

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АвіАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ НАЗЕМНИХ СПОРУД І АГРОДРОМІВ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА ТА
РЕКОНСТРУКЦІЇ АЕРОПОРТІВ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

 О.І. Ланенко

« 16 » червня 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

(ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВР
ЗА СПЕЦІАЛЬНОСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА
«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

Тема: « Адміністративна будівля в м. Дніпро »

Виконавець: студент групи ФІСА 405 Жук Василь Дмитрович

(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: д.т.н., професор Ланенко Олександр Іванович

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

Нормоконтролер:



Родченко О.В.

(підпис) (ПІВ)

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет наземних споруд і аеродромів


Кафедра комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітньо-професійна програма: «Інженер-будівельник»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

 О.І. Лапенко
«11» травня 2023 р.

ЗАВДАННЯ

на виконання кваліфікаційної роботи

Жуку Василю Дмитровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Адміністративна будівля в м. Дніпро»
затверджена наказом ректора від «11» травня 2023 р. №681/ст.





2. Термін виконання роботи: з 29.05 2023 р. по 30.06 2023 р.

3. Вихідні дані роботи: Запроскувати адміністративну будівлю. Основні конструктивні рішення: Конструктивна система будівлі – каркасна. Несучий каркас будівлі виконується з монолітного бетону в будівельних умовах. Зовнішні стіни будівлі прийматимуть несучими, виконаними з пінобетонних блоків (розмір блоку 400×200×200 мм). Перегородки стін виконані так само з пінобетонних блоків. Внутрішня обробка приміщень виконується залежно від призначення будівлі.

4. Зміст пояснювальної частини вступу, архітектурно-планувальна, розрахунково-конструктивна частина, основи і фундаментні конструкції будівництва, організація будівництва, список використаної літератури.

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

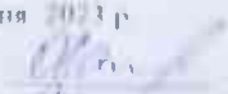

6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції.	Травень 2023р	
2.	Виконати розрахунок залізобетонного каркасу будівлі, порівняння варіантів	Травень 2023р.	
3.	Оцінити інженерно-геологічні умови майданчика, визначити глибину закладання фундаментів, запроектувати пальовий фундамент.	Травень 2023р.	
4.	Розробити технологічну карту на монтажні роботи	Червень 2023р	

7. Дата видачі завдання: « 11 » травня 2023 р.

Керівник кваліфікаційної роботи

Завдання прийняв до виконання

Лашевке С.Д.

Жук П.Д.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Залізобетон, як відомо, композиційний матеріал, що складається із двох спільно працюючих матеріалів - бетону й сталі. Обидва ці матеріалу мають різні фізико-механічні властивості й характеризуються нелінійними залежностями між напругами й деформаціями. Бетон також по різному пручається розтягання й стисненню, має здатність до тріщиноутворення, у результаті якого порушується зчеплення між бетоном і арматурами й відбувається перерозподіл зусиль між ними.

Складність аналітичного опису цих явищ обумовила, в основному, напівемпіричний характер методів розрахунків залізобетонних конструкцій.

Систематичні дослідження експериментальних основ розрахунків залізобетонних конструкцій по міцності й жорсткості були розпочаті в роботах А.Ф.Лолейта і В.І.Мурашева . Принцип «пластичного шарніра» А.Ф.Лолейта й теорія В.І.Мурашева лягли в основу методів розрахунків залізобетонних, згинаючихся елементів по розрахункових граничних станах, які знайшли відображення в цілому ряді нині діючих нормативних документів. Обидві теорії базуються на гіпотезах про характер розподілу напруг по висоті перерізу на окремих характерних стадіях роботи елемента, і не дають відповіді на запитання про дійсний характер напруг у процесі деформування – від початкової стадії до руйнування. Більше того, у розрахунки приймаються тільки нормальні напруги, і тільки поздовжні деформації в напрямку осі балки (стрижня).

На етапі становлення теорії пластичності й міцності бетону й залізобетону можливості реалізації теоретичних пропозицій стосовно до розрахунків конструкцій при складному напруженому стані були досить обмежені. Це було викликано необхідністю розв'язку систем диференціальних рівнянь механіки, складність яких збільшувалася складністю визначальних співвідношень. У замкненому вигляді ці рівняння, як правило, розв'язку не мали, а застосування чисельних методів утруднялося відсутністю обчислювальної техніки. Тому, незважаючи на наявні теоретичні розробки, основна маса просторових залізобетонних конструкцій розраховувалася методами лінійної теорії пружності

