

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Проект 8 – поверхового житлового будинку у Львові з порівнянням типів фундаментів»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБм-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Батко М.С.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Ігнат'єва В.Б.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2019

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітньо-кваліфікаційний рівень Магістр

Напрямок підготовки _____

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

« _____ » _____ 2019 р.

ЗАВДАННЯ НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Батко Максим Сергійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект 8 – поверхового житлового будинку у Львові з порівнянням типів фундаментів

Керівник проекту (роботи) Ігнат'єва Вікторія Борисівна, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від « 29 » серпня 2019 року № 4/7 – 739

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 17.12.2019 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) 8 – поверховий житловий будинок

з вбудованими приміщеннями соціально-побутового призначення, місто будівництва – Львів,

монолітні сталежелезобетонного типу, несучий каркас – монолітний залізобетонний, перекриття -

монолітне безбалкове, покрівля – рулонна, колони – пластинчасті, кладка - кам'яна з повнотілої

цегли з утеплювачем; оздоблення фасаду - керамогранітна плитка

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-

планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок огорожувальних

конструкцій, Визначення навантажень на конструкцію, перевірка несучої здатності елементів

будівлі, визначенні рбемів робіт і технологія їх виконання

та зовнішнє опорядження фасаду, огляд літературних джерел пов'язаних із підсиленням

конструкцій, розрахунок перекриття торгово-розважального центру за різними методиками,

порівняння варіантів конструктивного рішення будівлі, розробка проектно-кошторисної

документації, заходи з охорони праці, безпека в надзвичайних ситуаціях та екологія.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

креслення з архітектурної частини; конструктивної частини; технологічно-організаційної

частини

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Ігнат'єва В.Б., к.т.н., доцент		
Спеціальна частина	Ігнат'єва В.Б., к.т.н., доцент		
Організаційно-економічна частина	Мельник Л.М., к.е.н., доцент		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Екологія	Лясота О.М., к.т.н., доцент		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 30.09.2019 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	10.10.2019	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	25.10.2019	
3	Технологія і організація будівельного виробництва	02.11.2019	
4	Порівняння варіантів	07.11.2019	
5	Науково-дослідний розділ	17.11.2019	
6	Економічна частина	22.11.2019	
7	Охорона праці	27.11.2019	
8	Безпека в надзвичайних ситуаціях	03.12.2019	
10	Екологія	07.12.2019	
11	Оформлення, збір підписів	17.12.2019	

Батко М.С.

Студент

_____ (підпис)

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

_____ (підпис)

Ігнат'єва В.Б.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

Вступ.....	8
1. Архітектурно-будівельний розділ	9
1.1. Загальна характеристика ділянки	9
1.2. Генеральний план	11
1.2.1. Майданчик для будівництва	11
1.2.2. Розташування будівель і споруд.....	11
1.2.3. Озеленення та благоустрій.....	12
1.2.4. Протипожежні заходи.....	13
1.2.5. Техніко - економічні показники генерального плану.....	13
1.3. Об'ємно-планувальні рішення.....	14
1.4. Конструктивні рішення будівлі і його елементів.....	15
1.4.1. Несучі конструкції.....	15
1.4.2. Огороджувальні конструкції.....	15
1.4.3. Теплотехнічний розрахунок огороджувальних конструкцій.....	16
1.5 Інженерне обладнання	19
1.5.1. Водопровід і каналізація.....	19
1.5.2. Опалення.....	19
1.5.3. Вентиляція.....	20
1.5.4. Протипожежна вентиляція.....	20
1.5.5. Теплопостачання.....	20
1.5.6. Електропостачання.....	21
1.5.7. Телебачення, інтернет.....	21
1.5.8. Протипожежна сигналізація.....	21
2. Розрахунково-конструктивний розділ	22
2.1. Визначення навантажень на конструкцію	22
2.2. Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі «SCAD 11.3».....	28

2.2.1. Опис моделі.....	28
2.2.2. Коротка характеристика методики розрахунку.....	30
2.2.3. Розрахункова схема.....	31
2.2.4. Визначення коефіцієнтів пружної основи.....	38
2.3. Результати розрахунку	45
2.4. Аналіз, конструювання і підбір арматури плити перекриття.....	47
2.5. Розрахунок плити по нормальному перерізу	52
2.6. Розрахунок арматури на опорі.....	53
2.7. Розрахунок міцності плити на продавлювання.....	54
2.8. Аналіз, конструювання і підбір арматури колон	55
2.9. Зусилля в колоні цокольного поверху	56
2.10. Конструювання і розрахунок маршів сходових.....	61
3. Технологія і організація будівельного виробництва	68
3.1. Характеристика умов будівництва та основні параметри будівлі.....	68
3.2. Визначення об'ємів робіт.....	69
3.3. Вибір методів виконання робіт.....	70
3.4. Підбір приставного крану для варіанту 1	71
3.5. Підбір автотранспортних засобів	74
3.6. Устаткування для ущільнення бетонної суміші	76
3.7. Технологія виконання робіт	77
3.7.1. Пристрій опалубки колон і стін.....	77
3.7.2. Пристрій опалубки перекриттів.....	77
3.7.3. Догляд за опалубкою.....	78
3.7.4. Армування і бетонування перекриттів.....	79
3.7.5. Армування і бетонування колон.....	81
3.7.6. Догляд за бетоном.....	82
3.8. Складання виробничої калькуляції	83
3.9. Проектування графіків руху робітників, роботи машин, розподілу основних матеріалів та конструкцій.....	84
4. Порівняння варіантів	94
4.1 Описання прийнятих до розрахунку варіантів	94

4.2 Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого розроблення	95
5. Науково-дослідний розділ	105
5.1 Мета та задачі досліджень.....	105
5.2 Аналіз типів фундаментів для багатопверхового будівництва на ділянці з ухилом в складних геологічних умовах	105
5.3 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів для складних геологічних умов	110
6. Економічна частина	114
6.1. Локальний кошторис	114
6.2. Об'єктний кошторис	115
6.3 Зведений кошторис	115
7. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	
7.1. Охорона праці.....	116
7.1.1. Законодавство України про охорону праці.....	116
7.1.2. Техніка безпеки при виконанні будівельних робіт.....	118
7.1.2.1. Техніка безпеки при розробці котлованів.....	118
7.1.2.2. Техніка безпеки в процесі вантажно-розвантажувальних робіт.....	120
7.1.2.3. Техніка безпеки при електрозварювальних роботах.....	122
7.1.2.4. Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт.....	124
7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	126
7.2.1. Оцінка стійкості житлового будинку до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості.....	126
7.2.2. Розроблення і реалізація заходів щодо захисту мешканців будівлі від наслідків надзвичайних ситуацій.....	128
7.2.2.1. Оцінка захисних споруд за місткістю.....	128
7.2.2.2. Оцінка захисних споруд за захисними властивостями.....	129
7.2.2.3. Оцінка систем життєзабезпечення захисних споруд Оцінка систем життєзабезпечення захисних споруд.....	131

7.2.2.4. Оцінка захисних споруд за своєчасним укриттям мешканців будівлі.....	133
8. Екологія.....	135
8.1 Основні напрями екологічного будівництва.....	135
8.2 Енергозбереження і його роль у вирішенні екологічних проблем	137
Висновки	140
Список використаної літератури	141
Додаток А Кошторис	148
Додаток Б Опубліковані наукові праці	167

ВСТУП

Поряд з розвитком виробництва будівельних конструкцій і виробів повної заводської готовності, широкого поширення набуло зведення будівель і споруд з монолітного залізобетону.

Практика підтвердила техніко-економічні переваги будівництва житлових і громадських будівель, окремих елементів і конструкцій в монолітному і збірно-монолітному виконанні. Монолітне будівництво дозволяє реалізувати його ресурсозберігаючі можливості для підвищення якості та довговічності житла, виразності архітектури окремих будівель і містобудівних комплексів. Техніко-економічний аналіз показує, що в цілому ряді випадків монолітний залізобетон виявляється більш ефективний по витраті матеріалів, сумарною трудомісткістю і приведеним витратам.

Його перевага може бути реалізована в першу чергу в районах зі складними геологічними умовами, за підвищеної сейсмічності, в місцях, де відсутні або недостатні потужності виробництва збірного житлового будівництва. В умовах ринкових відносин, при дефіциті житла та соціально-культурних об'єктів в Україні, у цього ефективного методу житлового будівництва, безсумнівно, великі перспективи.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Загальна характеристика ділянки

Майданчик для будівництва 8 - поверхового житлового будинку знаходиться в південній частині м. Львів.

Район будівництва по ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 відноситься до I будівельно-кліматичного району.

Проект розроблений для будівництва в регіоні з наступними кліматичними даними [1-3]:

- середньорічна температура: 7,4 °С;
- абсолютний максимум: 12,3 °С;
- абсолютний мінімум: 29,5 °С;
- температура найбільш холодних днів забезпеченістю:
 - 0,98: -25 °С;
 - 0,92: -24 °С;
- температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю:
 - 0,98: -20 °С;
 - 0,92: -19 °С;
- температура найжаркіших днів забезпеченістю 0,95: 27 °С;
- температура найжаркішої п'ятиденки забезпеченістю 0,99: 23 °С;
- період з середньодобовою температурою повітря ≤ 8 °С:
 - тривалість, днів: 179,
 - середня температура: 0,4 °С;
- період з середньодобовою температурою повітря ≤ 10 °С:
 - тривалість, днів: 201,
 - середня температура: 1,2 °С;

Середня температура зовнішнього повітря по місяцях наведена в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 - Середня температура зовнішнього повітря по місяцях

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
t °С	-4,0	-2,7	1,4	7,9	13,4	16,3	17,7	17,2	13,0	8,0	2,5	-2,2

Клімат району вологий континентальний без сухого сезону і з теплим літом.

Річна кількість опадів за рік становить 729 мм. За рік в середньому спостерігається 174 дні з опадами [1-3].

Львів характеризується найбільшою кількістю опадів і найнижчими літніми температурами серед всіх обласних центрів на Україні. Для всіх сезонів року характерні різкі перепади атмосферного тиску, температур і вологості повітря. Зими - м'які, морози нижче -20 °С спостерігаються рідко. Стійкий сніговий покрив встановлюється щозими. Весна - прохолодна і дощова, заморозки і снігопади можливі до початку травня. Літо тепле, середні денні максимуми в липні і серпні близько + 23-24 °С. Влітку часті грозові зливи і різкі перепади температури при проходженні атмосферних фронтів. При цьому час від часу спостерігаються ураганні вітри, які призводять до повалив дерев, дрібним руйнувань, обриву ліній електропередач. Осінь - помірно тепла і суха. Засухи не характерні [1-3].

Середні швидкості вітру - 3-4 м/с. Переважають західні вітри (23,3 %; як правило, супроводжуються дощами, похолоданням влітку і відлигою взимку). Відносна вологість повітря - висока протягом усього року. У холодну півріччя часті тумани [1-3].

Вага снігового покриву - 1400 Па.

Нормативна глибина промерзання - 96 см.

Клас наслідків згідно із табл. 1 та додатком ДБН В.1.2-14:2018 - СС1.

За фізико-механічними властивостями на ділянці виділено п'ять інженерно-геологічних елементів:

- суглинки тугопластичні;
- суглинки;
- глини;
- піски;

– суглинки напівтверді.

Підземні води зустрічаються на глибині 5 м від поверхні землі.

1.2. Генеральний план

1.2.1 Майданчик для будівництва

Проектований 8-ми поверховий житловий будинок з вбудованими приміщеннями соціально-побутового призначення розташований в Шевченківському районі міста Львова.

Площа ділянки складає 450 м², у тому числі під будівництво будівлі 240 м².

На ділянці, виділеній для благоустрою, запроектовані тротуари, майданчики для відпочинку, газони та стоянки для машин.

Інженерні мережі розміщуються вздовж проїздів прямолінійно і паралельно лініям забудови. Водопровід, каналізація, кабелі прокладені в траншеях, теплові мережі в підземних каналах.

1.2.2 Розташування будівель і споруд

Генеральний план і планування вирішені в ув'язці з існуючою забудовою з урахуванням технологічних вимог виробництва, будівельних, санітарних та протипожежних норм проектування.

Для проектованого багатоповерхового житлового будинку з приміщеннями соціально-побутового призначення передбачені відкриті автостоянки на 10 легкових автомобілів.

Проектовані проїзди і тротуари забезпечують транспортну та пішохідну зв'язок між будівлями і спорудами.

Для забезпечення житлового будинку електроенергією передбачено зведення трансформаторної підстанції.

Площа забудови та будівельний об'єм будівель і споруд наведено в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 - Відомість житлових і громадських будівель і споруд

№ п/п	Найменування	Кіл.	Площа забудови, м ²	Будівельний обсяг, м ³
1	Проектований житловий будинок	1	240,0	7992
2	Трансформаторна підстанція	1	29,8	119,2

(...) - будівельний об'єм нижче позначки 0.000.

1.2.3. Озеленення та благоустрій

Територія упорядковується:

- уздовж будівлі передбачені тротуари для пропуску транзитних пішоходів;
- на прибудинковій території проектованої будівлі обладнуються малі архітектурні форми - лави і урни;
- територія будівлі в нічний час освітлюється світильниками;
- в місцях порушення природного земляного покриву влаштовуються газони і квітники.

На прибудинковій території передбачені:

- майданчик для ігор дітей молодшого віку площею 118,3 м²;
- парковка для машин;
- майданчик для сміттєвих контейнерів площею 7,8 м²

1.2.4. Протипожежні заходи

Будівля запроектована з урахуванням вимог державних будівельних норм та правил.

Передбачаються наступні протипожежні заходи:

- дотримання ступеня вогнестійкості будівлі з призначенням відповідних

матеріалів стін, перегородок, перекриттів, сходів, стін сходових клітин і ліфтових шахт, матеріалу утеплювача;

- передбачено необхідну кількість евакуаційних виходів безпосередньо назовні через дверний проріз, є приямки для димовидалення та евакуації;

- пристрій незадимлюваної сходи;

- приміщення громадського призначення мають на кожному поверсі необхідне число розосереджених евакуаційних виходи;

- пристрій проїздів для пожежних машин;

- пристрій вантажопасажирського ліфта ($Q = 630$ кг), що працюють в режимі перевезення пожежних підрозділів;

- двері сходових кліток виконуються з ущільненням в притворах і приладами самозачинення;

- пожежогасіння здійснюється за допомогою пожежних гідрантів при закільцьованих водопроводі.

1.2.5 Техніко - економічні показники генерального плану

Техніко - економічні показники генерального плану наведені в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 - Техніко - економічні показники генерального плану

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Кіл.
1	Площа території забудови	м ²	450
2	Площа запроектованої будівлі	м ²	240
3	Площа існуючих будівель і споруд	м ²	140
4	Площа робіт благоустрою	м ²	950
5	Площа доріг	м ²	420

1.3. Об'ємно - планувальні рішення

Будівля запроектована у відповідності з діючими нормами, правилами і стандартами.

Будівля 8 поверхова, з яких 7 типових житлових поверхів, один поверх з вбудованими приміщеннями, є цокольний поверх, опалювальне, має розміри в осях в плані 20,86x13,2 м.

Є 1 ліфт, незадимлювані сходи, ліфтовий хол, поверхові холи.

У цокольному поверсі розташовуються технічні приміщення. На першому поверсі розташовано 7 вбудованих приміщень, вентиляційна шахта, технічне приміщення, кімната охорони, хол, ліфтовий хол, колясочна, ел. щитова, сміттекамери. На кожному житловому поверсі розташовується по 5 квартир. З цих квартир: 2-однокімнатних; 2 - двокімнатних; 1 - трикімнатна. Всі балкони мають скління.

Планувальні показники типового поверху наведені в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 - Планувальні показники типового поверху

Найменування	квартири				
	1А	1Б	2А	2Б	3
Житлова площа, м ²	18,41	14,50	33,11	31,95	72,35
Загальна площа, м ²	35,09	30,04	55,56	48,04	71,27

На поверхах є 1 квартира, вікна якої розташовані тільки північ, що в свою чергу не перешкоджає природній інсоляції приміщення триває не менше 2,5 годин. Вікна інших квартир розташовані на захід і північ, схід і північ, південь і схід, південь і захід відповідно, природна інсоляція даних квартир триває також не менше 2,5 годин.

Техніко-економічні показники житлового будинку:

1. Загальна площа - 450 м².
2. Площа будівлі - 240,0 м².
3. Кількість поверхів - 8.
4. Будівельний обсяг - 7992,0 м³.

1.4. Конструктивні рішення будівлі і його елементів

1.4.1. Несучі конструкції

В якості несучої системи будівлі використовується монолітний залізобетонний каркас. Поперечна і поздовжня жорсткість будівлі забезпечується монолітним ядром жорсткості і постановкою діафрагм, а також створенням жорсткого диска перекриття.

Перекриття монолітні безбалкові товщиною 200 мм

Колони пластинчасті перетином 300х300 мм, 750х250 мм, 1000х250 мм, 1200х250 мм, 1350х250 мм.

Вітрові навантаження сприймаються ядром жорсткості і діафрагмами жорсткості, товщина яких становить 200 мм.

1.4.2. Огороджувальні конструкції

Зовнішні огороджувальні конструкції - самонесучі, мають наступний склад:

- внутрішню версту кам'яної кладки товщиною 250 мм виконану з повнотілої цегли пластичного пресування щільністю 1,8 т/м³, по верху кам'яної кладки виконана каучукова прокладка для недопущення передачі навантаження на стіни від вищерозташованих поверхів;

- утеплювач ROCKWOOL «Венти Баттс Д» товщиною 110 мм, теплопровідністю $\lambda = 0,035$ Вт/мК, щільністю верхнього шару 90 кг/м³, щільність нижнього шару 45 кг/м³;

- оздоблення фасаду виконана керамогранітними плитками товщиною 8 мм, навантаження, спосіб кріплення - кляммерний;

- вентиляований зазор 50 мм;

- вікна з ПВХ-профілю, трикамерні, заводського виготовлення.

Перегородки між квартирами виконані двошаровими, товщиною 290 мм, з повнотілої цегли пластичного пресування щільністю 1,8 т/м³. Перегородки всередині квартир виконані з СІБІТ товщиною 100 мм, щільністю 0,6 т/м³.

Внутрішнє оздоблення стін - поліпшена штукатурка під обклеювання шпалерами.

Конструкція підлог має наступний склад:

- залізобетонна плита перекриття;
- спінений поліетілен товщиною 5 мм;
- стяжка з цементно-піщаного розчину М150 армована металічною сіткою Ø4 Вр1 100x100 мм товщиною 70 мм;
- фанера вологостійка товщиною 12 мм;
- паркет товщиною 18 мм.

Конструкція покрівлі має наступний склад:

- пароізоляція - один шар руберойду на бітумної мастиці, щільністю;
- утеплювач ROCKWOOL «Руф Баттс» товщиною 200 мм, теплопровідністю $\lambda = 0,038 \text{ Вт} / (\text{мК})$;
- Геотекстиль «Геотекс»;
- шар керамзитового гравію товщиною 20 мм;
- плівка поліетиленова завтовшки 200 мкм;
- цементно - піщана стяжка товщиною 50 мм, розчин марки М 150;
- Техноеласт 2 шари ЕКП4 + ЕКП5.

1.4.3. Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок стіновий панелі проводиться з метою надійного захисту приміщень від холоду. Конструкція стін і покриттів вибирається на основі визначення необхідного опору тепловіддачі огорожень (з урахуванням граничного охолодження при низькій зовнішній температурі в умовах затишності).

Приведений опір теплопередачі огорожувальних конструкцій R^0 слід приймати не менше нормованих значень, R_{req} , $m^2 \cdot ^\circ C/Вт$, що визначаються за таблицею 4 [3] в залежності від градусо-днів району будівництва D_d , $^\circ C \cdot \text{добу}$.

Градусо-добу опалювального періоду D_d , $^\circ C \cdot \text{добу}$, визначають за формулою

$$D_d = (t_{int} - t_{ht})z_{ht}, \quad (1.1)$$

де t_{int} - розрахункова середня температура внутрішнього повітря будівлі, $^\circ C$, $t_{int} = +20$ $^\circ C$;

t_{ht} , Z_{ht} - середня температура зовнішнього повітря, $^\circ C$, і тривалість, днів, опалювального періоду, що приймаються для періоду з середньою добовою температурою зовнішнього повітря не більше 8 $^\circ C$.

$$D_d = (20 - (-8.3)) \times 231 = 6537 \text{ } ^\circ C \cdot \text{добу}.$$

Значення R_{req} для величин D_d , що відрізняються від табличних, слід визначати за формулою

$$R_{req} = aD_d + b, \quad (1.2)$$

де D_d - градусо-добу опалювального періоду, $^\circ C \cdot \text{добу}$, для конкретного пункту;

a , b - коефіцієнти, значення яких слід приймати за даними таблиці 4 [3] для відповідних груп будинків, $a = 0,00035$, $b = 1,4$.

$$R_{req} = 0,00035 \times 6537 + 1,4 = 3,69 \text{ } m^2 \cdot ^\circ C /Вт.$$

Термічний опір R_c , $(m^2 \cdot ^\circ C)/Вт$, шару багат шарової огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$R_c = \frac{\delta}{\lambda}, \quad (1.3)$$

де δ - товщина шару, м;

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, $(m \cdot ^\circ C)/Вт$, що приймається по теплотехнічних характеристиках матеріалів.

Опір теплопередачі R_0 $(m \cdot ^\circ C)/Вт$, що обгороджує конструкції визначається за формулою:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_e} + R_k + \frac{1}{\alpha_n}, \quad (1.4)$$

де α_e - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, Вт/м²·°C, що приймається за табл. 7 [3], $\alpha_e = 8,7$ (м·°C)/Вт;

R_k - термічний опір огорожувальної конструкції з послідовно розташованими однорідними шарами, (м²·°C)/Вт, визначається за формулою:

$$R_k = R_1 + R_2 + R_{в.п.}, \quad (1.5)$$

де R_1, R_2, R_3 - термічний опір окремих шарів огорожувальної конструкції;

$R_{в.п.}$ - термічний опір замкнутої повітряного прошарку;

α_n - коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, Вт/м²·°C, що приймається за табл. 6 [3],

$$\alpha_n = 23 \text{ (м·°C)/Вт.}$$

$$R_1 = 0,25 / 0,7 = 0,357 \text{ (м·°C)/Вт.}$$

$$R_2 = 0,02 / 0,76 = 0,026 \text{ (м·°C)/Вт.}$$

$$R_{в.п.} = 0,18 \text{ (м·°C)/Вт.}$$

Необхідну товщину утеплювача визначимо із співвідношення 1.6:

$$X_{ут} = \lambda_{ут} \cdot (R_{req} - 1 / \alpha_{в} - R_k - 1 / \alpha_n), \quad (1.6)$$

$$X_{ут} = 0,035 \cdot (3,69 - 1 / 8,7 - 0,357 - 0,026 - 0,18 - 1 / 23) \approx 0,104 \text{ м.}$$

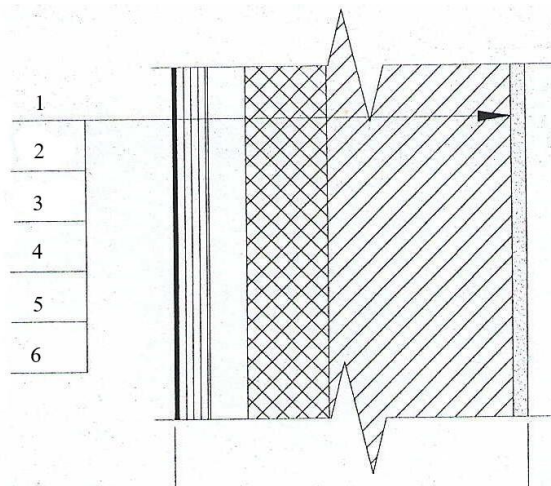
Приймаємо товщину утеплювача 110 мм.

$$R_o = \frac{1}{8,7} + 0,357 + 0,026 + 0,18 + 0,11 / 0,035 + \frac{1}{23} = 3,86 \text{ (м·°C)/Вт.}$$

Конструкція стіни наведена на рис. 1.1.

Конструкція стіни (рис. 1.1):

- навісні керамогранітні панелі Alutech, $\delta = 8$ мм;
- повітряний зазор, $\delta = 50$ мм;
- профіль каркаса $\delta = 42$ мм;
- утеплювач ROCKWOOL «ВЕНТИ БАТТС Д» - $\lambda = 0,035$; $\delta = 110$ мм;
- цегла глиняна звичайна - $\lambda = 0,7$ (м·°C)/Вт, $\delta = 250$ мм;
- цементно-піщаний розчин - $\lambda_{цп} = 0,76$ (м·°C)/Вт, $\delta = 20$ мм.



1 - цементно-піщаний розчин; 2 - кам'яна кладка з повнотілої цегли; 3 – утеплювач; 4 - вентиляований повітряний прошарок; 5 - вертикальний профіль каркаса; 6 - плита керамогранитна

Рисунок 1.1 - Конструкція стіни

1.5. Інженерне обладнання

1.5.1. Водопровід і каналізація

Проектована будівля обладнується наступними системами водопроводу та каналізації:

- господарсько-питним водопроводом;
- протипожежним водопроводом;
- гарячим водопостачанням;
- госп-фекальної каналізацією;
- зовнішнім водостоком.

Побутова каналізація від будівлі самопливом підключається до існуючої мережі діаметром 200 мм. Мережа від будинку запроектована з азбестоцементних напірних труб ВТ-9 діаметром 200 мм. На мережі передбачені колодязі зі збірних залізобетонних елементів.

1.5.2. Опалення

Системи опалення навчально-адміністративного корпусу - однотрубні з нижнім розведенням. Параметри теплоносія в системах опалення 105 - 70 °С.

Як опалювальні прилади прийняті алюмінієві радіатори «Fondital».

Для відключення стояків системи опалення передбачається установка вентилів в цокольному поверсі. Видалення повітря з систем опалення - через повітрозбірники, розташовані на верхньому поверсі.

Магістральні трубопроводи систем опалення та головні стояки ізолюються:

- при $\varnothing < 25$ мм - шнуром з мінеральної вати в оплетке зі скляної нитки $\delta = 30$ мм по ТУ 36-1695-79,

- при $\varnothing > 25$ мм - матами мінераловатними зі скляного штапельного волокна марки МС-50 $\delta = 40$ мм.

Покривний шар в обох випадках - склопластик РСТ по ТУ 6-11-145-80.

1.5.3 Вентиляція

Вентиляція житлових квартир - природна. З сан.узлов і кухонь - через канали, що влаштовуються в цегляних стінах, які виводяться через шахти на даху. Вентиляція вбудованих приміщень припливно-витяжна с рекуперацією тепла.

1.5.4. Протипожежна вентиляція

Протидимний захист будівлі здійснюється за допомогою вентиляційних пристроїв.

Для видалення диму при пожежі передбачається шахта димовидалення з примусовою витяжкою, забезпеченою на кожному поверсі з боку коридору клапаном КДП-5А. Для запобігання поширенню диму по поверхах проектується подача зовнішнього повітря під час пожежі в шахти ліфтів.

1.5.5. Теплопостачання

Джерелом теплопостачання будівлі служать міські теплові мережі. Розрахункові параметри теплоносія 150-80 °С, робочий тиск 160 кН/см².

Тиск в точці підключення:

- в трубопроводі, що подає - 96 м.в.ст;
- в зворотному - 91 м.в.ст.

Рівень статичного тиску -237 м.

Підключення будівлі до теплових мереж здійснюється за незалежною схемою.

1.5.6. Електропостачання

Живильні і розподільні мережі силового обладнання, виконуються проводом АПВ в вінілпластові трубах, що прокладаються приховано в підлозі. Електромережа розрахована по довгостроково-допустиме струмове навантаження. Облік електроенергії – загальний, лічильниками, встановленими в ВРУ.

1.5.7. Телебачення, інтернет

Передбачається використання послуги ПП «Колумбусі, які реалізуються мультимедійною мультипротоковою мережею.

1.5.8. Протипожежна сигналізація

Пожежна сигналізація виконується з використанням датчиків пожежної сигналізації типу ІП-105, що встановлюються на стелі на відстані не більше 2 м від стіни і 4 м між датчиками. Сигналізація про пожежу виводиться на дві станції пожежної сигналізації типу «Vista-501», що встановлюються в приміщенні диспетчерської.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Визначення навантажень на конструкцію

Будівля 8-поверхова, з яких 7 типових житлових поверху, один поверх з приміщеннями соціально-побутового призначення, є цокольний поверх, опалювальне, має розміри в осях в плані 20,86x13,2 м. Є 1 ліфт, ліфтовий хол, незадимлювані сходи.

Використовується монолітний залізобетонний каркас. Поперечна і подовжня жорсткість будівлі забезпечується ядром жорсткості, постановкою діафрагм, а також створенням жорсткого диска перекриття.

Колони перерізом 250x900 мм, 750x250 мм, 1350x250 мм.

Вітрові навантаження сприймаються ядром жорсткості і діафрагмами жорсткості, товщина яких складає 200 мм. Як конструкції, що захищають, використовується цегляна кладка завтовшки 250 мм з вентиляльованим фасадом.

Розраховуємо плиту перекриття на рівні типового поверху. Підрахунок нормативних і розрахункових навантажень на 1 м^2 міжповерхових плит перекриття наведено в таблиці 2.1.

Підрахунок нормативних і розрахункових навантажень на плиту ростверка наведено в таблиці 2.2.

Підрахунок нормативних і розрахункових навантажень на плиту перекриття під технічним поверхом наведено в таблиці 2.3.

Підрахунок нормативних і розрахункових навантажень на покриття наведено в таблиці 2.4.

Таблиця 2.1 - Нормативні і розрахункові навантаження на 1м² міжповерхові плити перекриття

Найменування	Од. вим.	Нормативне значення	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове значення
Постійна:				
Спінений поліетилен, $\delta=50$ мм, $\gamma=0,125$ т/м ³	т/м ²	0,004	1,2	0,005
Цементний - піщане стягування, $\delta=70$ мм, $\gamma=1,8$ т/м ³	т/м ²	0,09	1,3	0,117
Фанера вологостійка, $\delta=17$ мм, $\gamma=1,6$ т/м ³	т/м ²	0,027	1,3	0,035
Паркет $\delta=18$ мм, $\gamma=1,6$ т/м ³	т/м ²	0,005	1,2	0,006
Разом постійна:	т/м ²	0,126	1,29	0,163
Тимчасова:				
Від перегородок	т/м ²	0,21	1,2	0,252
Корисна тривала	т/м ²	0,15	1,2	0,18
Корисна короткочасна	т/м ²	0,03	1,2	0,036
Разом тимчасова	т/м ²	0,39	-	0,468
Разом повна	т/м ²	0,516	-	0,631

Таблиця 2.2 - Навантаження на плиту ростверка

Найменування	Од. вим.	Нормативне значення	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове значення
Постійна:				
Цементний - піщане стягування, $\delta=50$ мм, $\gamma=1,8$ т/м ³	т/м ²	0,09	1,3	0,117
Тимчасова:				
Корисна тривала	т/м ²	0,2	1,2	0,24
Корисна короткочасна	т/м ²	0,1	1,2	0,12
Разом тимчасова:	т/м ²	0,3	-	0,36
Разом повна:	т/м ²	0,39	-	0,477

Таблиця 2.3 - Навантаження на плиту перекриття під технічним поверхом

Найменування	Од. вим.	Нормативне значення	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове значення
Постійна:				
Цементний - піщане стягування, $\delta=50$ мм, $\gamma=1,8$ т/м ³	т/м ²	0,09	1,3	0,117
Тимчасова:				
Від перегородок	т/м ²	0,72	1,2	0,252
Корисна	т/м ²	0,2	1,2	0,24
Разом тимчасова	т/м ²	0,41	-	0,492
Разом повна	т/м ²	0,5	-	0,609

Таблиця 2.4 - Нормативні і розрахункові навантаження на покриття

Найменування	Од. вим.	Нормативне значення	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове значення
Постійна:				
Пароізоляція $b=1$ мм	т/м ²	0,001	1,2	0,001
Утеплювач ROCKWOOL, $\delta=150$ мм, $\gamma=0,146$ т/м ²	т/м ²	0,002	1,2	0,002
Керамзитовий гравій $\delta=50$ мм $\gamma=0,3$ т/м ³	т/м ²	0,015	1,3	0,02
Цементний - піщане стягування, $\delta=50$ мм, $\gamma=1,8$ т/м ³	т/м ²	0,09	1,3	0,117
«Техноеласт» 2 шари	т/м ²	0,005	1,2	0,006
Разом постійна:	т/м ²	0,113	1,29	0,146
Тимчасова:				
Снігове навантаження	т/м ²	0,171	1,4	0,24
Разом повна:	т/м ²	0,284	-	0,386

Підрахунок нормативних і розрахункових навантажень на перекриття вестибюлів, коридорів і сходи наведено в таблиці 2.5.

Підрахунок нормативних і розрахункових навантажень від зовнішнього стінного обгороджування наведено в таблиці 2.6.

