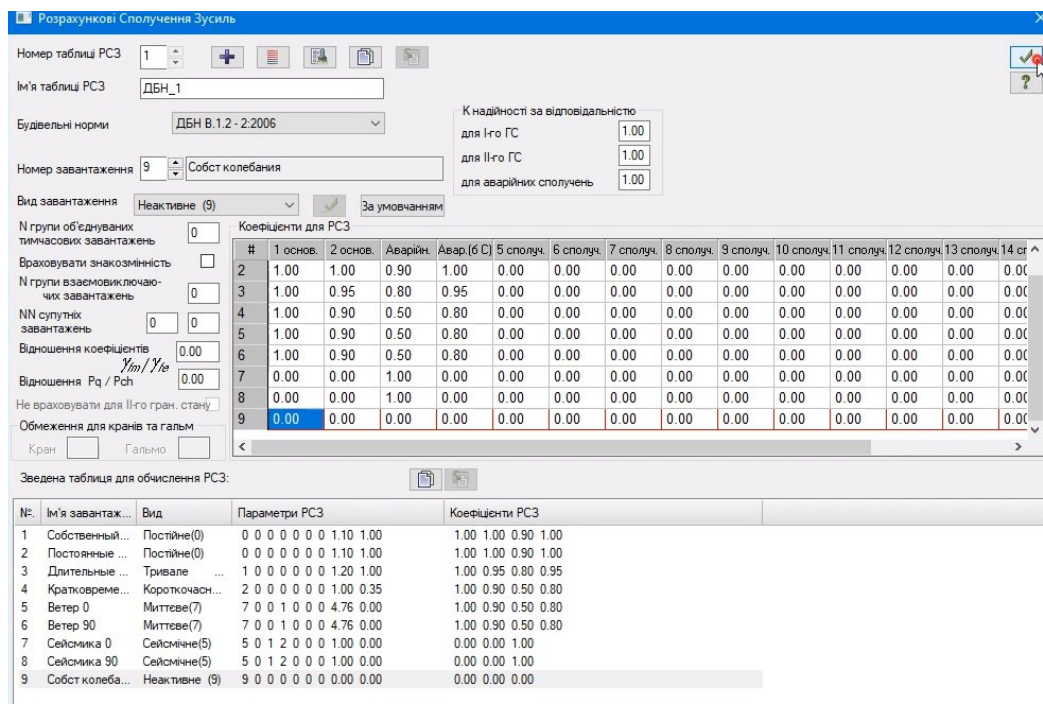


Рисунок 2.37 – Розрахункові сполучення зусиль

Після завершення формування розрахункової схеми виконано комплексний статичний розрахунок будівлі в програмному комплексі ЛІРА-САПР 2016. Аналіз роботи конструкцій проведено з урахуванням розрахункових сполучень навантажень (РСН) та розрахункових сполучень зусиль (PCY), що дозволяє оцінити напружено-деформований стан несучих елементів за найбільш несприятливих умов експлуатації.

На основі отриманих результатів здійснено автоматизований підбір робочої арматури для залізобетонних пластинчастих та стрижневих елементів конструктивної системи. Армуння визначалося для плит перекриття, колон, діафрагм жорсткості та інших несучих конструкцій відповідно до вимог чинних нормативних документів щодо проектування залізобетонних конструкцій.

Після завершення розрахунку виконано аналіз деформованого стану просторової моделі будівлі під дією розрахункових комбінацій навантажень. Отримані результати свідчать про достатню жорсткість та просторову стійкість несучої системи споруди. Найбільші вертикальні переміщення спостерігаються в конструкціях міжповерхових перекриттів, при цьому їх значення не перевищують нормативно допустимих величин.

Аналіз деформованої схеми показав, що фундаментна плита, пальові елементи та конструкції перекриттів працюють у межах пружної стадії деформування та характеризуються незначними переміщеннями. Максимальне вертикальне переміщення конструкцій уздовж осі Z становить 9,3 мм, що є суттєво меншим за гранично допустимі значення для прольотів даного типу та підтверджує достатню жорсткість і надійність прийнятих конструктивних рішень.

Отримані результати свідчать про відповідність проектних параметрів вимогам міцності, жорсткості та експлуатаційної придатності, а також підтверджують ефективність прийнятої конструктивної схеми будівлі.

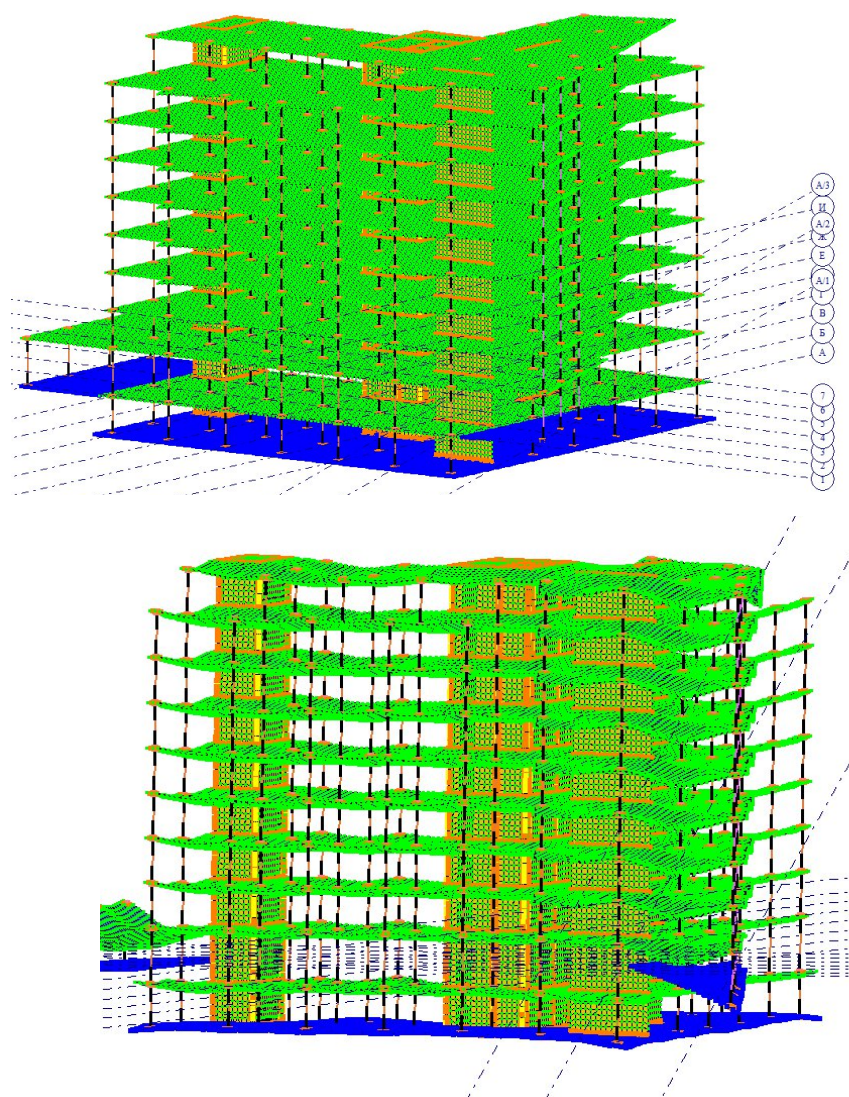


Рисунок 2.38 – Розрахункова модель і деформована схема будівлі після розрахунку в ПК Ліра САПР

6. Аналіз результатів.

Після розрахунку маю такі результати по ізополю (рис.2.39-2.41).