з використанням наближених аналітичних розв'язків. Становище кардинально змінилося з появою високоефективних чисельних методів і обчислювальних машин великої продуктивності, коли складність моделей матеріалу вже не має принципового значення. У цій ситуації одним з головних є питання про вибір ефективного чисельного методу. Вибір методу розв'язку – складна й суперечлива проблема, що не має однозначного розв'язку. Різноманіття задач, суб'єктивні оцінки можливостей методів і ступінь володіння ними, технічна оснащеність, математична культура – ось далеко не повний перелік факторів, що впливають на вибір методу розв'язку однієї й тієї ж задачі. Спочатку в якості основного при розрахунках залізобетонних конструкцій з урахуванням реальних властивостей матеріалу дослідниками використовувався метод кінцевих різниць, достоїнства й недоліки якого добре відомі. Але надалі основний упор у переважній більшості досліджень був зроблений на метод кінцевих елементів (МКЕ), який до теперішнього часу зайняв провідне місце, витиснувши поступово всі інші чисельні методи. Переваги МКЕ як чисельного методу очевидні. Це, насамперед, можливість зведення завдання до системи лінійних або нелінійних алгебраїчних рівнянь безпосередньо, без попереднього формулювання їх диференціальних аналогів. Крім того метод кінцевих елементів привернув до себе увага дослідників головним чином тією обставиною, що суцільне середовище розбивається на ряд елементів, які можна розглядати як конкретні її частини. Частини конструкції можна вибрати таким чином, щоб умови їх роботи відповідали умовам роботи зразків у вигляді бетонних і залізобетонних кубів, призм, циліндрів при стандартних випробуваннях. І, нарешті, основні процедури МКЕ стандартні й не залежать від розмірності й типу використовуваних кінцевих елементів, що дозволяє здійснити уніфікацію цих процедур і створювати програмні комплекси за розрахунками конструкцій широкого класу й призначення. Метод кінцевих елементів у комбінації з потужними ЕОМ допускає використання моделей матеріалів практично будь-якому ступеню складності. Завдяки МКЕ з'явилася реальна можливість перейти до розрахунків не тільки бетонних, але й залізобетонних конструкцій при складному напруженому стані. МКЕ стосовно до розрахунків залізобетонних конструкцій

виступає не тільки як чисельний метод аналізу, але й служить інструментом моделювання, коли модель матеріалу відображає специфіку самого методу кінцевих елементів.

Однак наступні дослідження показали, що при такому підході виникають проблеми, викликані виродженням матриці твердості. Ці проблеми можуть бути переборені введенням умовного модуля зрушення бетону в тріщині.

У роботах для розрахунків залізобетонних плит використовувалися спеціальні багат шарові кінцеві елементи для моделювання розвитку тріщин у поперечних перерізах плити. Шарувата кінцевоелементна модель для плит і оболонок суттєво розвинена Н.І.Карпенко , а також використовується в роботі С.Ф. Клованича й С.Н.Карпенко . Основні залежності елемента будуються на базі загальних підходів тривимірної теорії пружності, відмінною рисою його є та обставина, що в напрямку товщини використовується лінійна інтерполяція переміщень, що відповідає гіпотезі про пряmolінійність нормалі. За допомогою стандартних перетворень окремі шари з використанням гіпотези про відсутність нормальної серединної поверхні напруг розглядаються як працюючі в умовах плоскої деформації.

2. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

2.1. Загальні відомості про будівлю

Запроектований об'єкт – адміністративна будівля в м. Дніпро. Висота будівлі 14 поверхів плюс технічний поверх. Два нижні підвальні поверхи вимагається запроектувати як стоянку для легкового автотранспорту офісних працівників.

Район будівництва об'єкту – м. Дніпро. У відповідності з ДБН В.1.2.–2:2006 [26] приймаємо:

– район за вагою снігового покриву – VI (характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі – $s_0=1,8$ кПа=180 кгс/м²=1,8 кН/м²),

– район за тиском вітру – II (характеристичне значення вітрового тиску – $w_0=0,2$ кПа=20 кгс/м²=0,2 кН/м²).

Зона вологості – 2 (нормальна).

2.2. Опис ділянки і рішення генерального плану

Будівля розташовується по вулиці Котляревського м. Дніпро. Розташування будівлі виконується на складному рельєфі що має схил у бік вул. Котляревського. Використовуючи цю особливість рельєфу організовуються виїзди з двоповерхового підземного гаража. Виїзд з першого рівня підземного гаража на абсолютній отм. 75,35 м, з другого рівня на отм. 72,35 м

У безпосередньо близькості від запроектованої будівлі знаходяться 2 гуртожитки і їдальня громадського харчування. У зв'язку з досить щільним розміщенням об'єктів забудови ділянка обмежений червоною лінією має площу 1564 м². Посадка будівлі і розміщення червоної лінії показані на відповідному аркуші графічної частини.