Таблиця 2.5 - Навантаження на перекриття вестибюлів, коридорів і сходи

Найменування	Од. вим.	Нормативне значення	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове значення
Тимчасова:				
Корисна тривала	т/м ²	0,3	1,2	0,36
Корисна короткочасна	т/м ²	0,1	1,2	0,12
Разом тимчасова:	т/м²	0,4	-	0,48

Таблиця 2.6 - Навантаження від зовнішнього стінного обгороджування

Найменування	Од. вим.	Нормативне значення	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове значення
Штукатурний шар, $\delta=20$ мм, $h=2.68$ м, $\gamma=1,8$ т/м ³	т/м	0,096	1,3	0,125
Кам'яна кладка, $\delta=250$ мм, $h=2.78$, $\gamma=1,8$ т/м ³	т/м	1,251	1,3	1,626
Утеплювач ROCKWOOL «Венти Баттс Д», $\delta=110$ мм, $h=3$ м, $\gamma=0,045$ т/м ³	т/м	0,015	1,2	0,018
Каркас фасаду, $h=3$ м	т/м	0,005	1,2	0,006
Керамогранитная плитка, $\delta=8$ мм, $h=3$ м, $\gamma=2,4$ т/м ³	т/м	0,058	1,2	0,07
Разом	т/м	1,425	-	1,845
Разом з урахуванням коефіцієнта скління 0,3	т/м	0,998	-	1,292

Навантаження від бічного тиску ґрунту зворотної засипки на стіну підвалу.

Визначимо приведену товщину ґрунту від тимчасового навантаження:

$$h_{red} = \frac{p}{\gamma_g} \quad (2.1)$$

де $\gamma_g=16$ кН/м³ - об'ємна вага ґрунту зворотної засипки;

$p=12$ кН/м² - нормативне значення поверхневого навантаження;

$$h_{red}=12/16=0,75 \text{ м.}$$

Коефіцієнт надійності γ_f для тимчасового поверхневого навантаження у відповідності п. 8.2.2 [1] дорівнює 1,2, а для насипних ґрунтів по п. 7.2 [1] дорівнює 1,15.

Визначимо ординати епюри бічного тиску ґрунту у верхній зоні q_1 і нижньою q_2 :

$$q_1 = \gamma_g \cdot h_{red} \cdot \text{tg}^2 \varphi / 2 \quad (2.2)$$

де $\varphi=21^\circ$ - кут внутрішнього тертя ґрунту, прийнятий за інженерно-геологічними умовами майданчика будівництва.

$$q_1=1.6 * 0,75 * \text{tg}^2(45^\circ-21/2)=0,57 \text{ т/м}^2 \quad (2.3)$$

$$q_2 = \gamma_g * (1,2 * h_{red} / (1,15) + H) * \text{tg}^2(2.3)$$

$$q_2=1.6 * (1,2 * 0,75 / (1,15) + 2,5) * \text{tg}^2(45^\circ-21/2)=2.48 \text{ т/м}^2.$$

Вітрові навантаження зібрані за допомогою програми «Вест». Результати розрахунків для навітряної сторони будівлі приведені в таблиці 2.7.

Навантаження від власної ваги залізобетонних конструкцій каркаса визначене програмно з $\gamma_f=1,1$.

Таблиця 2.7 - Вітрові навантаження на навітряну сторону будівлі

Висота (м)	Нормативне значення (т/м ²)	Розрахункове значення (т/м ²)
1	2	3
0	0,015	0,021
1,5	0,015	0,021
3	0,015	0,021
4,5	0,015	0,021
6	0,016	0,023

Продовження таблиці 2.7

1	2	3
7,5	0,017	0,024
9	0,019	0,026
10,5	0,02	0,028
12	0,021	0,03
13,5	0,022	0,031
15	0,023	0,033
16,5	0,024	0,034
18	0,025	0,035
19,5	0,026	0,036
21	0,027	0,037
22,5	0,027	0,038
24	0,028	0,039
25,5	0,029	0,04
27	0,029	0,041
28,5	0,03	0,042
30	0,031	0,043
31,5	0,031	0,044
33	0,032	0,045

2.2. Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі «SCAD 11.3»

2.2.1. Опис моделі

По матеріалах, представлених в розділі архітектурного проектування і інженерно-геологічним умовам майданчика будівництва, було виконано моделювання будівлі для визначення зусиль і деформацій, що виникають в несучих елементах. Будівля з лінійних, площинних горизонтальних і вертикальних елементів в монолітному виконанні змодельована в системі «SCAD 11.3».

Монолітні колони перерізом 250x900 мм, 750x250 мм, 1350x250 мм прийняті з бетону класу В30. Діафрагми, стіни шахти ліфта і сходової клітки - монолітні завтовшки 200 мм з бетону класу В30 природного тверднення. Стіни цокольного поверху завтовшки 400 мм об'єднані з колонами.

Перекрыття і покриття - безбалочні плити завтовшки 200 мм з бетону класу В30 природного тверднення.

Навантаження, які виникають в розрахунковій моделі наведені в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 - Зміст завантажень в розрахунковій моделі

L1	sob ves	- власна маса конструкцій
L2	pol	- навантаження від підлоги на перекриттях
L3	peregorod	- навантаження від перегородок
L4	polez1	- корисне тимчасове тривале вертикальне навантаження на перекриття
L5	polez2	- корисне тимчасове тривале вертикальне навантаження на перекриття
L6	polez3	- корисне тимчасове тривале вертикальне навантаження на перекриття
L7	polez4	- корисне тимчасове тривале вертикальне навантаження на перекриття
L8	polez 12	- корисне короткочасне вертикальне навантаження на перекриття
L9	polez 22	- корисне короткочасне вертикальне навантаження на перекриття
L10	polez 32	- корисне короткочасне вертикальне навантаження на перекриття
L11	polez 42	- корисне короткочасне вертикальне навантаження на перекриття
L12	polez	- корисне вертикальне навантаження на балконну плиту
L13	steni	- навантаження від зовнішніх стін, обгороджування балконів
L14	veter x	- вітрове навантаження
L15	veter - x	- вітрове навантаження
L16	veter y	- вітрове навантаження
L17	veter - y	- вітрове навантаження
L18	grunt	-нагрузка від бічного тиску ґрунту на стіну підвалу
L19	pokritie	-нагрузка від покрівлі на покритті
L20	sneg	-снеговая навантаження

2.2.2. Коротка характеристика методики розрахунку

У основу розрахунку покладений метод кінцевих елементів з використанням як основні невідомі переміщення і повороти вузлів розрахункової схеми. У зв'язку з цим ідеалізація конструкції виконана у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: система представлена у вигляді набору тіл стандартного типу (стержнів, пластинів, оболонок і так далі), званих кінцевими елементами і приєднаних до вузлів.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента і вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону та ін.

Вузол в розрахунковій схемі методу переміщень представляється у вигляді абсолютно жорсткого тіла зникаюче малих розмірів. Положення вузла в просторі при деформаціях системи визначається координатами центру і кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних з вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що має шість ступенів свободи - три лінійні зміщення і три кути повороту.

Усі вузли і елементи розрахункової схеми нумеруються. Номери, присвоєні їм, слід трактувати тільки, як імена, які дозволяють робити необхідні посилання.

Основна система методу переміщень вибирається шляхом накладення в кожному вузлі усіх зв'язків, що забороняють будь-які вузлові переміщення. Умовами рівності нулю зусиль в цих зв'язках є дозволяючі рівняння рівноваги, а зміщення вказаних зв'язків - основні невідомі методу переміщень.

У загальному випадку в просторових конструкціях у вузлі можуть бути присутніми усі шість переміщень:

- 1 - лінійне переміщення уздовж осі X;
- 2 - лінійне переміщення уздовж осі Y;
- 3 - лінійне переміщення уздовж осі Z;
- 4 - кут повороту з вектором уздовж осі X (поворот навколо осі X);

5 - кут повороту з вектором уздовж осі Y (поворот навколо осі Y);

6 - кут повороту з вектором уздовж осі Z (поворот навколо осі Z).

Нумерація переміщень у вузлі (ступенів свободи), представлена вище, використовується далі усюди без спеціальних обмовок, а також використовуються відповідно позначення X, Y, Z, UX, UY і UZ для позначення величин відповідних лінійних переміщень і кутів повороту.

Відповідно до ідеології методу кінцевих елементів, істинна форма поля переміщень усередині елемента (за винятком елементів стержневого типу) приблизно представлена різними спрощеними залежностями. При цьому погрішність у визначенні напруги і деформацій має порядок $(h/L)^k$, де h - максимальний крок сітки; L - характерний розмір області. Швидкість зменшення помилки наближеного результату (швидкість збіжності) визначається показником міри k , який має різне значення для переміщень і різних компонент внутрішніх зусиль (напруги).

2.2.3. Розрахункова схема

Для завдання даних про розрахункову схему можуть бути використані різні системи координат, які надалі перетворюються в декартові. Надалі для опису розрахункової схеми використовуються наступні декартові системи координат:

Глобальна правостороння система координат XYZ, пов'язана з розрахунковою схемою.

Локальні правосторонні системи координат, пов'язані з кожним кінцевим елементом.

Розрахункова схема визначена як система з ознакою 5. Це означає, що розглядається система загального вигляду, деформації якої і її основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлових точок уздовж осей X, Y, Z і поворотами навколо цих осей.

Розрахункова схема характеризується наступними параметрами:

- кількість вузлів – 3361;

- кількість кінцевих елементів – 8309;
- загальна кількість невідомих переміщень і поворотів – 413379;
- кількість завантажень – 20;
- кількість комбінацій завантажень - 5

Вибраний режим статичного розрахунку: статичний розрахунок системи виконаний в лінійній постановці.

Набір початкових даних:

- детальний опис розрахункової схеми міститься в документі «Початкові дані», де в табличній формі представлені відомості про розрахункову схему, координати усіх вузлів, характеристики усіх кінцевих елементів, умови примикання кінцевих елементів до вузлів та ін.

Граничні умови:

- можливі переміщення вузлів звичайно-елементної розрахункової схеми обмежені зовнішніми зв'язками, що забороняють деякі з цих переміщень. Наявність таких зв'язків помічена в таблиці «Координати і зв'язку» опису початкових даних символом #.

Умови примикання елементів до вузлів:

- точки примикання кінцевого елемента до вузлів (кінцеві перерізи елементів) мають однакові переміщення з вказаними вузлами.

Характеристики використаних типів кінцевих елементів:

У розрахункову схему включені кінцеві елементи наступних типів:

Стержневі кінцеві елементи, для яких передбачена робота за звичайними правилами опору матеріалів. Опис їх напруженого стану пов'язаний з місцевою системою координат, у якої вісь $X1$ орієнтована уздовж стержня, а осі $Y1$ і $Z1$, - уздовж головних осей інерції поперечного перерізу.

Деякі стержні приєднані до вузлів через абсолютно жорсткі вставки, за допомогою яких враховуються ексцентриситети вузлових примикань. Тоді вісь $X1$ орієнтована уздовж пружної частини стержня, а осі $Y1$ і $Z1$ - уздовж головних осей інерції поперечного перерізу пружної частини стержня.

До стержневих кінцевих елементів даної розрахункової схеми відносяться

наступні типи елементів:

Елемент типу 5, який працює за просторовою схемою і сприймає подовжню силу N , моменти M_y і M_z , що вигинають, поперечні сили Q_z і Q_y , а також момент M_k , що крутить.

Кінцеві елементи оболонок, геометрична форма яких на малій ділянці елемента є плоскою (вона утворюють многогранник, вписаний в дійсну криволінійну форму серединної поверхні оболонки). Для цих елементів, відповідно до ідеології методу кінцевих елементів, істинна форма переміщень усередині елемента приблизно представлена спрощеними залежностями. Опис їх напруженого стану пов'язаний з місцевою системою координат, у якої осі X_1 і Y_1 розташовані в площини елемента і вісь X_1 спрямована від першого вузла до другого, а вісь Z_1 ортогональна поверхні елемента.

Трикутний елемент типу 42, не є спільним і моделює поле нормальних переміщень усередині елемента поліномом 4 міри, а поле тангенціальних переміщень поліномом першого ступеня. Розташовується в просторі довільним чином.

Чотирикутний елемент типу 44, який має чотири вузлові точки, не є спільним і моделює поле нормальних переміщень усередині елемента поліномом 3 міри, а поле тангенціальних переміщень неповним поліномом 2 міри. Розташовується в просторі довільним чином.

Правило знаків для переміщень:

- правило знаків для переміщень прийняте таким, що лінійні переміщення позитивні, якщо вони спрямовані у бік зростання відповідної координати, а кути повороту позитивні, якщо вони відповідають правилу правого гвинта (при погляді від кінця відповідної осі до її початку рух відбувається проти годинникової стрілки).

Вичислені значення зусиль і напруги в елементах від завантажень представлені в таблиці результатів розрахунку «Зусилля/напруги елементів».

Вичислені значення зусиль і напруги в елементах від комбінацій завантажень представлені в таблиці результатів розрахунку «Зусилля/напруги елементів від

комбінацій завантажень».

Для стержневих елементів зусилля за умовчанням виводяться в кінцевих перерізах пружної частини (початковому і кінцевому) і в центрі пружної частини, а за наявності запиту користувача і в проміжних перерізах по довжині пружної частини стержня. Для пластинчатих, об'ємних, осесиметричних і оболонкових елементів напруги виводяться в центрі тяжіння елементу і за наявності запиту користувача у вузлах елементу.

Правила знаків для зусиль (напруги) прийняті наступними:

Для стержневих елементів можлива наявність наступних зусиль:

N - подовжня сила;

M - момент, що крутить;

M_Y - момент, що вигинає, з вектором уздовж осі Y₁;

Q_Z - перерезуюча сила у напрямі осі Z₁ відповідна моменту M_Y;

M_Z - момент, що вигинає, відносно осі Z₁;

Q_Y - перерезуюча сила у напрямі осі Y₁ відповідна моменту M_Z;

R_Z - відсіч пружної основи.

Позитивні напрями зусиль в стержнях прийняті наступними:

- для перерезуючих сил Q_Z і Q_Y - по напрямках відповідних осей Z₁ і Y₁;
- для моментів M_X, M_Y, M_Z - проти годинникової стрілки, якщо дивитися з кінця відповідної осі X₁, Y₁, Z₁;
- позитивна подовжня сила N завжди розтягує стержень.

На рисунку 2.1 показані позитивні напрями внутрішніх зусиль і моментів в перерізі горизонтальних і похилих (а), а також вертикальних (б) стержнів.

Знаком «+» (плюс) помічені розтягнуті, а знаком «-» (мінус) - стислі волокна поперечного перерізу від дії позитивних моментів M_Y і M_Z.

У кінцевих елементах оболонки обчислюються наступні зусилля (рис.:

- нормальна напруга N_X, N_Y;
- руйнівне напруження T_{X_Y};
- моменти M_X, M_Y і M_{X_Y};
- реактивна відсіч пружної основи R_Z.

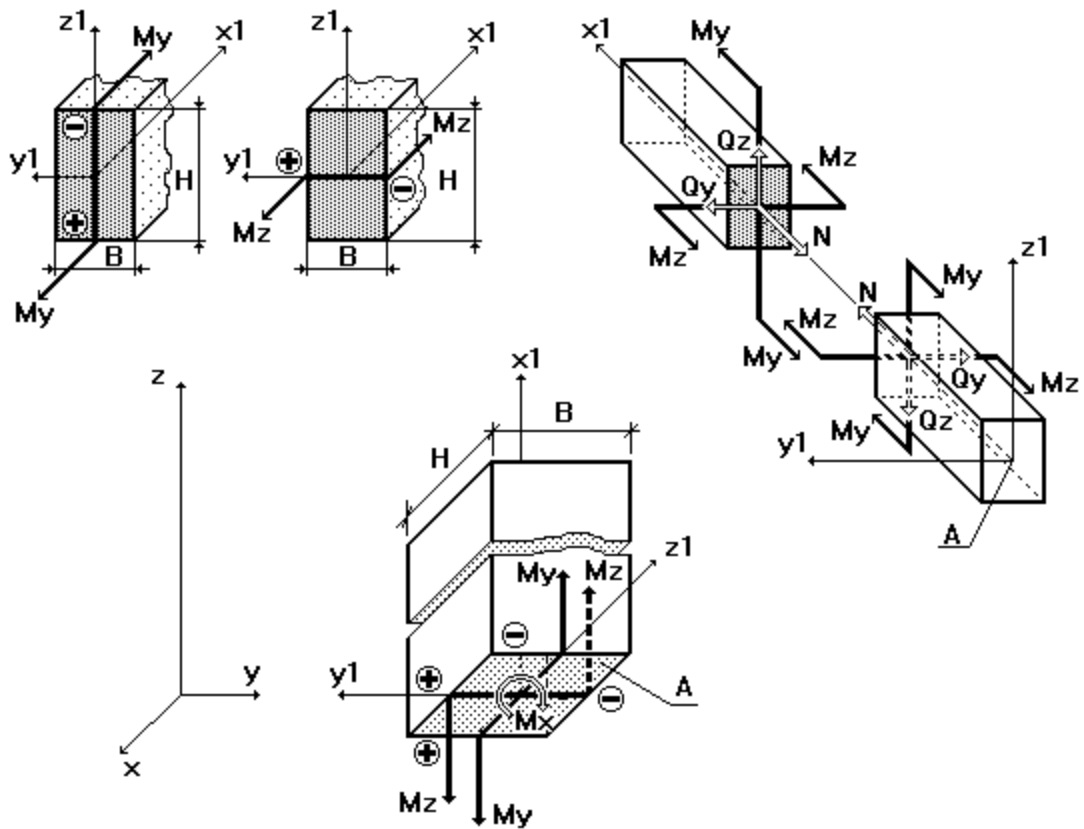


Рисунок 2.1 - Позитивні напрями внутрішніх зусиль і моментів

На рисунку 2.2 показані позитивні значення напруги, перерезуючих сил і векторів моментів, діючі по гранях елементарного прямокутника, вирізаного в околиці центру тяжіння оболонки.

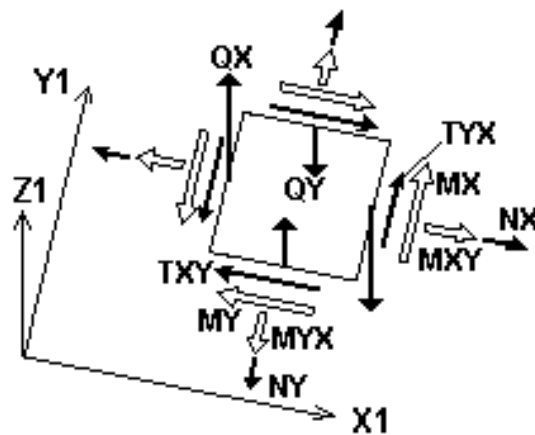


Рисунок 2.2 - Позитивні значення напруги

У розрахунковій схемі присутні пластинчаті або об'ємні і осесиметричні елементи, для яких напруга виводиться уздовж осей, відмінних від осей місцевої системи координат елементів.

У протоколі рішення задачі для кожного з вантажень вказуються значення сумарного вузлового навантаження, діючого на систему.

Значення розрахункових поєднань зусиль представлені в таблиці результатів розрахунку «Розрахункові поєднання зусиль».

Обчислення розрахункових поєднань зусиль здійснюється на підставі критеріїв, характерних для відповідних типів кінцевих елементів - стержнів, плит, оболонок, масивних тел. Як такі критерії прийняті екстремальні значення напруги в характерних точках поперечного перерізу елементу. При розрахунку враховуються вимоги нормативних документів і логічні зв'язки між завантаженнями.

Основою вибору невідгідних розрахункових поєднань зусиль служить принцип суперпозиції. З усіх можливих поєднань, відбираються ті РСУ, які відповідають максимальному значенню деякої величини, обраної як критерій і залежної від усіх компонентів напруженого стану:

а) для стержнів - екстремальні значення нормальної і дотичної напруги в контрольних точках перерізу, які показані на рисунку 2.3.

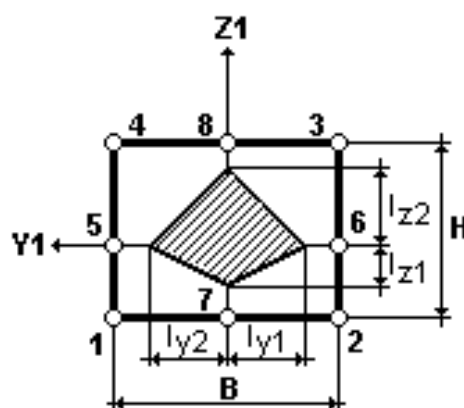


Рисунок 2.3 - Екстремальні значення нормальної і дотичної напруги для стержнів

б) для елементів, що знаходяться в плоскому напруженому стані, - по огинаючих екстремальних кривих нормальної і дотичної напруги по формулах:

$$\sigma(\alpha) = N_x \cdot \cos^2 \alpha + N_z \cdot \sin^2 \alpha + T_{xz} \cdot \sin 2\alpha ;$$

$$\tau(\alpha) = \frac{1}{2} (N_z - N_x) \cdot \sin 2\alpha + T_{xz} \cdot \cos 2\alpha .$$

Позначення приведені на рисунку 2.4. Нормальна напруга обчислюється в діапазоні зміни кутів від 90^0 до -90^0 , а дотичні від 90^0 до 0^0 . Крок зміни кутів 15^0 .

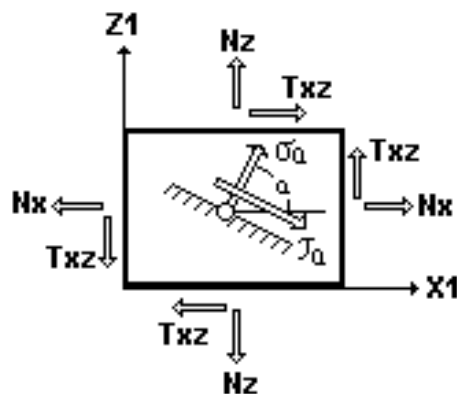


Рисунок 2.4 - Елементи в плоскому напруженому стані

в) для плит застосовується аналогічний підхід - розрахункові формули набувають вигляду:

$$M(\alpha) = M_x \cdot \cos^2 \alpha + M_y \cdot \sin^2 \alpha + M_{xy} \cdot \sin 2\alpha ;$$

$$M_k(\alpha) = \frac{1}{2} (M_y - M_x) \cdot \sin 2\alpha + M_{xy} \cdot \cos 2\alpha .$$

Крім того, визначаються екстремальні значення перерезуючих сил.

г) для оболонок також застосовується аналогічний підхід, але обчислюється напруга на верхній і нижній поверхнях оболонки з урахуванням мембранної напруги і зусиль, що вигинають.

д) для об'ємних елементів критерієм для визначення небезпечних поєднань напруги набуті екстремальних значень середньої напруги (гідростатичного тиску) і головної напруги девиатора.

2.2.4. Визначення коефіцієнтів пружної основи

Фундаментній плиті були призначені коефіцієнти пружної основи (згідно з інженерно-геологічними даними), а так само накладені зв'язки (X, Y).

Коефіцієнти пружної основи були вичислені в програмі «Крос» що входить в комплекс «SCAD Office» від комбінації завантажень

$$L1 \cdot 1 + L2 \cdot 0,9 + L3 \cdot 0,9 + L4 \cdot 0,9 + L5 \cdot 0,9 + L6 \cdot 0,9 + L7 \cdot 0,9 + L12 \cdot 0,9 + L13 \cdot 0,9 + L18 \cdot 1 + L19 \cdot 0,9 + L20 \cdot 0,45$$

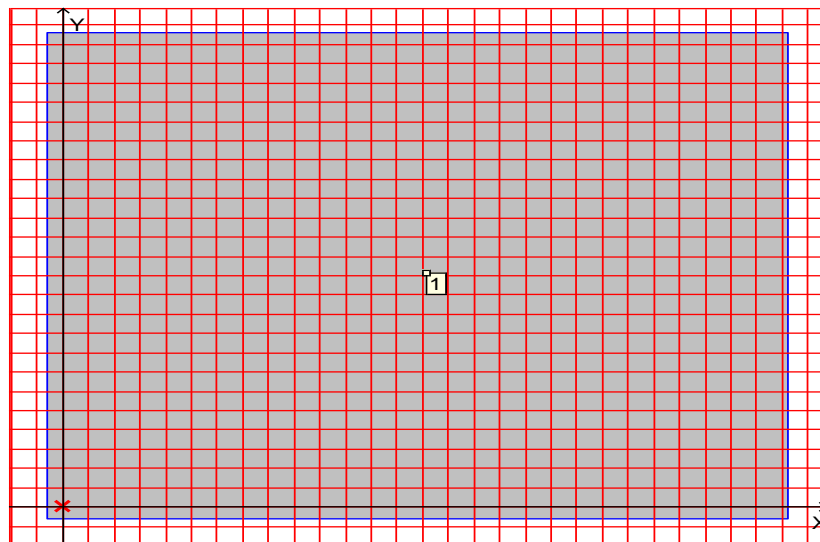


Рисунок 2.5 - Схема майданчика

Види ґрунтів на земельній ділянці та свердловини наведені в табл. 2.9 -2.10.

Таблиця 2.9 - Список ґрунтів

Найменування	Питом а вага, Т/м ³	Модуль деформації, Т/м ²	Модуль пружності, Т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт т переущільнення	Тиск переущільнення, Т/м ²
суглинки тугопластичні	1,97	1315	10958,333	0,3	1	5
суглинки глини	2,05	1710	14250	0,3	1	5
суглинки	2	2640	22000	0,3	1	5
суглинки	2	2070	17250	0,3	1	2,5
піски	1,96	1430	11916,667	0,3	1	0
суглинки	2,05	1710	14250	0,3	1	5
суглинки напівтверді	2,07	2210	18416,667	0,3	1	5

Таблиця 2.10 - Список свердловин

Найменування	Координати, м		Опис свердловин		
			Грунт	Відмітка верхньої межі, м	Стрибок ефект. напруж, Т/м ²
1) 1	14,131	12,138			
			суглинки тугопластичні	122,4	0
			суглинки	124,75	0
			глини	119,24	0
			суглинки	117,72	0
			піски	114,45	0
			суглинки	112,09	0
			суглинки напівтверді	107,99	0

Навантаження на фундаментну плиту: 0,01 Т/м².

Відмітка підшови фундаментної плити: 124,4 м.

Нижня відмітка стискуваної товщі визначається в точці з координатами: (0;0)

м

Результати розрахунку:

- мінімальне значення коефіцієнта постелі 146,439 Т/м³;
- максимальне значення коефіцієнта ліжка 640,206 Т/м³;
- середнє значення коефіцієнта ліжка 198,34 Т/м³;
- середньоквадратичне відхилення коефіцієнта ліжка 0,012.

Відмітка стискуваної товщі визначалася в точці з координатами (0;0) м.

Нижня відмітка стискуваної товщі в цій точці: 107,264 м.

Товщина шару стискуваної товщі в цій точці: 17,136 м.

Максимальне осідання: 19,927 см.

Середнє осідання 15,41 см.

Крен фундаментної плити 0,022 град.

Сумарне навантаження 21037,432 Т.