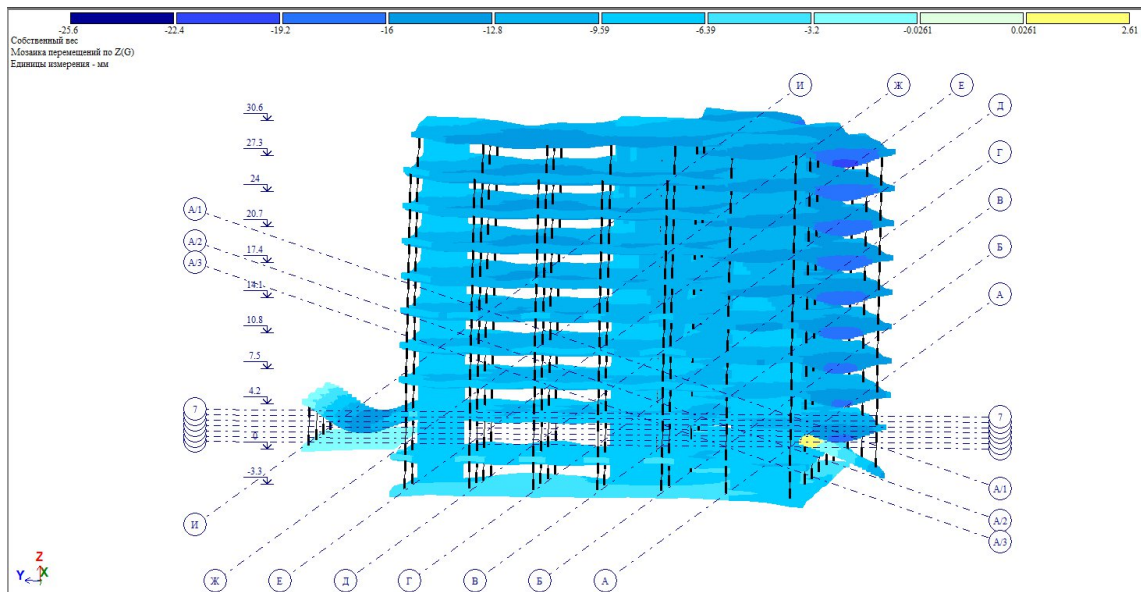


Рисунок 2.39 – Изополю по X

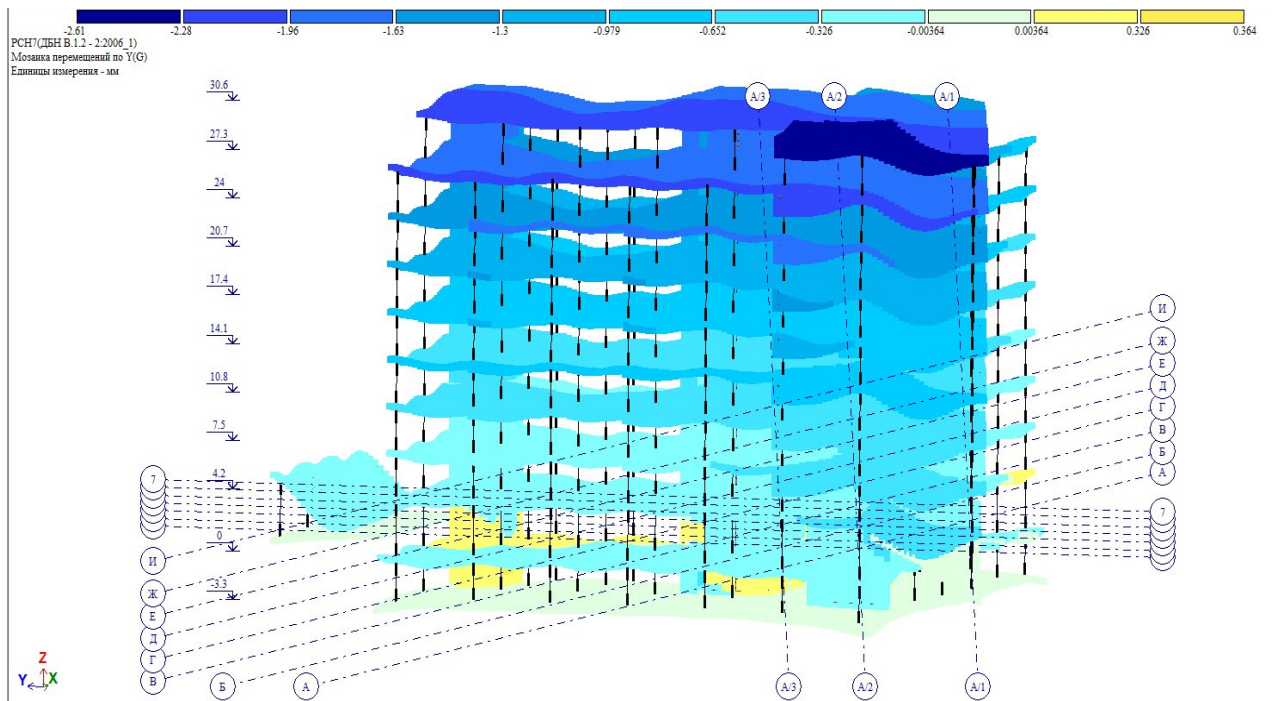


Рисунок 2.40 – Изополю по Y

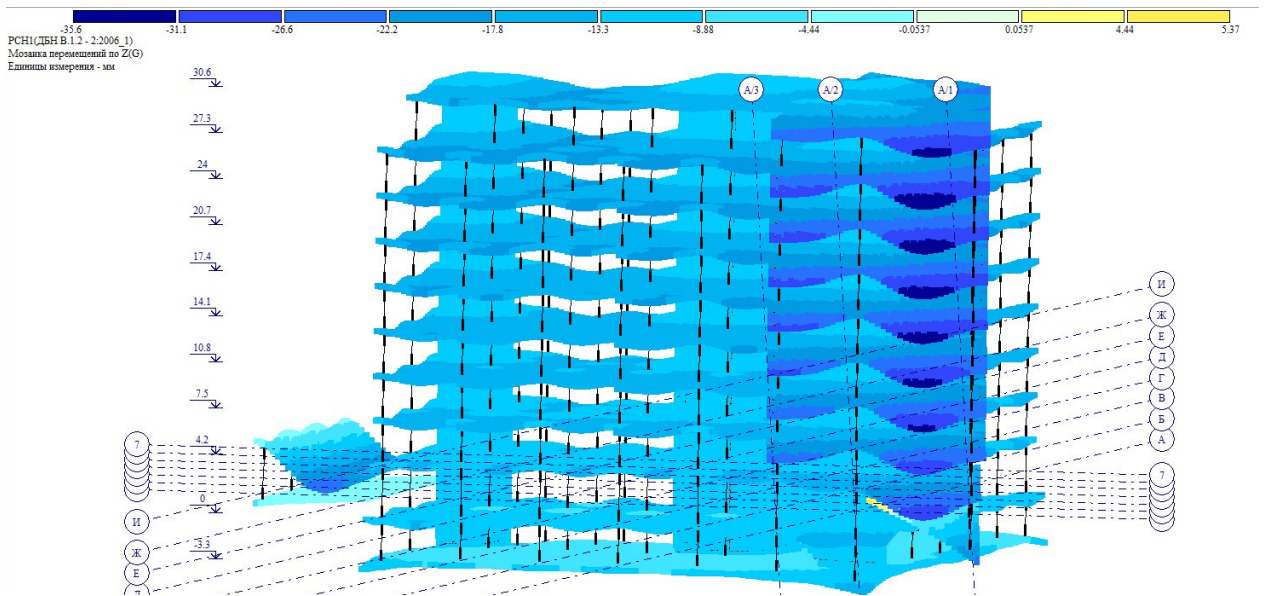


Рисунок 2.41 – Ізополя по Z

Також було проаналізовано сейсмічне навантаження (рис.2.42).

ЗАВАНТ.	№ п/п	Власна частота	Круг. частота,	Період, с	Періоди	Коеф. демпф.	Маса	Сума мас
7 - (мод. 57)								
7	1	0.247112	4.046754	0.644388	1.551861	0.328452	3.771345	3.771345
7	2	0.219286	4.560246	0.726154	1.377119	1.711733	69.320499	73.091844
7	3	0.158571	6.306323	1.004192	0.995826	0.532838	3.904683	76.996527
7	4	0.048284	20.710844	3.297905	0.303223	0.198852	0.077147	77.073674
7	5	0.045569	21.944969	3.494422	0.286170	0.514826	2.846199	79.919873
7	6	0.042487	23.536758	3.747891	0.266817	-0.045201	0.002217	79.922089
7	7	0.041334	24.193423	3.852456	0.259575	-0.051854	0.007623	79.929712
7	8	0.040817	24.499410	3.901180	0.256333	0.182797	0.035943	79.965655
7	9	0.040018	24.988623	3.979080	0.251314	0.045322	0.004489	79.970144
7	10	0.038643	25.878094	4.120716	0.242676	0.337340	0.048588	80.018732
7	11	0.038152	26.211186	4.173756	0.239592	0.023184	0.003285	80.022017
7	12	0.037405	26.734437	4.257076	0.234903	0.005128	0.000021	80.022037
7	13	0.036550	27.359679	4.356637	0.229535	0.036365	0.001268	80.023305
7	14	0.036100	27.700458	4.410901	0.226711	0.014625	0.000365	80.023670
7	15	0.034874	28.674577	4.566015	0.219009	-0.108848	0.005674	80.029344
8 - (мод. 57)								
8	1	0.247112	4.046754	0.644388	1.551861	1.448394	73.336712	73.336712
8	2	0.219286	4.560246	0.726154	1.377119	-0.399268	3.771510	77.108222
8	3	0.158571	6.306323	1.004192	0.995826	-0.034128	0.016018	77.124241
8	4	0.048284	20.710844	3.297905	0.303223	0.247883	0.119880	77.244120
8	5	0.045569	21.944969	3.494422	0.286170	-0.138048	0.204645	77.448765
8	6	0.042487	23.536758	3.747891	0.266817	0.190456	0.039357	77.488122
8	7	0.041334	24.193423	3.852456	0.259575	-0.298875	0.253231	77.741353
8	8	0.040817	24.499410	3.901180	0.256333	0.020862	0.000468	77.741821
8	9	0.040018	24.988623	3.979080	0.251314	0.047075	0.004843	77.746664
8	10	0.038643	25.878094	4.120716	0.242676	1.319333	0.743182	78.489847
8	11	0.038152	26.211186	4.173756	0.239592	1.375192	11.556624	90.046470
8	12	0.037405	26.734437	4.257076	0.234903	-1.034985	0.851573	90.898043
8	13	0.036550	27.359679	4.356637	0.229535	-0.821759	0.647359	91.545402
8	14	0.036100	27.700458	4.410901	0.226711	-0.051003	0.004443	91.549845
8	15	0.034874	28.674577	4.566015	0.219009	0.059565	0.001699	91.551544

Рисунок 2.42 – Періоди коливань

На підставі результатів розрахунку напружено-деформованого стану монолітної залізобетонної плити перекриття виконано підбір робочої арматури відповідно до вимог чинних нормативних документів щодо проектування залізобетонних конструкцій.

Для сприйняття розтягувальних зусиль у верхній зоні плити в напрямку осі X прийнято фонове армування стержнями класу А400С діаметром 16 мм із кроком розташування 200 мм. У зонах концентрації напружень, а також по контуру технологічних і комунікаційних отворів передбачено додаткове армування стержнями Ø16 А400С з аналогічним кроком 200 мм, що забезпечує необхідну несучу здатність та обмеження розвитку локальних деформацій.

У напрямку осі Y верхнє робоче армування також виконано стержнями класу А400С діаметром 16 мм із кроком 200 мм. Для підсилення ділянок навколо прорізів та отворів, де виникають підвищені концентрації внутрішніх зусиль, передбачено додаткове армування стержнями Ø25 А400С з кроком 200 мм.