Будівля має наступну структуру організації під'їздів і підходів. Під'їзди в підземні частини будівлі здійснюються з боку вул. Котляревського – два під'їзди з рівня на абсолютній отм. 72,35 м і один під'їзд з рівня на отм. 75,35 м. Вихід людей з підземного поверху на вулицю здійснюється за допомогою сходової клітини таким чином, що безпосередньо виходить на вулицю. Входи в цокольну частину будівлі розміщуються на абсолютній отм. 79,40 м. Вхід у офісну частину будівлі здійснюється через сходову клітину або через ліфтовий хол цокольного поверху будівлі.

Для безперешкодного під'їзду пожежних машин будівля по усьому периметру оточена під'їзними дорогами. По цих під'їзних дорогах також здійснюється вивезення побутових відходів, що накопичилися, з сміттекамери.

Благоустрій ділянки виконується у наступних напрямках:

- організація дитячого ігрового майданчика площею 189,6 м²;
- пристрій майданчика для відпочинку дорослих площею 56,3 м²;
- організація двох майданчиків для парковки машин.

Озеленення ділянки виконується в двох напрямках:

- посадка рядових кущів і дерев;
- посів насіння багаторічних трав.

Основні техніко–економічні показники за генеральним планом:

- 1) Площа ділянки – 3990 м²;
- 2) Площа забудови – 736 м²;
- 3) Площа асфальтового покриття – 1560 м²;
- 4) Площа озеленення – 1430 м²
- 5) Коефіцієнт забудови – 0,184
- 6) Коефіцієнт асфальтового покриття – 0,391
- 7) Коефіцієнт озеленення – 0,358

2.3. Архітектурно–планувальне рішення

Типові поверхи будівлі містять житлові приміщення. Кількість типових поверхів 14 від отм. 0,000 м до отм 42,000 м. Висота типового поверху 3 м.

Згідно з початковими даними на проектування типовий поверх повинен містити максимально можливу кількість однокімнатних приміщень із загальною площею що не перевищує 50 м². Враховуючи ці вимоги і задаваючись площею поверху не більше 500 м² (при цьому потрібна одна сходові клітина згідно [30]) було прийнято планування, яке показане на аркуші графічної частини. Планувальне рішення типового поверху включає 5 однокімнатних, 2 двокімнатні і одну трикімнатне приміщення. Однокімнатні приміщення містять поєднані санітарні вузли, а 2–х і 3–х кімнатні приміщення роздільні. При такому плануванні ми отримуємо багатоквартирний будинок орієнтований для небагатого населення (наприклад для купівлі офісів за програмою кредитування), що особливо актуально нині.

Дотримуючись вимог [30] призначаємо площі світлових отворів (задаємося відношенням площі світлових отворів усіх житлових приміщень і кухонь до площі підлоги цих приміщень 1:7). Довжина загального коридору освітленого з двох сторін 25 м, що не суперечить вимогам [30]. На поверсі розташовується два ліфти – вантажопасажирський (вантажопідйомність 500 кг) і пасажирський (вантажопідйомність 300 кг).

Цокольний поверх будівлі (отм. – 3,600 м) включає офісні приміщення. Робочі кабінети мають різну площу від 30,4 м² до 8, 94 м², що дозволяє гнучко використовувати об’ємно–планувальну структуру цього поверху. На цьому поверсі розташовано 6 санітарних вузлів. Висота цокольного поверху 3,6 м. Так само на цьому поверсі розташовується вихід працівників на вулицю з ліфтів і сходової клітини. Вихід працівників через сходову клітину здійснюється на відм. – 3,000 м (це рішення, прийнято виходячи з уніфікації сходових маршів), через що утворюється перепад між рівнем підлоги сходової клітини і рівнем землі 900

мм. Вихід з цокольного поверху здійснюється на отм. – 3, 600, що створює перепад висот між рівнем землі і поверхом 300 мм. Ці перепади висот заповнюються вхідними сходами. Так само на цокольному поверсі знаходиться вихід зі сходової клітини, що веде до підвальных поверхи. Відмітка цього виходу – 3,750 м.

У будівлі є 2 підземні поверхи для стоянки 30 легкових автомобілів на кожному поверсі відповідно на отм. – 12.650 і – 7.650 Згідно [1] у будівлі класу Ф1.3 (будинки з великою кількістю приміщень) допускається вбудовувати автостоянки легкових автомобілів тільки з постійно закріпленими місцями для індивідуальних власників (без пристрою відособлених боксів). Парковка автомобілів здійснюється по пандусах (при кількості автомобілів до 100 дозволяється застосування однопутної рампи) за участю водіїв. На кожному підвальному поверсі передбачені сан. вузли. Згідно [1] у автостоянках, вбудованих в будівлі іншого призначення, не допускається передбачати загальні звичайні сходові клітини, тому сходові клітину в підвальных поверхах була спроектована в осях 3–4. Для забезпечення функціонального зв'язку автостоянки і житлових поверхів виходи зі сходових клітин автостоянки і житлових поверхів зв'язуються через вулицю. Місця стоянки автомобілів відрізняються по габаритах, але відповідають вимогам п. 5.25 [1] (довжина 5 м, ширина 2.3 м). Ухил рампи 13% що так само відповідає вимогам норм [1, 29].