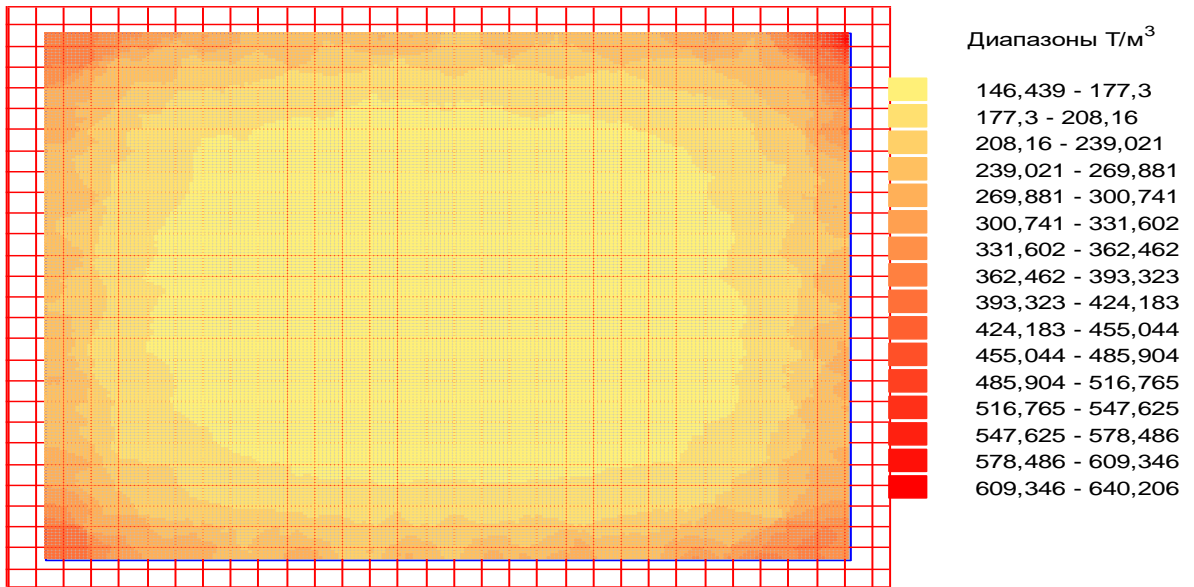


Рисунок 2.6 - Коефіцієнтів ліжка

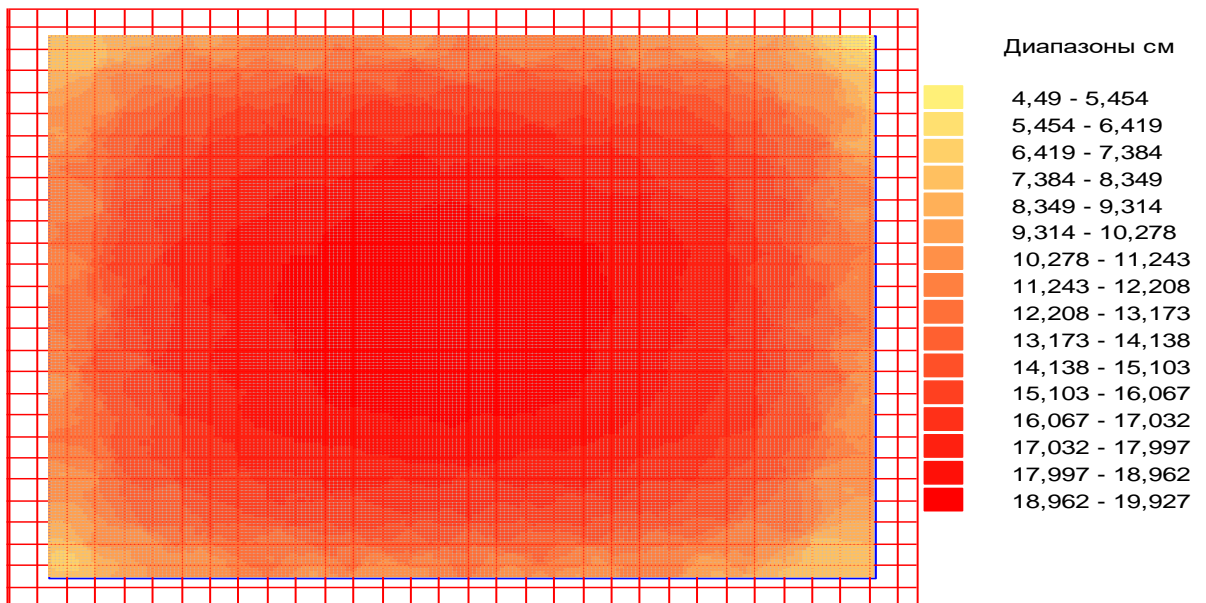


Рисунок 2.7 - Осідання

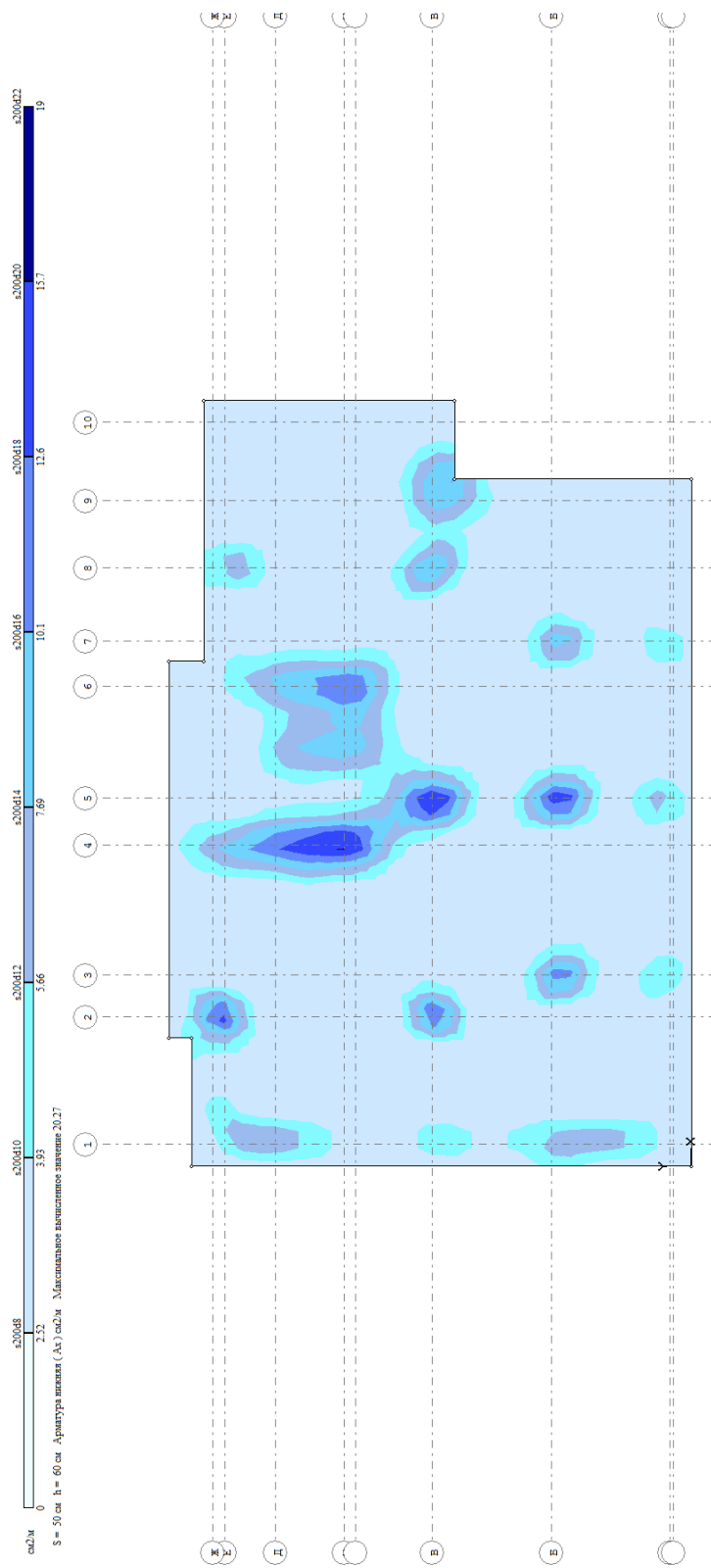


Рисунок 2.8 - Нижня арматура по X - фундаментна плита

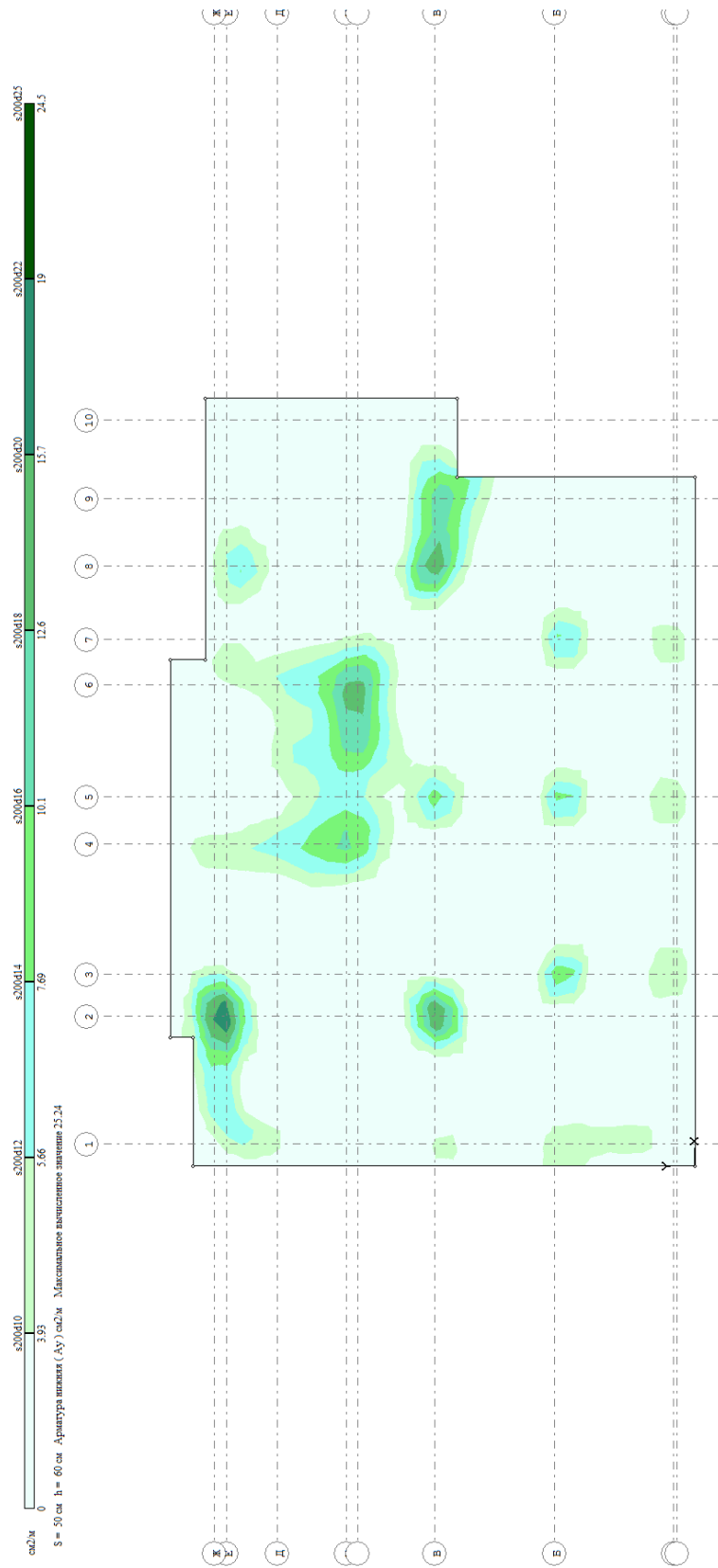


Рисунок 2.9 - Нижняя арматура по Y - фундаментна плита

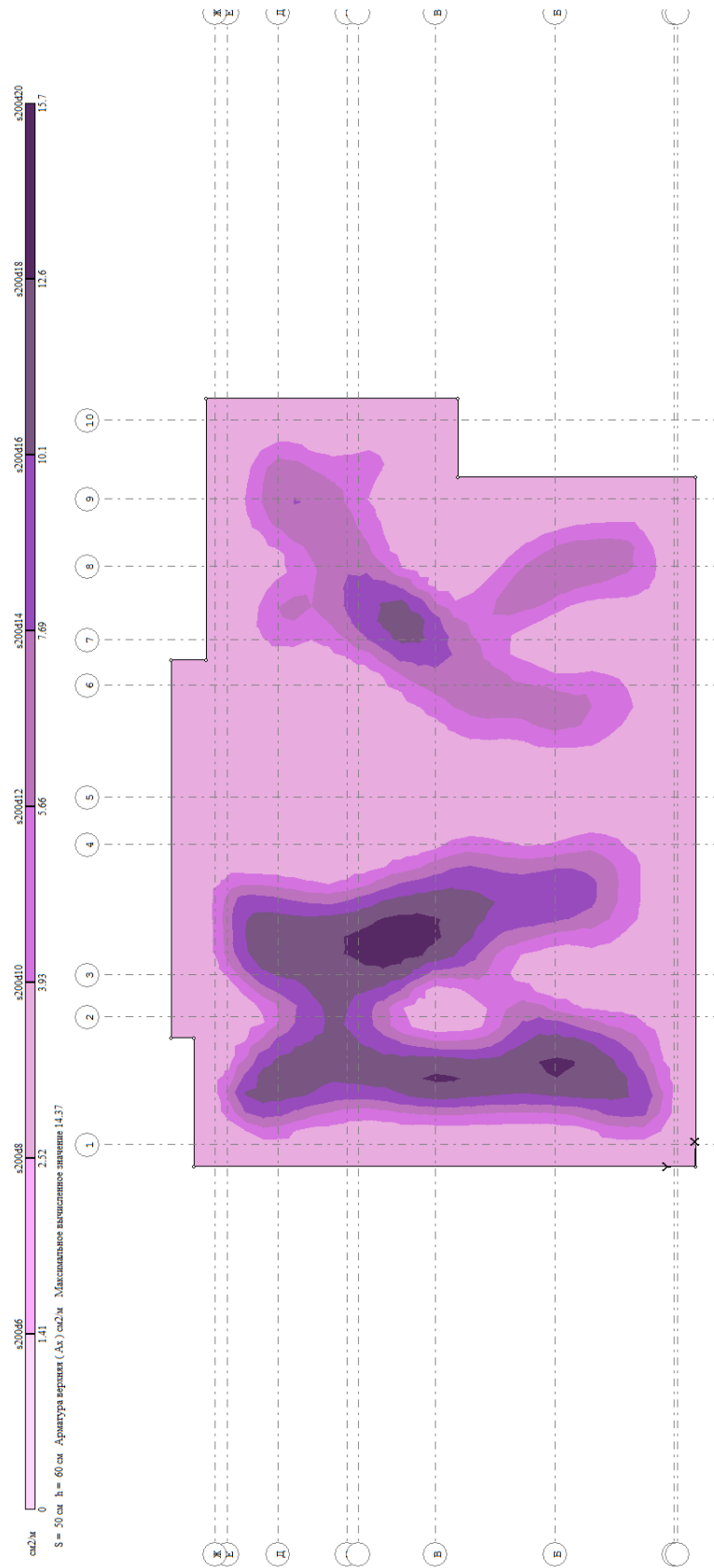


Рисунок 2.10 - Верхняя арматура по X - фундаментна плита

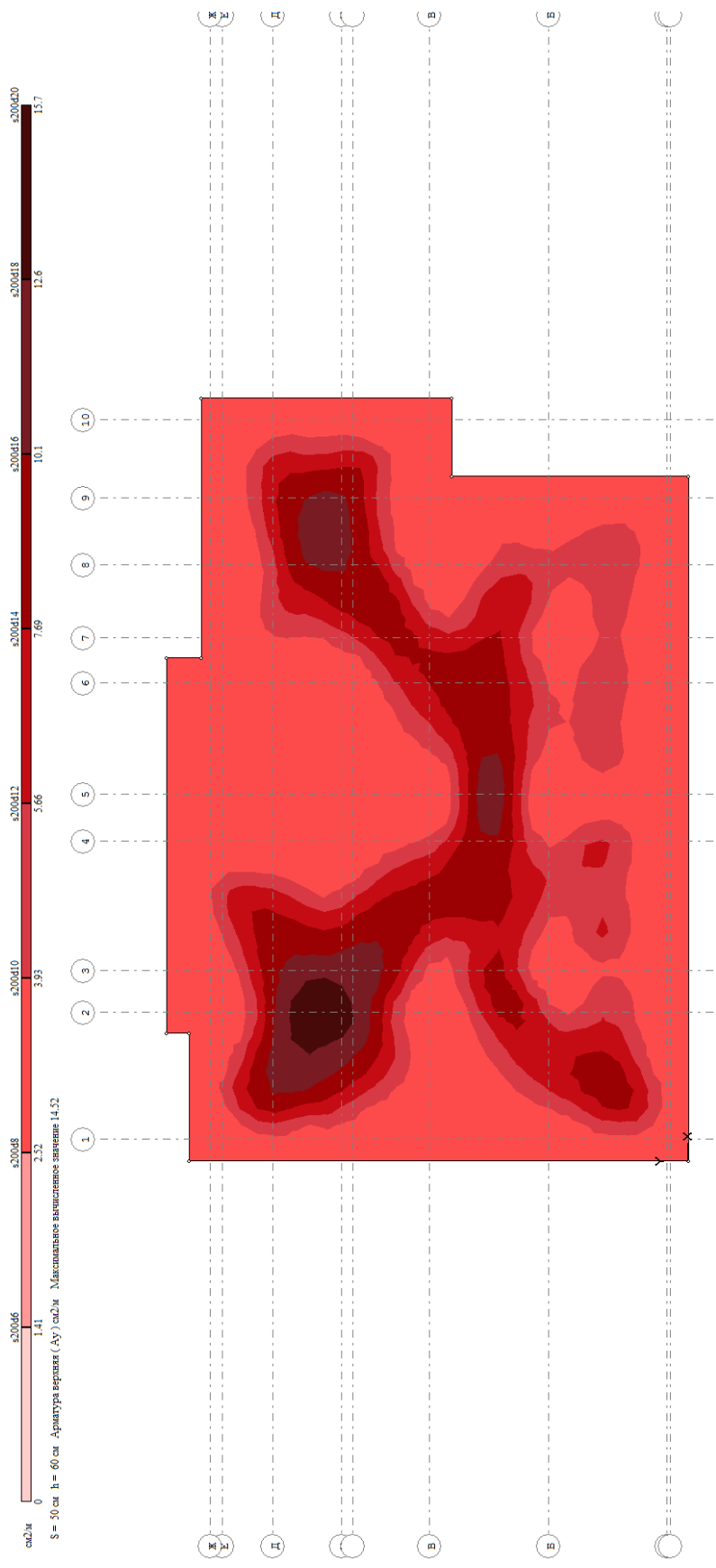


Рисунок 2.11 - Верхняя арматура по Y - фундаментна плита

2.3. Результати розрахунку

Переміщення вузлів будівлі від дії вітрових навантажень. Переміщення вузлів будівлі від дії вітрових навантажень визначаємо з урахуванням пульсації, для цього використовуємо коефіцієнт динамічності. Для визначення коефіцієнта динамічності створюються дві розрахункові схеми:

- розрахункова схема будівлі з певними коефіцієнтами пружної основи і завантаженнями, вказаними в таблиці 2.8 (результати розрахунку в таблиці 2.11);
- розрахункова схема будівлі з накладенням зв'язків по Z у вузлах фундаментної плити і завантаженнями, вказаними в таблиці 2.8, вітрове навантаження в цій схемі призначене з урахуванням пульсації (результати розрахунку в таблиці 2.12).

Таблиця 2.11 - Максимальних і мінімальних переміщень вузлів будівлі від дії статичного вітрового навантаження.

Мінімакс переміщень						
Чинник	Максимальні значення			Мінімальні значення		
	Значення	Вузол	Завантаження	Значення	Вузол	Завантаження
X	31,437	68812	14	-29,555	68812	15
Y	40,718	68711	16	-31,637	68711	17
Z	6,402	43921	16	-85,749	66578	1
U _x	5,334	68515	1	-6,744	66801	1
U _y	5,228	68572	1	-7,054	66725	1
U _z	1,635	68758	16	-1,589	68758	17

Таблиця 2.12 - Максимальних і мінімальних переміщень вузлів будівлі від дії вітрового навантаження з урахуванням пульсації.

Мінімакс переміщень								
Чинник	Максимальні значення				Мінімальні значення			
	Значення	Вузол	Завантаження	Форма	Значення	Вузол	Завантаження	Форма
X	36,594	68812	21	LS+SD	-34,365	68812	23	LS+SD
Y	41,738	68711	22	LS+SD	-32,379	68711	24	LS+SD
Z	4,795	47533	22	LS+SD	-35,521	66578	1	
U _x	4,975	68515	1		-6,394	66801	1	
U _y	4,97	68375	1		-6,356	66725	1	
U _z	2,174	68758	22	LS+SD	-2,008	68758	24	LS+SD

На підставі отриманих результатів розрахунку визначуваний коефіцієнт динамічності

$$\text{по } X \ 36,594/31,437=1,16$$

$$\text{по } Y \ 41,738/40,718=1,025$$

Коригуємо значення вітрового навантаження в розрахунковій схемі 1 шляхом множення на вчислені коефіцієнти динамічності (табл. 2.13).

Таблиця 2.13 - Максимальних і мінімальних переміщень вузлів будівлі від дії вітрового навантаження з урахуванням коефіцієнта динамічності.

Мінімакс переміщень						
Чинник	Максимальні значення			Мінімальні значення		
	Значення	Вузол	Завантаження	Значення	Вузол	Завантаження
X	36,509	68812	14	-36,509	68812	15
Y	41,586	68711	16	-41,586	68711	17
Z	6,537	43921	16	-85,749	66578	1
U _x	5,334	68515	1	-6,744	66801	1
U _y	5,228	68572	1	-7,054	66725	1
U _z	297,185	68812	14	-297,185	68812	15

За результатами ВК «SCAD 11.3» максимальне відхилення верху будівлі склало 4,2 см (таблиця 2.13), що менше $H/500=10,8$ см.

Вертикальні переміщення вузлів плити перекриття.

Згідно [1] таблиці Е. 1 граничний прогин плити перекриття при прольоті від 6 до 12 м визначається по формулі:

$$f_u = l/250 \tag{2.4}$$

де l - проліт плити перекриття.

$$f_u = 6600/250=26,4 \text{ мм.}$$

За результатами статичного розрахунку будівлі у ВК «SCAD 11.3» Граничний прогин в плиті перекриття в самому навантаженому місці склав:

$$68,3 - (57,1+50,94+47,87+52,98)/4=16,08 \text{ мм.}$$

16,08 мм < 26,4 мм. Прогин плити допустимий.

2.4. Аналіз, конструювання і підбір арматури плити перекриття

Зусилля в плиті перекриття на отм. +2,900 отримані в результаті розрахунку у ВК «SCAD 11.3», представлені в таблиці 2.14.

Таблиця 2.14 - Мінімальних і максимальних зусиль в плиті перекриття на отм. +2,900.

Елемент	Значення								Пос'ядання
	NX	NY	TXU	MX	MY	MXU	QX	QU	
9775	4,975	-0,07	0,294	5,285	0,25	-0,31	0,327	1,723	$L1+L2+0.95*L3+0.95*L5+0.95*L6+0.95*L7+0.9*L9+0.9*L10+0.9*L11+L13+L18+L19+0.9*L20$ (2)
11663	-8,883	-1,216	-3,831	-11,423	-6,387	-1,009	-11,407	-27,778	$L1+L2+0.95*L3+0.95*L5+0.95*L6+0.95*L7+0.9*L8+0.9*L9+0.9*L10+0.9*L11+L13+L18+L19+0.9*L20$ (3)
9615	0,035	6,31	0,508	0,299	5,262	-0,594	-1,263	0,2	$L1+L2+0.95*L3+0.95*L6+0.95*L7+0.9*L10+0.9*L11+L13+L18+L19+0.9*L20$ (4)
9755	5,761	10,418	-5,732	-10,309	-10,161	2,601	-34,461	20,577	$L1+L2+0.95*L3+0.95*L4+0.95*L5+0.95*L6+0.95*L7+0.9*L8+0.9*L9+0.9*L10+0.9*L11+0.95*L12+L13+L18+L19+0.9*L20$ (5)

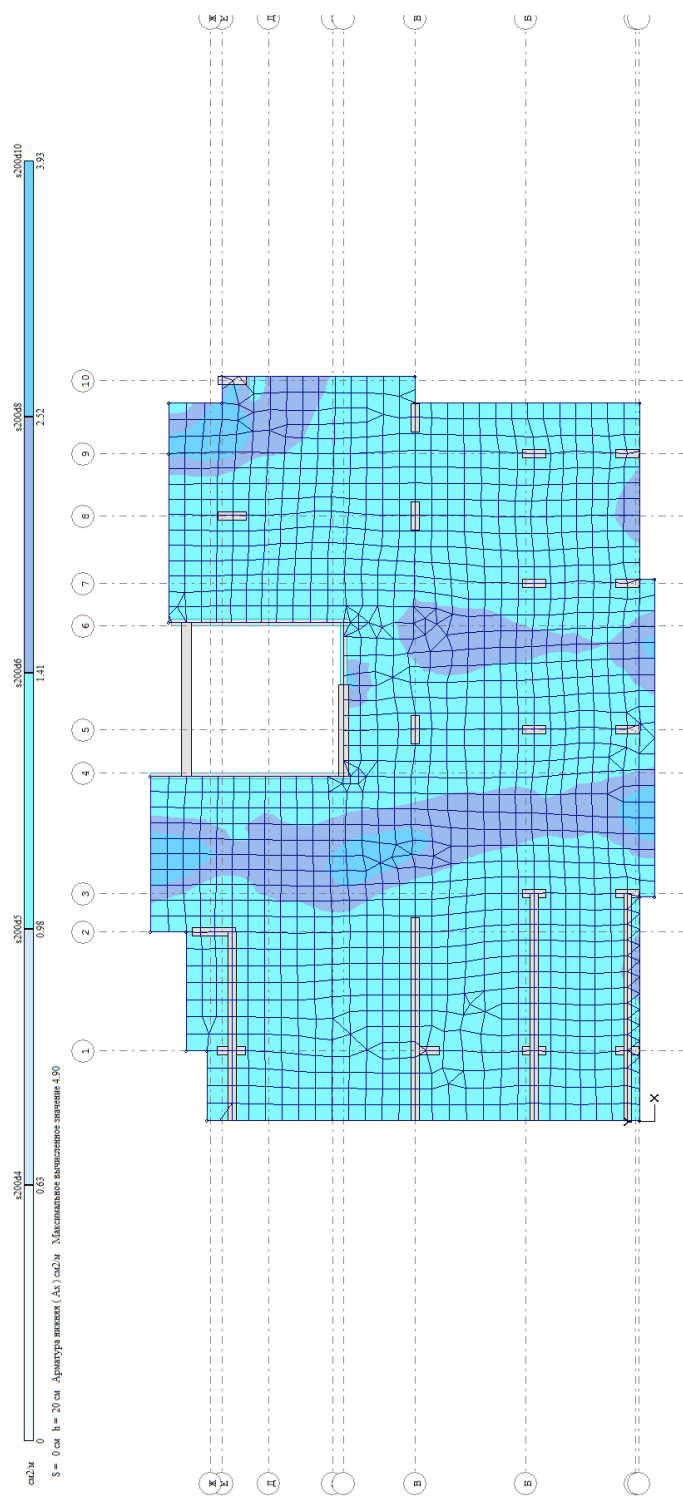


Рисунок 2.12 - Нижняя арматура по X.

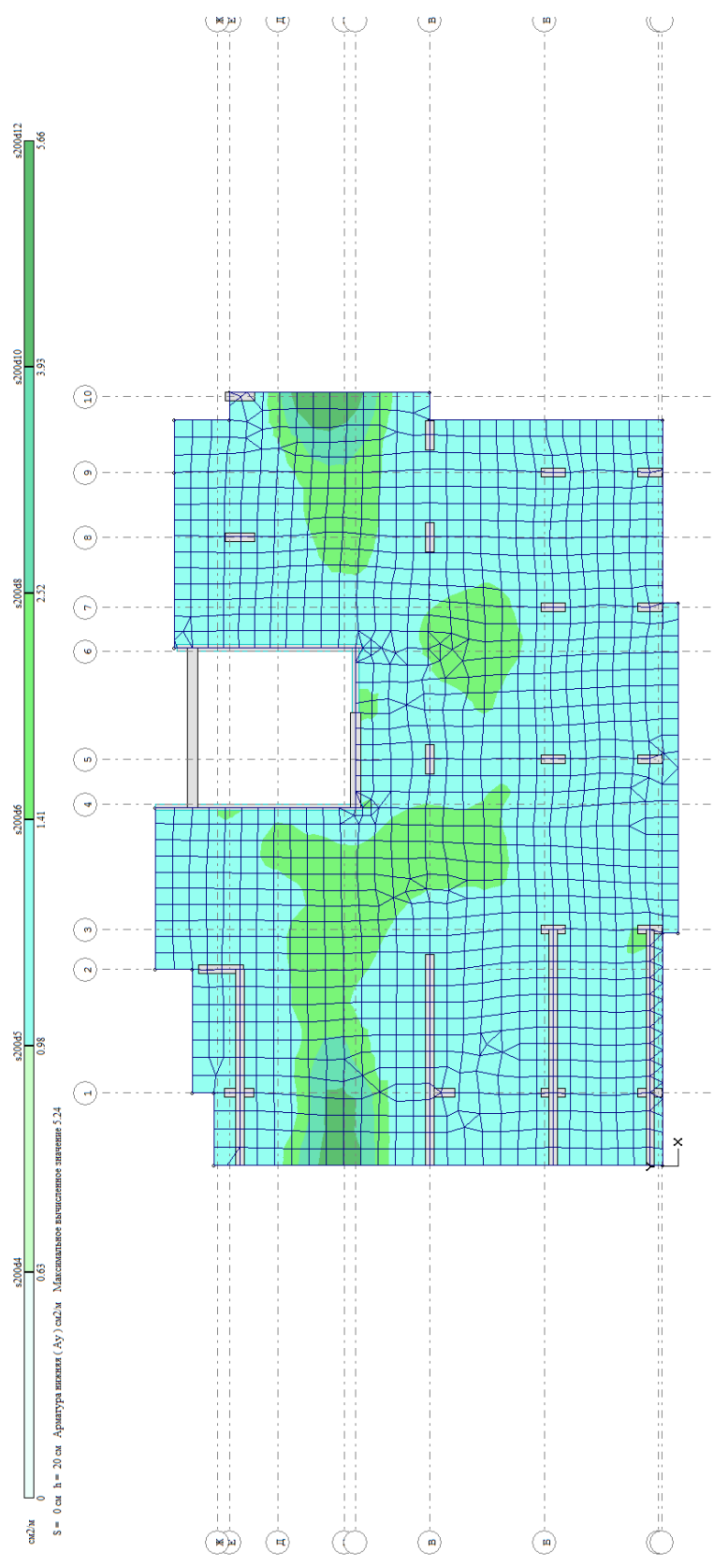


Рисунок 2.13 - Верхняя арматура по X.

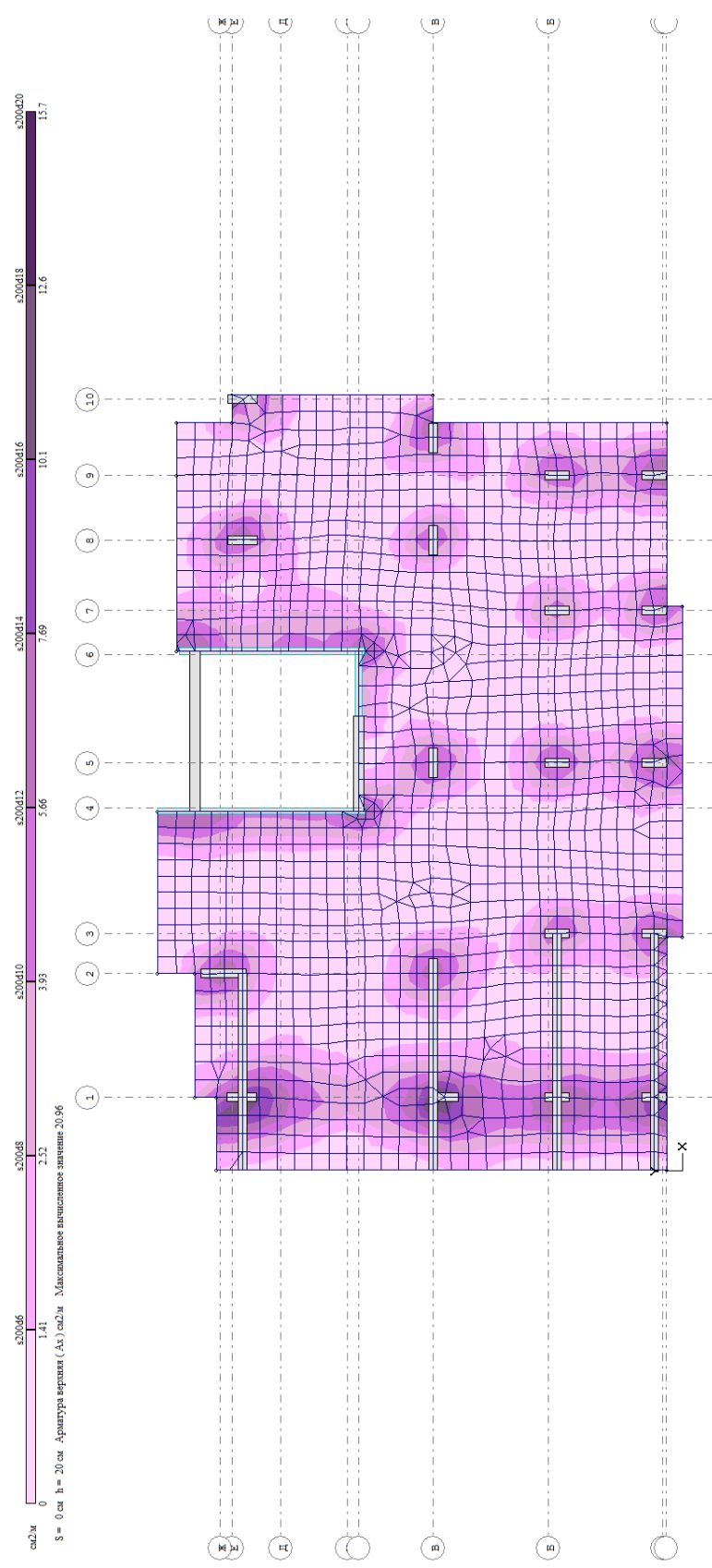


Рисунок 2.14 - Нижня арматура по Y.

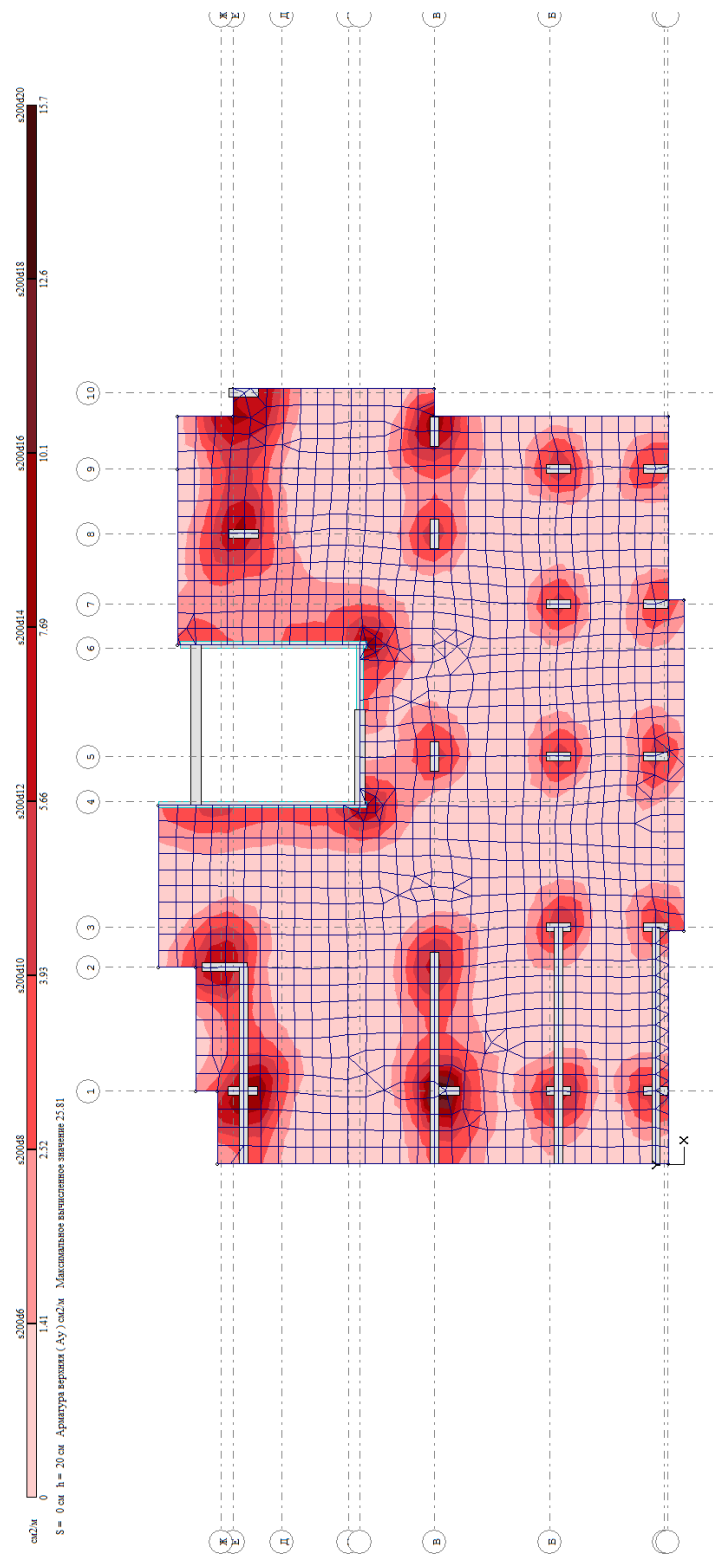


Рисунок 2.15 - Верхня арматура по Y.

По певних зусиллях у ВК «SCAD 11.3» (таблиця 2.14), зробимо підбір арматури в плиті перекриття. Для плити приймаємо важкий бетон класу В30 з розрахунковим опором стискуванню $R_b=17$ МПа, початковим модулем пружності $E_b=29$ (103 МПа, таблиця 5.2 [7]).

Коефіцієнт умов роботи $b_2=0,9$ п. 5.1.10 [7].

Арматура подовжня робоча класу А500СП, розрахунковий опір $R_s=450$ МПа, таблиця 5.8 [7], модуль пружності $E_s=200000$ МПа п. 5.2.10 [7]. Приймаємо мінімальне армування стержнями уздовж цифрових і уздовж буквених осей нижнього шару із стержнів $\varnothing 12$ з кроком 200 мм, верхнього шару із стержнів $\varnothing 10$ з кроком 200 мм.

2.5. Розрахунок плити по нормальному перерізу

Переріз плити розглядається прямокутною 1000х200 мм.

Розраховуємо арматуру в прольоті між осями.

Максимальний пролітний момент $M_x=5.373$ Т*м/м; $M_y=5.29$ Т*м/м;

$$h_{ox} = h - a = 20 - 2,6 = 17,4 \text{ см};$$

$$h_{oy} = h - a = 20 - 3,8 = 16,2 \text{ см}$$

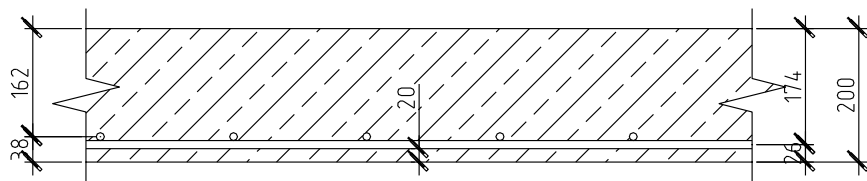


Рисунок 2.16 - До розрахунку арматури в прольоті

Обчислюємо η у напрямі X по п. 3.21 [8]:

$$A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{537 \text{ 30кг} \cdot \text{см} \cdot 0.95}{100\text{см} \cdot (17,4\text{см})^2 \cdot 117\text{кг} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0.014 \Rightarrow \eta = 0.784.$$

по таблиці 3.2 [8] визначаємо, стисла арматура за розрахунком не вимагається.