Прийнята схема армування забезпечує рівномірний розподіл внутрішніх зусиль у плиті перекриття, підвищує її тріщиностійкість та жорсткість, а також гарантує надійну роботу конструкції в умовах експлуатаційних і розрахункових навантажень.

За результатами автоматизованого розрахунку та конструювання підтверджено відповідність прийнятого армування вимогам міцності, жорсткості та експлуатаційної придатності монолітного залізобетонного перекриття (рис.2.43-2.44).

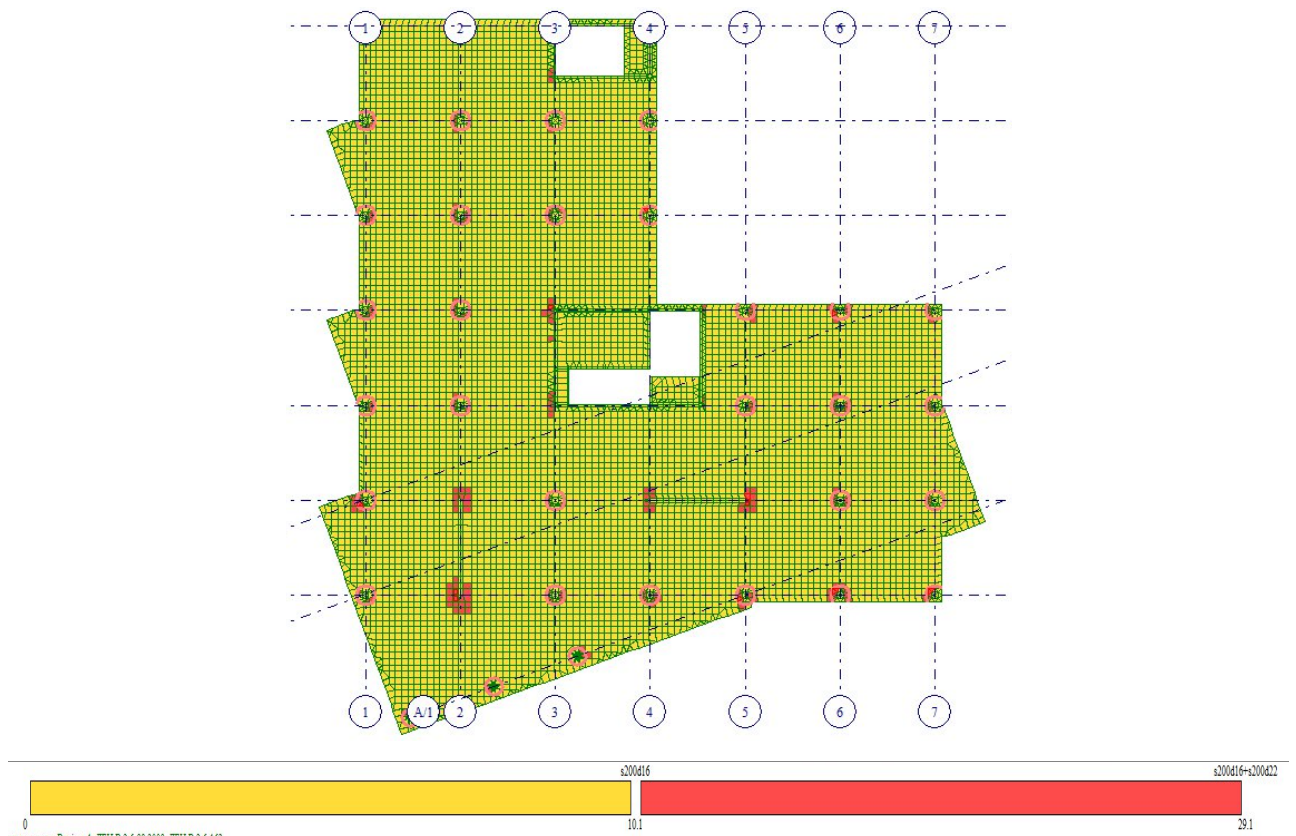


Рисунок 2.43 – Схема верхнього армування монолітної плити перекриття, отримана в програмному комплексі ЛІРА-САПР

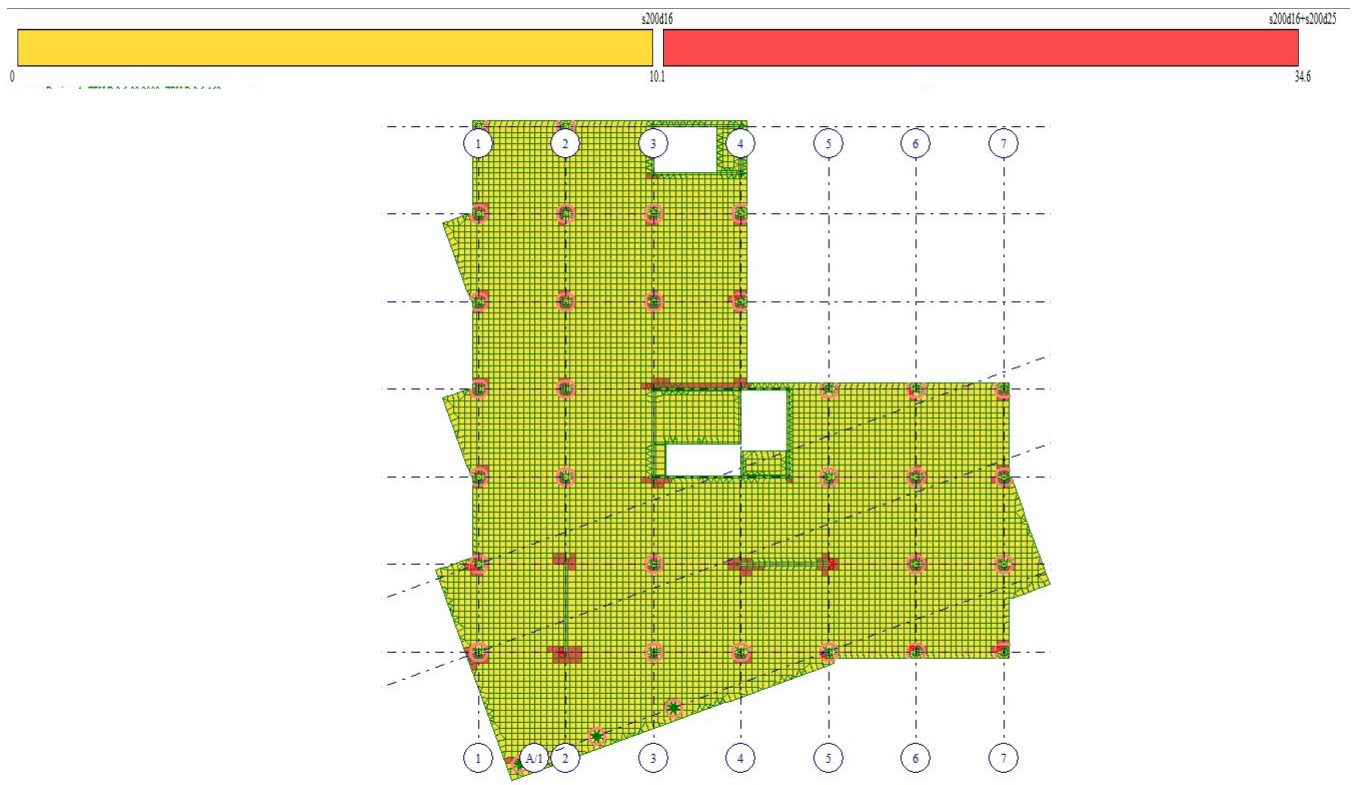


Рисунок 2.44 – Верхнє армування плити перекриття в ПК Ліра САПР

Нижнє армування монолітної залізобетонної плити перекриття прийнято на основі результатів розрахунку внутрішніх зусиль та аналізу напружено-деформованого стану конструкції. Схема армування розроблена з урахуванням вимог міцності, тріщиностійкості та експлуатаційної надійності залізобетонного елемента.

У напрямках осей X та Y як основне робоче армування нижньої зони плити передбачено фонову арматуру класу А400С діаметром 12 мм із кроком розташування 200 мм. Зазначене армування забезпечує сприйняття розрахункових розтягувальних зусиль, що виникають у нижній частині плити під дією експлуатаційних навантажень.

Для підвищення несучої здатності конструкції в місцях локальної концентрації напружень, а також по периметру технологічних і конструктивних отворів передбачено додаткове підсилювальне армування стержнями класу А400С діаметром 16 мм із кроком 200 мм. Застосування додаткової арматури забезпечує ефективний перерозподіл внутрішніх зусиль у приопорних і ослаблених зонах плити та сприяє зменшенню ризику утворення тріщин.

Прийняте конструктивне рішення нижнього армування відповідає результатам розрахунку та забезпечує необхідні показники міцності, жорсткості й довговічності монолітного залізобетонного перекриття протягом усього терміну експлуатації будівлі.