2.4. Конструктивне рішення будівлі

Конструктивна система будівлі – каркасна. Несучий каркас будівлі виконується з монолітного бетону в будівельних умовах. Вибір монолітного каркаса обґрунтований тим, що відпадає необхідність використовувати елементи заводської готовності, отже, значно розширюються можливості об'ємно–планувального рішення будівлі. Так само використання монолітного каркаса доцільне тому що зараз в м. Дніпро накопичений великий досвід монолітного офісного та офісного будівництва і отже є готова база номенклатури необхідної

номенклатури виробів і матеріалів (опалубка, добавки в бетон і т. д.), машин і механізмів (домкрати, бетононасоси і т. д.).

Як матеріал каркаса було обрано залізобетон, оскільки він має велику вогнестійкість і, отже, відповідає протипожежним нормам, що особливо актуально при висотному цивільному будівництві (час евакуації значно зростає).

Оскільки висота будівлі не перевищує 50 м, то приймаємо міру вогнестійкості будівлі II, а клас конструктивної пожежної небезпеки С₀. Отже, згідно [29] межа вогнестійкості конструкцій повинна складати:

- елементи будівлі R 90, що є несучими;
- зовнішні стіни E 15, що є несучими;
- перекриття REI 60.

Згідно [28] конструкції автостоянок вбудованих в будівлі категорії Ф 1.3. повинні мати вогнестійкості не нижче, ніж у конструкцій надземної частини. Застосування залізобетонних конструкцій в підвальної частині дозволяє відповісти вищеописаним нормам.

Зовнішні стіни будівлі приймаємо несучими, виконаними з пінобетонних блоків (розмір блоку 400×200×200 мм). Вибір цієї захисної конструкції, обґрунтований тим, що при невеликій вартості пінобетонні блоки мають непогані теплотехнічні властивості, що дозволяє значним чином понизити необхідну товщину утеплювача (у нашому випадку ширина шару з мінераловатних напівжорстких плит складає 100 мм).

Зовнішні стіни підвальної частини приймаємо бетонною з облицюванням цеглиною. Це рішення вибране з вимог забезпечення міцності конструкції при дії бічного тиску ґрунту. Оскільки висота підвалу значна (7,25 м), то застосування залізобетонної стіни огороження забезпечить необхідну міцність. Використовуючи облицювання залізобетонної стіни, заглибленої в ґрунт, керамічною цеглиною досягається необхідний захист стіни від агресивної дії

вологого ґрунту. Перегородки стін виконані так само з пінобетонних блоків. Розмір блоку залежить від товщини перегородки :

А) при товщині перегородки 200 мм блок розміром 400×200×200 мм.

Б) при товщині перегородки 100 мм блок розміром 400×100×100 мм.

Вибір перегородок з пінобетонних блоків обґрунтований виходячи з вимог тих, що пред'являються перегородкам:

А) Міцність пінобетонного блоку така, що дозволяє свердлити в нім отвори необхідні для побутових потреб і міцно утримувати вставлені нагелі і пробки.

Б) Звукоізоляція пінобетонних перегородок дозволяють створювати комфортний акустичний фон в кожній квартирі, надійно відділяючи джерела шуму в кожній кімнаті.

В) Невелика маса пінобетонних перегородок дозволяє значно зменшити навантаження на каркас будівлі, отже, вимагаються менші витрати на зведення будівлі.

Внутрішня обробка приміщень виконується залежно від призначення будівлі. Дані за обробкою зведені в таблицю 2.1. Площі приміщень в табл. 2.1 приведені на типовий поверх.

Таблиця 2.1

Відомість обробки приміщень

Найменування або номер приміщення	Вид обробки елементів інтер'єру				Примітка
	Стеля	Площа	Стіни, перегородки	Площа	
Хол	Вапняне білення	82 м ²	Проста штукатурка. Обклеювання обома	100 м ²	

Загальна кімната	Вапняне білення	158 м2	Проста штукатурка. Обклеювання обома	146 м ²	
Робочий кабінет	Вапняне білення	52 м2	Проста штукатурка. Обклеювання обома	84 м ²	
Кухня їдальня	Вапняне білення	83 м2	Проста штукатурка. Керамічні плитка	101 м ²	
Сан. вузол	Вапняне білення	39 м2	Проста штукатурка. Керамічні плитка	73 м ²	

2.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожуючих конструкцій

Необхідні дані за кліматичним районом будівництва:

1) температура найбільш холодної п'ятиденки $t_n = (32 \text{ }^{\circ}\text{C}$ із забезпеченістю 0,92 (за [27]);

2) температура найбільш холодної доби ($36 \text{ }^{\circ}\text{C}$ із забезпеченістю 0,92

3) тривалість періоду з середньодобовою температурою ($8 \text{ }^{\circ}\text{C}$ дорівнює 215 сут. Середньодобова температура в опалювальний період рівна $-5.2 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

а) Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Необхідний опір теплопередачі захисних конструкцій, відповідають санітарно-гігієнічним і комфортним нормам, дорівнює:

$$R_0^{\text{тп}} = \frac{n(t_b - t_n)}{\Delta t_n \alpha_b} = \frac{(20 + 32)}{4 * 8,7} = 1,494 \frac{\text{м}^2 * ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}, \quad (2.1)$$

де $\epsilon=8,7$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, що захищають;

$n=1$ (для зовнішніх стін);

$t_{в}=20$ 0С – розрахункова температура внутрішнього повітря житлових приміщень (п. 3.3 [1]);

$t_{н}=-32$ 0С – температура найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92 (по [27]).

Δ ($t_{н}=4,0$ – нормований температурний перепад для зовнішніх стін житлових будівель.

Необхідний опір теплопередачі з урахуванням енергозберіжних вимог визначаємо з урахуванням ГСОП (градусосутки опалювального періоду) і таблиці 16* [27]:

$$\text{ГСОП} = (t_{в} - t_{от.пер.}) z_{от.пер.} = (14 - (-5.2)) * 215 = 4128 \text{ 0C(сут)}, \quad (2.2)$$

де $z_{от.пер.}=215$ – тривалість періоду з середньою температурою нижче 80С, сут.

Необхідний приведений опір теплопередачі конструкцій, визначене по таблиці 16* складає $R_{0тр}''=3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{0C/Вт}$. Оскільки опір теплопередачі по енергозберіжних вимогах $R_{0тр}''=3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{0C/Вт}$ вище за вимоги за санітарно-гігієнічними умовами $R_{0тр}'=1,494 \text{ м}^2 \cdot \text{0C/Вт}$, то надалі для розрахунку товщини утеплювача користуємося необхідним опором теплопередачі $R_{0тр} = R_{0тр}''=3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{0C/Вт}$.

Конструкція стіни приведена на рис 2.1

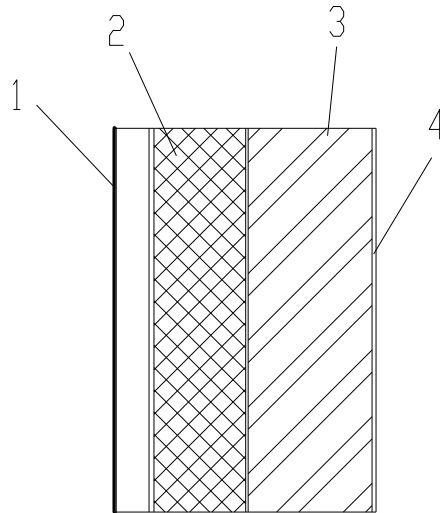


Рис. 2.1. Конструкція зовнішньої стіни

Перший шар – зовнішній шар виконаний з підвісних керамічних елементів. Теплотехнічними властивостями першого шару нехтуємо із-за нещільних стиків між керамічними елементами (велика к-ть містків холоду). Товщина з урахуванням вентиляційного проміжку 0,4 м

Другий шар – утеплювач з минераловатних напівжорстких плит на синтетичних єднальних щільністю $\rho=100 \text{ кг/м}^3$. Коефіцієнт теплопередачі $\lambda_2=0,07 \text{ Вт/(м}^2\cdot^{\circ}\text{C)}$.

Третій шар – внутрішній шар з пінобетонних блоків, завтовшки $\delta_3=0,40 \text{ м}$, щільністю $\rho_3=600 \text{ кг/м}^3$. Коефіцієнт теплопередачі $\lambda_2=0,26 \text{ Вт/(м}^2\cdot^{\circ}\text{C)}$.

Четвертий шар (внутрішній) – цементно–піщана штукатурка завтовшки $\delta_4 = 0,02\text{м}$, щільністю $\gamma_4 = 1800\text{кг/м}^3$, $\lambda_4 = 0,93 \text{ Вт/(м}^2\cdot^{\circ}\text{C)}$.

Значень коефіцієнтів теплопровідності (набуті для умов Б (нормальна зона вологості 2, нормальний режим вологості приміщень).

Термічний опір конструкцій, що захищають, :

$$R = \delta/\lambda, \quad (2.3)$$

де δ – товщина стіни, м;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, Вт/(м²·°С), що приймається по таблиці. 3* [11].