Визначаємо площу розтягнутої арматури по п. 3.21 [8]:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{537,30 \text{ кг} \cdot \text{см} \cdot 0,95}{0,975 \cdot 17,4 \text{ см} \cdot 3750 \text{ кг} / \text{см}^2} = 0,802 \text{ см}^2 \quad (2.5)$$

Приймаємо $2 \text{ } \varnothing 8 = 0,502 \cdot 2 = 1,004$

Обчислюємо у напрямі Y по п. 3.21 [8]:

$$A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{529,00 \text{ кг} \cdot \text{см} \cdot 0,95}{100 \text{ см} \cdot (17,4 \text{ см})^2 \cdot 117 \text{ кг} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0,014 \Rightarrow \eta = 0,784.$$

по таблиці 3.2 [8] визначаємо, стисла арматура за розрахунком не вимагається.

Визначаємо площу розтягнутої арматури по п. 3.21 [8]:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{529,00 \text{ кг} \cdot \text{см} \cdot 0,95}{0,975 \cdot 17,4 \text{ см} \cdot 3750 \text{ кг} / \text{см}^2} = 0,802 \text{ см}^2 \quad (2.6)$$

Обчислюємо у напрямі Y по п. 3.21 [8]:

Приймаємо $2 \text{ } \varnothing 8 = 0,502 \cdot 2 = 1,004$

2.6. Розрахунок арматури на опорі

Максимальний пролітний момент

$$M_x = -11,423 \text{ Т} \cdot \text{м} / \text{м}; M_{y1} = -10,161 \text{ Т} \cdot \text{м} / \text{м};$$

$$h_{ox} = h - a = 20,0 - 2,5 = 17,5 \text{ см};$$

$$h_{oy} = h - a = 20,0 - 3,5 = 16,5 \text{ см}$$

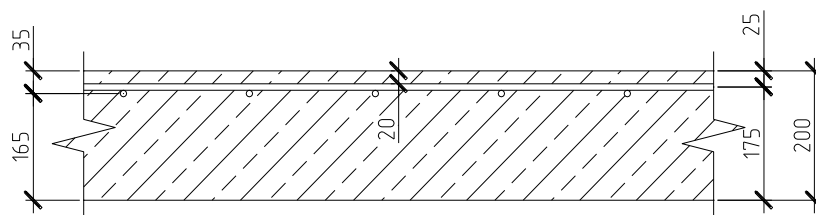


Рисунок 2.17 - До розрахунку арматури на опорі

Обчислюємо у напрямі Х по п. 3.21 [8]:

$$A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{11\,4230 \text{ кг} \cdot \text{см} \cdot 0.95}{100 \text{ см} \cdot (17,5 \text{ см})^2 \cdot 117 \text{ кг} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0.0300 \Rightarrow \eta = 0.982.$$

по таблиці. 3.2 [8] визначаємо, стисла арматура за розрахунком не вимагається.

Визначаємо площу розтягнутої арматури арматури по п. 3.21 [8]:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{1142300 \text{ кг} \cdot \text{см} \cdot 0.95}{0.975 \cdot 17,5 \text{ см} \cdot 3750 \text{ кг} / \text{см}^2} = 1,696 \text{ см}^2$$

Обчислюємо у напрямі Y по п. 3.21 [8]:

$$A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{101610 \text{ кг} \cdot \text{см} \cdot 0.95}{100 \text{ см} \cdot (16,5 \text{ см})^2 \cdot 117 \text{ кг} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0.0300 \Rightarrow \eta = 0.982.$$

по таблиці 3.2 [8] визначаємо, стисла арматура за розрахунком не вимагається.

Визначаємо площу розтягнутої арматури по п. 3.21 [8]:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{1016100 \text{ кг} \cdot \text{см} \cdot 0.95}{0.975 \cdot 16,5 \text{ см} \cdot 3750 \text{ кг} / \text{см}^2} = 16,00 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4 Ø 24 = 4,524*4=18,096

Площі арматури, розраховані у ВК «SCAD 11.3» на 13-15% більше потрібних за ручним розрахунком, конструювання плити виробляємо за результатами армування у ВК «SCAD 11.3».

2.7. Розрахунок міцності плити на продавлювання

Колона в осях Б - 5, примикає до перекриття згори і знизу, переріз 1350x250 мм. На опорі моменти в перерізах колон по верхній і по нижній граням плити рівні: $M_1=1,78 \text{ т} \cdot \text{м}$, $M_2=2,31 \text{ т} \cdot \text{м}$, $M_3=3,783 \text{ т} \cdot \text{м}$, $M_4=0,048 \text{ т} \cdot \text{м}$; бетон класу В30. За зосереджену продавлюючу силу приймаємо навантаження від перекриття за вирахуванням навантаження прикладеної до протиставленої сторони плити

$F=N=568,96-538,1=30,86$ т; за площу того, що спирається цієї сили - переріз колони $a \times b=1350 \times 250$ мм.

Визначимо геометричні характеристики контура розрахункового поперечного перерізу згідно пп. 3.84 і 3.85 [8]:

- периметр $=2 \cdot (1350+250+2 \cdot 163)=3852$ мм;

- момент опору у напрямі моменту (тобто при $a=1350$ мм, $b=250$ мм)

$$W_x = (a + h_0) \left(\frac{a + h_0}{3} + b + h_0 \right) = (1350 + 163) \cdot \left(\frac{1350 + 163}{3} + 250 + 163 \right) = 1387925 \text{ мм}^2;$$

- момент опору у напрямі моменту (тобто при $a=250$ мм, $b=1350$ мм)

$$W_y = (250 + 163) \cdot \left(\frac{250 + 163}{3} + 1350 + 163 \right) = 681725 \text{ мм}^2.$$

За розрахунковий зосереджений момент в кожному напрямі приймаємо половину суми моментів в перерізі по верхній і по нижній граням плити, тобто

$$M_x = (M_{x,\text{sup}} + M_{x,\text{inf}}) / 2 = (1,78 + 2,31) / 2 = 2,05 \text{ Т} \cdot \text{м};$$

$$M_y = (M_{y,\text{sup}} + M_{y,\text{inf}}) / 2 = (3,783 + 0,048) / 2 = 1,92 \text{ Т} \cdot \text{м}$$

Перевіряємо умову (3.182) [8]:

$$\frac{F}{u} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 8 + 8 = 16 \text{ Н/мм}, \text{ тобто умова (3.182) [8] виконується і поперечна}$$

арматура не вимагається.

2.8. Аналіз, конструювання і підбір арматури колон

Колона, що розраховується, в осях Б - 5 має наступні геометричні характеристики:

- висота поперечного перерізу 1350 мм;

- ширина поперечного перерізу 250 мм;

- висота колони 3,0 м.

Матеріали, вживані для виготовлення колони.

Колонa виготовляється з бетону класу C20/25 з розрахунковими характеристиками при коефіцієнті умов роботи $f_{cd}=14,5\text{МПа}$, $E_{cd}=23\text{ГПа}$, $\epsilon_{c1,cd}=1,65\%$.

Для армування колони використовуємо арматуру класу А 400 згідно таблиці, $f_{yd}=365\text{МПа}$, $E_s=210\text{ГПа}$;

$a=a'=30\text{мм}$, робоча висота перерізу колони $h_0=1350-30=1320\text{мм}$.

Розрахункові зусилля, діючі на колони узяті з результатів розрахунку будівлі в програмі «SCAD Office 11.3».

Напря́м дії зусиль наведений на рисунку 2.18.

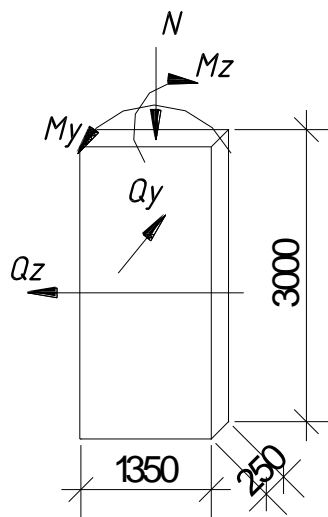


Рисунок 2.18 - Напря́м дії зусиль.

2.9. Зусилля в колоні цокольного поверху

$N=617,88\text{ т}$, $M_y=34,84\text{ т*м}$

Визначимо випадковий ексцентриситет п 3.49 [8].

$e_{a1}=l_{col}/600=3000/600=5\text{ мм}$; $e_{a2}=h/30=1350/30=45\text{ мм}$, $e_{a3}=10\text{ мм}$. Приймаємо найбільше $e_a=e_{a2}=45\text{ мм}$.

Визначимо проектний ексцентриситет.

$e_0 = M/N = 34,84/617,88 = 56,39$ мм. Оскільки конструкція статично невизначна і проектний ексцентриситет $e_0 = 56,39$ мм більше випадкового $e_a = 45$ мм, то в розрахунок вводимо проектний ексцентриситет $e_0 = 56,39$ мм.

Розрахункова довжина $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1$ м.

Гнучкість $l_0/h = 2,1/1,35 = 1,56$. При гнучкості елемента для прямокутних перерізів $l_0/h < 4$ прогин колони не враховуємо і приймаємо коефіцієнт $\eta\nu(h) = 1,0$ п 3.54 [8].

Розрахунковий ексцентриситет подовжньої сили

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 56,39 \cdot 1,0 + \frac{1320 - 30}{2} = 716,39 \text{ мм.}$$

З цього виходить, що у розрахунку необхідно брати до уваги деформації другого порядку. Вишукуємо випадковий ексцентриситет

$$e_i \geq \frac{l_0}{600} = \frac{231}{600} = 0,385$$

$$e_i \geq \frac{h}{30} = \frac{40}{25} = 1,6 \quad \text{приймаємо } e_i = 1,6$$

Шукаємо критичну силу

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2}$$

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + 0,01 \cdot E_s \cdot A_s (0,5 \cdot h - a)^2$$

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}} = 0,15; \varphi_{ef} = 2$$

$$EI = 0,15 \cdot 2500 \cdot 213334 + 0,01 \cdot 25000 \cdot 2500 (25 - 4)^2 = 506,25 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2$$

$$N_B = \frac{3,14^2 \cdot 506,25 \cdot 10^6}{210^2} = 113184 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = 1,6 \left(1 + \frac{1,231}{\frac{954,31}{617,88} - 1} \right) = 5,24 \text{ см}$$

Координата ядрової точки перерізу

$$r = \frac{h}{6} = 6,67 > e_0 = 5,24 \text{ см}$$

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - a = 5,24 + 0,5 \cdot 25 - 3,0 = 14,74$$

При $r > e_0$ подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,003;$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r}\right) = 0,003 \left(1 - \frac{5.24}{6.67}\right) = 0,0006$$

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 25 \frac{0,003}{0,0030 - 0,000110} = 27,06 \text{ см};$$

$$x' = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 27,06 \frac{0,0031 - 0,000710}{0,0030} = 22,14 \text{ см} > h = 25 \text{ см};$$

Тому напруження в бетоні по всьому перерізу $\sigma_c = f_{cd}$

Деформації в менш стиснутій арматурі

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - d}{x} = 0,003 \frac{27,06 - 22,14}{27,06} = 0,00015$$

Напруження в менш стиснутій арматурі

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} \cdot E_s = 0,00015 \cdot 20000 = 3,60 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < f_{yd} = 43,50 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Необхідна кількість арматури

$$A'_s = \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot h(0,5 \cdot h - a)}{f_{yd}(d - d')} =$$

$$= \frac{617,88 \cdot 23,4 - 1,7 \cdot 25 \cdot 135(0,5 \cdot 25 - 3)}{43,5(25 - 3)} = 19,31 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd} \cdot A'_s - f_{cd} \cdot b \cdot h}{\sigma_{s(2)}} =$$

$$= \frac{617,88 - 32,06 \cdot 30,31 - 1,7 \cdot 25 \cdot 135}{43,5} = 20,02 \text{ см}^2$$

Колона може деформуватися, тому приймаємо не симетричне армування ($A'_s = A_s$) Сумарна площа армування $A_{s2} = 20,02 \text{ см}^2$

Приймаємо 8 Ø18 = 8 * 2,545 = 20,36.

Відсоток армування.

За умовами зварювання діаметр поперечних стержнів має бути не менше $0,25 \cdot d_s$, приймаємо Ø 8 А400. Тому крок поперечних стержнів має бути $15 \cdot d_s = 10 \cdot 18 = 270 \text{ мм}$ і не більше 500 мм, з урахуванням кратності 50 мм приймаємо крок 250 мм. Згідно з вимогами п. 8.3.2 [7] захисний шар бетону до робочої

арматури повинен складати не менше 20 мм і не менше d_s , в нашому випадку - 18 мм. Остаточню приймаємо відстань від осей подовжніх стержнів до зовнішніх граней 30 мм.

Зусилля в колоні 8-го поверху:

$$N=251,09 \text{ т, } M_y=5,83 \text{ т*м,}$$

Визначимо випадковий ексцентриситет п. 3.54 [8]:

$e_{a1}=l_{col}/600=3000/600=5 \text{ мм; } e_{a2}=h/30=750/30=25 \text{ мм, } e_{a3}=10 \text{ мм.}$ Приймаємо найбільше $e_a = e_{a2} = 25 \text{ мм.}$

Визначимо проектний ексцентриситет.

$$e_0 = M/N = 5,83/251,09 = 0,023 \text{ мм.}$$

В розрахунок вводимо проектний ексцентриситет $e_0 = 25 \text{ мм.}$

Розрахункова довжина $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1 \text{ м.}$ Гнучкість $l_0/h = 2,1/0,75 = 2,8.$

При гнучкості елемента для прямокутних перерізів $l_0/h < 4$ прогин колони не враховуємо і приймаємо коефіцієнт $\eta \nu(h) = 1,0$ п 3.54 [8].

Розрахунковий ексцентриситет подовжньої сили

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 25 \cdot 1,0 + \frac{750 - 30}{2} = 385 \text{ мм.}$$

Необхідну площу перерізу арматури визначимо згідно п. 3.57 [8]. З цього виходить, що у розрахунку необхідно брати до уваги деформації другого порядку.

Вишукуємо випадковий ексцентриситет

$$e_i \geq \frac{l_0}{600} = \frac{231}{600} = 0,385$$

$$e_i \geq \frac{h}{30} = \frac{40}{25} = 1,6 \text{ приймаємо } e_i = 1,6$$

Шукаємо критичну силу

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2}$$

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + 0,01 \cdot E_s \cdot A_s (0,5 \cdot h - a)^2$$

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}} = 0,15; \varphi_{ef} = 2$$

$$EI = 0,15 \cdot 2500 \cdot 213334 + 0,01 \cdot 25000 \cdot 2500(25 - 4)^2 =$$

$$= 506,25 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2$$

$$N_B = \frac{3,14^2 \cdot 506,25 \cdot 10^6}{210^2} = 113184 \text{ кН}$$

Величина остаточна розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = 1,6 \left(1 + \frac{1,231}{\frac{954,31}{617,88} - 1} \right) = 5,24 \text{ см}$$

Координата ядрової точки перерізу

$$r = \frac{h}{6} = 6,67 > e_0 = 5,24 \text{ см}$$

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - a = 5,24 + 0,5 \cdot 25 - 3,0 = 14,74$$

При $r > e_0$ подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги: $\varepsilon_{c(1)} =$

$$\varepsilon_{cu,3} = 0,003;$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,003 \left(1 - \frac{5,24}{6,67} \right) = 0,0006$$

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 25 \frac{0,003}{0,0030 - 0,000110} = 27,06 \text{ см};$$

$$x' = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 27,06 \frac{0,0031 - 0,000710}{0,0030} = 22,14 \text{ см} > h = 25 \text{ см};$$

Тому напруження в бетоні по всьому перерізу $\sigma_c = f_{cd}$

Деформації в менш стиснутій арматурі

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - d}{x} = 0,003 \frac{27,06 - 22,14}{27,06} = 0,00015$$

Напруження в менш стиснутій арматурі

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} \cdot E_s = 0,00015 \cdot 20000 = 3,60 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < f_{yd} = 43,50 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Необхідна кількість арматури

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot h(0,5 \cdot h - a)}{f_{yd}(d - d')} = \\ &= \frac{215,09 \cdot 23,4 - 1,7 \cdot 25 \cdot 135(0,5 \cdot 25 - 3)}{43,5(25 - 3)} = 0,91 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd} \cdot A'_s - f_{cd} \cdot b \cdot h}{\sigma_{s(2)}} = \frac{215,09 - 32,06 \cdot 30,31 - 1,7 \cdot 25 \cdot 135}{43,5} = 1,15 \text{ см}^2$$

Колона може деформуватися, тому приймаємо не симетричне армування ($A'_s = A_s$) Сумарна площа армування $A_{s2} = 1,15 \text{ см}^2$

За розрахунком арматура не вимагається, приймаємо конструктивно ($2\emptyset 16 + 1\emptyset 12$).

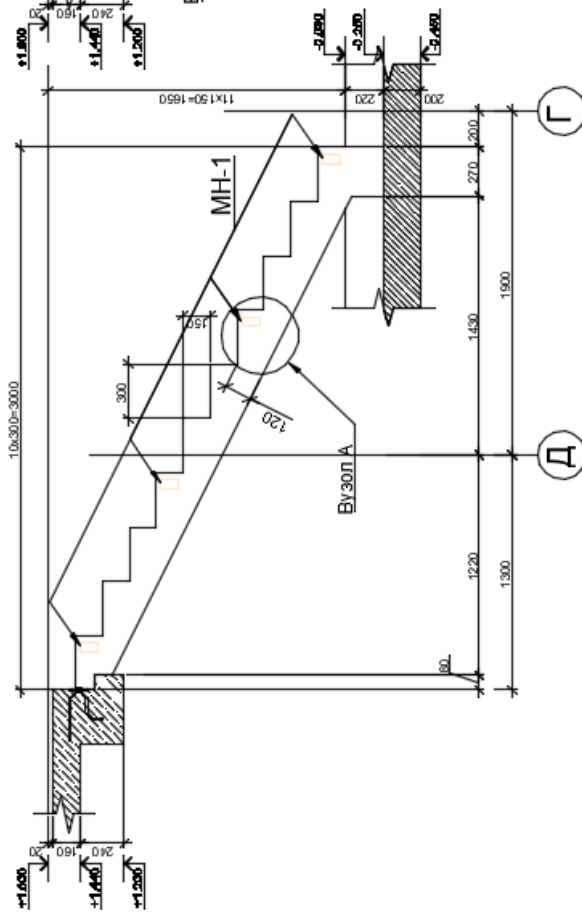
За умовами зварювання діаметр поперечних стержнів має бути не менше $0,25 \cdot d_s$, приймаємо $\emptyset 8$ А400. Тому крок поперечних стержнів має бути $15 \cdot d_s = 15 \cdot 16 = 240$ мм і не більше 500 мм, з урахуванням кратності 50 мм приймаємо крок 200 мм. Згідно з вимогами п. 8.3.2 [7] захисний шар бетону до робочої арматури повинен складати не менше 20 мм і не менше d_s , в нашому випадку - 16 мм. Остаточо приймаємо відстань від осей подовжніх стержнів до зовнішніх граней 30 мм.

2.10 Конструювання і розрахунок маршів сходових

Потрібно запроектувати монолітний залізобетонний сходовий марш та сходовий майданчик. Марш отримує східчасту конфігурацію в поздовжньому напрямку та лоску плити в поперечному перерізі. Марш сходовий виконаний із бетону класу С12/15 (рис. 2.19).

Збір навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції маршу наведений в таблиці 2.15.

Сходовий марш СМ-1
Опалубка М 1:20



Сходовий марш СМ-1
Армування М 1:20

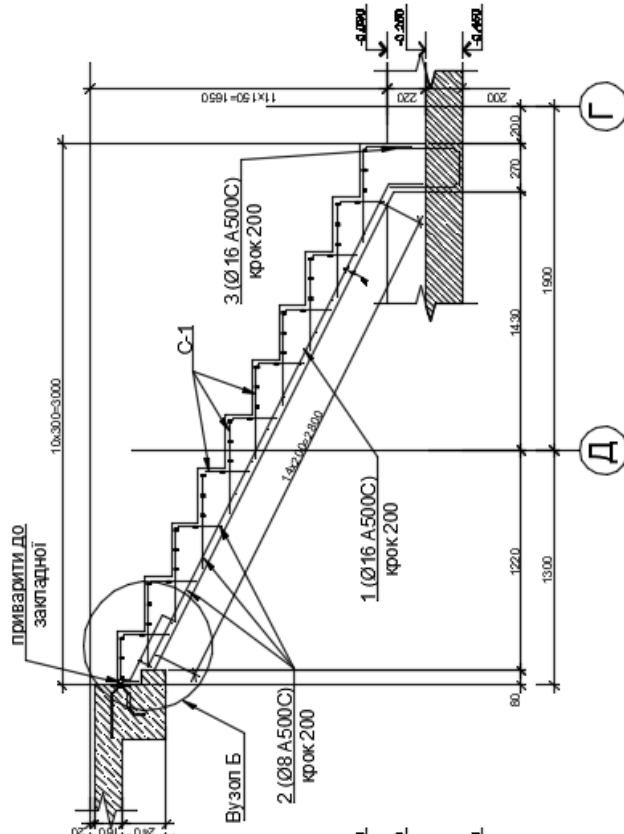


Рисунок 2.19

Табл. 2.15 - Збір навантаження на 1 м² горизонтальної проекції маршу (кН/м²)

№	Назва	Характе. навантаження кН/м ²	Коеф. надійності γ_f	Розрахункове граничне навантаження кН/м ²
А. Навантаження постійне (g)				
1	Вага маршу власна	3,60	1,10	3,960
2	Проступів вага	0.930	1.10	1.0230
3	Цементного розчину вага	0.18	1.10	0.1980
4	Поручні та огородження	0,2	1,10	0,220
	Разом постійне	4.910		5.4010
Б. Навантаження змінне (v)				
1	На сходовий марш корисне	3,0	1,20	3,60
	Короткочасне	2,0	1,20	2,40
	Довготривале	1,0	1,20	1,20
	Повне навантаження	7.910		9,0

Нахил маршу характеризується величинами:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{15}{30} = 0,5; \alpha = 27^{\circ}; \cos \alpha = 0,891.$$

Груз на 1 м довжини маршу, що діє по нормаллі до його осі, тобто ширина маршу $b=1,2$ м:

Граничне навантаження розрахункове

$$q = 9 \cdot 1,20 \cdot 0,8910 = 9,620 \text{ кН/м}$$

Характеристичне навантаження

$$q_e = 7,910 \cdot 1,20 \cdot 0,891 = 8,460 \text{ кН/м}$$

Постійне і корисне довготривале характеристичне:

$$q_{el} = 5,910 \cdot 1,20 \cdot 0,8910 = 6,32 \text{ кН/м}$$

Постійне і корисне короткочасне характеристичне:

$$q_{e,sh} = 6,910 \cdot 1,20 \cdot 0,8910 = 7,39 \text{ кН/м}$$

Проліт розрахунковий при обпиранні на монолітні площадки $l = 2,7 \text{ м}$.

Намагання від розрахункового навантаження:

Згинальний момент максимальний від повного розрахункового навантаження:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l_{ef}^2}{8} = \frac{9,620 \cdot 2,70^2}{8,0} = 8,760 \text{ кНм}$$

Згинальний момент максимальний від повного характеристичного навантаження:

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_{ef}^2}{8} = \frac{8,460 \cdot 2,70^2}{8,0} = 7,70 \text{ кНм}$$

Момент згинальний від постійного та тривалого характе. навантаження:

$$M_{el} = \frac{q_{el} \cdot l_{ef}^2}{8} = \frac{6,320 \cdot 2,70^2}{8} = 5,760 \text{ кНм}$$

Згинаючий момент від постійного і короткотривалого харак. навантаження:

$$M_{e,sh} = \frac{q_{e,sh} \cdot l_{ef}^2}{8} = \frac{7,390 \cdot 2,70^2}{8} = 6,730 \text{ кНм}$$

Максимальна поперечна сила на опорі від розрахункового навантаження:

$$V = \frac{q \cdot l_{ef}}{2,0} = \frac{9,62 \cdot 2,70}{2,0} = 13,00 \text{ кН}$$

Матеріали для конструкцій та їхні міцнісні і деформаційні характеристики:

Бетон. Для усіх конструкцій монолітних і зокрема для плити вважаємо бетон важкий класу С12/15, для якого харак. опір стисканню $f_{ck} = 11,5 \text{ МПа}$, а розрах. опір $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$ (табл. 3.1 [2]). Коэф. умов роботи бетону в констр. за умови тривалого впливу статичного наван. – $\gamma_{cl} = 0,9$ (п. 3.1.2.5 [2]). Для бетонів

з призмовою міцністю $f_{ck} \leq 50$ МПа коефіцієнт, які визначають повноту розрах. епюри напружень стиснутої зони бетону: $\lambda=0,8$; $\eta=1$ (п. 3.1.6.2 [2]).

Арматура. Для армування плити вибираємо дрібносортову арматуру періодичного профілю класу А500С згідно державних будівельних норм діаметром $\varnothing 10$ або $\varnothing 12$ мм, для якої харак. опір розтягання $f_{yk} = 500$ МПа (табл. 3.4 [3]), а коефіцієнт надійності за матеріалом $\gamma_s = 1,15$ (табл. 2.1 [2]). Модуль пруж. арм. (табл.3.4 [3]) $E_s=2,1 \times 10^5$ МПа.

Вишукуємо розрахунковий опір розтягу дротяної арматури класу А500С:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа}$$

Знайдемо товщину плити маршу.

Із конструктивних думок попередньо прийнята товщина плити $t_{pl} = 100$ мм (п.5.1). Підкоригуємо товщину плити із умови ефективності та економічності, яка пов'язана із оптимальним числами відносної висоти зони стисненої бетону в розрізі плити $\xi_{opt} = 0,15 \dots 0,25$. Беремо значення $\xi_{opt} = 0,2$, при якому коефіцієнт:

$$\alpha_{m,opt} = 0,8 \xi_{opt} (1 - 0,4 \xi_{opt}) = 0,8 \cdot 0,2 (1 - 0,4 \cdot 0,2) = 0,147$$

Потрібну робочу висоту розрізу плити при ширині смуги плити $b = b_{pl} = 100$ см рахуємо за формулою:

$$d_{opt} = \sqrt{\frac{M_B \gamma_n}{\alpha_{m,opt} f_{cd} b}} = \sqrt{\frac{8,76 \cdot (100) \cdot 1,1}{0,147 \cdot 7,65 \cdot (0,1) \cdot 100}} = 8,6 \text{ см}$$

де $f_{cd} = f_{cd,tabl} \cdot \gamma_{cl} = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа; $f_{cd,tabl} = 8,5$ МПа – табличне значення розрахункового опору бетону стисканню (табл. 3.1 [2]); (100) – поправний коеф. переходу від кНм до кНсм; (0,1) – поправний коефіцієнт переходу від МПа до кН/см²;

$\gamma_n = 1,1$ – кое. надійності за відповідальністю будинку класу СС2, якщо конструкцію плити прикріпити до категорії А за відповідальністю, у випадку розр. за першою групою граничних станів.

Задаючись \emptyset робочої арматури орієнтовно $d_s=10$ мм (рекомендується в межах 5-10 мм), беремо мінім. захисний шар бетону із умови зчеплення $c_{b,min}=d_s=10$ мм (табл. 4.2 [2]). В даному випадку номінальний захисний шар бетону за формулою (4.1) [2], якщо рекомендоване значення допустимого відхилення захисного шару $\Delta c_{dev}=10$ мм (п.4.4.3 [2]):

$$c_{nom} = c_{b,min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ мм}$$

Віддаль a_s від розтягнутої грані плити до центру ваги розтягнутої арм. при номінальному захисному шарі бетону $c_{nom}=20$ мм:

$$a_s = c_{nom} + 0,5d_s = 20 + 0,5 \cdot 10 = 25 \text{ мм} = 2,5 \text{ см.}$$

Тоді товщина плити буде рівна:

$$h_{opt} = d_{opt} + a_s = 8,6 + 2,5 = 11,1 \text{ см}$$

Остаточно приймаємо товщину плити або висоту її перерізу $h=150$ мм (кратно 50 мм).

Розрахуємо необхідні площі арматури із умови міцності нормальних перерізів.

Шукаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону за формулою:

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu,3cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{3,23}{3,23 + 2,03} = 0,614$$

– тут $\varepsilon_{cu3,cd}=3,23 \times 10^{-3}$ – гранична деформація розрахункова стискання бетону за табл. 3.1 [1];

ε_{s0} – деформація відносна пружна розтягання арм. за умови, що напруження досягли розрахун. опору на межі текучості, і яку обчислюють за формулою (2.16)

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2,1 \times 10^5} = 2,073 \times 10^{-3}$$

Приймаємо остаточно $a_s=2,50$ см. Звідси робоча висота перерізу плити, якщо $h=15,0$ см:

$$d = h - a_s = 15,0 - 2,50 = 12,50 \text{ см}$$

Повний розрахунок арматури площі на дію моментів у харак. перерізах плити ведемо із використанням табличних коефіцієнтів:

ξ – висота відносна стисненої зони бетону;

α_m – статичний відносний момент стисненої зони бетону;

ζ – відносне плече внутрішньої пари сил.

При розрахунках беремо алгоритми, наведені в посібнику Барашикова А.Я.

Обчислюємо коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_1 \gamma_n}{f_{cd} b d^2} = \frac{8,76 \cdot (100) \cdot 1,1}{8,65 \cdot (0,1) \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,07$$

При цьому відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \alpha_m} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot 0,07} = 0,215$$

Хоча відносна висота стиснутої зони ξ близька до оптимальної, все ж умову перевіряємо:

$$\xi = 0,215 < \xi_R = 0,614$$

– виконується умова, переріз відноситься до армованих нормально, робочої арматури міцність буде використана повністю.

Підраховуємо відносне плече внутрішньої сил пари:

$$\zeta = 1 - 0,4 \xi = 1 - 0,4 \cdot 0,215 = 0,914$$

Оскільки, необхідна площа робочої арм. класу Вр500 в крайньому прольоті та на першій опорі проміжній, якщо $f_{yd}=417$ МПа.

$$A_{s1} = \frac{M_1 \gamma_n}{f_{yd} \zeta d} = \frac{8,76 \cdot (100) \cdot 1,1}{435 \cdot (0,1) \cdot 0,914 \cdot 12,5} = 1,93 \text{ см}^2$$

Конструювання маршу в'язаними сітками: беремо тип армування сітками в'язаними індивідуального виготовлення з робочою арматурою поздовжньою. Сітки гнуть за місцем, переводячи поздовжню робочу арматуру з плити нижньої майданчика у плиту верхню, при цьому забезпечуючи проектний захисний шар бетону $a_{nom}=15$ мм спеціальними фіксаторами. Враховуючи сейсмічні впливи приймаємо стрижні $\emptyset 12$ мм, кроком 150 мм із арматури класу А500С (площа

перерізу арматури – $A_s=5,92 \text{ см}^2$). Арматуру поперечну сіток приймаємо констр.:
 $\emptyset 10A500C$, крок 200 мм.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1. Характеристика умов будівництва та основні параметри будівлі

Розробимо технологічну карту на зведення одного поверху залізобетонного монолітного каркаса будівлі з плоским перекриттям.

Згідно [1-3] район будівництва характеризується наступними кліматичними даними:

- норм. значення швидкісного натиску вітру для IV району 0,55 кПа;
- норм. снігове навантаження для IV району: 1,4 кПа;
- нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів: 96 см;
- сейсмічність району будівництва: 6 балів;
- зона вологості: волога;
- будівельно - кліматична зона: I.
- клімат району континентальний, зима м'яка, літо прохолодне;
- річна кількість опадів за рік складає 729 мм;
- добовий максимум опадів досягає 108 мм.

Будівля 8-поверхова, з яких 7 типових житлових поверху, один поверх з приміщеннями соціально-побутового призначення, є цокольний поверх, опалювальне, має розміри в осях в плані 13,2x20,86 м. Є 1 ліфт, ліфтовий хол, незадимлювані сходи.

Як несуча система будівлі використовується монолітний залізобетонний каркас. Поперечна і подовжня жорсткість будівлі забезпечується постановкою діафрагм, а також створенням жорсткого диска перекриття.

Колони перерізом 1000x250 мм, 1200x250 мм, 1350x250 мм.

Вітрові навантаження сприймаються діафрагмами жорсткості, товщина яких складає 200 мм. Як конструкції, що захищають, використовується цегляна кладка завтовшки 250 мм з вентиляваним фасадом.