Рисунок 2.45 – Схема нижнього армування монолітної плити перекриття

Вариант конструирования: Вариант 1: ДБН В.2.6-98:2009, ДБН В.2.6-162
Расчет по РСН ДБН 1 (ДБН В.2.6-98:2009)
Единицы измерения - см**2/м
Наг. Диаметр - мм

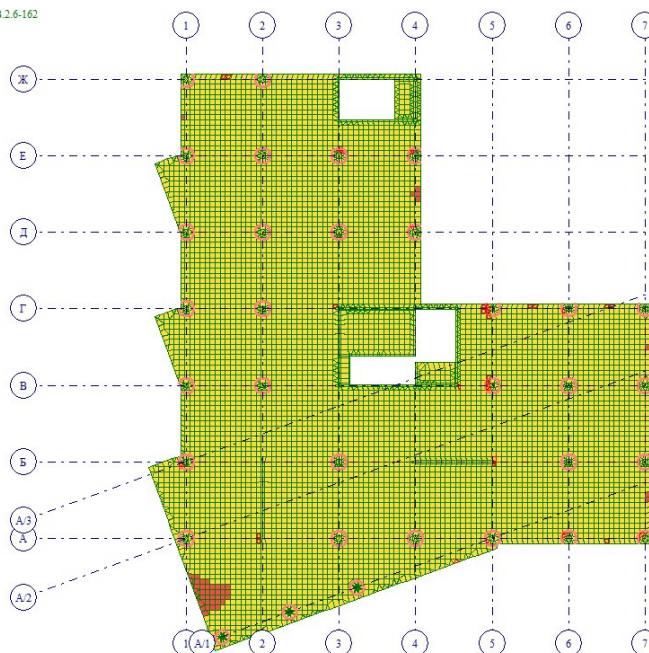
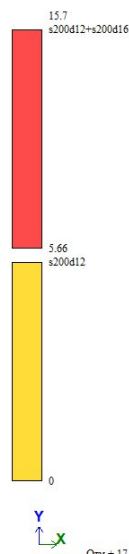


Рисунок 2.46 – Нижня армування плити перекриття в ПК Ліра САПР

За результатами розрахунку несучої системи встановлено, що зі збільшенням висоти будівлі відбувається поступове зменшення величини вертикальних навантажень, які передаються на колони каркаса. У зв'язку з цим для забезпечення раціонального використання арматурної сталі та оптимізації конструктивних рішень прийнято диференційовану схему армування колон із застосуванням декількох типів арматурних каркасів.

Для нижніх поверхів будівлі, де діють найбільші поздовжні зусилля стиску, передбачено використання плоского арматурного каркаса типу КП-1. Поздовжня робоча арматура каркаса складається з двох стержнів діаметром 32 мм класу А400С довжиною 8800 мм. Просторову незмінюваність каркаса забезпечують поперечні елементи з арматури класу А240С діаметром 14 мм та довжиною 380 мм.

Для колон середньої навантаженості прийнято плоский арматурний каркас КП-2, який формується двома поздовжніми стержнями діаметром 28 мм класу А400С довжиною 8600 мм. Поперечне армування виконується стержнями Ø14 А240С довжиною 480 мм.

На верхніх поверхах споруди, де розрахункові зусилля є меншими, застосовується каркас КП-3. Поздовжня робоча арматура представлена стержнями класу А400С

діаметром 14 мм довжиною 8600 мм. Поперечне армування виконується арматурою класу А240С діаметром 12 мм довжиною 380 мм.

Для найбільш розвантажених ділянок каркаса передбачено використання арматурного каркаса КП-4, який складається з поздовжніх стержнів Ø14 А400С довжиною 7600 мм та поперечних стержнів Ø12 А240С довжиною 380 мм.

Застосування декількох типорозмірів арматурних каркасів дозволяє забезпечити відповідність армування фактичному напружено-деформованому стану колон на різних рівнях будівлі, підвищити економічну ефективність конструктивного рішення та знизити витрати арматурної сталі без погіршення показників міцності, жорсткості та надійності несучої системи споруди.

Висновки. У другому розділі виконано розрахунок підземної та надземної частин будівлі з використанням сучасних програмних комплексів САПФІР 2019 та ЛІРА-САПР 2016. На основі результатів інженерно-геологічних вишукувань обґрунтовано вибір фундаментної плити як основного типу фундаменту та сформовано просторову скінченно-елементну модель системи «основа – фундамент – будівля». Проведено аналіз напружено-деформованого стану фундаментної конструкції, визначено внутрішні зусилля, переміщення та виконано підбір робочого армування.

Крім того, здійснено розрахунок несучих конструкцій надземної частини будівлі, включаючи перекриття, колони та елементи просторової жорсткості. За результатами числового моделювання встановлено, що максимальні переміщення та напруження не перевищують нормативно допустимих значень, а прийняті параметри армування забезпечують необхідну несучу здатність, тріщиностійкість та експлуатаційну надійність конструкцій. Отримані результати підтверджують ефективність прийнятої конструктивної схеми та відповідність проєктних рішень вимогам чинних нормативних документів.

3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Технологія та організація будівельного виробництва

У межах технологічного розділу розроблено технологію зведення монолітного залізобетонного перекриття типового поверху багатоповерхової будівлі. Конструкція перекриття запроєктована у вигляді монолітної залізобетонної плити товщиною 200 мм, яка забезпечує необхідні показники міцності, жорсткості та просторової роботи несучого каркаса споруди.

Загальна площа типового поверху з урахуванням усіх виступаючих конструктивних елементів становить 291,78 м². Для виконання бетонних робіт застосовується інвентарна опалубна система, при цьому сумарна площа опалубки, необхідної для влаштування перекриття, складає 750 м².

Витрати арматурної сталі на один типовий поверх становлять 16,0 т, що забезпечує сприйняття розрахункових навантажень та виконання вимог щодо міцності й тріщиностійкості конструкції.

Об'єм бетонної суміші, необхідний для влаштування монолітного перекриття, визначається за формулою:

$$V_{\text{бет}} = S_{\text{оп}} \cdot h_{\text{пер}} \quad (3.1)$$

Де $S_{\text{оп}}$ – площа бетонування, м²;

$h_{\text{пер}}$ – товщина перекриття, м.

Після підстановки вихідних даних отримуємо:

$$V_{\text{бет}} = 1055 \cdot 0,20 = 217 \text{ м}^3$$

Отже, для бетонування перекриття необхідно забезпечити подачу та укладання 217 м³ бетонної суміші.

До початку виконання бетонних робіт повинні бути завершені всі підготовчі заходи, спрямовані на створення безпечних та технологічно обґрунтованих умов виконання робіт. До складу підготовчих робіт належать:

~ улаштування тимчасових автомобільних доріг і під'їзних шляхів для транспортування бетонної суміші та роботи будівельної техніки;

~ організація тимчасового електропостачання, водопостачання та освітлення будівельного майданчика;

~ доставка, монтаж і перевірка справності механізмів, технологічного обладнання, інвентарю та пристосувань.

Перед початком бетонування конструкцій із рівня землі необхідно виконати такі роботи:

~ підготувати основу та забезпечити горизонтальність робочої поверхні;
~ змонтувати та прийняти опалубну систему відповідно до проєктних рішень;

~ встановити арматурні каркаси, сітки та закладні елементи згідно з робочою документацією;

~ оформити акти на приховані роботи після завершення армування.

Під час виконання бетонування на висоті додатково повинні бути виконані такі заходи:

~ монтаж та приймання підтримувальних конструкцій, риштувань, робочих настилів і засобів підмоцнення;

~ встановлення арматурних виробів і закладних деталей відповідно до проєктної документації;

~ перевірка готовності поверхні до укладання бетонної суміші;

~ оформлення виконавчої документації на приховані роботи.

Оскільки процес бетонування монолітних перекриттів здійснюється після завершення робіт з армування та встановлення опалубки (рис.3.1), робочі місця бетонників організуються із використанням технологічних рішень, прийнятих на попередніх етапах будівництва.

Технологічні процеси монтажу арматури та встановлення опалубних систем розробляються окремими технологічними картами та виконуються відповідно до затверджених проєктних рішень.



Рисунок 3.1 – Балочна опалубка системи PERI TRIO та балка цієї системи GT

Для забезпечення безпечного переміщення працівників по арматурних каркасах та в зоні бетонування передбачено застосування спеціальних засобів підмоцнування, до яких належать:

- ~ інвентарні переставні щити, укладені поверх арматурних каркасів;
- ~ збірно-розбірні переставні підмости.

Виконання бетонних робіт із використанням приставних або переносних драбин не допускається з міркувань виробничої безпеки.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється за допомогою поворотного бункера, який транспортується баштовим краном. Під час завантаження бетонної суміші оператор контролює рівномірність наповнення бункера та забезпечує дотримання вимог охорони праці.

Після завершення завантаження здійснюється очищення кузова транспортного засобу від залишків бетонної суміші та підготовка бункера до транспортування. Далі бункер стропується за штатні монтажні петлі та

переміщується краном до зони бетонування. Перед підйомом перевіряється правильність стропування та забезпечується відведення персоналу за межі небезпечної зони виконання вантажопідіймальних операцій.

Застосування даної технологічної схеми дозволяє забезпечити безперервність процесу бетонування, високу якість монолітних конструкцій та дотримання вимог безпеки праці під час виконання будівельно-монтажних робіт

Укладання бетонної суміші в конструкції монолітного перекриття здійснюється із застосуванням поворотних роздавальних бункерів, що подаються до робочої зони за допомогою вантажопідіймального крана. Приймання бетонної суміші безпосередньо в зоні бетонування виконують бетонники, які перебувають на робочих настилах риштувань або інвентарних підмостях.

Після подачі бункера до місця укладання його опускають на безпечну висоту та фіксують у робочому положенні. Вивантаження бетонної суміші здійснюється шляхом відкриття секторного затвора бункера. За необхідності для забезпечення безперервного витікання суміші та запобігання її зависанню застосовується вбудований електромеханічний вібратор.

Після завершення розвантаження бункера виконується закриття затвора, перевірка повноти спорожнення ємності та подача сигналу машиністу крана для повернення бункера до місця повторного завантаження.

Укладену бетонну суміш ущільнюють із використанням глибинних або поверхневих вібраторів залежно від геометричних параметрів конструкції, товщини бетонованого шару та ступеня армування елемента. Вібраційне ущільнення забезпечує видалення повітряних включень, підвищення щільності бетону та покращення його фізико-механічних характеристик після тверднення.

Одночасно з ущільненням проводиться очищення робочих настилів, риштувань та елементів опалубки від розсипаної бетонної суміші з її подальшим поверненням до бетонованої конструкції.