Загальний термічний опір стіни:

$$R_k = \delta_2/0,07 + 0,4/0,26 + 0,02/0,93 = \delta_2/0,07 + 1,56$$

Опір теплопередачі конструкції, що захищає

$$R_0 = 1/\alpha_v + R_k + 1/\alpha_n = 1/8,7 + \delta_2/0,07 + 1,56 + 1/23, \quad (2.4)$$

де α_n – коефіцієнт тепловіддачі ($\alpha_n = 23$ Вт/(м²·°С))

Прирівнюючи значення R_{0TP} і R_0 , отримуємо

$$3,3 = 1/8,7 + \delta_2/0,07 + 1,56 + 1/23$$

Звідси отримуємо $\delta_2 = 0,973$ м. Приймаємо утеплювач з минераловатних напівжорстких плит на синтетичских єднальних щільністю $\rho = 100$ кг/м³ і товщиною $\delta_2 = 0,10$ м.

Таким чином, товщина зовнішньої стіни, що утеплює, за теплотехнічним розрахунком дорівнюватиме $0,04 + 0,10 + 0,4 + 0,02 = 0,56$ м.

2.6. Санітарно–технічна частина

Опалювання. При проектуванні системи опалювання адміністративної будівлі необхідно дотримувати ряд нормативних документів. Для прокладення трубопроводів теплових мереж, а також трубопроводів системи опалювання будівлі застосовуються сталеві труби електрозварювання по ГОСТ 10704–91 із ст. 10 або 20 ГОСТ 1050–74*.

При прокладенні трубопроводів від місця врізання в теплові мережі до офісного будинку необхідно провести низку заходів:

1. виробити протикорозійну ізоляцію трубопроводу 2–мя шарами

холодної мастики

2. ізолювати трубопровід матами мінеральними з обкладанням склотканиною завтовшки 60 мм

3. виробити ізоляцію склопластиком рулонним по ТУ 6–11, ТУ 6–145–80

При розрахунку системи опалювання необхідно приймати розрахунковою температуру зовнішнього повітря $t = -320\text{C}$, що відповідає кліматичній зоні передбачуваного будівництва.

Внутрішнє рішення системи опалювання приміщень : горизонтальна – конвекторы радіаторного типу. Кількість секцій радіаторів приймається за розрахунком при розрахунковій температурі внутрішнього повітря $t = 220\text{C}$.

Виходячи з прийнятого архітектурно–планувального рішення будівлі приймається верхня розводка системи опалювання.

Монтаж системи опалювання виробляти при температурі навколишнього повітря не нижче 15°C . Монтаж і наступне випробування системи опалювання виробляти відповідно до СНиП 3.05.03–85.

Вентиляція. При проектуванні вентиляції враховується, функціональне зонування і призначення приміщень. Приймаємо природну вентиляцію приміщень. Обмін повітря здійснюється по металевих вентиляційних коробах, встановлених в санвузлах і кухнях. Вентиляція кухні прийнята з урахуванням 3–х кратного повітрообміну і витрати на горіння повітря при роботі газових плит.

Водопостачання. Водопостачання будівлі забезпечується від існуючої мережі водопроводу. Прийнята верхня система розводки водопостачання. При виробництві монтажу системи водопостачання необхідно враховувати необхідний ухил трубопроводу. Діаметр труб визначається виходячи з розрахунків із забезпеченням необхідного тиску і витрати води для крайніх (верхніх) споживачів води. При прокладенні трубопроводу використовуються труби з поліетилену ПНД 160т по ГОСТ 18599–83.

Для забезпечення вимог пожежобезпеки передбачається два пожежних гідранта з розрахунковою витратою води 2 л/с кожен, розташованих у дворі будинку.

Для створення і підтримки необхідного тиску води в пожежному водопроводі передбачається автоматична насосна станція потужністю 30 кВт. Водопостачання будівель від існуючої міської мережі водопроводу здійснюється трубопроводом діаметром не менше 200мм. Внутрішнє водопостачання передбачає установку водяних лічильників гарячої і холодної води.

Каналізація. Необхідна каналізація влаштовується з відведенням самопливно в існуючу міську мережу каналізації. При прокладенні мережі каналізації використовуються поліетиленові труби ПНД 160С по ГОСТ 18599–83.

Електропостачання. Електропостачання будівлі здійснюється згідно з технічними умовами і виконується взаємнорезервованим кабельними лініями від існуючих міських електромереж.

Облік енергоспоживання передбачає установку ВРУ звідки здійснюється живлення і управління зовнішнім освітленням.

Слабкоструміві пристрої. Телефонізація будівлі здійснюється на підставі технічних умов. Кабелю телефонізації прокладаються в трубопроводах, з розподілом по приміщеннях на поверсі.