3.2. Визначення об'ємів робіт

По конструктивних кресленнях визначаємо об'єм бетону, витрати арматури і опалубки. Результати занесені в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 - Визначення об'ємів робіт

Марка елемента	Кількість елементів	Об'єм бетону, що укладається, м ³		Витрата сталі, т		Площа опалублюваної поверхні, м ²	
		На один елемент	На усе	На один елемент	На усе	На один елемент	На усе
Плита перекриття монолітна							
ПМ2	1	139,67	139,67	11,8	11,8	698,33	698,33
Колони монолітні							
КМ6	1	0,75	0,75	0,98	0,98	5,1	5,1
КМ7	13	0,56	7,28	0,68	8,84	6	78
КМ8	3	0,75	2,25	0,92	2,76	5,1	15,3
КМ9	4	0,27	1,08	0,53	2,12	3,6	14,4
КМ10	2	1,08	2,16	1,13	2,26	8,7	17,4
Разом по колонах:	23		13,52		16,96		130,2
Діафрагми							
Д1	4	4,1	16,4	5,23	20,92	42,45	169,8
Д2	2	3,67	7,34	4,78	9,56	37,17	74,34
Разом по діафрагмах:	6		23,74		30,48		244,14
Шахта ліфта							
Шахта ліфта	1	12,6	12,6	9,36	9,36	130,32	130,32
Сходові клітини							

Сходова клітина	1	9,17	9,17	8,49	8,49	92,88	92,88
-----------------	---	------	------	------	------	-------	-------

Також визначається необхідна кількість елементів опалубки: універсальні опалубні щити, підпірні розкоси, телескопічні стійки, триноги, деревофанерні балки, листи фанери. Застосовується опалубка фірми «ДОКА». Кількість елементів заноситься в таблицю 3.2.

Таблиця 3.2 - Визначення кількості елементів опалубки.

Найменування елементів	Кількість елементів	Маса 1-го елемента, т	Маса усіх елементів, т
Щит опалубний 1200х3000	42	0,114	4,788
Щит опалубний 900х3000	37	0,09	3,33
Щит опалубний 600х3000	15	0,072	1,08
Щит опалубний 450х3000	10	0,065	0,65
Розкіс підпірний	60	0,035	2,1
Телескопічні стійки	465	0,018	8,37
Тренога	465	0,006	2,79
Вилка під деревофанерную балку	280	0,002	0,56
Балка деревофанерная	552	0,016	8,832
Фанера 1220х2440, що ламінує	256	0,035	8,96
Разом:			41,49

3.3. Вибір методів виконання робіт

Перш ніж почати роботи по зведенню каркаса монолітної будівлі, необхідно обладнати приоб'єктні склади (для арматурних виробів, для опалубки), обладнати місця для прийому бетонної суміші.

Для зведення каркаса монолітної будівлі використовується універсальна - переставна опалубка. Подача опалубки виконується краном. Подача усіх арматурних виробів здійснюється краном.

Транспортування бетонної суміші здійснюється автобетонозмішувачами від найближчого бетонного вузла, що дозволяє зберегти однорідність і необхідну рухливість бетонної суміші.

Можливі наступні схеми подачі бетонної суміші в конструкції: кранами в цебрах; автобетононасосами.

Розбирання опалубки здійснюється вручну. Подача опалубки на землю відбувається за допомогою крану. На землі опалубка очищається, змащується, перевіряється і потім використовується в наступному циклі.

Пристосування для бетонних робіт приймаються виходячи з інтенсивності бетонування, яка визначається виходячи з норми часу на укладання бетонної суміші бетонщиками.

Варіант 1

Для розвантаження арматури, опалубки і подальшої подачі арматурних виробів, опалубки і необхідних будівельних виробів і устаткування використовується приставний кран вежа.

Подача бетонної суміші до місця її укладання здійснюється за схемою «кран – цебер». При подачі краном бетонна суміш з автотранспорту вивантажується в поворотні цебри, місткість яких має бути кратна інтенсивності укладання бетонної суміші і місткості кузова автомобіля, що перевозить бетонну суміш.

Варіант 2

Для розвантаження арматури, опалубки і подальшої подачі арматурних виробів, опалубки і необхідних будівельних виробів і устаткування використовується приставний кран вежа.

Подача бетонної суміші до місця її укладання здійснюється за допомогою бетононасоса.

3.4. Підбір приставного крану для варіанту 1

До основних технологічних параметрів крану відносяться: виліт крюка L м, висота підйому крюка H м, вантажопідйомність крану Q т. Для підбору крану виробимо розрахунок вищеперелічених характеристик. Схема монтажу приведена на рисунку 3.1.

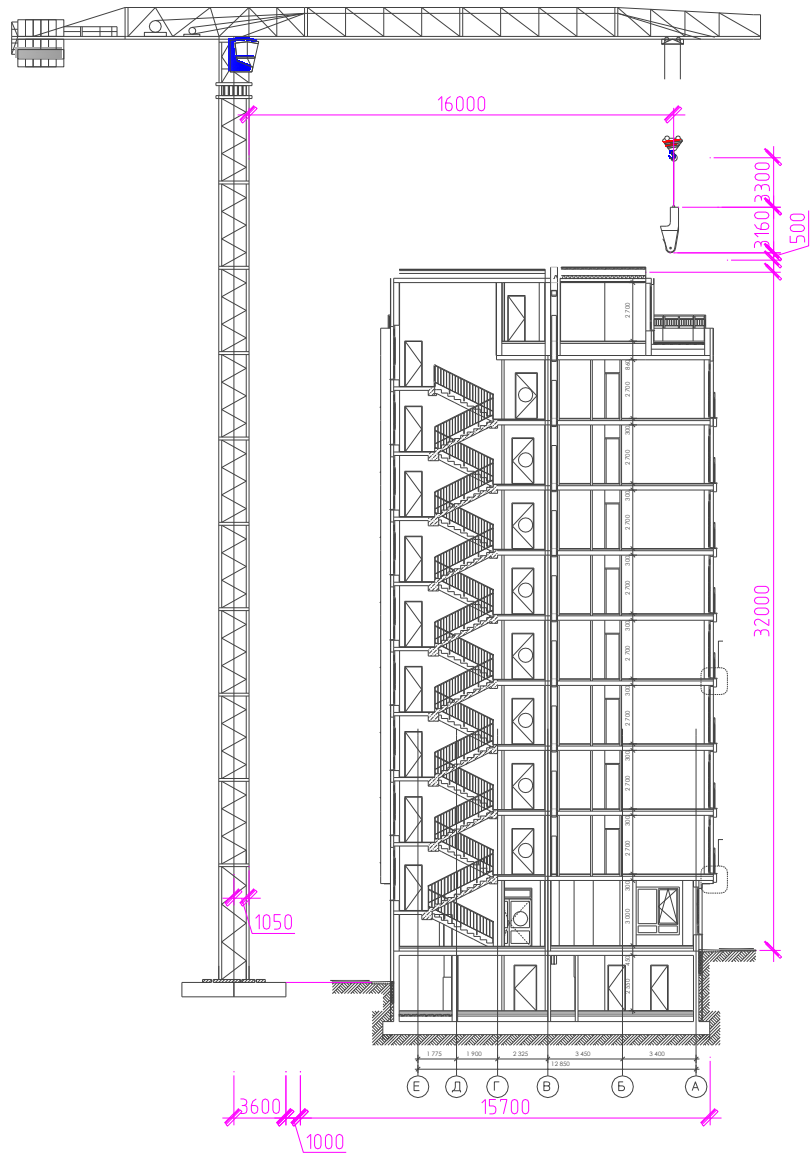


Рисунок 3.1. Схема монтажа.

Висота підйому крюка.

$$H_k = H_0 + H_6 + H_e + H_{стр} \quad (3.1)$$

де $H_0 = 33,0$ м - висота будівлі;

$H_6 = 0,5$ м - висота проміжку для безпечного ведення робіт;

$H_e = 3,16$ м - висота елемента, в даному випадку висота поворотного цебра;

$H_{стр} = 3,3$ м - висота строп.

$$H_k = 33,0 + 0,5 + 3,16 + 3,3 = 39,96 \text{ м}$$

Виліт крюка.

$$L = L_{п} + L_6 + L_0 - 1,05 \text{ м} \quad (3.2)$$

де $L_{п} = 16,5$ м - відстань подачі цебра від грані фундаменту будівлі до найбільш видаленої колони

$L_6 = 1$ м - зона безпеки від грані фундаменту будівлі до грані фундаменту крану

$L_0 = 3,6$ м - відстань від грані фундаменту крану до осі вежі крану

$1,05$ м - відстань від осі вежі крану до грані вежі крану.

$$L = 16,5 + 1 + 3,6 - 1,05 = 20,05 \text{ м}$$

Маса елемента, що піднімається.

Розрахунок вестимемо по цебру з бетоном, оскільки вона має найбільшу масу.

Приймемо поворотний цебер місткістю 2 м^3 . Її технічні характеристики приведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3. Технічні характеристики цебра.

Показник	Місткість, м^3
	2,0
Розміри отв. для вивантаження, мм	800x600
Тип затвора	-
Маса, т	0,9
Габарити, мм:	
довжина	3160
ширина	1232
висота	1040

$$Q = Q_6 + Q_{бет} + Q_{стр} \quad (3.3)$$

де $Q_6=0,9$ т - маса цебра

$Q_{бет}=2,2*2=4,4$ т - маса бетону в цебрі

$Q_{ст.}=0,06$ т - маса строп.

$Q=0,9+4,4+0,06=5,36$ т.

Як приставний кран виберемо кран COMEDIL СТТ/В - 8 з висотою підйому крюка 62,3 м. Вантажопідйомність крану при найбільшому вильоті складає 5,6 т. Виліт змінюється від 2,3 до 35 м за допомогою вантажного візка, рухомого по балочній стрілі. Висота вежі може змінюватися від 8,2 до 62,3 м. Кріплення крану до будівлі, що будується, здійснюється за допомогою зв'язків. Опорою крану служить бетонний фундамент, кран кріпиться до нього за допомогою анкерних болтів. Стріла крану обертається на роликовому опорно - поворотному крузі за допомогою двох механізмів повороту. Вантажні характеристики крану, приведені на рисунку 3.2.

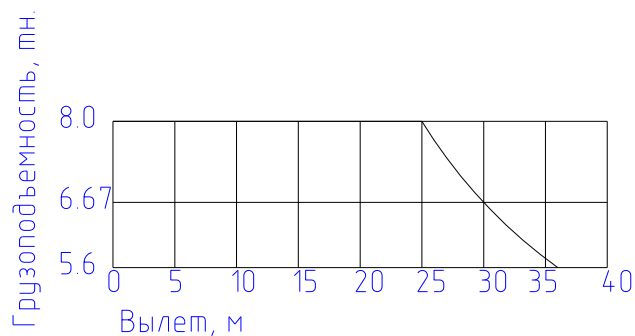


Рисунок 3.2 - Вантажні характеристики крану COMEDIL СТТ/В - 8.

3.5. Підбір автотранспортних засобів

Для транспортування бетонної суміші від бетонного заводу до будівельного майданчика приймаємо автобетоно- змішувач 69363В.

Об'єм суміші 5 м^3 , що перевозиться.

Базовий автомобіль КАМАЗ- 55111.

Час вивантаження суміші 300 с.

Продуктивність транспортного засобу при порційному способі доставки суміші визначається по формулі:

$$P_{\text{тр}} = Q_{\text{тр}} * t_{\text{см}} * K_{\text{вр}} * 60 / t_{\text{ц}} \quad (3.3)$$

де $Q_{\text{тр}} = 5 \text{ м}^3$ - об'єм порції бетонної суміші, що перевозиться за один рейс;

$t_{\text{см}} = 8 \text{ ч}$ - тривалість зміни;

$K_{\text{вр}} = 0,9$ - коефіцієнт використання робочого часу;

тут $t_{\text{ц}} = t_3 + t_{\text{гп}} + t_{\text{в}} + t_{\text{пп}} + t_0$ - тривалість загального циклу транспортування бетонної суміші;

$t_3 = 8 \text{ мін}$ - час завантаження транспорту на бетонному заводі;

$t_{\text{гп}} = 20 \text{ мін}$ - час пробігу транспорту з вантажем від заводу до місця укладання суміші;

$t_{\text{в}} = 8 \text{ мін}$ - час вивантаження бетонної суміші;

$t_{\text{пп}} = 20 \text{ мін}$ - час порожнього пробігу транспорту до бетонного заводу;

$t_0 = 5 \text{ мін}$ - час очищення, промивання і обслуговування транспортного засобу, віднесене до одного циклу.

$$P_{\text{тр}} = 58600,9 / (8 + 20 + 8 + 20 + 5) = 35,4 \text{ м}^3\text{- зміна.}$$

Потреба в транспортних засобах, необхідних для забезпечення необхідної інтенсивності укладання бетонної суміші визначається по вираженню:

$$N = P_{\text{бет}} * t_{\text{см}} / P_{\text{тр}} \quad (3.4)$$

де $P_{\text{бет}} = D_0 * n / N_{\text{вр}}$ - продуктивність бетонщиків в годину

тут $D_0 = 2$ - число ланок бетонщиків

$n = 4$ - кількість людина в ланці

$N_{\text{вр}}$ - норма часу на укладання бетонної суміші.

Підбір кількості автобетоносмесителей для бетонування колон, діафрагм і стін.

$$P_{\text{бет}} = 2 * 4 / 1,6 = 5,0 \text{ м}^3/\text{година}$$

$$N = 5,0 * 8 / 35,4 = 1,13$$

Прийmemo для бетонування колон, діафрагм і стін 2 автобетонозмішувачем 69363В в зміну.

Підбір кількості автобетоносмесителей для бетонування плити перекриття.

$$P_{бет} = 2 * 4 / 0,57 = 14,04 \text{ м}^3/\text{година}$$

$$N = 14,04 * 8 / 35,4 = 3,17$$

Прийmemo для бетонування плити перекриття 4 автобетонозмішувача 69363В в зміну.

3.6. Устаткування для ущільнення бетонної суміші

Для ущільнення бетонної суміші в колонах, діафрагмах і стінах ядра жорсткості і ліфтової шахти використовується глибинний вібратор з гнучким валом. Модель ВЕРБ - 75 з наступними характеристиками:

- частота коливань 20000 Гц;
- вібронаконечник:
- діаметр 28 мм;
- довжина 400 мм;
- маса 14.3 кг
- товщина шару бетонування 35 - 40 см;
- технічна продуктивність 4 - 7 м³/ч.

Для ущільнення бетонної суміші в плиті перекриття використовується розсувна віброрейка. Модель ЭВР - 380 з наступними технічними характеристиками:

- профіль алюмінієвий 180x40x4 мм;
- довжина 2,5 – 4,5 м;
- вібровузол 220 В;
- потужність 0,5 кВт;
- маса 69 кг

3.7. Технологія виконання робіт

3.7.1. Пристрій опалубки колон і стін

Для опалубних робіт вибрана опалубка фірми «ДОКА». Для опалублювання колон, діафрагм і ядра жорсткості використовуються універсальні опалубні щити. Для з'єднання щитів служить замок клиновою. Для утримування щитів опалубки в проектному положенні також використовують підпірні розкоси.

На бетонній основі заздалегідь фарбою наносяться риси, фіксувальні положення осей колони по двох координатах. Такі ж риси і фарбою наносяться бригадиром або ланковим (робітником 4-го розряду) на торцевих нижніх ребрах щитів опалубки. Необхідна товщина захисного шару забезпечується пластиковими фіксаторами, які встановлюються на стрижні арматури.

3.7.2. Пристрій опалубки перекриттів

Телескопічні стійки на будівельний майданчик поступають в розібраному виді. Збирають їх безпосередньо перед установкою. Гайка гвинтового домкрата встановлюється приблизно на 1/2 висоти крізного прорізу, що дає можливість виробляти в наступному рихтування зібраної опалубки, піднімаючи або опускаючи пристроєм домкрата висувну штангу. Роботи по зборці стійок виробляються двома опалубниками 1-го і 2-го розрядів.

Опалубку перекриттів збирають відразу для усього перекриття. Монтаж опалубки починається з установки телескопічних стійок, вертикальне положення яких забезпечують треноги. Потім у вигляді балочної клітини встановлюють на телескопічні стійки деревофанерні балки, на які укладаються листи фанери, що ламінують. Рихтування зібраної опалубки починається після перевірки відміток за допомогою нівеліра. Це досягається за допомогою гвинтових пристроїв домкратів.

3.7.3. Догляд за опалубкою

Палуба щитів і усі різьбові деталі, незалежно від того, знаходяться вони в експлуатації або на складі, мають бути покриті шаром мастила.

Щити інвентарної опалубки, а також підтримувальні елементи (стійки) і тому подібні кріплення (хомути, струбцини, замки) після кожного обороту повинні очищатися від цементного розчину. Для цієї мети використовуються скребки і металеві щітки. Застосування молотків і іншого інструменту ударної дії для очищення елементів опалубки від розчину категорично забороняється.

Застосування інвентарної опалубки передбачає обов'язкове мастило і ретельне очищення її від залишків цементного розчину після кожного обороту. Мастило не повинне залишати маслянисті плями, мастило не повинне погіршувати міцності якості поверхневих шарів залізобетонних конструкцій, компоненти мастила не повинні мати летких і шкідливих для здоров'я речовин. Мастила мають бути безпечні в пожежному відношенні, а технологія їх приготування і нанесення повинна дозволяти механізувати ці процеси. При використанні мастил для опалубки вертикальних поверхонь вони повинні мати достатню в'язкість і адгезійні якості, щоб залишатися на вертикальній поверхні протягом 24 год. при температурі +30 °С. Для металевої опалубки в літній час найбільш ефективні емульсійні склади. Для горизонтальних опалубних поверхонь можуть застосовуватися водно-масляні емульсії.

При роботі пневмопістолетом-розпилювачем менша витрата мастила виходить при використанні в'язкіших складів. Мастило подається під тиском 2-3 атм. при температурах від 10 до 50 °С. Сопло пістолета необхідно розташовувати на відстані 0,8-1 м від палуби. Для того, щоб отримати факел того або іншого виду, необхідно використовувати змінні голівки.

Якщо дозволяють умови виробництва арматурних і бетонних робіт, нанесення мастила на опалубку щитів доцільно виробляти після зборки опалубної форми. Це не лише зменшує витрату мастила, але і підвищує продуктивність праці. При цьому слід прийняти необхідні заходи по захисту

"старого" бетону, підстав і арматури від випадкового попадання на них мастила. Окрім стікання по вертикальних поверхнях, мастило може потрапляти на бетон і арматуру у вигляді туману.

Заходи обережності носять індивідуальний характер. «Старий» бетон ховається на час роботи мастильників полотнами брезенту, рогожами, листами руберойду, пергаміну або крафт-бумаги.

Якщо мастило доводиться наносити на опалубку до зборки опалубної форми, то доцільно щити розкладати впритул один до одного і змащувати відразу великі панелі площею по декілька квадратних метрів.

3.7.4. Армування і бетонування перекриттів

Роботи по пристрою арматури перекриттів, приведеної в справжній технологічній схемі.

До початку робіт по армуванню монолітних конструкцій на типовому поверсі мають бути виконані наступні роботи:

- завершені роботи по пристрою монолітних конструкцій колон на відповідних захватках поверху, що пролягає нижче;
- змонтовані сходові марші на захватках поверху, що пролягає нижче;
- закриті отвори в перекриттях інвентарними щитами;
- підготовлені і встановлені на поверсі засобу для освітлення робочого місця, а також засобу для підключення електричного інструменту і зварювальних апаратів;
- виконаний геодезичний контроль монолітних конструкцій поверху, що пролягає нижче;
- виконаний приймальний контроль арматурних виробів на приоб'єктному складі.

При прийманні арматури на приоб'єктному складі перевіряють:

- наявність бсрок на армоелементах з вказівкою марки і кількості елементів;

- виробляють контрольні обміри, огляд армоелементів, а також контроль міцності зварних з'єднань.

Арматурні вироби виготовляють на заводі і доставляють на будмайданчик за допомогою автотранспорту. Навантажувально-розвантажувальні роботи повинні виключати деформації, викривлення сіток, каркасів і окремих стержнів, руйнування зварних з'єднань арматурних елементів.

Для цього при перевезенні їх закріплюють в кузовах і на платформах транспортних засобів, щоб уникнути деформацій під дією власної ваги і динамічних навантажень. Транспортування сіток і каркасів виробляти на піддонах або в спеціальних контейнерах. При складуванні на складі каркасів і сіток штабелями необхідно спирати їх на прокладення. Висота штабелю не повинна перевищувати 1,5 м.

В першу чергу, необхідно встановити і закріпити на опалубці усі інвентарні частини. Для отримання невеликих отворів в перекриттях за відсутності інвентарних частин виготовляти по місцю із струганих дощок.

Після закінчення бетонування дерев'яні частини витягати для повторного використання.

Для утворення захисного шару стержні укладати із застосуванням пластмасових або цементних фіксаторів, а так само із застосуванням спеціальних каркасів тих, що забезпечують робоче положення арматурних стержнів.

Армування виконується окремими стержнями, в'язка арматури здійснюється в'язальним дротом.

Після закінчення робіт по армуванню перекриттів перевірити відповідність виконаних робіт проекту.

Приймання встановленої арматури оформляється актом прихованих робіт.

До початку бетонування перекриттів мають бути виконані наступні роботи:

- забетоновані колони на захватці (нижче за рівень перекриття);

- встановлення арматури перекриттів;
- змонтована прихована електротехнічна розводка.

Суміш в плитах ущільнюють віброрейками. Особливо ретельно вібрують бетон в місцях примикань плит до колон, а також в місцях з густим армуванням.

Бетонування перекриттів виробляти по захваткам. Як відсікачі при пристрої робочих швів застосовується сітка-рабица, складена в двоє.

Пересування по армованому перекриттю, щоб уникнути деформації стержнів, здійснювати по інвентарних містках.

Бетонну суміш укладають рівномірно по поверхні ділянки перекриття. Висота вільного скидання бетонної суміші не повинна перевищувати одного метра.

Ущільнення необхідно виробляти до:

- припинення осідання бетонної суміші ;
- появи цементного молока на поверхні;
- припинення виділення повітря.

3.7.5. Армування і бетонування колон

Просторові каркаси колон збирають з плоских каркасів, з'єднання виконують точковим зварюванням. Просторові каркаси монтують краном вежі COMEDIL СТТ/В - 8. Перед установкою блоку випуски раніше забетонованих арматурних конструкцій мають бути ретельно випрямлені, вивірені і приведені в проектне положення.

Укладання бетонної суміші і догляд за бетоном виконується спеціалізованими ланками. До складу виконуваних ними робіт входять:

- очищення перед бетонуванням опалубки, закладення усіх щілин шириною більше 10 мм і мастило поверхонь сталеві опалубки;
- очищення арматури від іржі, бруду і налиплого бетонного розчину;
- обробка робочих швів;

- випробування і перевірка устаткування, інвентаря і пристосувань, вживаних в роботі по укладанню бетонної суміші;
- прийом, подача і укладання бетонної суміші в колони;
- установка і переміщення в процесі бетонування вантажопідійомних і транспортних засобів;
- очищення механізмів, інвентаря і пристосувань після бетонування від налиплого бетону і бруду;
- поливання бетону в початковий період його тверднення і покриття його вологоємкими матеріалами (піском, тирсою).

Кожна ланка бригади бетонщиків виконує один або декілька вказаних робочих процесів. Робота спеціалізованих ланок бетонщиків здійснюється у дві зміни. Ланки мають бути забезпечені комплектом інструментів.

При тривалих перервах в роботі щоб уникнути порушення вібраторами монолітності раніше укладеного бетону наступний шар укладається після досягнення бетоном в підстиляючому шарі міцності 15 кгс/см². Зіткнення вібраторів з арматурою під час роботи не допускається. Вібрація закінчується після припинення осідання бетонної суміші і появи цементного молока на поверхні бетону.

Забетоновані конструкції протягом перших днів тверднення бетону робітники повинні періодично поливати водою. Поливання починають не пізніше чим через 10-12 год, а в жарку і вітряну погоду - через 2-3 год. після закінчення бетонування. У жарку погоду, при температурі повітря 15 °С і вище, поливання в перші три доби слід виробляти вдень через кожних 3 год. і один раз вночі, а в наступні дні не рідше чим по одному разу уранці, вдень і увечері. При температурі 5 °С і нижче бетон не поливають.

3.7.6. Догляд за бетоном

За укладеним бетоном мають бути забезпечений контроль і відхід. Відкриті поверхні мають бути обережені від шкідливої дії прямих сонячних

променів і вітру. Сприятливі умови температурної вологості для тверднення бетону забезпечувати систематичним поливанням його водою. У суху погоду поливання бетону на портландцемент виробляється не менше 7 діб. При температурі +15 °С і вище поливання виробляється через кожних 3 години вдень і не рідше за один раз вночі, а в наступний час не рідше 3 раз на добу. Вода не має бути агресивною до бетону.

Разопалубка забетонованих конструкцій повинна вироблятися після набору бетоном 70 % проектної міцності.

Приймання конструкцій виробляти після набору бетоном проектної міцності.

Категорично забороняється закладення раковин і затертих поверхонь до приймання залізобетонних конструкцій. Рішення про приймання залізобетонних робіт при неякісній поверхні приймає проектна організація.

При прийманні виконаних робіт мають бути пред'явлені наступні документи:

- робочі креслення з внесеними змінами;
- документи за належним погодженням допущених змін;
- журнали робіт по бетонуванню;
- дані випробувань контрольних зразків бетону;
- акти приймання арматурних сіток і каркасів;
- акти приймання змонтованої арматури.

Приймання закінчених залізобетонних конструкцій оформити актом прийому відповідальних конструкцій.

Роботи по армуванню і бетонуванню конструкцій слід виконувати відповідно до вимог і рекомендацій [15], [16], [17], [18].

3.8. Складання виробничої калькуляції

По вибраному варіанту уточнюється склад виконуваних робіт: навантажувально-розвантажувальних, арматурних, опалубних, а також по укладанню бетонної суміші в конструкцію з вирішенням питань ущільнення, догляду за бетоном і зняттям опалубки. На перераховані процеси за даними [19], [20], складається виробнича калькуляція.

3.9. Проектування графіків руху робітників, роботи машин, розподілу основних матеріалів та конструкцій

Графіки руху робітників, роботи будівельних машин та механізмів, розподілу основних будівельних матеріалів та конструкцій виконуємо в масштабі часу, що й календарний графік виконання робіт по спорудженню громадської будівлі.

Визначаємо за графіком руху робітників:

- середню та максимальну кількість робітників:

$$N_{\max} = 12 \text{ чел.}; N_{\text{mid}} = Q / T = 1140 / 180 = 6 \text{ чел.};$$

- коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$k_1 = N_{\text{mid}} / N_{\max} = 6 / 12 = 0,50;$$

- коефіцієнт нерівномірності розподілу трудоемкості:

$$k_2 = \Delta Q / Q = 420 / 1140 = 0,37.$$

Таблиця 3.4 - Визначення витрат праці та машинного часу

№	Обґрунтування за ЕНіР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Норма за одиницю		Загальна потреба		Склад ланки	Найменування машин	Кількість машин
					люд - год	маш - год	люд - дн	маш - зм			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-30-1	Планування ділянки землі під забудову бульдозером	1000 м ²	0,365	0.41	0.41	0.111	0.111	машиніст бр - 1	Бульдозер Т-100	1

2	E1-17-2	Зрізка рослинного шару ґрунту ділянки землі бульдозером Планування ділянки землі під забудову бульдозером	1000 м ²	0,365	1.80	1.80	0.025	0.025	машиніст бр - 1	Бульдозер Т-100	1
4	ЕД6-66-4	Підготовка під фундаментну плиту (бетон В 7.5)	м ³	335	3.6	3.6	11.63	11.63	бетонув 4р - 3	-	0
5	E7-13	Монтаж горизонтальної гідроізоляції під фундаментну плиту	м ³	295	3.7	-	9.97	-	ізолюв 4р - 3	-	-
6	ЕД6-50-8	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітну фундаментну плиту	м ³	295	3.75	-	9.83	-	бетонув 4р - 3	-	-
7	E4-1-49	Монтаж армат. сіток та каркасів під монолітну фундаментну плиту	т	20,5	1.1	1.1	2.33	2.33	машиніст бр - 1 армув 4р - 2	Кран КТА-28	1
8	E4-1-49	Монтаж випусків під колони	т	0,14	1.1	-	0.016	-	армув 4р - 3	-	-
9	E4-1-49	Вкладання бетону в опалубки під монолітну фундаментну плиту	м ³	140	2.5	2.5	7	7	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонозавтоматонасоси	1 1
10	E4-1-49	Догляд за бетоном	дн	7	-	-	-	-	бетонув 3р - 1	-	-
11	ЕД6-50-8	Демонтаж щитової опалубки моноліт. фундаментної плити	м ²	295	3.75	-	9.83	-	бетонув 4р - 3	-	-
12	E4-1-49	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітні колони підвалу	м ²	10,08	3.50	-	0,36	-	бетонув 4р - 3	-	-
13	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під монолітні колони підвалу	т	0,4	1.1	1.1	0,045	0,045	машиніст бр - 1 армув 4р - 2	Кран КТА-28	1
14	E5-1-6	Вкладання бетону в опалубки монолітних колон підвалу	м ³	0,45	0,5	0,5	0,11	0,11	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонозавтоматонасоси	1 1
15	E4-1-49	Демонтаж щитової опалубки монолітних колон підвалу	м ²	10,08	3.50	-	0,36	-	бетонув 4р - 4	-	-

16	E4-1-8	Кладка цегляних перегородок підвалу (120 мм)	м ²	17,7	1.61	-	1,4	-	муляр 4р - 4	кельма , рівень	-
17	E4-1-8	Кладка цегляних стін підвалу (380 мм)	м ²	69,6	4.55	-	1,912	-	муляр 4р - 4	кельма , рівень	1
18	E4-1-10	Монтаж залізобетонного маршу та площадки сходинок підвалу	Шт.	4	2.17	2.17	0,23	0,23	маш бр-1 монт 4р-3	Кран КТА-28	1
19	E7-13	Монтаж вертикальної гідроізоляції підвалу	м ²	56,8	2.70	-	2,62	-	ізолюв 4р - 3	-	-
20	E3-11	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітну плиту перекриття підвалу	м ²	214,5	8.45	-	3,17	-	бетонув 4р - 3	-	-
21	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів для моноліт. плити перекриття підвалу	т	7,15	1.70	1.70	0,52	0,52	машиніст бр - 1 армув 4р - 2	Кран КТА-28	1
22	E7-14	Вкладання бетону в опалубки моноліт. плити перекриття підвалу	м ³	64,2	2.5	2.0	3,21	4,01	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонов оз Автобетононасоси	1 1
23	E3-11	Демонтаж щитової опалубки моноліт. плити перекриття підвалу.	м ²	214,5	8.45	-	3,17	-	бетонув 4р - 3	-	-
24	E3-11	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітні колони першого поверху	м ²	43,2	3.84	-	1,4	-	бетонув 4р - 3	-	-
25	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під монолітні колони першого поверху	т	0,6	1.70	0.70	0.041	0.11	машиніст бр - 1 армув 4р - 2	Кран КТА-28	1
26	E7-14	Вкладання бетону в опалубки монолітних колон першого поверху	м ³	33,6	2.5	2.0	1,68	2,1	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонов оз Автобетононасоси	1 1
27	E3-11	Демонтаж щитової опалубки монолітних колон першого поверху	м ²	43,2	3.84	-	1,4	-	бетонув 4р - 4	-	-
28	E4-1-49	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під ригель першого поверху	м ²	22,58	3.84	-	0,73	-	бетонув 4р - 4	-	-

29	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під ригель першого поверху	т	1,035	1.70	0.70	0,08	0,184	машиніст бр - 1 армув 4р - 3	Кран КТА-28	1
30	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки монолітного ригеля першого поверху	м ³	3,5	2.5	2.0	0,175	0,218	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонув оз Автобе то- нонасос и	1 1
31	Е3-11	Демонтаж щитової опалубки монолітного ригеля першого поверху	м ²	22,58	3.84	-	0,73	-	бетонув 4р - 4	-	-
32	Е4-1-49	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітну плиту перекриття 1-го поверху	м ²	270	2.61	-	12,93	-	бетонув 4р - 4	-	-
33	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів для моноліт. плити перекриття 1-го поверху	т	7,72	1.70	0.70	0,56	1,4	машиніст бр - 1 армув 4р - 3	Кран КТА-28	1
34	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки під монолітну плиту перекриття 1-го поверху	м ³	75	2.5	2.0	3,75	4,68	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонув оз Автобе то- нонасос и	1 1
35	Е3-11	Демонтаж щитової опалубки моноліт. плити перекриття 1-го поверху	м ²	270	2.61	-	12,93	-	бетонув 4р - 4	-	-
36	Е4-2-43	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітні колони типового поверху	м ²	3070	11.51	-	33,34	-	бетонув 4р - 4	-	-
37	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під монолітні колони типового поверху	т	2,68	1.70	0.70	0,19	0,5	машиніст бр - 1 армув 4р - 3	Кран КТА-28	1
38	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки монолітних колон типового поверху	м ³	170	2.5	2.0	8,5	10,62	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонув оз Автобе то- нонасос и	1 1
39	Е3-11	Демонтаж щитової опалубки монолітних колон типового поверху	м ²	3070	11.51	-	33,34	-	бетонув 4р - 4	-	-
40	Е4-1-8	Кладка цегляних перегородок типового поверху (120 мм)	м ²	170	1.61	-	13,19	-	муляр 4р - 4	кельма, рівень	-
41	Е4-1-8	Кладка цегляних стін типового поверху (380 мм)	м ²	424	4.55	-	11,64	-	муляр 4р - 4	кельма, рівень	-

42	E4-1-10	Монтаж залізобетонного маршу та площадки 1-го поверху	шт	8	2.17	2.17	0,46	0,46	маш бр-1 монт 4р-3	Кран КТА-28	1
43	E4-1-10	Монтаж залізобетонного маршу та площадки типового поверху	шт	40	2.3	2.3	0,46	0,46	маш бр-1 монт 4р-3	Кран КТА-28	1
44	E4-1-49	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітну плиту перекриття типового поверху	м ²	1400	2.61	-	67,04	-	монт 4р-3	-	-
45	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів для моноліт. плити перекриття типового поверху	т	35,75	1.70	0.70	2,63	6,38	машиніст бр - 1 армув 4р - 3	Кран КТА-28	1
46	E7-14	Вкладання бетону в опалубку моноліт. плити перекриття типового поверху	м ³	405	2.5	2.0	20,25	25,31	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	Бетонув оз Автобе то- нонасос и	1 1
47	E4-1-49	Демонтаж щитової опалубки моноліт. плити перекриття типового поверху.	м ²	1400	2.61	-	67,04	-	монт 4р-4	-	-
48	E7-13	Монтаж пароізоляції (1 - ин шар руберойду)	100 м ²	250	2.70	-	11,57	-	ізолюв 4р - 4	-	-
49	E7-13	Монтаж теплоізоляції (газосилкат - 150 мм)	100 м ²	250	5.0	-	6,25	-	ізолюв 4р - 4	-	-
50	E19-32	Монтаж цементної стяжки (50 мм)	100 м ²	250	8.00	-	3,91	-	бетонув 4р - 4	-	-
51	E7-13	Монтаж 4-х шарів руберойду	100 м ²	250	6.70	-	4,7	-	ізолюв 4р - 4	-	-
52	E11-8-3	Монтаж дверей дерев'яних (1.0x2.3 м)	100 м ²	184	9.0	-	2,56	-	монт 4р-4	-	-
53	E11-8-3	Монтаж дверей дерев'яних (1.6x2.3 м)	100 м ²	73,6	9.0	-	1,02	-	монт 4р-4	-	-
54	E6-13	Монтаж вікон металопластикових (1.2x1.8 м)	100 м ²	99,36	11.5	-	1,1	-	монт 4р-4	-	-
55	E6-13	Монтаж вікон металопластикових (4,2x8.8 м)	100 м ²	739,2	11.5	-	8,04	-	монт 4р-4	-	-
56	E6-13	Монтаж вікон металопластикових (16x13 м)	100 м ²	208	11.5	-	2,3	-	монт 4р-4	-	-
57	E7-13	Влаштування гідроізоляції підголи (10 мм)	100 м ²	1250	6.70	-	23,4	-	ізолюв 4р - 4	-	-
58	E19-32	Монтаж армованої цементно-піщаної стяжки (мм)	100 м ²	1250	14.0	-	19,53	-	бетонув 4р - 4	-	-
59	E19-8	Монтаж клею для плитки (15 мм)	100 м ²	1250	8.41	-	18,58	-	монт 4р-4	-	-
60	E19-8	Монтаж плитки (15 мм)	100 м ²	1250	8.41	-	18,58	-	монт 4р-4	-	-



Таблиця 3.5 - Карточка-визначник будівельно-монтажних робіт.