Після завершення укладання верхнього шару бетону здійснюється вирівнювання та загладжування відкритої поверхні конструкції до отримання проектної відмітки та необхідної якості поверхні.

Технологія влаштування бетонних підготовок.

Для виконання бетонних підготовок під підлоги застосовуються бетонні суміші з осіданням конуса в межах 0–2 см. Перед початком бетонування площу підготовки розбивають на окремі технологічні захватки у вигляді смуг шириною 3-4 м. По межах смуг встановлюються маякові дошки, які виконують функцію напрямних елементів та забезпечують дотримання проектних відміток.

Бетонування виконується через одну карту, що дозволяє сформувати робочі шви належної якості. Після набору бетоном необхідної міцності в суміжних смугах здійснюється бетонування проміжних ділянок. Перед початком робіт маякові дошки демонтуються, а по їх контуру утворюються робочі шви бетонування.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється автобетононасосами або стаціонарними бетононасосними установками. Попереднє розрівнювання суміші виконується вручну, після чого проводиться механізоване ущільнення та вирівнювання поверхні за допомогою віброрейки або вібробруса.

Вібраційна обробка продовжується до моменту повного осідання обладнання на маякові напрямні, що свідчить про досягнення необхідного ступеня ущільнення бетонної суміші.

У випадку подальшого влаштування цементних, бетонних або асфальтобетонних покриттів поверхню бетонної підготовки залишають шорсткою для забезпечення надійного зчеплення з наступними конструктивними шарами.

Технологія влаштування бетонних підло.

Бетонні підлоги виконуються по попередньо встановлених маякових напрямних із застосуванням механізованих засобів ущільнення. Після укладання бетонної суміші поверхню обробляють віброрейкою до отримання необхідної рівності та щільності.

Через 20-30 хвилин після завершення укладання здійснюється первинне заглажування поверхні ручним інструментом або спеціалізованими затирочними машинами. На даному етапі видаляється поверхнева плівка цементного молока та надлишкової води.

Після часткового тверднення бетону проводиться повторне заглажування металевими полутерками або механізованими затирочними машинами до отримання необхідної структури поверхні. Така технологія дозволяє сформувати бетонне покриття з високими показниками зносостійкості, міцності та довговічності.

Для підвищення щільності верхнього шару бетону та покращення його санітарно-гігієнічних характеристик застосовується технологія залізнення поверхні. Процес полягає у втиранні сухого цементу в поверхневий шар свіжоукладеного бетону до утворення однорідної щільної поверхні з характерним матовим блиском.

Особливості бетонування масивних монолітних плит.

При влаштуванні масивних густоармованих плит значної площі, зокрема фундаментних плит, днищ резервуарів та інших відповідальних конструкцій, основною технологічною вимогою є забезпечення безперервності процесу бетонування по всій висоті конструкції.

Для організації бетонних робіт конструкцію поділяють на окремі технологічні захватки або карти бетонування. При товщині плити до 0,5 м схема бетонування аналогічна технології виконання бетонних підготовок. Для конструкцій більшої товщини плита поділяється на паралельні карти шириною 5-10 м із влаштуванням між ними розділових смуг шириною 1–1,5 м.

З метою забезпечення безперервності процесу бетонування конструкцію додатково поділяють на блоки без розриву робочої арматури. Межі блоків тимчасово огорожуються металевими сітчастими елементами.

Укладання бетонної суміші виконується послідовно від однієї карти до іншої. Після досягнення бетоном необхідної міцності та демонтажу тимчасових

огорожень бетонування розділових смуг здійснюється впритул до раніше забетонованих ділянок.

Подача бетонної суміші виконується бетононасосами, бетоноукладачами або вантажопідіймальними кранами із застосуванням бадей. Укладання здійснюється у напрямку до раніше покладеного бетону, що забезпечує якісне об'єднання окремих захваток в єдину монолітну конструкцію.

Незалежно від товщини плити бетонна суміш, як правило, укладається одним шаром. Для досягнення необхідної щільності бетону внутрішні вібратори занурюються на глибину, що у 1,5-2 рази перевищує довжину їхньої робочої частини, що гарантує ефективне ущільнення всього об'єму бетонної суміші.

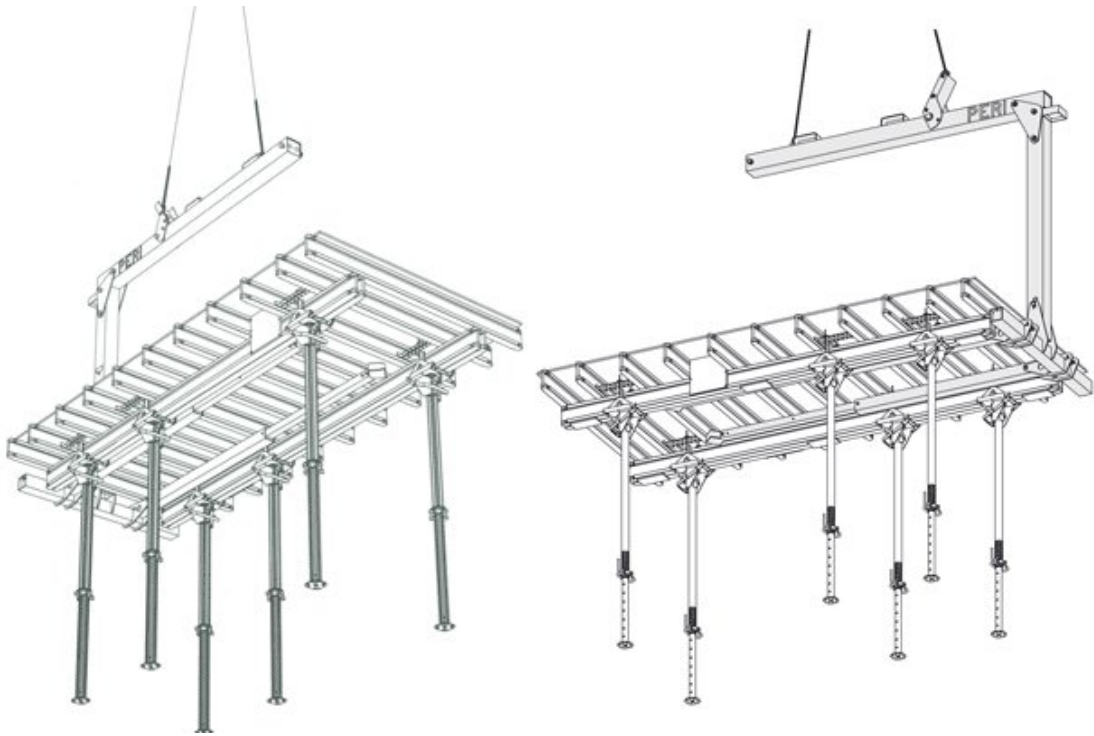
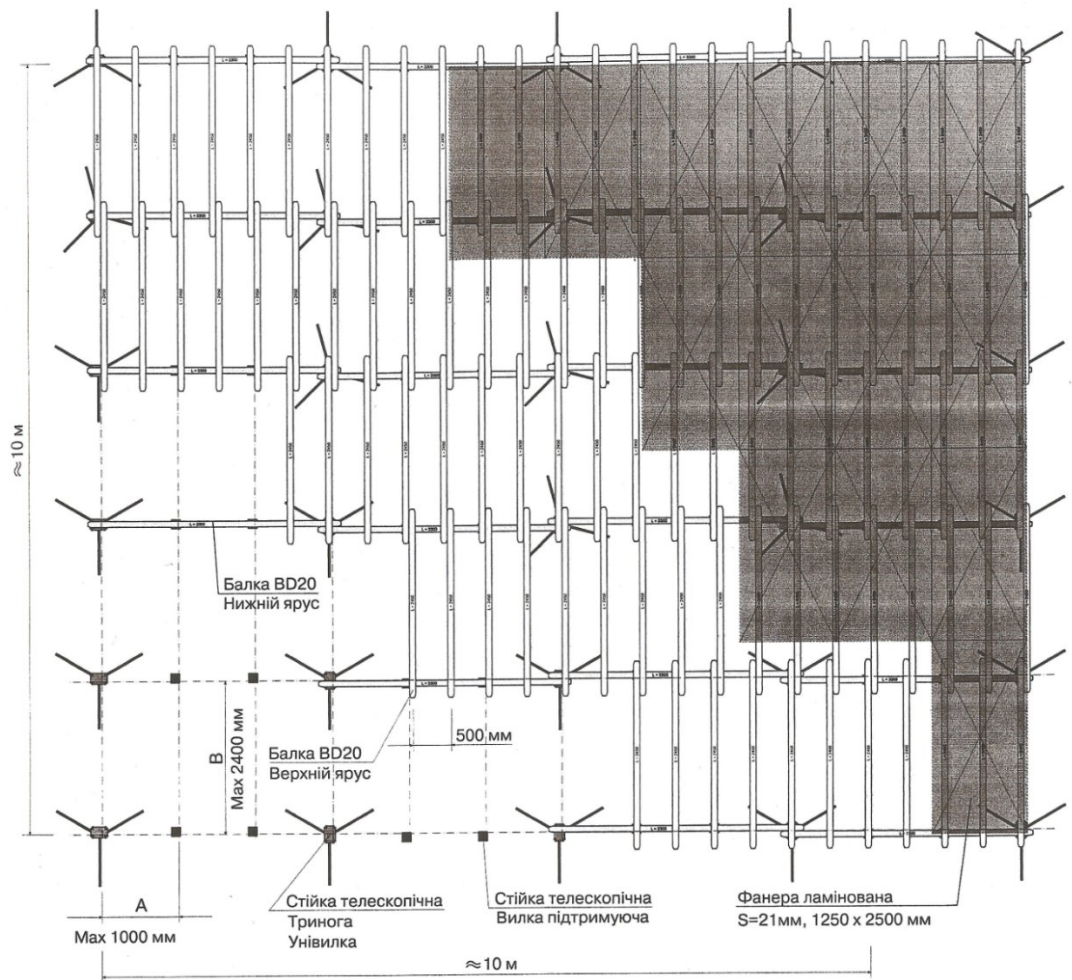


Рисунок 3.2 – Зібрані опалубочні столи та траверса для їх переміщення .