Радіо розподільні мережі радіофікації виконуються від знижувального трансформатора на радіостійці дротом ПВЖ 1.5 в трубах ПВХ 40 у вертикальних стояках. Абонементские мережі виконуються дротами ПТТЖ 2х1.2 і приховані під шаром штукатурки. Для прийому передач на даху встановлена антена.

2.7. Техніко–економічні показники по будівлі

1. Загальна площа (визначається як сума площ усіх поверхів) – $P_0 = 13724$ м².

2. Корисна площа (визначається як сума площ усіх розміщених у ньому приміщень, а також балконів і антресолей в залах, фойє і так далі, за винятком сходових клітин, ліфтових шахт, внутрішніх відкритих сходів) – $P_0 = 13308$ м²

3. Нормована площа (визначається як сума площ усіх розміщених у ньому приміщень, за винятком коридорів, тамбурів, переходів, сходових клітин, ліфтових шахт, внутрішніх відкритих сходів, а також приміщень призначених для розміщення інженерного устаткування і інженерних мереж) – $P_0 = 12432$.

4. Будівельний об'єм (визначається як сума будівельного об'єму вище за відмітку (+0.000 (надземна частина) і нижче за цю відмітку (підземна частина). Будівельний об'єм надземної і підземної частин будівлі визначається в межах зовнішніх обмежуючих поверхонь) – $O_c = 45579$ м³

5. Відношення нормованої площі до загальної площі будівлі

$$K_1 = P_n / P_0 = 12432 / 13308 = 0,934$$

6. Відношення будівельного об'єму до нормованої площі

$$K_2 = O_c / P_n = 45579 / 12432 = 3,67$$

7. Відношення площі зовнішніх обгороджувальних до загальної площі будівлі:

$$K_3 = 15053 / 13724 = 1,097.$$

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

У цьому розділі кваліфікаційної роботи виконані розрахунки основних елементів каркаса (монолітні колони і перекриття). Цими розрахунками передусе збір навантажень і об'ємний розрахунок каркаса.

3.1. Розрахунок каркаса адміністративної будівлі

З метою визначення зусиль в елементах каркаса будівлі необхідно виконати об'ємний розрахунок каркаса будівлі.

Першим етапом розрахунку визначаємо навантаження від перегородок.

Навантаження від міжкімнатних перегородок:

– перегородки з пінобетонних блоків ($\delta = 90\text{мм}$, $\rho = 1000\text{кг} / \text{м}^3$, з урахуванням швів розчинів). Вага 1м^2 $0,09 * 1000 = 90\text{кг} / \text{м}^2$.

– штукатурка ($\delta = 10\text{мм}$ $\rho = 2200\text{кг} / \text{м}^3$). Вага 1м^2 :
 $2 * 0,01 * 2200 = 44\text{кг} / \text{м}^2$.

Разом вага 1 м^2 стіни $134\text{ кг}/\text{м}^2$. З урахуванням висоти поверху у "світлі" $2,8\text{ м}$ отримуємо вагу 1 пог. м перегородки $375\text{ кг}/\text{м}$.

Навантаження від міжквартирних перегородок

– перегородки з пінобетонних блоків ($\delta = 190\text{мм}$, $\rho = 900\text{кг} / \text{м}^3$ з урахуванням швів розчинів). Вага 1м^2 , $0,19 * 900 = 171\text{кг} / \text{м}^2$.

– штукатурка ($\delta = 15\text{мм}$ $\rho = 2200\text{кг} / \text{м}^3$).

Вага 1м^2 $2 * 0,015 * 2200 = 66\text{кг} / \text{м}^2$.

Разом вага 1 м² стіни 237 кг/м². З урахуванням висоти поверху у "світлі" 2,8 м отримуємо вагу 1 пог. м перегородки 664 кг/м.

Визначимо згідно плану типового поверху (лист 2 графічної частини) загальну протяжність перегородок :

- міжкімнатні 152,5 п.м/поверх.
- між приміщеннями 116,4 п.м/поверх.

Площа перекриття типового поверху, з урахуванням отворів сходових клітин і ліфтових шахт, складає 660 м².

Визначимо навантаження від перегородок на плиту перекриття:

- від міжкімнатних перегородок $370 * 152,5 / 660 = 85 \text{ кг} / \text{м}^2$
- від міжквартирних перегородок $664 * 116,4 / 660 = 120 \text{ кг} / \text{м}^2$.

Збираємо навантаження на перекриття і покриття бізнес-центру.

Розрахунок наводимо в табличній формі (табл. 3.1. – 3.6).

Таблиця 3.1

Навантаження на перекриття типового поверху

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне: від маси плити (h=0,20 м, ρ=25 кН/м ³)	0,2*25=5	1,1	5,5
від маси підлоги	1,1	1,3	1,45
від маси перегородок	0,85+0,12=2	1,3	2,6
Тимчасове	1,5	1,3	1,95

Всього	9,6	–	11,5
--------	-----	---	------

Таблиця 3.2

Навантаження на перекриття цокольного поверху (відм. – 3,600).