№	Обґрунтування за ЕНіР	Назва робіт	Одиниці вимірювання	Кількість	Загальна потреба		Склад ланки	Кількість робітників в змінну	Число змін на добу	Тривалість роботи (дн)	Основні машини та механізми
					люди - дн	маш - зм					
1	2	3			4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-30-1, Е1-17-2	Розпланування і зрізка рослинного шару ділянки землі під будову бульдозером	1000 м ²	0,73	0.136	0.136	машиніст бр - 2	2	1	1	Бульдозер Т-100
2	Е1-24-2	Розробка ґрунту в котлованах одноковшовими екскаваторами	100 м ³	0,036	0.014	0.014	машиніст бр - 2	2	1	1	Екскаватор ЭО-4123
3	ЕД6-66-4	Підготовка під фундаментну плиту (бетон В 7.5)	м ³	335	11.63	11.63	бетонув 4р - 3	3	1	4	-
4	Е7-13, ЕД6-50-8	Монтаж гідроізоляції і дерев'яної, щитової опалубки під монолітну фундаментну пл.	м ³	590	19,8	-	ізолюв 4р - 3 бетонув 4р - 3	6	1	4	-
5	Е4-1-49	Монтаж армат. сіток та каркасів і випусків під колони під монолітну фундаментну плиту	т	26,4	2.34	2.33	машиніст бр - 1 армув 4р - 5	6	1	1	Кран КТА-28
6	Е4-1-49	Вкладання бетону в опалубки під монолітну фундаментну плиту і догляд за бетоном (7дн.)	м ³ /дн	140/7	7	7	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2, 3р - 2	6	1	9	Бетоновоз Автобетононасоси
7	ЕД6-50-8, Е4-1-49	Демонтаж щит. Опалуб. Монол. Фунд.плити, і монтаж опалубки під монолітні колони підвалу	м ³	305,08	10.19	-	бетонув 4р - 6	6	1	2	-

8	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під монолітні колони підвалу	т	0,4	0,045	0,045	машиніст бр - 1 армув 4р - 2	4	1	1	Кран КТА-28
9	Е5-1-6	Вкладання бетону в опалубки монолітних колон підвалу	м ³	0,45	0,11	0,11	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	4	1	1	Бетоновоз Автобето- нонасоси
10	Е4-1-49, Е4-1-8	Демонтаж щитової опалубки монолітних колон підвалу, кладка цегляних перегородок і стін підвалу	м ²	97,38	3,67	-	бетонув 4р - 4 муляр 4р - 8	6	1	1	- кельма, рівень
11	Е4-1-10	Монтаж залізобетонного маршу та площадки сходинок підвалу, і монтаж вертикал. гідроізол. підвалу	шт./ м ²	4/ 56,8	0,23/2,62	0,23	маш бр-1 монт 4р-3 ізолюв 4р - 3	6	1	1	Кран КТА-28
12	Е3-11, ЕД6-61-1	Монтаж дерев'яної щитової опалубки і ' сіток та каркасів для моноліт. плити перекриття підвалу	м ² /т	214,5/ 7,15	3,17/0,52	- 0,52	бетонув 4р - 3 машиніст бр - 1 армув 4р - 2	6	1	1	- Кран КТА-28
13	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки моноліт. плити перекриття підвалу	м ³	64,2	3,21	4,01	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	4	1	2	Бетоновоз Автобето- нонасоси
14	Е3-11	Демонтаж щит. опалубки моноліт. пл. перек. підвалу, монтаж дерев. щитової опалубки під монол. колони 1 поверху	м ²	257,7	3,17/1,4	-	бетонув 4р - 4	4	1	2	-
15	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під монолітні колони першого поверху	т	0,6	0,041	0,11	машиніст бр - 1 армув 4р - 2	4	1	1	Кран КТА-28
16	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки монолітних колон першого поверху	м ³	33,6	1,68	2,1	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	4	1	1	Бетоновоз Автобето- нонасоси

17	Е3-11 Е4-1-49	Демонтаж щитової опалубки монолітних колон першого поверху, монтаж дерев'яної щитової опалубки під ригель	м ²	65,78	2,13	-	бетонув 4р - 4	4	1	1	-
18	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під ригель першого поверху	т	1,035	0,08	0,184	машиніст бр - 1 армув 4р - 3	4	1	1	Кран КТА-28
19	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки монолітного ригеля першого поверху	м ³	3,5	0,175	0,218	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	4	1	1	Бетоновоз Автобето- нонасоси
20	Е3-11 Е4-1-49	Демонтаж щит. опалубки моноліт. риг. Монтаж дерев. щит. опалубки під монол. плиту перек. 1 поверху	м ²	292,58	13,66	-	бетонув 4р - 4	4	1	4	-
21	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів для моноліт. плити перекриття 1-го поверху	т	7,72	0,56	1,4	машиніст бр - 1 армув 4р - 3	4	1	1	Кран КТА-28
22	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки під монолітну плиту перекриття 1-го поверху	м ³	75	3,75	4,68	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	4	1	2	Бетоновоз Автобето- нонасоси
23	Е3-11	Демонтаж щитової опалубки моноліт. плити перекриття 1-го поверху	м ²	270	12,93	-	бетонув 4р - 4	4	1	4	-
24	Е4-2-43	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітні колони типового поверху	м ²	3070	33,34	-	бетонув 4р - 4	4	1	9	-
25	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів під монолітні колони типового поверху	т	2,68	0,19	0,5	машиніст бр - 1 армув 4р - 3	4	1	1	Кран КТА-28
26	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки монолітних колон типового поверху	м ³	170	8,5	10,62	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	4	1	3	Бетоновоз Автобето- нонасоси
27	Е3-11	Демонтаж щитової опалубки	м ²	3070	33,34	-	бетонув 4р - 4	4	1	9	-

		монолітних колон типового поверху									
28	Е4-1-8	Мурування цегляних перегородок і стін тип. Поверху 2-8 (120 мм) і (380 мм)	м ²	994	24,83	-	муляр 4р – 3	6	1	4	кельма , рівень
29	Е4-1-10	Монтаж залізобетонного маршу та площадки 1-го і типового поверху	шт.	48	0,92	0,92	маш бр-1 монт 4р-3 маш бр-1 монт 4р-1	6	1	1	Кран КТА-28
30	Е4-1-49	Монтаж дерев'яної щитової опалубки під монолітну плиту перекриття типового поверху	м ²	1500	67,04	-	монт 4р-4	6	1	11	-
31	ЕД6-61-1	Монтаж армат. сіток та каркасів для моноліт.плити перекриття Тип.пов.2-8	т	35,75	2,63	6,38	машиніст бр - 1 армув 4р – 3	4	1	2	Кран КТА-28
3	Е7-14	Вкладання бетону в опалубки моноліт. плити перекриття типового поверху 2-8	м ³	432	20,25	25,31	машиніст бр - 2 бетонув 4р - 2	4	1	7	Бетоновоз Автобето- нонасоси
33	Е4-1-49	Демонтаж щитової опалубки моноліт плити перек. типового поверху.	м ²	1400	67,04	-	монт 4р-4	6	1	11	-
34	Е7-13	Монтаж пароізоляції і теплоізол.	100 м ²	500	17,82	-	ізолюв 4р – 4	6	1	3	-
35	Е19-32	Монтаж цементної стяжки (50 мм)	100 м ²	250	3,91	-	бетонув 4р - 4	6	1	1	-
36	Е7-13	Монтаж 4-х шарів руберойду	100 м ²	250	4,7	-	ізолюв 4р - 4	6	1	1	-
37	Е11-8-3	Монтаж дверей дерев'яних (1.0x2.3 м), (1.6x2.3 м)	100 м ²	255,6	3,58	-	монт 4р-4	6	1	1	-
38	Е6-13	Монтаж вікон (1.2x1.8 м) (4,2x8.8 м) (16x13 м)	100 м ²	1042,6	11,44	-	монт 4р-4	6	1	6	-
39	Е7-13	Влаштування гідроізоляції підлоги (10 мм)	100 м ²	1250	23,4	-	ізолюв 4р - 4	4	1	6	-

40	E19-32	Монтаж армованої цементно-піщаної стяжки (40 мм)	100 м ²	1250	19,53	-	бетонув 4р - 4	4	1	5	-
----	--------	--	--------------------	------	-------	---	----------------	---	---	---	---

41	E19-8	Монтаж клею для плитки (15 мм)	100 м ²	1250	18,58	-	монт 4р-4	4	1	5	-
42	E19-8	Монтаж плитки (15 мм)	100	1250	18,58	-	монт 4р-4	4	1	5	-

РОЗДІЛ 4

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВЛІ

4.1. Описання прийнятих до розрахунку варіантів

Розрахунок виконаний із застосуванням автоматизованого програмного комплексу «Lira 9.2».

Метою розрахунків є вибір найбільш економічно доцільного варіанта конструктивного рішення будівлі. Підбір варіантів конструктивних рішень будівлі необхідно виконувати відповідно до об'ємно-планувальних рішень, що впливають з функціонального призначення будівлі.

8-поверховий житловий будинок з вбудованими приміщеннями в м. Львові може бути виконаний в трьох варіантах несучих конструкцій:

1. Каркас монолітний з ригелями у двох напрямках і монолітним перекриттям. Колони перерізом 400×400 мм монолітні. Внутрішні перегородки $\delta = 120$ мм. Висота перекриття – 160 мм. Зовнішня стіна – кладка із звичайної глиняної цегли $\delta = 380$ мм з утеплювачем (рисунок 4.1).

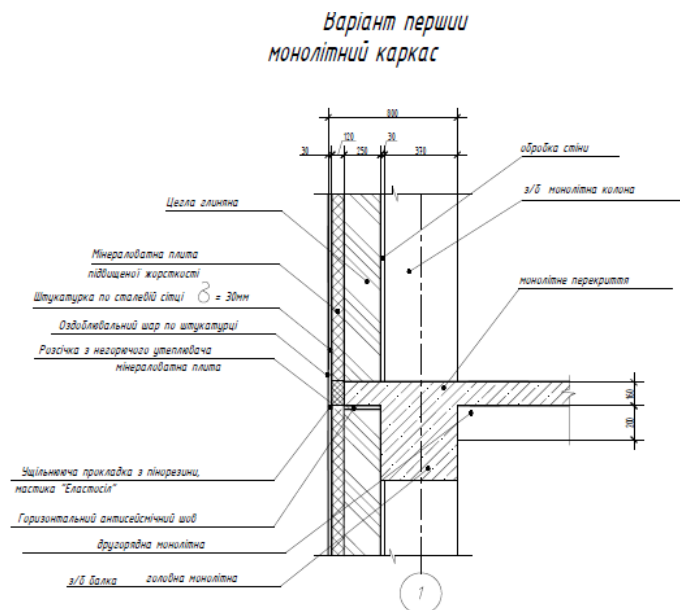


Рисунок 4.1.

2. Каркас збірний (безригельний), з висотою перекриття $h = 160$ мм із збірного залізобетону. Колони 400×400 мм збірні. Внутрішні перегородки зі звичайної глиняної цегли $\delta = 120$ мм. Зовнішня стіна – кладка із звичайної глиняної цегли $\delta = 380$ мм з утеплювачем (рисунок 4.2).

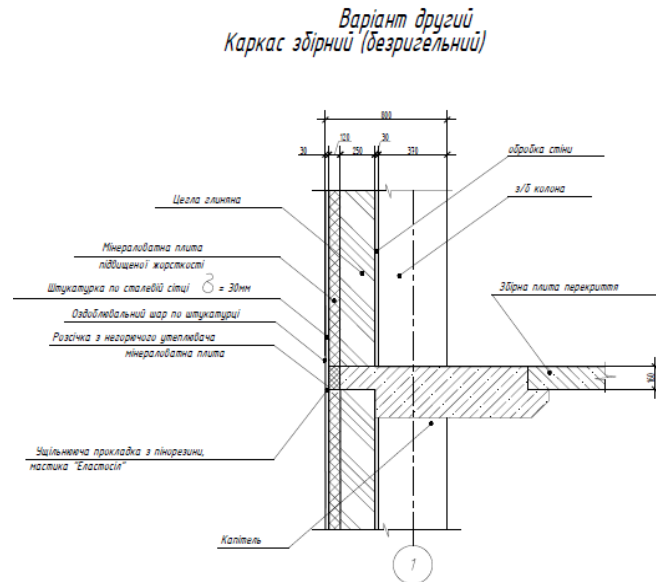
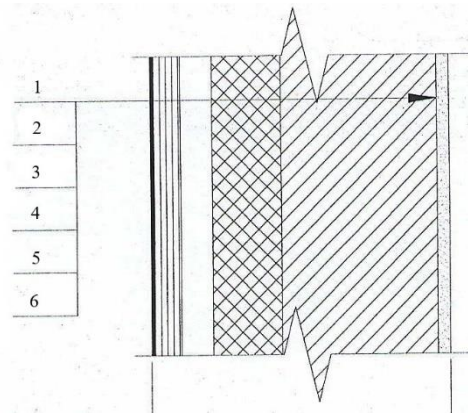


Рисунок 4.2.

3. Каркас монолітний, монолітне перекриття. Колони перерізом 250×900 мм, 750×250 мм, 1350×250 мм монолітні. Зовнішня стіна – цегляна кладка завтовшки 250 мм з вентиляльованим фасадом: утеплювач товщиною 110 мм, оздоблення фасаду - керамогранітна плитка товщиною 8 мм. Перегородки між квартирами виконані двошаровими, товщиною 290 мм, з повнотілої цегли. Перегородки всередині квартир виконані з СІБІТ товщиною 100 мм. Конструкція стіни наведена на рисунку 4.3.

4.2. Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого розроблення

Для прийняття рішення про найбільш ефективний варіант конструкцій зовнішніх стін необхідно визначити сумарний економічний ефект за формулою (4.1):



1 - цементно-піщаний розчин; 2 - кам'яна кладка з повнотілої цегли; 3 – утеплювач; 4 - вентиляований повітряний прошарок; 5 - вертикальний профіль каркаса; 6 - плита керамогранитна

Рисунок 4.3 - Конструкція стіни

$$E_{\text{заг}} = E_{\text{пз}} + E_{\text{э}} + E_{\text{т}} ; \quad (4.1)$$

де $E_{\text{пз}}$ - економічний ефект, що виникає за рахунок різниці зведених витрат порівнюваних варіантів конструктивних рішень;

$E_{\text{э}}$ - економічний ефект, що виникає у сфері експлуатації будівлі за період служби обраних конструктивних елементів;

$E_{\text{т}}$ - економічний ефект, що виникає в результаті скорочення тривалості будівництва будівлі.

а) Визначення економічного ефекту, що виникає за рахунок різниці зведених витрат порівнюваних варіантів конструктивних рішень

Економічний ефект, що виникає за рахунок різниці зведених витрат порівнюваних варіантів конструктивних рішень, визначається за формулою:

$$E_{\text{пз}} = Z_{\text{б}} * K_{\text{р}} - Z_{\text{і}} ; \quad (4.2)$$

де $Z_{\text{і}}$, $Z_{\text{б}}$ - зведені варіанти по базовому і порівнюваному варіанту конструктивних рішень;

За базисний варіант в розрахунках приймається варіант, що має найбільшу вартість будівництва, тобто другий варіант.

$K_{\text{р}}$ - коефіцієнт реновації, який враховує рівномірність витрат по розглянутих варіантах, оскільки період експлуатації конструктивних рішень може бути різним; він визначається за формулою (4.3)

$$K_p = (P_6 + E_n) / (P_i + E_n); \quad (4.3)$$

де E_n - норматив порівняльної економічної ефективності капітальних вкладень, який приймаємо рівним 0,22;

P_6, P_i - коефіцієнти реновації за варіантами конструктивних рішень, які враховують частку кошторисної вартості будівельних конструкцій у розрахунку на 1 рік їх служби.

$$K_p = 1 \text{ і в нашому випадку } E_{пз} = 3_6 - 3_i; \quad (4.4)$$

Причому, витрати за варіантами визначаються так

$$3_i = C_{i+} + E_n * (3_{mi} + C_{i-}) / 2 \quad (4.5)$$

де C_{i-} - кошторисна вартість будівельних конструкцій за варіантом конструктивного рішення;

3_{mi} - вартість виробничих запасів матеріалів, виробів і конструкцій, що знаходяться на складі; визначається за формулою:

$$3_{mi} = \sum M_j * C_j * N_{зomj}; \quad (4.6)$$

де M_j - одноденний запас основних матеріалів, виробів і конструкцій, в натур. одиницях;

C_j - кошторисна ціна складу основних матеріалів, виробів та конструкцій;

$N_{зomj}$ - норма запасу основних матеріалів, виробів та конструкцій, приймається рівною 5 - 10 днів;

Використовуємо дані про вартість матеріалів для розрахунку величини (3_{mi}). Величина вартості одноденного запасу матеріалів за варіантами конструктивних рішень може визначитися так

$$\sum M_j * C_j = M_i / t^{дн}_i; \quad (4.7)$$

де M_i - кошторисна вартість матеріалів за даними локальних розрахунків i -го варіанта;

$t^{дн}_i$ - тривалість виконання варіанта конструктивного рішення i -го варіанту, в днях, визначається за формулою (4.8):

$$t^{дн}_i = m_i / (n * r * s); \quad (4.8)$$

де m_i - трудомісткість зведення конструкцій варіанту, люд-дн; приймається за даними кошторисного розрахунку;

n - кількість бригад, які беруть участь у зведенні конструкцій варіантів;

r - кількість робітників у бригаді, люд.;

s - прийнята змінність роботи бригади на добу.

У таблиці 4.1 представлений розрахунок економічного ефекту, що виникає за рахунок різниці зведених витрат порівнюваних варіантів конструктивних рішень.

б) Визначення економічного ефекту, що виникає у сфері експлуатації будівлі за період служби обраних конструктивних елементів

Експлуатаційні витрати, в розрахунку, залежать від конкретних умов роботи конструкцій. До таких витрат відносяться: витрати на утримання конструкцій, витрати на опалення, освітлення, вентиляцію, амортизацію. Витрати на опалення, освітлення, вентиляцію та ін. при порівнянні конструкцій фундаментів допускається прийняти однаковими і в розрахунках не враховувати.

Витрати на утримання будівельних конструкцій складаються з наступних видів: витрат, які пов'язані з відновленням конструкції; витрат на капітальний ремонт конструкцій; витрат на утримання конструкцій, які пов'язані з поточними ремонтами, фарбуванням, відновленням захисного шару покриттів і т. д. Розміри цих витрат визначаються за формулою:

$$C_{\text{екс}} = (a_1 + a_2 + a_3) / C^c * 100; \quad (4.9)$$

де a_1 - норматив амортизаційних відрахувань на реновацію, %;

a_2 - норматив амортизаційних відрахувань на капітальний ремонт, %;

a_3 - норматив амортизаційних відрахувань на поточний ремонт та утримання конструкцій, %;

Тоді економічний ефект інвестора, у сфері експлуатації будівель, визначається за формулою:

Таблиця 4.1 - Розрахунок економічного ефекту, що виникає за рахунок різниці зведених витрат порівнюваних варіантів конструктивних рішень

№ п/п	Показники		Од. вим.	Значення по варіантам		
	умов. познч.	Найменування		1	2	3
1	M_i	Вартість матеріалів: в поточних цінах (на 1 квартал 2019 р.)	тис. грн.	31 141,41	56 921,24	31 758,29
2	m_i	Трудомісткість виконання:	люд. -дн	7 314,93	23 508,65	7 815,30
3	r	Кількість осіб в бригаді	люд	17	17	17
4	n	Кількість бригад		1	1	1
5	s	Прийнята змінність робіт	змін в добу	2	2	2
6	$t^{дн}_i$	Тривалість виконання робіт по варіанту	днів	210,1	691,4	215,5
7	M_i / t_i	Кошторисна вартість добового запасу матеріалів, виробів і конструкцій на будівельному майданчику	тис. грн. в добу	144,78	82,33	197,8
8	$H_{зom_j}$	Норма запасу матеріалів на майданчику	днів	5	5	5
9	Z_{mi}	Кошторисна вартість виробничих запасів на будівельному майданчику	тис. грн.	723,9	411,65	789
10	C^c_i	Кошторисна вартість будівельних робіт по варіантам конструктивних рішень	тис. грн.	86 251,06	180 623,01	86 944,01
11	E_n	Норматив порівняльної економічної ефективності капітальних вкладень		0,22	0,22	0,22
12		Середня величина залучених до виробництва оборотних коштів	тис. грн.	43 487,48	90 517,33	43 466,50
13		Зведена величина залучених до виробництва оборотних коштів	тис. грн.	9 567,25	19 913,81	9 562,63
14	Z_i	Наведені витрати за варіантами	тис. грн.	95 818,31	200 536,82	94 506,64
15	$E_{пз}$	Економічний ефект від різниці зведених витрат (щодо базового варіанта конструктивного рішення)	тис. грн.	104 718,51	0,00	106030,18

$$E_E = C^{\text{б}}_{\text{екс}} / (P_{\text{б}} + E_{\text{н}}) - C^{\text{і}}_{\text{екс}} / (P_{\text{і}} + E_{\text{н}}) + \Delta K ; \quad (4.10)$$

де ΔK – різниця капітальних вкладень, які пов'язані з експлуатацією конструкцій за варіантами. Капітальні вкладення - витрати, які призначені для придбання пристроїв, які використовуються в процесі експлуатації конструкцій. При відсутності таких витрат супутні капітальні вкладення не враховуються.

В нашому випадку відсутні супутні капітальні вкладення та однаковий термін експлуатації конструкцій різних варіантів. Тоді формула (4.10) приймає вигляд:

$$E_E = C^{\text{б}}_{\text{екс}} - C^{\text{і}}_{\text{екс}} ; \quad (4.11)$$

Розрахунок економічного ефекту у сфері експлуатації будівлі за період служби порівнюваних варіантів конструкцій перекриття, наведено в таблиці 4.2.

Визначимо величину капітальних вкладень за базовим варіантом:

$$K = C_{\text{пит}} * V_{\text{пл}} * K_{\text{пер}} * \eta_1 * \eta_2 * I_{\text{смп}}$$

де $C_{\text{пит}}$ - питомий середній показник кошторисної вартості будівельно - монтажних робіт в цінах 2015 р., грн/м²;

$$V_{\text{пл}} - \text{площа будівлі, м}^2; (6116,8 \text{ м}^2)$$

$K_{\text{пер}}$ - коефіцієнт переходу від кошторисної вартості будівельно-монтажних робіт до величини капітальних вкладень. Для об'єктів соціально- культурної сфери приймається 1,1;

$$\eta_1 - \text{коефіцієнт обліку територіального поясу. Приймаємо рівним 1,0};$$

η_2 - коефіцієнт виду промислового будівництва. Для об'єктів машинобудівної промисловості і неопалюваних будинків інших галузей (виключення складають чорна металургія, електричні станції, теплові мережі, підприємства хімічної промисловості) приймається рівним 1,01; в решті випадків дорівнює 1.

I - індекс зростання кошторисної вартості будівельно - монтажних робіт від рівня цін.

Таблиця 4.2 - Розрахунок економічного ефекту, що виникає у сфері експлуатації будівлі за період служби обраних конструктивних елементів

Показники		Од. вим.	Значення по варіантам		
умов. позн.	Найменування		1	2	3
	Нормативи щорічних експлуатаційних витрат для вибраного конструктивного рішення фундаменту	%			
a ₁	на відновлення		0,67	0,67	0,67
a ₂	на капітальний ремонт		0,19	0,19	0,19
a ₃	на поточний ремонт		0	0	0
	Сума нормативів		0,0086	0,0086	0,0086
C ^c _i	Кошторисна вартість будівельних робіт по варіантам конструктивних рішень	тис. грн.	86 251,06	180 623,01	84 944,01
	Експлуатаційні витрати за варіантами конструктивних рішень	тис. грн.	741,76	1553,36	730,52
E _e	Економічний ефект, що виникає в сфері експлуатації будівлі за період служби	тис. грн.	811,6	0	822,84

У даному розрахунку величина капітальних вкладень за базовим варіантом приймається виходячи з показників зведеного кошторисного розрахунку вартості будівництва десятиповерхового житлового будинку.

$$K = 365\,644,55 \text{ тис. грн}$$

в) Визначення економічного ефекту, що виникає в результаті скорочення тривалості будівництва.

Економічний ефект для житлового будинку визначається за формулою:

$$E_T = 0,5 * E_H * (K_6 * T_6 - K_i * T_i); \quad (4.12)$$

де: K_6 , K_i – середній розмір капітальних вкладень, вкладених інвестором за період будівництва, за базовим і порівнюваним варіантом.

Виходячи з того, що в будівлі міняються тільки конструкції за варіантами, величина капітальних вкладень визначається за формулою:

$$K_i = K_6 - (C_6^c - C_i^c); \quad (4.13)$$

де: C_6^c , C_i^c – кошторисна вартість базового і порівнюваного варіанту конструктивного рішення будівлі; приймається за даними кошторисних розрахунків.

T_6, T_i - тривалість будівництва за базовим і порівнювальним варіантом, рік.

Будівля має загальну площу $699,5 \text{ м}^2$

$$K_1 = K_6 - (C_6^c - C_i^c) = 365644,55 - (180623,01 - 86251,05) = 271272,60 \text{ тис. грн.}$$

$$K_2 = K_6 - (C_6^b - C_i^b) = 365644,55 - (180623,01 - 84944,01) = 269965,54 \text{ тис. грн.}$$

Для порівнюваних варіантів конструктивних рішень тривалість зведення будівлі визначається за формулою

$$T_i = T_6 - (t_6 - t_i); \quad (4.14)$$

де: t_6, t_i - тривалість зведення конструктивного рішення для варіанту з найбільшою тривалістю для порівнюваних варіантів, рік;

Тривалість зведення конструкцій (в роках) визначається за формулою:

$$t_i = (m_i / (n * r * s)) / 260; \quad (4.15)$$

Розрахунок економічного ефекту, що виникає від скорочення тривалості будівництва будівлі по порівнюваним варіантам конструкцій покриття, наведено в таблиці 4.3

Таблиця 4.3 - Розрахунок економічного ефекту, що виникає від скорочення тривалості будівництва будівлі по порівнюваним варіантам конструкцій покриття

№ п/п	Показники		Од. вим.	Значення по варіантам		
	умов. позн.	Найменування		1	2	3
1	C^c_i	Кошторисна вартість будівельних робіт по варіантам конструктивних рішень	тис.грн.	86 251,06	180 623,01	84 944,01
2		Різниця в кошторисній вартості будівельних робіт за варіантами конструктивних рішень (до базового варіанту)	тис.грн.	94 371,95	0,00	95 679,01
3	K_i	Капітальні вкладення в зведення будівлі по варіантам конструктивних рішень	тис.грн.	339 406,36	433 778,31	338 099,30
4		Тривалість зведення будівлі:				
4.1	T_6	- по даним ДСТУ	міс		15	
4.2	$t^{дн}_i$	- зведення варіантів	дн	210,1	691,4	215,5
4.3	t_i	- також	рік	0,827	2,659	0,771
4.4		- різниця за варіантами	рік	1,832	0	1,888
4.5	T_i	тривалість зведення за варіантами	рік	0,582	1,25	0,638
5	E_n	Норматив порівняльної економічної ефективності капітальних вкладень		0,22	0,22	0,22
6	E_t	Економічний ефект від скорочення тривалості будівництва будівлі (по варіантам конструктивних рішень)	тис.грн.	96 000,02	0	98 201,62

Нижче представлені зведені техніко-економічні показники з проведеного аналізу, в результаті якого було виявлено, що з економічної точки зору найбільш ефективним варіантом є варіант 3.

Таблиця 4.4 - Зведені техніко-економічні показники з проведеного аналізу

№ п/п	Найменування показників	Од. вим.	Значення по варіантам		
			1	2	3
1	Загальна площа будівлі	м ²	699,5	699,5	699,5
2	Витрата основних матеріалів на варіант:				
	- бетон марки 300	м ³ /м ² заг.площ.	0,03	0,32	0,05
	- сталь	кг/ ² заг.площ.	0	44	0
3	Трудомісткість здійснення варіантів:	люд.- год	59 982,46	55 885,49	59 770,92
		люд. -дн	7 314,93	23 508,65	7310,30
4	Тривалість зведення будівлі	рік	0,827	2,659	0,871
5	Кошторисна вартість конструктивного рішення				
	В поточних цінах (на 1 квартал 2015р.)	тис.грн.	86 251,06	180 623,01	84 944,01
6	Кошторисна вартість будівництва будівлі - в поточних цінах	тис.грн.	339 406,36	433 778,31	338 099,30
7	Зведені витрати	тис.грн.	95 818,31	200 536,82	94 506,64
8	Економічний ефект від різниці приведених витрат (щодо базового варіанта конструктивного рішення)	тис.грн.	104718,51	0	106030,18
9	Економічний ефект виникає в сфері експлуатації будівлі за період служби конструктивного рішення	тис.грн.	811,6	0	822,84
10	Економічний ефект від скорочення тривалості будівництва будівлі (за варіантами конструктивних рішень)	тис.грн.	96000,02096	0	96201,615
11	Сумарний економічний ефект	тис.грн.	201530,131	0	205054,635

РОЗДІЛ 5

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

5.1. Мета та задачі досліджень

Метою роботи є дослідження типів фундаментів для багатоповерхового будівництва на ділянці з ухилом.

Реалізація поставленої мети припускає рішення наступних завдань:

- провести аналіз типів фундаментів для багатоповерхового будівництва;
- провести **техніко-економічне порівняння типів фундаментів** для багатоповерхового будівництва на ділянці з ухилом.

5.2. Аналіз типів фундаментів для багатоповерхового будівництва на ділянці з ухилом

Основними тенденціями сучасного будівництва громадських та житлових будівель у великих населених пунктах є збільшення надземної і підземної частин будинку. Важливу роль відіграють унікальність будівель, складність геологічних умов і необхідність вирішення різних питань, пов'язаних з дотриманням діючих норм і стандартів. Внаслідок цього відбувається істотне зростання корисних навантажень, які необхідно передавати на несучі шари ґрунту. Таким чином, актуальним завданням є вирішення проблеми використання фундаментів, які, з одного боку, мають підвищену жорсткість, а з іншого, здатні витримати навантаження від конструкцій споруди і передати їх в міцні шари ґрунтового масиву, тобто забезпечують конструктивну безпеку будівель і споруд на протязі всього нормативного терміну експлуатації.

Вибір конструкції фундаменту один з найважливіших факторів, які забезпечують експлуатаційну надійність і довговічність споруд. Така важливість обумовлюється впливом роботи фундаментів на стан надфундаментних

конструкцій, а також складністю, трудомісткістю і дорожнечою робіт по ремонту або заміні фундаментів, що мають проектні або виробничі дефекти.