Вирівнювання поверхні монолітних плит здійснюють за встановленими маяками. Остаточне заглажування бетону виконують із застосуванням гладилок, кельм або напівтерків. У зонах примикання стін, а також у місцях обпирання колон і стовпів поверхню бетону залишають шорсткою, а за необхідності додатково влаштовують рифлення або насічку для покращення зчеплення з наступними конструктивними елементами.



Величини А і В визначаються в кожному конкретному випадку в залежності від конструкції перекриття та вимог до нього.

Рисунок 3.3 – Принципова схема опалубки монолітного безбалкового перекриття

3.2 Технологічна частина

Об'єм робіт при укладанні монолітної плити перекриття визначаю з урахуванням отвору під ліфтові шахти та під сходи.

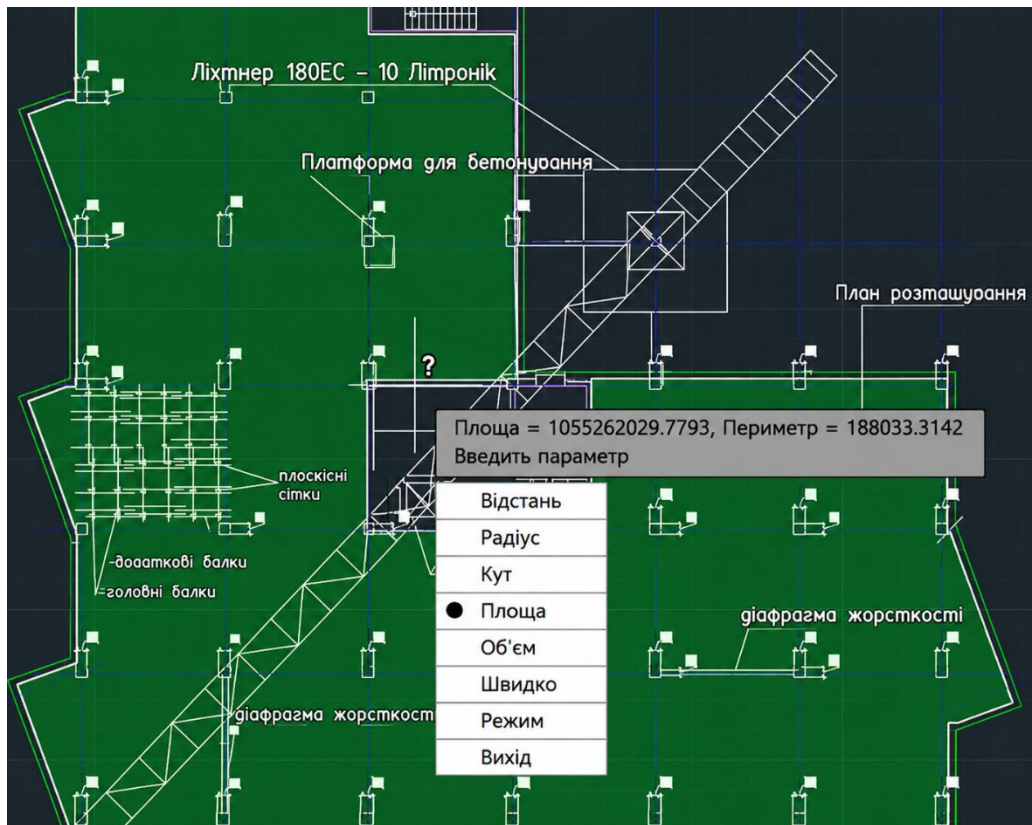


Рисунок 3.5 – Визначення площі бетонування монолітного перекриття

$$V_{\text{робіт}} = 1055,3 * 0,2 = 217 \text{ м}^3$$

Вибір баштового крану.

Підбір баштового крана для виконання монтажних та бетонних робіт здійснюється на основі визначення основних технічних параметрів, які забезпечують можливість безпечного та ефективного виконання технологічних операцій на будівельному майданчику.

До основних параметрів, що підлягають визначенню при виборі баштового крана, належать:

- ~ необхідна вантажопідіймальність;
- ~ необхідний виліт стріли;
- ~ необхідна висота підйому гака.

Вибір типу та марки монтажного крана залежить від конструктивних характеристик будівлі, маси та габаритів елементів, що монтуються, обсягів

будівельно-монтажних робіт, умов розміщення техніки на будівельному майданчику, наявності джерел електропостачання та інших організаційно-технологічних факторів.

Визначення необхідної вантажопідіймальності крана

Необхідна вантажопідіймальність баштового крана визначається виходячи з маси найбільш важкого вантажу, що переміщується під час виконання робіт, з урахуванням маси вантажозахоплювальних пристроїв.

Розрахункова вантажопідіймальність визначається за формулою:

$$Q_m = Q_{ел} + Q_{стр} \quad (3.2)$$

де $Q_{ел}$ – маса вантажу, що підіймається;

$Q_{стр}$ – маса стропувальних та допоміжних пристроїв.

Для прийнятих умов будівництва:

$$Q_m = 1,215 + 4,0 + 0,05 = 5,265 \text{ т.}$$

Таким чином, необхідна вантажопідіймальність баштового крана повинна становити не менше 5,27 т.

Визначення необхідної висоти підйому гака

Необхідна висота підйому гака визначається з урахуванням висоти монтажного горизонту, габаритів вантажу, висоти стропувального обладнання та нормативного запасу безпеки.

Розрахунок виконується за залежністю:

$$H_m = h_{оп} + h_{ел} + h_{стр} + h_{зап} \quad (3.3)$$

де $h_{оп} = 61,0$ м – висота розташування монтажного горизонту;

$h_{ел} = 3,75$ м – висота вантажу;

$h_{стр} = 1,8$ м – висота стропувального пристрою;

$h_{зап} = 1,0$ м – монтажний запас.

Після підстановки вихідних даних отримуємо:

$$H_m = 61,0 + 3,75 + 1,8 + 1,0 = 67,55 \text{ м.}$$

Отже, мінімальна висота підйому гака баштового крана повинна становити 67,55 м.

Визначення необхідного вильоту стріли

Необхідний виліт стріли визначається графічним методом на основі схеми розташування будівлі та монтажного крана на будівельному майданчику. Під час побудови враховуються геометричні розміри споруди, відстань від осі крана до найбільш віддаленої точки монтажу та вимоги щодо безпечного виконання вантажопідіймальних операцій.

За результатами графічної побудови встановлено необхідний монтажний виліт стріли (рис.3.6).

$$L_{в.стр}=40,60 \text{ м}$$

Отримані параметри використовуються для остаточного підбору марки баштового крана, технічні характеристики якого повинні забезпечувати вантажопідіймальність не менше 5,27 т, висоту підйому гака не менше 67,55 м та виліт стріли не менше 40,60 м.

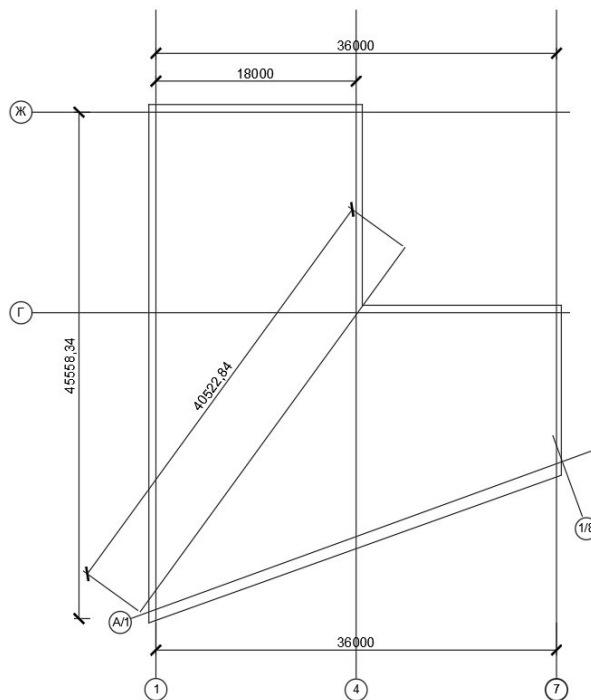


Рисунок 3.6 – Графічне визначення необхідного вильоту стріли баштового крана

За результатами виконаних розрахунків для забезпечення будівельно-монтажних робіт прийнято баштовий кран Liebherr 140 EC-H10 з неповоротною баштою.

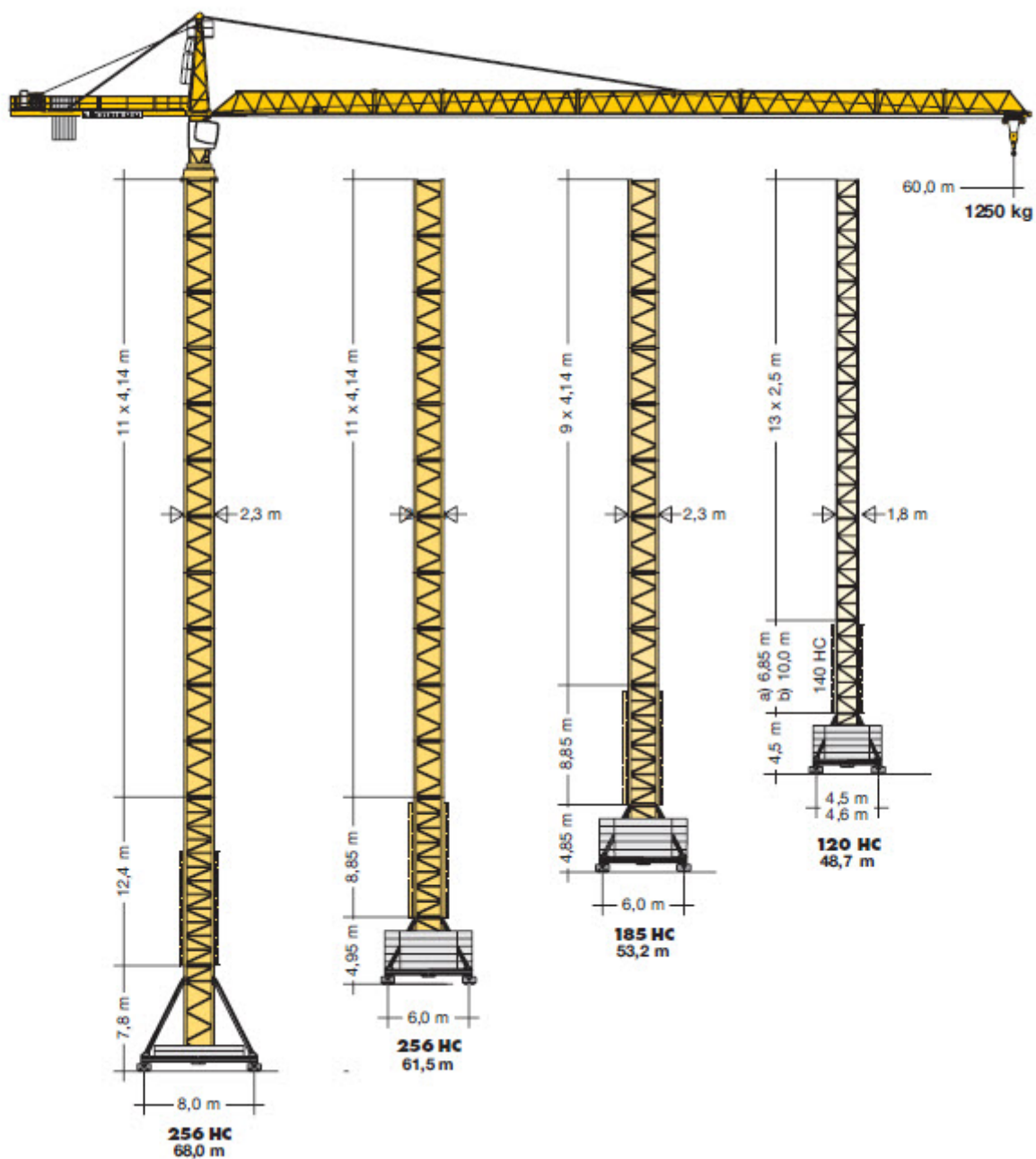


Рисунок 3.7 – Баштовий кран Liebherr 140 EC-H10

Основні технічні характеристики обраного крана:

висота підйому гака – 68,1 м;

~ максимальний виліт стріли – 45 м (із встановленим обмежувачем переміщення вантажного візка до 32 м);

~ максимальна вантажопідіймальність – 5,1 т.

В таблиці 3.1 наведена характеристика баштового крану. Кріплення крану до будівлі за допомогою тяжів наведено на рис.3.8.

Таблиця 3.1 – Характеристики баштового крану

Вильот стріли	Вантажопідійомність	Вантажопідійомність на кінці стріли	Монтажна висота
32 м	9,6 т	5,1 т	68,1 м



Рисунок 3.8 – Кріплення крану до будівлі за допомогою тяжів

Календарне планування.

Календарний графік є одним із основних організаційно-технологічних документів будівельного проєкту, який визначає послідовність, інтенсивність і тривалість виконання будівельно-монтажних робіт, встановлює взаємозв'язки між окремими процесами та регламентує потребу в трудових, матеріальних і технічних ресурсах.

Основною метою календарного планування є формування раціонального графіка виконання робіт, який забезпечує дотримання технологічних вимог,

нормативних строків будівництва, вимог охорони праці та ефективного використання наявних ресурсів.

Загальна постановка задачі календарного планування передбачає врахування таких вихідних даних:

- ~ номенклатури та технологічного характеру робіт, їх взаємозв'язків і умов виконання;
- ~ обмежень щодо строків початку та завершення окремих будівельних процесів;
- ~ забезпеченості ресурсами на різних етапах будівництва та показників продуктивності праці.

Розроблення календарного плану здійснюється у визначеній послідовності. На першому етапі формується перелік будівельно-монтажних робіт, після чого визначаються їх обсяги. Далі виконується вибір методів виконання робіт та підбір основних будівельних машин і механізмів. На основі нормативних показників визначаються трудомісткість і машиноємність процесів, формується склад будівельних бригад і спеціалізованих ланок. Наступним етапом є встановлення технологічної послідовності виконання робіт та визначення режиму їх виконання. Після цього розраховується тривалість окремих процесів і здійснюється їх ув'язка в єдиному календарному графіку. За необхідності виконується коригування чисельності виконавців і режимів роботи. Завершальним етапом є порівняння розрахункової тривалості будівництва з нормативними показниками та розроблення графіків забезпечення ресурсами.

Під час формування календарного графіка дотримано таких організаційно-технологічних принципів:

- ~ виконання основних будівельно-монтажних робіт розпочинається після завершення підготовчого періоду;
- ~ зведення надземної частини будівлі здійснюється лише після завершення робіт із влаштування підземних конструкцій та виконання зворотного засипання котлованів і траншей;

~ організація будівництва базується на потоковому методі виконання робіт;

~ усі технологічні процеси максимально узгоджуються в часі без порушення вимог технології будівельного виробництва та правил охорони праці.

У третьому розділі розроблено технологію виконання робіт із влаштування монолітного залізобетонного перекриття типового поверху будівлі та визначено основні організаційно-технологічні параметри будівельного процесу. Виконано розрахунок потреби в матеріальних ресурсах, визначено обсяги бетонних та арматурних робіт, а також обґрунтовано послідовність виконання технологічних операцій під час зведення конструкцій. Особливу увагу приділено забезпеченню якості виконання робіт та дотриманню вимог безпеки праці на будівельному майданчику.

На підставі виконаних розрахунків обґрунтовано вибір будівельних машин, механізмів та засобів механізації для виконання монтажно-будівельних робіт. Прийняті технологічні рішення забезпечують раціональну організацію виробничих процесів, скорочення трудових витрат та підвищення ефективності будівництва. Запропонована технологія виконання робіт відповідає вимогам чинних нормативних документів та може бути реалізована в умовах реального будівельного виробництва.

4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Аналіз умов праці під час будівництва об'єкта

Будівництво багатоповерхової адміністративно-складської будівлі супроводжується виконанням значного комплексу будівельно-монтажних, вантажопідіймальних, електромонтажних, оздоблювальних та інженерних робіт, що характеризуються підвищеним рівнем виробничих ризиків. Проведення аналізу умов праці дозволяє своєчасно ідентифікувати небезпечні та шкідливі

виробничі фактори, оцінити ступінь їх впливу на персонал та визначити необхідні заходи щодо їх усунення або мінімізації.

Основними джерелами виробничих небезпек на будівельному майданчику є роботи на висоті, експлуатація вантажопідіймальних механізмів, використання електрифікованого інструменту, монтаж великогабаритних конструкцій, виконання бетонних робіт та переміщення будівельних матеріалів.

До найбільш небезпечних виробничих факторів належать:

- ~ падіння працівників із висоти під час монтажу конструкцій;
- ~ падіння інструменту, обладнання або будівельних матеріалів;
- ~ травмування рухомими частинами машин і механізмів;
- ~ ураження електричним струмом;
- ~ механічні пошкодження при роботі з ручним та механізованим інструментом;
- ~ термічні ураження під час виконання зварювальних робіт;
- ~ виникнення пожежонебезпечних ситуацій.

До шкідливих виробничих факторів відносяться підвищені рівні шуму та вібрації, запиленість повітря робочої зони, вплив хімічних речовин, несприятливі метеорологічні умови, недостатня освітленість робочих місць та значні фізичні навантаження.

Особливу увагу необхідно приділяти роботам, що виконуються в умовах обмеженого простору або недостатньої вентиляції, оскільки вони можуть супроводжуватися накопиченням пилу та шкідливих речовин у повітрі робочої зони. Тривалий вплив таких факторів може негативно позначатися на стані органів дихання, зору та опорно-рухового апарату працівників.

Крім фізичних факторів, важливе значення мають психофізіологічні навантаження, пов'язані з високим темпом виконання робіт, відповідальністю за безпечне виконання технологічних процесів та необхідністю прийняття оперативних рішень у виробничих умовах.

Таким чином, умови праці на будівельному майданчику характеризуються наявністю комплексу небезпечних і шкідливих виробничих факторів, що потребують системного управління ризиками, постійного контролю стану виробничого середовища та впровадження сучасних заходів безпеки.

4.2 Організація безпечних та нешкідливих мов праці на будівельному майданчику

Організація безпечних умов праці під час будівництва адміністративно-складської будівлі здійснюється відповідно до вимог чинного законодавства України у сфері охорони праці, будівельних норм та нормативно-правових актів з промислової безпеки.

Правовою основою забезпечення безпеки праці є Конституція України, Закон України «Про охорону праці», Кодекс законів про працю України, а також нормативні документи, що регламентують порядок виконання будівельно-монтажних робіт.

Особливе значення при організації будівельного виробництва мають вимоги ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», які встановлюють організаційні та технічні заходи щодо забезпечення безпеки працівників під час виконання будівельних робіт.