В даний час при будівництві будинків на ділянках з ухилом використовується три види фундаментів: стрічковий, пальовий і ступінчастий. Кожен з них володіє перевагами та недоліками, які слід враховувати, щоб не допустити перевитрати матеріалів, деформацій і тріщин в несучих конструкціях.

Розглянемо кожен з цих фундаментів.

Стрічковий тип фундаменту використовується на земельних ділянках, які мають невеликий ухил. На ділянках, які мають кут нахилу понад 20%, облаштування основи такого типу економічно недоцільне. Однак при зведенні цокольного поверху такий тип фундаменту використовувати можна [59, 60].

Горизонтальний рівень верхньої площині стрічкового фундаменту повинен бути ідеальним. Необхідну міцність основи забезпечить обов'язкове армування.

Для заливки підходять ґрунти, не схильні до сезонного промерзання і заболочування. При необхідності невеликий ухил вирівнюють, підсипаючи і утрамбовуючи його до необхідного рівня.

Основними факторами, що визначають прийняття рішення, щодо застосування даного типу фундаменту є [59, 60]:

- можливість використання конструкції стрічкового фундаменту в якості підвальних або цокольних поверхів;
- простота конструкції і технології його зведення;
- можливість зведення фундаменту в збірному або монолітному виконанні;
- можливість використання залізобетонних конструкцій, які були у використанні;
- висока надійність конструкції по роботі ґрунтів основи (як правило, з огляду на надлишково високу несучу здатність, яка визначається не характеристиками ґрунту, а конструктивними параметрами стрічкового фундаменту).

На жаль, цей тип фундаменту не є універсальним і має ряд серйозних обмежень:

- стрічковий фундамент не вирішує проблем, які пов'язані з пучинистим ґрунтом, якщо тільки мова не йде про райони, де глибина промерзання невелика;
- чим більше розміри будинку, тим складніше зробити надійну стрічку;
- термін служби стрічкового фундаменту може знижуватися через корозію арматури, а в певних умовах сам бетон схильний до сульфатної корозії.

Стрічковий фундамент найбільш придатний для зведення кам'яного будинку (з пінобетону або цегли) і найбільш популярний в малоповерховому житловому будівництві.

Різновидом стрічкового фундаменту є ступінчастий фундамент.

Зведення ступінчастого фундаменту не викликає складності, його будівництво можливо власними силами навіть на проблемній ділянці.

Закладення ступінчастої основи полягає в облаштуванні звичайної залізобетонної стрічки, що має певні зміни у вигляді однакових за рівнем висоти ступенів.

Основними відмінностями між ступінчастим і стрічковим фундаментом є [59, 60]:

- котлован влаштовується не горизонтально, а у вигляді ступенів. Це дає можливість влаштовувати плавні переходи по висотах в будь-якому місці;
- при виставленні опалубок конструкції поперечні стінки встановлюються на торцевих ділянках ступенів;
- металевий каркас з арматури готують в аналогічній сходинок формі;
- бетонування виконується етапами - від нижньої ступені.

Стрічковий ступінчастий фундамент має певні переваги:

- має гарну міцність, переносить різноспрямовані навантажувальні впливи;
- відрізняється високим показником несучої здатності, стійкий до зовнішніх впливів;
- таку основу можна залити самостійно, не залучаючи спеціальну техніку;
- на будівництво потрібна оптимальна кількість матеріалів.

Однак і цей вид фундаменту має недоліки:

- фундамент залежить від будови ґрунтового складу;

- навантажувальні впливи направляються під кутами до стрічкових осей, що доводиться враховувати при виконанні попередніх розрахунків;

- перед будівництвом потрібно ретельне геологічне обстеження території, результати якого безпосередньо впливають на всі робочі етапи.

Ступінчастий стрічковий фундамент рекомендується застосовувати при будівництві фундаментів великої площі на схилах з досить великим кутом нахилу [59, 60].

Зазвичай він використовується у випадках, коли перепад рівнів в нижній і верхній точках перевищує 1 м.

Палі вже протягом багатьох років є необхідним елементом при влаштуванні фундаментів з високим навантаженням - як вертикальної, так і горизонтальної.

Класичний фундамент палі більш складний у виконанні, ніж попередні види фундаменту. Основна його перевага - передача навантаження від будівлі на нижні шари ґрунтів основи, при цьому можна знехтувати малопродатними до навантажень верхніми шарами ґрунтів основи [61].

Зведення фундаменту такого типу складний і дуже дорогий процес, пов'язаний з рядом причин [61]:

- висока вартість палі;
- транспортні витрати з доставки матеріалів, машин і механізмів;
- земляні роботи (як правило, потрібні);
- трудомісткий процес зведення ростверків;
- помилкова відмова палі, що приводить до збільшення термінів зведення;
- великий обсяг ґрунту зворотної засипки;
- заходи щодо запобігання дотичних сил морозного здимання;
- використання важких дорожніх машин;
- складські зони і зони під'їзду великогабаритного транспорту.

Палевий тип основи є найпоширенішим видом, який використовується при будівництві будинків на ділянках з ухилом.

Палі бувають декількох типів. Найбільш поширене рішення це забивання гвинтових палі і подальше створення перемичок між ними. Забивні палі зазвичай

виконані із залізобетону і розрізняються діаметром і перетином. Забивання паль здійснюється за допомогою будівельної спецтехніки. Забивні палі - популярне рішення на сучасних будівництвах, так як мають «побічним ефектом» у вигляді ущільнення ґрунту. Ціна палі даного типу - середня.

Переваги вищезгаданого типу фундаменту:

- швидкість зведення;
- не потрібно попередньої підготовки ділянки;
- низька собівартість і ціна монтажу;
- ефективність використання матеріалу.

Суттєвий мінус даного фундаменту - непридатність окремих видів паль для користування на рухливих ґрунтах. Гвинтові палі конусного типу при малій глибині залягання, не можуть впоратися з силами морозного здимання.

Існує інший тип гвинтових паль - гвинтові палі з гвинтом на кінці.

Така паля являє собою сталеву трубу, нижня частина якої оснащена ріжучими лопатями певної форми. Лопать служить для розподілу зусилля від будови на велику площу ґрунту і перешкоджає вириванню палі силами морозного обдимання. Лопать дозволяє перетворити обертальний момент в поступальний зусилля під час занурення палі, завдяки чому вона як шуруп вкручується в ґрунт на необхідну глибину. Гвинт забезпечує не тільки несучу здатність палі по ґрунту, але і дає ефект анкера, тому що встановлений анкерний пристрій (гвинт) знаходиться в ґрунтах нижче сезонного промерзання. При гладкій бічній поверхні палі і за наявності заходів щодо зниження сил тертя між здиманим ґрунтом і поверхнею палі - даний вид паль є задовільним на рухливих і рухливих ґрунтах.

Таким чином, перевагами пальового фундаменту з гвинтовими палями є:

- можливість установки фундаменту на здиманих і рухливих ґрунтах;
- можливість застосування для територій з різним кутом нахилу;
- при необхідності, може бути комбінація з іншими видами фундаменту.

Фундамент палі підходить для невеликого за розміром будинку на схилі, виконаного згідно каркасною технологією будівництва. Єдиний мінус такого

варіанту - неможливість звести цокольний поверх, а також не можна побудувати високий: або двоповерховий будинок.

Буронабивні палі малого діаметра теж отримали широке застосування у вирішенні питань фундаментобудівництва. Даний вид паль встановлюється в ґрунт методом буріння із застосуванням обсадних труб. Після того як буріння завершено, в обсадні труби встановлюється каркас з арматури і заливається бетон. Одночасно з заливкою видаляються обсадні труби. Поряд з гвинтовими конусоподібними палями, даний тип паль не може гарантувати нормальну роботу фундаменту, який використовується на рухливих ґрунтах основи через вищезазначені дотичні сили морозного здимання [61].

5.3. Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів на делянці з ухилом

Розглянемо докладніше порівняння для складних геологічних умов. Як вихідний матеріал для здійснення техніко-економічного зіставлення варіантів було вибрано фундаментну основу для подальшого будівництва на ній монолітно-каркасного 8-поверхового житлового будинку. Порівняльний аналіз трьох типів паль наведений в таблиці 5.1.

Розглянемо чотири різних види фундаменту, конструкції, яких мають:

- сталеві гвинтові палі загальною довжиною 2,5 м і діаметром лопаті 30 см;
- залізобетонні палі, виконані на заводі у відповідності з усіма стандартами, загальною довжиною 2,5 м і перетином 30x30 см;

Таблиця 5.1 - Порівняльний аналіз трьох типів палів

1	2	3	4	5
Тип фундаменту	Можливість застосування	Міцність	Економічність	Недоліки
Буронабівні палі	<p>Будівництво багатопверхових житлових і промислових будівель.</p> <p>Будівництво опор мостів, дорожніх розв'язок і естакад.</p> <p>Індивідуальне будівництво.</p> <p>Будівництво у складних ґрунтових умовах (малостійкій ґрунт) і майже при будь-яких кліматичних умовах.</p> <p>Будівництво при міцних ґрунтах, що залягають на великій глибині.</p> <p>Можливість зведення фундаменту як на крутих схилах, так і в центрі міста (відсутність вібрацій і струсів при виконанні робіт)</p>	<p>Сприймають великий діапазон навантажень.</p> <p>Висока несуча здатність (до 400 т).</p> <p>Термін служби - більше 100 років.</p> <p>Не схильні до гниття і корозії.</p>	<p>Відносна економічність при високих характеристиках міцності</p> <p>Вартість однієї палі в залежності від діаметра коливається в інтервалі від однієї до трьох тис. грн.</p> <p>Чималі витрати, враховуючи складність земляних робіт</p>	<p>Підаються дії агресивних вод.</p> <p>Порціонна подача бетонної суміші при ущільненні.</p> <p>Технологічна складність виконання робіт і підвищене застосування ручної праці.</p> <p>Складність контролю за виготовленням палів.</p> <p>Великий розкид значень несучої здатності (20-30%) однакових за розмірами палів в ідентичних ґрунтових умовах.</p>
Забивні палі	<p>Будівництво об'єктів будь-яких типів.</p> <p>Застосування найкраще на всіх видах ґрунту (в тому числі на слабких, повзучих) з можливістю його зміцнення, а також в самих різних кліматичних умовах.</p> <p>При забиванні практично виключаються зрушення і виширання ґрунтів.</p> <p>Використання як основа як для нових будівель, так і для посилення вже існуючих фундаментів.</p>	<p>Велика несуча здатність.</p> <p>Збільшення міцності збірки споруджуваного об'єкта.</p> <p>Термін служби 70-150 років в залежності від матеріалу палі.</p>	<p>Вартість однієї палі - від двох тис. грн. і вище.</p> <p>У деяких випадках порівняно економічні.</p>	<p>Ризик порушення цілісності прилеглих будівель при влаштуванні на щільно забудованих територіях.</p> <p>Шум від обладнання, яку використовується при влаштуванні</p>

Продовження таблиці 5.1

1	2	3	4	5
Тип фундаменту	Можливість застосування	Міцність	Економічність	Недоліки
Гвинтові\ палі	<p>Можливо влаштування на ділянках з різним кутом нахилу, на торф'яних і обводнених ґрунтах, в лісових масивах, а також поблизу підземних комунікацій та в умовах щільної міської забудови.</p> <p>Дозволяє зберегти природний ландшафт, тому що є можливість повністю відмовитися від земляних робіт.</p> <p>Дозволяє провести роботи вручну та обійтися без будівельної техніки.</p> <p>Ремонтпридатність і мобільність.</p> <p>Можливість повторного використання.</p> <p>Можливість закласти фундамент на гвинтових палях в будь-який час року. Це особливо актуально для північних широт, тому що там застосування інших фундаментів обмежено внаслідок великої глибини промерзання ґрунту.</p> <p>При необхідності, можлива комбінація з іншими видами фундаменту.</p>	<p>В наслідок ущільнення ґрунту при угвинчуванні палі, висока несуча здатність на стискаючі та висмикуючі навантаження і протистояння силам морозного пучення.</p> <p>Термін служби досягає близько 150 років.</p>	<p>Вартість однієї палі складає від 400 грн. Економія на проведенні земляних робіт.</p>	<p>Схильні до дії корозії, в наслідок чого термін служби менше, ніж у залізобетонних паль. Можливість допустити помилки в установці.</p> <p>Великі витрати на утеплення підвалу (приблизно дорівнює вартості самого фундаменту).</p>

- бурові залізобетонні палі загальною довжиною 2,5 м і перетином 30x30 см;
- монолітний стрічковий залізобетонний фундамент.

Результати економічного порівняння наведені в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Економічне порівняння типів фундаментів

Тип фундаменту	Вартість погонного метра, грн.
Сталеві гвинтові палі	1625
Залізобетонні палі заводського виготовлення	1144
Бурові залізобетонні палі	3764
Монолітний стрічковий фундамент	3855

Згідно з отриманих результатів економічного порівняння, найбільш рентабельні - залізобетонні палі, які виконані на заводі, а також сталеві гвинтові палі. У той же час, для пристрою для забивання палей необхідне використання важкої техніки, а це можливо не на всіх будівельних майданчиках.

Використання бурових палей, враховуючи невисоку цінову різницю між монолітним стрічковим фундаментом, також є економічно нерентабельним. Виходячи з перерахованого вище, зазначимо, що в даному випадку використання гвинтових палей не тільки дає можливість будувати будинки в складних ґрунтових умовах, але й економічно вигідно.

На підставі вищенаведеного можна зробити висновок, що з усіх сучасних типів фундаментів палево-гвинтовий відрізняється найбільшою універсальністю при доступній вартості. Однак, враховуючи геологічні умови заданого будівництва обрано тип фундаменту – монолітна плита, який надійно захистить від сезонного пучіння суглинних ґрунтів.

РОЗДІЛ 6

ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

6.1. Локальний кошторис

Локальні кошторисні розрахунки на спеціальні (санітарно-технічні та електротехнічні) роботи складені по укрупнених кошторисних нормативам.

Прямі витрати враховують вартість оплати праці робітників, матеріалів, виробів і конструкцій, експлуатації будівельних машин. Накладні витрати - це витрати будівельно-монтажних організацій, пов'язані зі створенням загальних умов виробництва, його обслуговуванням, організацією та управлінням. Прямі витрати і накладні витрати входять до складу собівартості робіт. Кошторисний прибуток - сума коштів, необхідна для покриття окремих витрат організацій на розвиток виробництва, соціальної сфери та матеріальне стимулювання.

Кошторисний прибуток визначається на основі рекомендованих загальногалузових нормативів.

Нарахування накладних витрат і кошторисного прибутку при складанні локальних кошторисних розрахунків (кошторисів) виконується: наприкінці кошторису за підсумком прямих витрат, якщо вона виконується без поділу на розділи; по розділах і в кінці кошторису, якщо вона формується по розділах.

Перехід в поточні ціни здійснюється за допомогою індексів зростання цін станом на 4 кв. 2019 р

Приведення в рівень поточних цін проводиться шляхом перемноження базисної вартості по рядках кошторису і кожному з елементів технологічної структури капітальних вкладень на відповідний індекс (по галузі, виду робіт) з наступним підсумовуванням підсумків кошторисного документа по відповідних графах.

Локальні кошторисні розрахунки наведені у додатку А в таблицях А1-А4.

6.2. Об'єктний кошторис

Об'єктні кошторисні розрахунки складаються в поточному рівні цін і підлягають уточненню, як правило, на основі робочої документації. Після уточнення формуються об'єктні кошториси, які є підставою для формування договірних цін на об'єкти.

У розрахунках дипломного проекту об'єктний кошторисний розрахунок включає наступні види робіт:

- загальнобудівельні роботи, вартість яких встановлена в локальному кошторисному розрахунку № 1 ;
- спеціальні роботи, вартість яких визначається в локальних кошторисних розрахунках на спеціальні види робіт № 2 , 3;
- монтаж обладнання та його вартість №4;
- вартість інших витрат.

Об'єктний кошторисний розрахунок наведений у додатку А в таблиці А5.

6.3. Зведений кошторис

Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва складається на основі об'єктних кошторисних розрахунків (об'єктних кошторисів) і локальних кошторисних розрахунків. Він призначається для визначення вартості будівництва з урахуванням зовнішніх інженерних мереж та інших витрат, пов'язаних з підготовкою до будівництва та експлуатації будівлі, споруди або підприємства.

Цей документ визначає кошторисний ліміт коштів, необхідних для повного завершення будівництва об'єктів, передбачених проектом. Після затвердження він є підставою для визначення розміру необхідних капітальних вкладень і відкриття фінансування будівництва.

Зведений кошторисний розрахунок наведений у додатку А в таблиці А6.

РОЗДІЛ 7

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1. Охорона праці

7.1.1. Законодавство України про охорону праці

Законодавство України про охорону праці це система взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності» та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів. Законодавство України про охорону праці базується на конституційному праві всіх громадян України на належні, безпечні і здорові умови праці, гарантовані статтею 43 Конституції України. Інші статті Конституції встановлюють різні права громадян, зокрема:

- ст. 46 – право на соціальний захист;
- ст. 49 – право на охорону здоров'я, медичну допомогу та медичне страхування;
- ст. 57 - право знати свої права та обов'язки.

Основним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці». Цей закон визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні.

Кодекс законів про працю (КЗпП) України затверджено Законом Української РСР від 10 грудня 1971 р. і введено в дію з 1 червня 1972 р. До нього неодноразово вносилися зміни і доповнення. Правове регулювання охорони праці не обмежується главою XI «Охорона праці». Норми щодо охорони праці містяться в багатьох статтях інших глав КЗпП України: «Трудовий договір», «Робочий час», «Час відпочинку», «Праця жінок», «Праця молоді», «Професійні спілки», «Нагляд і контроль за додержанням законодавства про працю». Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві. До основних законодавчих актів про охорону праці слід віднести також «Основи законодавства України про охорону здоров'я», що регулюють суспільні відносини в цій галузі з метою забезпечення гармонічного розвитку фізичних і духовних сил, високої працездатності і довголітнього активного життя громадян, усунення чинників, які шкідливо впливають на їхнє здоров'я, попередження і зниження захворюваності, інвалідності та смертності. «Основи законодавства України про охорону здоров'я» передбачають встановлення єдиних санітарно-гігієнічних вимог до організації виробничих та інших процесів, пов'язаних з діяльністю людей, а також до якості машин, устаткування, будинків та таких об'єктів, що можуть шкідливо впливати на здоров'я людей (ст. 28); вимагають проведення обов'язкових медичних оглядів осіб певних категорій, в тому числі працівників, зайнятих на роботах із шкідливими та небезпечними умовами праці (ст. 31); закладають правові основи медикосоціальної експертизи втрати працездатності (ст. 69). Закон України «Про забезпечення санітарного та епідемічного благополуччя населення» встановлює необхідність гігієнічної

регламентації небезпечних та шкідливих факторів фізичної, хімічної та біологічної природи, присутніх в середовищі життєдіяльності людини, та їхньої державної реєстрації (ст. 9), вимоги до проектування, будівництва, розробки, виготовлення і використання нових засобів виробництва та технологій (ст. 15), гігієнічні вимоги до атмосферного повітря в населених пунктах, повітря у виробничих та інших приміщеннях (ст. 19), вимоги щодо забезпечення радіаційної безпеки (ст. 23) тощо. Закон України “Про пожежну безпеку” визначає загальні правові, економічні та соціальні основи забезпечення пожежної безпеки на території України, регулює відносини державних органів, юридичних і фізичних осіб у цій галузі незалежно від виду їх діяльності та форм власності.

Окремо питання правового регулювання охорони праці містяться в багатьох інших законодавчих актах України.

Правові відносини у сфері охорони праці регулюють також міжнародні договори та угоди, до яких Україна приєдналася в установленому порядку, підзаконні нормативні акти: Укази і розпорядження Президента України, рішення Уряду України, нормативні акти міністерств та інших центральних органів державної влади. На сьогодні кілька десятків міжнародних нормативних актів та договорів, до яких приєдналася Україна, а також більше сотні національних законів України безпосередньо стосуються або мають точки перетину із сферою охорони праці. Майже 200 підзаконних нормативних актів прийнято у відповідності з Законом «Про охорону праці» для регулювання окремих питань охорони праці. Всі ці документи створюють єдине правове поле охорони праці в країні.

7.1.2. Техніка безпеки при виконанні будівельних робіт

7.1.2.1. Техніка безпеки при розробці котлованів

Риття котлованів, укладка кабелю в траншею повинні виконуватися тільки за затвердженими кресленнями. На кресленнях повинні бути зазначені всі підземні комунікації, розташовані уздовж траси прокладання кабелю або які перетинають її

в межах робочої зони (силові кабелі, кабелі СЦБ і зв'язку, газоводонафтопроводи й ін.). Перед риттям траншей або котлованів для кабелів необхідно попередньо отримати письмовий дозвіл на виконання робіт від підприємств, на території яких будуть відбуватися роботи, і вказівки про точне місце розташування наявних споруд, кабелів і інших комунікацій.

Всі організації, що мають у районі, у якому прокладається кабель, підземні спорудження, повинні бути заздалегідь сповіщені про початок робіт.

Риття траншей і котлованів по трасі діючих підземних комунікацій повинно проводитися найбільше досвідченим робітником з особливою обережністю при наявності представників організацій, яким належать ці підземні комунікації.

При використанні земляних машин для розробки ґрунту працівникам забороняється перебувати або виконувати будь-які роботи в зоні дії екскаватора на відстані менше 10 м від місця дії його ковша. Очищати ківш від налиплого ґрунту необхідно тільки при опущеному положенні ковша. Розбирання кріплень стінок у виїмках, котлованах і траншеях слід проводити в напрямку знизу вгору в міру засипання траншеї або котловану ґрунтом.

При наближенні до чинних підземних комунікацій на відстань менше 0,4 м риття траншей повинно проводитися тільки за допомогою лопат на глибину, узгоджену з організаціями, що експлуатують ці підземні комунікації. При ритті траншей і котлованів поблизу діючих підземних комунікацій попереднє шурфування, є обов'язковим.

Якщо при виконанні робіт будуть виявлені не відзначені на кресленні підземні комунікації, то роботи на відповідній ділянці повинні бути припинені до з'ясування характеру цих комунікацій і узгодження подальшого проведення робіт з організаціями, яким вони належать.

При ритті траншей у слабкому або вологому ґрунті, коли є загроза обвалу, їхні стінки повинні бути надійно укріплені. У сипучих ґрунтах роботи можна вести без кріплення, але укосами відповідно куту природного укосу ґрунту.

В ґрунтах природної вологості при відсутності ґрунтових вод і розташованих по близькості підземних споруджень риття траншей і котлованів із вертикальними стінками без кріплення дозволяється на глибину не більш:

- 1 м у пісчаних і гравелистих ґрунтах;
- 1,25 м у супісчаних ґрунтах;
- 2 м в особо щільних і скальних ґрунтах.

У зимовий час року розробка ґрунту (крім сухого) на глибину промерзання допускається без кріплень; нижче рівня промерзання стінки повинні кріпитися.

Розробку сухих пісчаних ґрунтів незалежно від їхнього промерзання варто вести з укосами або з устроєм кріплень.

Місце виконання робіт при ритті котлованів, траншей або ям огорожується. Встановлюються попереджуючі написи і знаки, у нічний час на огороженні вивіщується сигнальне освітлення. Для пішоходів обору́дуються містки шириною не менше 0,6 м і з бильцями висотою 1 м.

Якщо при виконанні робіт з'явиться запах шкідливих газів роботи повинні бути негайно припинені, а працівники виведені з небезпечних місць до з'ясування джерела загазованості і його усунення. Подальше проведення робіт при можливості появи шкідливих газів припустимо лише при наявності індикаторів для визначення газу і забезпеченні працюючих протигазами.

7.1.2.2. Техніка безпеки в процесі вантажно-розвантажувальних робіт

Головними причинами травматизму при виконанні вантажно-розвантажувальних робіт є падіння вантажів при їх переміщенні, неправильне кріплення вантажів на транспортних засобах, порушення правил експлуатації будівельних машин, недостатня освітленість робочих місць і ділянок складування в нічний час, виконання робіт не підготовленими робітниками та ін. При проектуванні, організації та виконанні вантажно-розвантажувальних робіт необхідно керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 ССБП «Промислова безпека у будівництві. Основні положення» (на заміну СНиП III-4-80*), Правилами

навантаження, кріплення і перевезень вантажів по залізницях та іншими документами.

У технологічних картах на виробництво вантажно-розвантажувальних робіт встановлюється черговість доставки конструкцій і устаткування на будівельний майданчик з урахуванням технологічної послідовності виконання робіт, місткості приоб'єктних складів, тип транспортних засобів, якість доріг і місцевих кліматичних умов, способи укладання та закріплення вантажу, місце розташування вантажопідйомних машин і складування виробів, при цьому вказується максимальне наближення до укосів котлованів, траншей і мереж електропостачання, тип вантажозахватного обладнання з урахуванням можливостей дистанційного розстропування вантажів. Вантажно-розвантажувальні роботи, як правило, повинні проводитися механізованим способом. Навантаження автотранспорту матеріалами і конструкціями проводиться відповідно з його вантажопідйомністю, а також діючих вимог по габаритах вантажів, які перевозяться. При цьому необхідно забезпечити стійке положення вантажів при їх транспортуванні.

Безпека вантажно-розвантажувальних робіт забезпечується шляхом правильної розстановки робітників, інструктажу і навчання безпечним методам роботи, відповідного підбору вантажопідйомних механізмів, допоміжних та такелажних пристроїв.

Працівники, зайняті на вантажно-розвантажувальних роботах, зобов'язані проходити попередній та періодичні медичні огляди відповідно до вимог МОЗ України. Особи, допущені до навантаження (розвантаження) небезпечних і особливо небезпечних вантажів, повинні проходити спеціальне навчання з подальшою атестацією.

Завозити матеріали та обладнання на будівельний майданчик дозволяється тільки після обладнання майданчиків і спеціальних розвантажувальних місць. Майданчики для вантажнорозвантажувальних робіт повинні бути сплановані та мати ухил не більше 5⁰, а довготривалі – тверде покриття, передбачене проектом.

На вказаних майданчиках, там де необхідно, розміщують написи: «В'їзд», «Вийзд», «Розворот» та ін.

Механізований спосіб вантажно-розвантажувальних робіт є обов'язковим при масі вантажу більше 50 кг і підйомі їх на висоту більше 3 м. Постійно діючі вантажно-розвантажувальні пункти і приоб'єктні склади обладнуються механізованим і напівмеханізованим обладнанням: кранами, навантажувачами, ковшовими елеваторами та іншими машинами. Тимчасові складські приміщення і майданчики при незначних обсягах робіт обладнають пересувними механізмами і засобами малої механізації: шнеками, аерожолобами, конвеєрами, спусками, мототележками, роликowymi візками, блоками та ін. Безпека вантажно-розвантажувальних робіт залежить також від радіусів розвороту, установки і вільного роз'їзду транспортних засобів.

7.1.2.3. Техніка безпеки при електрозварювальних роботах

На будівельних майданчиках застосовують ручне електродугове зварювання на постійному або змінному струмі.

До виконання електрозварювальних робіт допускаються особи не молодше 18-літнього віку, які пройшли медичний огляд, навчені за програмою теоретичної і практичної підготовки, склали іспит кваліфікаційній комісії і мають посвідчення установленого зразка з вкладишем талона пожежної безпеки та яким присвоєна II група з техніки безпеки.

Кожен електрозварник може бути допущений до роботи тільки після проходження ним ввідного інструктажу з безпеки праці, виробничої санітарії та пожежної безпеки.

Електрозварювальна установка повинна мати паспорт, інструкцію по експлуатації та інвентарний номер.

Джерелами зварного току можуть бути спеціально призначені для електрозварювальних робіт трансформатори, генератори і випрямувачі. В електричну мережу їх включають тільки за допомогою пускових пристроїв.

Здійснювати живлення зварною дугою від силової або освітлювальної електромережі забороняється. Включати в електромережу і відключати від неї електрозварювальні установки, а також ремонтувати їх повинні тільки електромонтери. Зварникам виконувати ці роботи забороняється. Електрозварювальні трансформатори слід перевіряти не рідше одного разу на місяць. Оглядають і чистять установки пускової апаратури не рідше як один раз на місяць. Ізоляцію струмоведучих частин зварного ланцюга перевіряють не рідше як один раз на три місяці (при автоматичному зварюванні під шаром флюсу - один раз на місяць). При цьому витримується напруга 2 кВ протягом 5 хв. Електродотримач повинен бути легким, зручним у роботі, забезпечувати надійний затиск і швидку зміну електродів, просто і надійно з'єднуватись зі зварювальним проводом, а також мати козирок, який захищає руку зварника. Користуватися саморобними електродотримачами забороняється. Держак електродотримача повинен бути з теплоізоляційного діелектричного матеріалу.

Забороняється застосовувати електродотримачі з підвідними проводами в держаку при силі току 600 А й більше. Як зворотний провід, який з'єднує зварювальний виріб з джерелом току, можуть бути гнучкі проводи, а також, де це можливо, сталі шини будь-якого профілю достатнього перерізу, плити і сама зварювана конструкція. Використання як зворотного проводу мережі заземлення металевих будівельних конструкцій, комунікацій і не зварюваного технологічного обладнання забороняється. Корпус зварювального трансформатора і вторинну обмотку необхідно заземлювати (занулювати). Діаметр заземлюючого гвинта - не менше 8 мм.

Працюючи на висоті, зварник повинен мати пенал для недогарків електродів.

Електрозварник повинен бути забезпечений необхідними засобами індивідуального захисту - брезентовим костюмом, черевиками, щитками масками з світлофільтрами.

При зварюванні сталі, крім спецодягу, взуття та рукавиць, зварнику слід користуватися шлемом, азбестовими або брезентовими нарукавниками, а при

зварюванні кольорових металів і сплавів з вмістом цинку, міді, свинцю - респіраторами і хімічним фільтром.

Над зварювальними установками, які знаходяться на відкритому повітрі, повинні бути навіси, у противному разі роботи під час дощу, снігопаду слід припиняти.

Електрозварювальні установки, що знаходяться над землею або перекриттям на висоті більше 2 м обладнуються освітленими робочими майданчиками з настилом, драбинами і поручнями.

При провадженні зварювальних робіт забороняється:

- працювати з несправною апаратурою, зварювати свіжопофарбовані конструкції та вироби до повного висихання фарби, користуватися одягом і рукавицями зі слідом на них масел, жирів, бензину, гасу та інших горючих рідин;

- зберігати в зварювальних кабінах одяг, горючу рідину та інші легкозаймисті предмети або матеріали, допускати стикання електричних проводів з балонами зі стиснутими газами;

- зварювати або нагрівати відкритим вогнем апарати і комунікації, заповнені горючими і токсичними речовинами, а також знаходитися під тиском негорючих рідин, газів, парів, повітря та електричної напруги.

7.1.2.4. Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт

При виготовленні бетону та розчину на робочих місцях бетонозмішувальних вузлів можлива присутність наступних небезпечних і шкідливих виробничих факторів: рухомі і обертові деталі машин, механізмів, матеріалів; пил, шум, вібрація, відхилення від норм параметрів мікроклімату, підвищена напруга в електричному ланцюзі, а також розташування робочих місць на різних рівнях і значній висоті.

Робітники, які обслуговують бетонозмішувальні вузли обов'язково повинні використовувати засоби індивідуального захисту - спецодяг, респіратори, навушники та ін.

При виготовленні бетонної суміші з використанням хімічних добавок необхідно виконувати вимоги безпеки щодо попередження опіків шкіри та очей працюючих.

Чищення або ремонт бетонозмішувачів, бетононасосів допускається тільки при виключеному рубильнику. Бетононасоси встановлюють у напрямках так, щоб навколо них були проходи шириною не менше 1 м.

Перед початком роботи повинна бути перевірена наявність документів, що підтверджують проходження машинами випробувань відповідно до вимог Держгірпромнагляду.

При укладанні бетонної суміші використовують бункера (бадді). При подачі бетонної суміші в баддях повинні бути вжиті заходи проти мимовільного відкривання затворів бадей. Переміщати їх навантаженими або порожніми можна тільки при закритому затворі. При вивантаженні суміші з бадей, щоб уникнути динамічних перевантажень, відстань від низу бадді до площини розвантаження не повинна перевищувати 1 м. Переміщати їх навантаженими або порожніми можна тільки при закритому затворі.

Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами виконуються такі вимоги:

1. Під час перерви в роботі і переході з одного місця на інше треба вимикати електровібратор.
2. Для уникнення обриву проводу й ураження працівників струмом не перетягувати вібратор за шланговий провід або кабель.
3. Вібратор із площадкою під час ущільнення бетонної суміші переміщувати тільки за допомогою спеціальних гнучких тяг.
4. Забороняється проводити роботи вібратором із приставних драбин.
5. Електропроводку вібратора треба підвішувати, а не прокладати поверх укладеного бетону.
6. Під час дощу або снігопаду вимикачі електровібратора закривати (ізолювати) від попадання в них вологи. Електровібратор укривати брезентом або прибирати у приміщення.

При виконанні бетонних і залізобетонних робіт у зимових умовах небезпека виробничого травматизму помітно зростає. У цьому зв'язку до бетонування в зимових умовах допускають робітників тільки після проходження ними спеціального інструктажу.

7.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях

7.2.1. Оцінка стійкості житлового будинку до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Оцінимо стійкість житлового будинку та зв'язаних з ним комунікацій до впливу ударної хвилі ядерного вибуху:

- віддаленість будівлі від точки прицілювання $R_r = 4$ км;
- очікувана потужність ядерного боєприпасу $q = 500$ кт;
- вид вибуху – наземний;
- ймовірне максимальне відхилення центра вибуху боєприпасів від точки прицілювання $r_{відх} = 0,5$ км.