Будівельний майданчик повинен бути огорожений, забезпечений інформаційними та попереджувальними знаками, достатнім освітленням, протипожежним обладнанням і засобами колективного захисту. Тимчасові дороги, проходи та робочі місця мають відповідати вимогам безпечної експлуатації.

Ефективна система управління охороною праці повинна включати ідентифікацію небезпек, оцінювання виробничих ризиків, планування профілактичних заходів, проведення інструктажів та навчання працівників безпечним методам виконання робіт.

Усі працівники, залучені до будівельного процесу, повинні проходити вступний, первинний та повторний інструктажі з охорони праці, а також бути забезпечені необхідними засобами індивідуального захисту відповідно до характеру виконуваних робіт.

Відповідальність за створення безпечних умов праці покладається на підрядну організацію, яка зобов'язана забезпечити дотримання нормативних вимог, організувати належний контроль за станом охорони праці та впроваджувати сучасні методи управління виробничими ризиками.

Отже, забезпечення безпечних і нешкідливих умов праці на будівельному майданчику є важливою складовою організації будівельного виробництва та спрямоване на збереження життя і здоров'я працівників, запобігання виробничому травматизму та підвищення ефективності виконання будівельно-монтажних робіт.

Оздоблювальні роботи є завершальним етапом будівництва об'єкта та характеризуються підвищеними вимогами до якості виконання технологічних процесів і дотримання вимог охорони праці. Під час виконання таких робіт виникає комплекс небезпечних і шкідливих виробничих факторів, що можуть негативно впливати на безпеку персоналу та ефективність виробничого процесу.

До основних потенційних небезпек належать падіння працівників з висоти під час виконання фасадних робіт, монтажу підвісних стель та оздоблення сходових клітин, ураження електричним струмом під час встановлення інженерних систем, вплив шкідливих випарів лакофарбових матеріалів, підвищена запиленість повітря робочої зони, шум і вібрація від роботи механізованого інструменту, а також ризик травмування внаслідок падіння матеріалів, обладнання та інструменту.

Для визначення рівня виробничих ризиків доцільним є застосування методів ідентифікації небезпек, аналізу умов праці та оцінювання ризиків. Використання експертних методів дозволяє встановити найбільш імовірні сценарії виникнення небезпечних ситуацій під час виконання окремих технологічних операцій, а застосування контрольних карт забезпечує моніторинг динаміки ризиків протягом усього періоду виконання робіт.

Серед небезпечних і шкідливих виробничих факторів оздоблювального циклу виділяють хімічні, фізичні, механічні, ергономічні та психофізіологічні фактори. До хімічних факторів належить вплив випарів розчинників, лакофарбових матеріалів та полімерних композицій. Фізичні фактори представлені шумом, вібрацією, недостатньою освітленістю, несприятливими параметрами мікроклімату та підвищеною запиленістю повітря. Механічні фактори пов'язані з використанням будівельного інструменту та технологічного обладнання. Ергономічні фактори зумовлені значними фізичними навантаженнями та вимушеними робочими позами. Психофізіологічні фактори виникають унаслідок високої інтенсивності праці та необхідності виконання робіт у стислі строки.

Для мінімізації виробничих ризиків необхідно застосовувати комплекс профілактичних заходів, які включають використання засобів індивідуального захисту, організацію ефективної вентиляції приміщень, регулярне видалення будівельного пилу, контроль технічного стану електрообладнання, забезпечення нормативного освітлення робочих місць та проведення систематичних інструктажів з охорони праці.

Ефективне управління ризиками під час виконання оздоблювальних робіт дозволяє суттєво знизити ймовірність виробничого травматизму, підвищити рівень безпеки праці та забезпечити належну якість виконання будівельних процесів.

4.3 Розроблення організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів щодо покращення умов праці

Підвищення рівня безпеки праці на будівельному майданчику потребує комплексного впровадження організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на зменшення виробничих ризиків, покращення умов праці та підвищення ефективності виконання будівельно-монтажних робіт.

До організаційних заходів належать раціональне планування технологічних процесів відповідно до календарного графіка будівництва, функціональне зонування території будівельного майданчика, організація контролю допуску працівників до виконання робіт, проведення інструктажів та навчання з питань охорони праці. Важливим елементом є забезпечення постійного контролю за дотриманням вимог безпеки з боку відповідальних посадових осіб.

Технічні заходи передбачають механізацію трудомістких процесів, використання сучасного обладнання із захисними пристроями, впровадження систем місцевої вентиляції, організацію нормативного освітлення робочих зон та застосування засобів колективного захисту. Особлива увага приділяється обладнанню риштувань захисними огороженнями, встановленню попереджувальних знаків безпеки та забезпеченню робочих місць первинними засобами пожежогасіння.

Архітектурно-планувальні рішення повинні забезпечувати безпечну організацію будівельного майданчика, раціональне розміщення складів, тимчасових споруд, побутових приміщень і транспортних маршрутів. На території об'єкта необхідно передбачити санітарно-побутові приміщення, пункти надання першої медичної допомоги, місця відпочинку персоналу та безпечні евакуаційні маршрути.

В умовах воєнного стану система охорони праці повинна доповнюватися заходами цивільного захисту. До таких заходів належать організація доступу до укриттів, проведення інструктажів щодо дій під час повітряної тривоги, облаштування маршрутів евакуації, забезпечення працівників засобами першої допомоги та створення систем оперативного оповіщення.

Реалізація комплексу організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів сприяє підвищенню рівня промислової безпеки, зниженню ризику виробничого травматизму та створенню безпечного виробничого середовища відповідно до вимог чинного законодавства у сфері охорони праці та цивільного захисту.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4

Проведений аналіз умов праці на будівельному майданчику дозволив встановити основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для виконання будівельно-монтажних та оздоблювальних робіт. Найбільший вплив на безпеку персоналу мають роботи на висоті, використання електрообладнання, дія пилу, шуму та шкідливих хімічних речовин.

Оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпек підтвердило необхідність впровадження системного підходу до управління виробничими ризиками, який передбачає застосування засобів індивідуального та колективного захисту, постійний моніторинг умов праці та проведення профілактичних заходів.

Запропоновані організаційно-технічні та архітектурно-планувальні рішення забезпечують підвищення рівня безпеки будівельного виробництва, покращення умов праці працівників і відповідність будівельного майданчика вимогам нормативно-правових актів з охорони праці, промислової безпеки та цивільного захисту.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Конституція України : Закон України від 28.06.1996 № 254к/96-ВР. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/254к/96-вр>.
2. Про регулювання містобудівної діяльності : Закон України від 17.02.2011 № 3038-VI. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17>.
3. Про архітектурну діяльність : Закон України від 20.05.1999 № 687-XIV. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/687-14>.
4. Про будівельні норми : Закон України від 05.11.2009 № 1704-VI. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1704-17>.
5. Про охорону праці : Закон України від 14.10.1992 № 2694-XII. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12>.
6. Кодекс законів про працю України від 10.12.1971 № 322-VIII. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/322-08>.
7. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2016. 54 с.
8. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012. 117 с.
9. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житловокомунального господарства України, 2017. 39 с.
10. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 2. Чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2007. 70 с.
11. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ : Мінрегіон України, 2018.
12. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. Київ : Мінрегіон України, 2021.

13. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2018. 42 с.
14. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Основні положення. Чинний від 2019-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 49 с.
15. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2021. 27 с.
16. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Чинний від 2011-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2009. 68 с.
17. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Чинний від 2011-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 98 с.
18. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Чинний від 2015-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2014. 197 с.
19. ДБН В.2.5-28-2018. Природне і штучне освітлення. Чинний від 2019-03-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2018. 137 с.
20. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2013. 143 с.
21. ДСТУ Б EN 1990:2022. Єврокод. Основи проектування конструкцій. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2022.
22. ДСТУ Б EN 1991-1-1:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Загальні дії. Густина, власна вага та корисні навантаження. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.
23. ДСТУ Б EN 1991-1-3:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Снігові навантаження. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.
24. ДСТУ Б EN 1991-1-4:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Вітрові навантаження. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.
25. ДСТУ Б EN 1992-1-1:2011. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Загальні правила. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013.
26. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Чинний від 2011-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 123 с.

27. ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетони. Загальні технічні умови. Чинний від 2009-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2009. 34 с.
28. ДСТУ Б В.2.7-176:2008. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови. Чинний від 2010-04-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2008. 113 с.
29. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). Чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 17 с.
30. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013. Настанова щодо виконання робіт із влаштування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій. Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2013. 44 с.
31. Городецький О. С., Барабаш М. С., Водоп'янов Р. Ю. Комп'ютерне моделювання у розрахунках будівельних конструкцій. Київ : Факт, 2012. 736 с.
32. Клименко Є. В. Будівельні конструкції. Київ : Основа, 2018. 558 с.
33. Плугіна Т. В. Технологія будівельного виробництва : навч. посіб. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. 262 с.
34. Афанасьєв А. А. Технологія зведення будівель та споруд. Київ : Вища школа, 2002. 495 с.
35. Михайлов В. В. Основи та фундаменти. Київ : Кондор, 2015. 320 с.
36. Левчук Г. М. Технологія будівельного виробництва. Київ : Либідь, 2014. 368 с.
37. Кривенко О. В. Залізобетонні конструкції. Київ : КНУБА, 2017. 420 с.
38. Семко О. В. Основи будівельного проєктування. Полтава : ПолтНТУ, 2018. 356 с.
39. Сахновський М. М. Будівельна механіка. Київ : Каравела, 2019. 486 с.
40. Барабаш М. С. Комп'ютерні технології проєктування будівельних конструкцій. Київ : НАУ, 2016. 420 с.
41. Ліра-САПР 2016. Навчальний посібник користувача. Київ : Ліра-Сервіс, 2016. 510 с.
42. САПФІР 3D. Посібник користувача. Київ : Ліра-Сервіс, 2019. 465 с.