Визначаємо надмірний тиск ΔP_ϕ на мінімальній відстані від об'єкта до ймовірного центру вибуху:

$$R_{\min} = R_r - r_{відх} = 4 - 0,5 = 3,5 \text{ км}$$

За значенням $R_{\min} = 3,5$ км і потужністю боєприпасу $q = 500$ кт при наземному вибуху визначаємо $\Delta P_{\phi, \max} : \Delta P_{\phi, \max} = \Delta P_{\phi, \text{норм}} = 40$ кПа.

Таким чином, враховуючи що значення надлишкового тиску ударної хвилі $\Delta P_{\phi, \text{норм}} = 40$ кПа очікується сильна ступінь руйнування будинку. У той же час заглиблені водопровід, каналізація та газопровід залишаться не пошкодженими; кабельні наземні лінії зв'язку та трансформаторна підстанція зазнають середню ступінь руйнувань; антенне обладнання повністю зруйнується.

На підставі результатів оцінки стійкості будівлі до ударної хвилі можна зробити висновок, що в цілому будівля стійка до ударної хвилі, тому що $\Delta P_{\phi, \text{lim}} = 90 > \Delta P_{\phi, \text{max}} = 40$, але у разі ядерного вибуху будинок зазнає сильних руйнувань. Будуть деформовані несучі конструкції, зруйнується більша частина перекриття та стін. Відновлення будівлі буде можливим, але недоцільним, оскільки це призведе до фактично нового будівництва з використанням деяких конструкцій, що збереглися.

Заходи щодо підвищення стійкості будинку до дії ударної хвилі:

- встановлення додаткових колон та ферм перекриття;
- встановлення підкосів або контрфорсів;
- обвалювання цокольної частини ґрунтом.

7.2.2. Розроблення і реалізація заходів щодо захисту мешканців будівлі від наслідків надзвичайних ситуацій

7.2.2.1 Оцінка захисних споруд за місткістю

Розрахуємо кількість місць M_n за площею приміщення для укриття людей виходячи з норми на одну людину: $S_1 = 0,5 \text{ м}^2$ при висоті $h = 2,15-2,9 \text{ м}$, яка дозволяє встановити 2-х ярусні нари, $S_1 = 0,4 \text{ м}^2$ при висоті $h = 2,9-3,5 \text{ м}$, яка дозволяє встановити 3-х ярусні нари.

$$M_n = \frac{S_n}{S_1}$$

де S_n - площа приміщення для укриття людей, $S_n = 240 \text{ м}^2$.

$$M_n = \frac{240}{0,5} = 120 \text{ місць.}$$

Розрахуємо кількість місць за об'ємом приміщень M_0 (перевіремо відповідність об'єму повітря приміщень на одну людину – не менше $1,5 \text{ м}^3$). Ця кількість повітря передбачається для забезпечення життєдіяльності людей протягом 3 – 4 годин на випадок, коли буде порушено повітропостачання.

$$M_0 = \frac{(S_n + S_o) \cdot h}{1,5},$$

де S_n - площа приміщення для укриття людей, $S_n = 240 \text{ м}^2$.

S_o - загальна площа допоміжних приміщень, м^2 , (окрім ДЕС, тамбурів, розширювальних камер), $S_o = 493,27 \text{ м}^2$;

h – висота приміщень, $h = 2,6 \text{ м}$.

$$M_0 = \frac{(240,6 + 493,27) \cdot 2,6}{1,5} = 1272 \text{ місць.}$$

Фактична місткість сховища дорівнює $M_1 = M_n = 120$ місць, тому що $M_n = 120 < M_0 = 1272$.

Визначаємо коефіцієнт місткості захисних споруд об'єкта:

$$K_M = \frac{M_1}{N}$$

де N – чисельність мешканців будинку.

$$K_M = \frac{120}{160} = 0,75$$

Визначаємо необхідну кількість двохярусних нар в захисній споруді (одні нари довжиною 180 см забезпечують 4 місця – сидіти, 1 – лежати):

$$H = \frac{M}{5} = \frac{120}{5} = 24 \text{ нари}$$

Враховуючи те, що $K_M = 0,75 < 1$ можна зробити висновок, що захисні споруди не дозволять розмістити всіх мешканців будинку у разі надзвичайної ситуації.

7.2.2.2. Оцінка захисних споруд за захисними властивостями

Вихідні дані:

- віддаленість будівлі від точки прицілювання $R_r = 4 \text{ км}$;
- очікувана потужність ядерного боєприпасу $q = 500 \text{ кт}$;
- вид вибуху – наземний;

– ймовірне максимальне відхилення центра вибуху боєприпасів від точки прицілювання $r_{\text{відх}} = 0,5$ км.

– швидкість середнього вітру $V_{\text{св}} = 4$ м/с = 14,4 км/год;

– напрям середнього вітру – у бік об'єкта.

Визначаємо потрібні захисні властивості споруди для захисту від ударної хвилі:

- мінімально можлива відстань до центра вибуху:

$$R_{\text{min}} = R_r - r_{\text{відх}} = 4 - 0,5 = 3,5 \text{ км}$$

- за значенням $R_{\text{min}} = 3,5$ км і потужністю боєприпасу $q = 500$ кт при наземному вибуху визначаємо $\Delta P_{\text{ф.мах}} : \Delta P_{\text{ф.мах}} = \Delta P_{\text{ф.нотр}} = 40$ кПа.

Висновок: споруда повинна витримувати максимальний надмірний тиск ударної хвилі 40 кПа.

Визначаємо потрібні захисні властивості споруди для захисту від радіоактивного зараження:

- потрібний коефіцієнт ослаблення радіації:

$$K_{\text{осл.нотр.}} = 5P_{1\text{мах}} \frac{t_n^{-0,2} - t_k^{-0,2}}{D_{\text{дон}}}$$

де $P_{1\text{мах}}$ – максимальний рівень радіації, очікуваний на об'єкті через 1 годину після вибуху, (для заданої потужності вибуху q та швидкості середнього вітру $V_{\text{св}} = 14,4$ км/год), $P_{1\text{мах}} = 20000$ Р/год

t_n – початок опромінювання (зараження об'єкта) відносно вибуху

$$t_n = \frac{R_{\text{min}}}{V_{\text{св}}} + 1 = \frac{3,5}{14,4} + 1 = 1,24 \text{ год};$$

t_k – кінець опромінювання, год (через 4 доби після зараження),

$$t_k = t_n + 96 = 1,24 + 96 = 97,24 \text{ год};$$

$D_{\text{дон}}$ – допустима доза радіації за 4 доби (96 год.) = 50 Р.

$$K_{\text{осл.нотр.}} = 5 \cdot 20000 \cdot \frac{1,24^{-0,2} - 97,24^{-0,2}}{50} = 355,3$$

Порівняємо захисні властивості споруди з потрібними:

$$K_{\text{осл.зах}} = 2 < K_{\text{осл.потр.}} = 355,3.$$

З порівняння видно, що захисна споруда не забезпечує потрібного захисту, тому виключаємо її з подальшого розгляду відносимо в резерв.

7.2.2.3. Оцінка систем життєзабезпечення захисних споруд

Найбільш важливими є системи повітро- і водопостачання.

а) Оцінка системи повітропостачання

Вихідні дані:

– об'єкт розташований в I кліматичній зоні (середня температура найспекотнішого місяця до 20°C);

– система повітрозабезпечення включає: 1 комплект ФВК-1;

– можливості одного комплекту:

за режимом I – 1200 м³ /год;

за режимом II – 300 м³ /год;

– зараження атмосфери чадним газом на об'єкті не очікується.

Визначаємо можливості наявного обладнання системи повітропостачання:

а) можливості системи по забезпеченню повітрям людей в режимі I:

$$N_I = \frac{nV_I}{W_I} \text{ чол.},$$

де n – кількість комплектів ФВК, установлених у сховищі,

V_I – продуктивність одного комплекту ФВК в режимі I (1200 м³/год.);

W_I – норма подавання повітря за годину на одну людину в режимі I; для зони

I: W_I = 8 м³/год.

$$N_I = \frac{1 \cdot 1200}{8} = 150 \text{ чол.}$$

Ця кількість повітря забезпечує життєдіяльність, охолодження і зменшення вологи повітря в сховищі.

б) в режимі II (фільтровентиляція) можливості системи розраховуються за формулою:

$$N_{II} = \frac{nV_{II}}{W_{II}} \text{ чол.},$$

де n – кількість комплектів ФВК;

V_{II} – продуктивність одного комплекту ФВК в режимі II - (300 м³/год.);

W_{II} – норма подавання повітря за годину на одну людину в режимі II (2 м³/год.), яка необхідна для життя.

$$N_{II} = \frac{1 \cdot 300}{2} = 150 \text{ чол.}$$

Визначаємо показник, який характеризує захисні споруди за повітря забезпеченням людей (за найменшими можливостями):

$$K_{ж.з.пов} = \frac{N_1 + N_2 + \dots + N_n}{N} = \frac{150}{120} = 1,25$$

де N_1, N_2, \dots, N_n – кількість людей, які забезпечуються повітрям в режимі 1 і в режимі 2 (3) в сховищах 1, 2, ..., n ;

N – чисельність найбільшої робочої зміни.

Висновок: система вітропостачання забезпечує кількість людей, що укриваються в сховищі протягом 3 діб повітрям за існуючими нормами.

б) Оцінка системи водопостачання

Вихідні дані:

– аварійний запас води в проточних баках місткістю у сховищі становить $W_0 = 1000$ л;

– тривалість укриття людей $T = 3$ доби;

– норма запасу питної води на одну людину за добу $W_1 = 3$ л.

Визначаємо можливості системи по забезпеченню водою в аварійній ситуації (яка кількість людей в сховищі забезпечується наявним аварійним запасом води):

$$N_{вод} = \frac{W_0}{W_1 \cdot T} = \frac{1000}{3 \cdot 3} = 111 \text{ чол.}$$

де W_0 – місткість ємностей аварійного запасу води в сховищі, л;

W_1 – норма запасу питної води на одну людину за добу (3 л);

T – тривалість укриття людей, діб.

Визначаємо показник життєзабезпечення водою:

$$K_{ж.з.вод.} = \frac{N_1 + N_2 + \dots + N_n}{N} = \frac{111}{120} = 0,925$$

де N_1, N_2, \dots, N_n – кількість людей, що забезпечуються водою в сховищах 1, 2, ..., n.

Визначаємо додаткові ємності запасу води (тому що $K_{ж.з.вод.} = 0,925 < 1$), які необхідні для нормального забезпечення людей водою:

$$W_{вод} = (N - N_{вод}) \cdot W_1 \cdot T = (120 - 111) \cdot 3 \cdot 3 = 81 \text{ л.}$$

Висновок: слід установити додаткові баки запасу води об'ємом 100 л.

7.2.2.4. Оцінка захисних споруд за своєчасним укриттям мешканців будівлі

Вихідні дані для визначення потрібного часу на укриття ($t_{укр.}$):

- відстань від місця проживання до захисних споруд: $l_1 = 100$ м; $l_2 = 200$ м;

- час на безаварійну зупинку виробництва: $t_{зуп} = 3$ хв.;

- час для заповнення сховища t_3 (в середньому $t_3 = 2$ хв.);

- швидкість руху людей в укриття $V_{руху}$ (в середньому $V_{руху} = 50$ м/хв.).

Визначаємо час руху людей до захисної споруди:

$$t_{руху1} = \frac{l_1}{V_{руху}} = \frac{100}{50} = 2 \text{ хв.}$$

$$t_{руху2} = \frac{l_2}{V_{руху}} = \frac{200}{50} = 4 \text{ хв.}$$

Визначаємо потрібний час на укриття ($t_{укр.}$) для мешканців кожного підїзду:

$$t_{укр1} = t_{зуп} + t_{руху1} + t_3 = 3 + 2 + 2 = 7 \text{ хв.}$$

$$t_{укр2} = t_{зуп} + t_{руху2} + t_3 = 3 + 4 + 2 = 9 \text{ хв.}$$

Порівняємо потрібний час на укриття мешканців кожного підїзду ($t_{укр.}$) з встановленим часом ($t_{ест}$):

$$t_{укр1} = 7 < t_{ест} = 9$$

$$t_{укр2} = 9 = t_{ест} = 9$$

Мешканці будинку встигають укритися в сховищі. Для них інженерний захист забезпечується.

Визначаємо показник по своєчасному укриттю людей:

$$K_{св.укр.} = \frac{N_1 + N_2 + \dots + N_n}{N} = \frac{120}{120} = 1$$

де N_1, N_2, \dots, N_n – кількість мешканців будинку 1 і 2 підздів, які можуть своєчасно укритись в сховищах за сигналами ЦО, тобто для яких $t_{укр} \leq t_{вст}$.

Висновок. Розташування сховищ дозволяє своєчасно укрити усіх мешканців будинку.

Таким чином, на основі усіх зроблених розрахунків можна зробити висновок, що надійність інженерного захисту захисної споруди $K_{н.з} = 0,75$.

РОЗДІЛ 8

ЕКОЛОГІЯ

8.1. Основні напрями екологічного будівництва

Найвідомішим напрямом архітектури, головною концепцією якого є єдність з природою, є еко-архітектура.

Еко-архітектура – це інноваційний напрям в архітектурі, для якого характерні любов до природних форм, що ніби повторюють і продовжують вигини рельєфу, а також широке застосування природних несинтетичних матеріалів, кінцевою метою якого є синтез природи і сучасних технологій у створенні еко-будівель.

Екологічна архітектура передбачає економію електроенергії, використання екологічно сумісних з людиною будівельних матеріалів і конструкцій, застосування альтернативних джерел енергії і правильну утилізацію відходів. При цьому важливою задачею архітектора є не лише включення до структури будівлі автономних систем енергозабезпечення, а й урахування естетичних і функціональних особливостей об'єкта. Основний принцип еко-архітектури в галузі організації міського простору – прагнення оптимального співвідношення архітектурного об'єкту з природним середовищем і конкретними умовами навколишнього середовища.

Еко-архітектура за своїм смислом у чомусь близька до іншої науки – біоніки. Це пов'язано з тим, що основна характеристика еко-архітектури – взаємозв'язок живої та неживої природи і їх зв'язок з архітектурою. А біоніка – це прикладна наука про застосування у технічних приладах і системах принципів організації, властивостей, функцій і структур живої природи.

В архітектурній біоніці взаємодія архітектурної форми і природи виявляється в трьох аспектах [62]:

- 1) конструктивно-тектонічний (вивчення конструктивних систем і принципового устрою рослин та живих організмів і перенесення їх на архітектурні форми);

2) кліматичний (вивчення реакції природних форм на клімат і використання їх в архітектурі);

3) естетичний (дослідження і порівняння естетичних властивостей природних і архітектурних форм). Через це багато архітектурних конструктивно-тектонічних систем (балки, колони, рами, складки, оболонки-скаралупи) нагадують природні форми (гілки і стовбури рослин, скелети і панцирі тварин тощо).

Концептуально близька до еко-архітектури і органічна архітектура – напрям в архітектурі ХХ ст., основними принципами якої є індивідуальний характер архітектурних об'єктів, зумовлений конкретною функцією і природним середовищем, відмова від урбаністичних індустріальних методів, будівництво з природних матеріалів, зв'язок з навколишньою природою. Представники біонічного напрямку беруть за основу фізичні властивості природних аналогів, застосовуючи принципово конструктивний підхід. Архітектори, що працюють в руслі органічної архітектури, досягають поставлених цілей використовуючи природні матеріали і особливі просторові рішення для досягнення ефекту єдності з природою.

«Біокліматична архітектура» містить комплекс проектних і технічних рішень, які дозволяють забезпечити в будинку комфортні для життя людини умови, використовуючи при цьому мінімальну кількість енергії (переважно, на основі біотектонічних систем з використанням відновлюваних джерел енергії). Найвідомішою будівлею такого плану є офісна башта у Токіо в районі Нара (1994). Вертикальний зелений сад піднімається по спіралі навколо башти до її верхівки. На сад виходять лоджії і тераси. Будівля використовує скляний фасад і сонцезахисні жалюзі [62].

За своєю ідеологією і методами усі вище згадані архітектурні напрями дещо відрізняються одне від одного. Але їх спільною рисою є прагнення до стійкого балансу між природними і штучними компонентами середовища, створення гармонії між архітектурою та екологією.

8.2. Енергозбереження і його роль у вирішенні екологічних проблем

Обмеженість енергетичних ресурсів, їх постійне подорожчання, негативний вплив на навколишнє середовище, пов'язаний з виробництвом енергії – фактори, які вплинули на те, що одним з основних пріоритетних напрямків економічного розвитку України є енергозбереження. В даний час, коригуються українські будівельні норми відповідно до норм європейської стандартизації. Це призвело до того, що існуючий фонд житлових і громадських будівель, з точки зору теплотехнічних характеристик, є неефективним. Тому вдосконалення енергозберігаючої діяльності при проектуванні та експлуатації житлового комплексу, підвищення теплової ефективності огороджувальної оболонки будівлі, включаючи стіни, покриття та вікна є актуальним [63].

Для зниження теплових втрат через зовнішні огороджувальні конструкції застосовують різні теплоізоляційні матеріали, які розрізняють по виду сировини, структурі, формі випуску, щільності, теплопровідності, жорсткості, вогне- та вологостійкості, способу застосування та ін. По виду сировини, з якої виготовляють теплоізоляційні матеріали, їх розділяють на органічні (деревоволокнисті плити, торфопліти, комишит, ековата, пробка), неорганічні (мінеральна вата, скловата, піно-і газобетон, пінопласти, пінополістирол), та композитні теплоізоляційні матеріали, що містять в своєму складі органічні і неорганічні наповнювачі [63].

У даний час з'явився новий спосіб утеплення будівель - фарбування стін тонко плівковою енергозберігаючою фарбою. Енергозберігаюча фарба - це емульсія, що складається з сполучного компонента і мікроскопічних керамічних або скляних пустотілих сфер діаметром $0,03 \div 0,1$ мм. Енергозберігаючі фарби володіють властивостями фарб - захищають поверхню від впливу навколишнього середовища - і властивостями теплової ізоляції - знижують теплові втрати за рахунок своєї пористої структури [63].

Вікна також грають важливу роль в поліпшенні теплозахисних характеристик. Через проблемні вікна втрачається до третини теплової енергії витраченої на опалення. Сьогодні ми маємо досить великий вибір пропозицій в цій

галузі. На сьогоднішній день виробляються вікна і фасади з наведеним опором теплопередачі $0,8 - 0,9 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C) / Вт}$. Наприклад, фірми ALUPLAST («Ідеал 4000»), REHAU (Brillant-Design та Lignotherm-Design), GEALAN (система S7000IQ), SALAMANDER (Design3D та Strimline), SCHCO (Corona CT70 Cava /Rondo/ Plus), THYSSEN POLYMER («Фаворит» и «Престиж»), VEKA (TopLineAD, Softline), KBE («Експерт»), TROCAL (InnoNova), KMMERLING (EuroFutur) виготовляють п'ятикамерні профілі шириною 70 мм. Фірма VEKA виготовляє шестикамерні профільні системи з серії Alphaline шириною 90 мм, які мають гарні енергозберігаючі характеристики. Профілі Termolocker-system від NOVACHEMISCHE ZAVODY також мають 6 повітряних камер при ширині рами 80 мм, а стулки - 90 мм (склопакет товщиною 47 мм) [63].

Профілі з шістьма камерами пропонує THYSSEN POLYMER (серія «Люкс»), правда, ширина цих виробів дещо менше - 80 мм.

Більш високим рівнем теплозахисту, в порівнянні з описаним вище, має віконний профіль, виконаний з композиту, в якому зовнішня і внутрішня лицьові поверхні покриті шпоном.

Для утеплення даху, можна використовувати як пінопласт, так і мінеральну вату.

Ще один спосіб збереження енергоресурсів це будівництво заглиблених житлових будинків. У даному випадку принцип енергозбереження простий: земля захищає будинок від вітру, холоду і т.п. Енергозберігаючий ефект заглиблених житлових будівель визначається захисною товщею ґрунту. Влітку заглиблені споруди практично не потребують охолодження повітря в приміщеннях, оскільки воно охолоджується за рахунок віддачі тепла через конструкції (підлогу, стіни, покриття) ґрунтовій обсіпці. Спеціальні заходи охолодження можуть знадобитися тільки в особливо жаркі періоди. У зимовий же час ґрунтова обсіпка значно зменшує тепловтрати споруди за рахунок створеного додаткового термічного опору, практичного виключення неконтрольованої інфільтрації холодного повітря через нещільність конструкцій, а також істотної зміни амплітуди добових і сезонних коливань температур. В результаті заглиблені будівлі функціонують, як

правило, в умовах сприятливого теплового режиму, що сприяє їх збереженню. З екологічного погляду заглиблені будівлі цікаві також можливостями використання під забудову територій, непридатних для розміщення наземних будівель – з великими ухилами або розташованих вздовж транспортних магістралей і біля аеродромів. Основними вимогами до ділянки є: наявність сухих, не схильних до ерозії, бажано піщаних ґрунтів; низький рівень ґрунтових вод; наявність рельєфу; невелика відносна вологість повітря. Крутизна і орієнтація схилів, загальний характер рельєфу визначають можливості сприятливої орієнтації будівлі. Перевага надається схилам південної орієнтації, що дозволяють найефективніше використовувати для обігріву приміщень сонячну енергію. При великій крутизні схилів з'являється можливість проектування заглибленої будівлі в двох рівнях, що також сприяє економії енергії.

Оскільки заглиблені житлові будинки зводять з дотриманням умов природного освітлення та інсоляції, їх не будують більше одного чи двох поверхів.

Конструктивне вирішення гідроізоляції – один з вирішальних чинників існування і ефективності заглиблених будівель. Гідроізоляція може успішно протистояти атмосферним і ґрунтовим водам, капілярному підсосу і парам, що проникають через конструкції. Для зменшення небажаної передачі тепла з приміщень у ґрунт влаштовують теплоізоляцію.

В регіонах зі складним рельєфом заглиблені будівлі можуть використовуватися як основні при будівництві еко-поселень [62].

ВИСНОВКИ

1. Розроблено об'ємно-планувальні та архітектурно конструктивні рішення.
2. Виконано геологічний аналіз району будівництва. Проведено розрахунок та законструйовано основні несучі конструкції.
3. Визначено види та об'єми основних будівельних робіт. Розроблено технологічну карту на влаштування фундаментної плити, календарний графік виконання будівельно-монтажних робіт, будгенплан.
4. Проведено аналіз і техніко-економічне порівняння типів фундаментів для багатоповерхового будівництва на ділянці з ухилом.
5. Встановлено, що з усіх сучасних типів фундаментів палево-гвинтовий відрізняється найбільшою універсальністю при доступній вартості. Враховуючи геологічні умови заданого будівництва обрано тип фундаменту – монолітна плита, який надійно захистить від сезонного пучіння суглинних ґрунтів.
6. Розроблено заходи що стосуються охорони праці, стійкості будівлі до ударної хвилі та захисту мешканців будівлі від наслідків надзвичайних ситуацій.
7. Встановлена роль енергозбереження у вирішенні екологічних проблем.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27-2010 (Чинний від 2011-01-11)- К.: Мінбуд України, 2011-123 с.- (Національні стандарти України).
2. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2:2006 (Чинний від 2007-01-01)- К.: Мінбуд України, 2006-59 с.- (Національні стандарти України).
3. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2006 (Чинний від 2007-01-02)- К.: Мінбуд України, 2006-84 с.- (Національні стандарти України).
4. Опалення, вентиляція та кондиціонування: ДБН В.2.5-67:2013 (Чинний від 2014-01-01)- К.: Мінрегіон України, 2013-141 с.- (Національні стандарти України).
5. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006 / Мінбуд України. - К. : ДП «Укрархбудінформ», 2006- 66 с.- (Національні стандарти України).
6. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. К. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
8. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.
9. ДБН В.2.2-9-99. Будівлі і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. - Київ, Держбуд України, 1999.
10. ДСТУ Б В.2.6-23-2001 (ГОСТ 23166-99). Конструкції будинків і споруд. Блоки віконні. Загальні технічні умови. - Київ, Держбуд України, 2001.
11. Дятков С.В. Архитектура промышленных зданий. - М.: Высшая школа, 1976. – 464 с.
12. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учебник для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767с.
13. Харабет В.В. Строительно – монтажные работы. Инструкционно – технологические карты: Учеб. пособие. – К. – Вища школа, 1990 – 256с.

14. ДБН Д.1.1-4-2000. Указания по применению ресурсных элементных сметных норм на ремонтно-строительные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

15. ДБН Д.2.4-19-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 19. Изоляционные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

16. ДБН Д.2.4-12-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 12. Малярные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

17. ДБН Д.2.2-15-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 15. Оздоблювальні роботи. – Київ, Держбуд України, 2000.

18. ДБН Д.2.4-7-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 7. Поли. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

19. ДБН Д.2.4-8-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 8. Крыши, кровли. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

20. ДБН Д.2.4-6-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 6. Проемы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

21. ДБН Д.2.2-46-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 46. Роботи при реконструкції будівель та споруд. – Київ, Держбуд України, 2000.

22. ДБН Д.2.4-20-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 20. Прочие ремонтно-строительные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

23. ДБН Д.2.4-13-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 13. Стекольные, обойные и облицовочные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

24. ДБН Д.2.2-26-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 26. Теплоізоляційні роботи. – Київ, Держбуд України, 2000.

25. ДБН Д.2.4-11-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 11. Штукатурные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

26. Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації. – Рівне: Видавництво Національного університету водного господарства та природокористування, 2005р. – 37с.

27. Ярошевська В.М., Дубінський П.М., Прокопчук Н.М. Охорона праці: Навч. Посібник. – К.: ІСДО, 1993. – 312с.

28. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. – К.: 2009. – 115ст.

29. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. К. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996.

30. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

31. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.

32. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. Львов, «Вища школа», Изд-во при Львовском ун-те, 1976, с. 147.

33. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Є.О. Гриневич. – Харків, 2004. – 16 с.

34. Е.А. Оценка эффективности усиления железобетонных балок локальным обжатием дополнительной внешней арматурой // Науковий вісник будівництва.- Харків: ХДТУБА, 2003.-Вип.23.-С.118-122.

35. А.Л., Гриневич Е.А., Бутенко А.А. Усиление неразрезных балок пролетного строения Нетеченского моста в г. Харькове // Рациональные энергосберегающие конструкции, здания и сооружения в строительстве и коммунальном хозяйстве.-Ч.1.-Белгород, 2002.-С.272-280.

36. Гриневич Е.А. Усиление неразрезных железобетонных балок на объектах г. Харькова // Коммунальное хозяйство городов.-Вып. 43.-К.: Техника, 2002.-С.88-93.

37. Шагин А.Л., Гриневич Е.А. Эффективные виды усиления эксплуатируемых железобетонных балок // Науковий вісник будівництва.-Харків: ХДТУБА, 2002.-Вип.19.-С.171-175.

38. Климпуш М.Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинаних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ М.Д. Климпуш. – Київ, 2010. – 25 с.

39. Климпуш М.Д. Транспортні споруди на дорогах загального користування. Проблеми та шляхи їх вирішення / М.Д. Климпуш // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2004. – Вип. 69. – С. 87 – 91.

40. Климпуш М.Д. Розрахунок напруженого стану і деформацій залізобетонних мостових балок до та після підсилення їх вуглецевими стрічками CFRP / М.Д.Климпуш, В.Г. Кваша // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2006. – Вип. 73. – С. 131 – 136.

41. Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Я.В. Римар. – Львів, 2010. – 22 с.

42. Бліхарський З.Я. Експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених нарощуванням арматури / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 13. – С. 346-351.

43. З.Я. Залізобетонні балки, підсилені нарощуванням арматури під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Р.С. Хміль // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2005. – №545. – С. 15-19.

44. Ігнат'єва В.Б. Деформативність і трещіностійкість сталобетонних балок, армованих пакетом арматур з комбінованим армуванням / В.Б. Ігнат'єва // Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: зб. наук. праць. – К: КНУБА. – 2019. – № 39. Ч. 1. Технічний. – С. 9-13. Режим доступу: <http://elartu.tntu.edu.ua/handle/lib/28676>

45. Ігнат'єва В. Посилення несучих конструкцій фіброармованими системами та сталевими конструкціями / В. Ігнат'єва // Матеріали ХХІ наукової конференції ТНТУ ім. І. Пулюя, 16-17 травня 2019 року. — Т. : ТНТУ, 2019. — С. 102–104. — (Матеріалознавство, міцність матеріалів і конструкцій, будівництво).
Режим доступу: http://elartu.tntu.edu.ua/bitstream/lib/28166/2/XXI_NK_2019_Ihnatieva_V-Strengthening_supporting_102-104.pdf

46. Ігнат'єва В.Б. Несуча здатність сталобетонних балок із змішаним армуванням армованих стержневою арматурою / В.Б. Ігнат'єва, О.М. Она // Логос: зб. наук. праць за матеріалами Міжнар. науково-практ. конф. «Науковий прогрес та тенденції сучасної науки», 30 вересня 2018 р., м. Дніпро. / відп. За випуск Голденблат М.А. // ГО «Європейська наукова платформа» – Обухів: Друкарня ФОП Гуляєва В.М., 2018. – Т. 1. - С. 106-110. Режим доступу: <http://elartu.tntu.edu.ua/handle/lib/28681>

47. Кваша В.Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ В.Г. Кваша. – Київ, 2002. – 43 с.

48. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження залізобетонних моделей прольотних будов, розширених приставними елементами // Будівельні конструкції. - Вип. 50. - К.: НДІБК, 1999, - С. 87-94.

49. Кваша В.Г. Розширення прольотних будов автодорожніх мостів монолітною залізобетонною накладною плитою // Вісн. Рівн. держ. техн. ун-ту. - 1999. - Вип.3: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - С. 140-145.

50. Кваша В.Г. Розширення і підсилення залізобетонних прольотних будов збірно-монолітною накладною плитою // Вісн. Львів, держ. аграрного ун-ту. 2000, № 1: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. С. 119-125.

51. Кваша В.Г. Реконструкція аварійних мостів з підсиленням опор // Будівельні конструкції. Вип.51. К.:НДІБК. 1999. С. 434-439.

52. Кваша В.Г. Розширення збірних залізобетонних прольотних будов мостів з багаторядовою каркасною арматурою залізобетонною накладною плитою // Вісн. Рівн. держ. техн. ун-ту. 2000. Вип. 4: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди. С. 205-212.

53. Гриневич Е.А. Усиление неразрезных железобетонных балок на объектах г. Харькова // Коммунальное хозяйство городов.-Вып. 43.-К.: Техника, 2002.-С.88-93.

54. В.В. Надійність залізобетонних конструкцій при короткочасних малоциклових навантаженнях: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ В.В. Павлинов. – Москва, 2000. – 22 с.

55. Валовой М.О. Міцність, тріщиностійкість та деформативність підсилених згинальних елементів при повторних навантаженнях: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ М.О. Валовой. – Київ, 2011. – 23 с.

56. Валовой М.О. Міцність, деформативність та тріщиностійкість залізобетонних балок під дією повторних вантажень / М.О. Валовой // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. пр. Кривий Ріг : КТУ, 2008. – С. 45-48.

57. Валовой М.О. Вплив повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсилених залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 18. – Рівне : НУВГП , 2009. – С. 7–13.

58. Валовой М. О. Дослідження фізико-механічних властивостей залізобетонних балок з використанням нових будівельних матеріалів / М. О. Валовой, Д. В. Попруга // Вісник Криворізького технічного університету : зб. наук. пр. – Вип. 22. – Кривий Ріг : КТУ, 2008. – С. 202–206.

59. Особенности строительства на склоне. [Електронний ресурс] // Стройка Диалог – 2017. Режим доступу: <http://stroikadialog.ru/articles/proectirivanie/osobennosti-stroitelstva-na-sklone>

60. Плитный фундамент на участке с уклоном. [Електронний ресурс] // Строительство и ремонт. Рубрика: Фундаменты. Режим доступу: <https://stroypodskazka.com/plitnyy-fundament-na-uchastke-s-uklonom/>

61. Основні види фундаментів. [Електронний ресурс] / С. Черевко // Компанія Sanpol. Режим доступу: <https://sanpol.ua/ua/library/tehnologii-gidroizolyatsii/osnovnye-vidy-fundamentov/>

62. Цигичко С. П. Екологія в архітектурі і містобудуванні : навч. посібник / С. П. Цигичко; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Х : ХНАМГ, 2012. – 146 с. Режим доступу:

<http://eprints.kname.edu.ua/27128/1/2011.%20%D0%BF%D0%B5%D1%87.%20%D0%90%D1%80%D1%85%D1%96%D1%82%D0%B5%D0%BA%D1%82%D1%83%D1%80%D0%BD%D0%B0%20%D0%B5%D0%BA%D0%BE%D0%BB%D0%BE%D0%B3%D1%96%D1%8F-%D0%92%D0%B8%D0%B4%D0%B0%D0%B2%D0%BD%D0%B8%D1%86%D1%82%D0%B2%D0%BE%2B.pdf>

63. Ігнат'єва В.Б. Віконна система з підвищеними теплозахисними властивостями / В.Б. Ігнат'єва // Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: зб. наук. праць. – К: Видавництво Ліра-К. – 2018. – № 35 (Технічний). – С. 44-49. Режим доступу: <http://elartu.tntu.edu.ua/handle/lib/25636>