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне:			
від маси плити (h=0,20 м, ρ=25 кН/м ³)	0,2*25=5	1,1	5,5
від маси підлоги	1,25	1,3	1,65
від маси перегородок	1,5	1,3	1,95
Тимчасове	2,0	1,2	2,4
Всього	9,75	–	11,5

Таблиця 3.3

Навантаження на горищне перекриття (відм. 42,200 м)

Вид навантаження	Нормативна навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне:			
від маси плити (h=0,20 м, ρ=25 кН/м ³)	0,2*25=5	1,1	5,5
від маси вирівн. шару	0,6	1,3	0,8
– від маси утеплювача (ПШЖ h=0,18 м, ρ=20 кН/м ³)	0,36	1,3	0,468
– від маси цем. стяжки	0,3	1,3	0,39
– від маси цем. стяжки	0,05	1,3	0,065
– від маси пароізоляції	1	1,3	1,3
– від маси підлоги			
Тимчасова	0,7	1,3	0,91

Всього	8,01	–	8,13
--------	------	---	------

Таблиця 3.4

Навантаження на перекриття над гаражами (відм. – 7,650 і 10,650 м)

Вид навантаження	Нормативна навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне:			
– від маси плити (h=0,24 м, ρ=25 кН/м ³)	0,24*25=6	1,1	6,6
– від маси підлоги	1,2	1,1	1,3
Тимчасове:	3	1,2	3,6
– від ваги автомашин			
Всього	10,2	–	11,5

Таблиця 3.5

Навантаження на перекриття над гаражем (поза межами відм. – 4,200)

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне:			
– від маси плити (h=0,24 м, ρ=25 кН/м ³)	0,24*25=6	1,1	6,6
– від маси гідроізоляції	0,2	1,3	0,26

– від маси цем. стягування	0,8	1,1	0,97
– від маси ґрунту	9	1,3	11,7
Тимчасове – від ваги пожежних машин: (Q=30 т на площ. 25м ²)	12	1,1	1,32
Всього	28,1	–	32,7

Таблиця 3.6

Навантаження на покриття будівлі (відм. +44,400 м)

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне:			
— від маси плити (h=0,20 м, ρ=25 кН/м ³)	0,2*25=5	1,1	5,5
– від маси затирки	1	1,3	1,3
– від маси гідроізоляції	1,9	1,3	2,5
Снігове	1,7	1,4	2,4
Всього	9,6	–	11,7

Збір навантаження від зовнішніх стін:

– стіни з пінобетонних блоків ($\delta = 390\text{мм}$, $\rho = 600\text{кг} / \text{м}^3$ з урахуванням швів розчинів). Вага 1м^2 $0,39 * 600 = 234\text{кг} / \text{м}^2$.

– утеплювач ($\delta = 150\text{мм}$ $\rho = 300\text{кг} / \text{м}^3$). Вага 1м^2 $0,15 * 300 = 50\text{кг} / \text{м}^2$.

– штукатурка ($\delta = 15\text{мм}$ $\rho = 2200\text{кг} / \text{м}^3$). Вага 1м^2 $0,01 * 2200 = 33\text{кг} / \text{м}^2$.

Разом з урахуванням коефіцієнта надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$ вага 1 м^2 стіни 380 кг/м^2 . З урахуванням висоти поверху у "світлі" $2,6 \text{ м}$ отримуємо вага 1 пог. м зовнішньої стіни 990 кг/м .

Закінчивши збір навантажень, переходимо до розрахунку каркаса будівлі.

При розрахунку багатоповерхового каркаса при висоті будівлі більше 40 м (згідно [24]) вітрове навантаження слід визначати як суму середньої і пульсаційної складової.

Розрахунок каркаса будівлі був вироблений за допомогою ЕОМ. Для зручності обчислень колони каркаса були пронумеровані згідно рис. 3.1. Значення деяких зусиль, отриманих в елементах каркаса будівлі приведені в таблиці 3.7.

3.2. Розрахунок монолітних колон

При розрахунку колон багатоповерхових будівель можна виділити три загальні випадки їхньої роботи :

- 1) конструкції, що працюють на стиск з випадковим ексцентриситетом;
- 2) позацентрово-стиснуті конструкції колон;
- 3) конструкції, які працюють на косий позацентровий стиск.

У цьому дипломному проекті для визначення випадку роботи стиснутої конструкції колони була складена блок–схема, яка приведена у дипломному проекті. Розглянемо розрахунок стиснутих елементів детальніше.

3.2.1. Розрахунок залізобетонних конструкцій, які працюють на стиск з випадковим ексцентриситетом і позацентровий стиск

Найважливіше завдання при розрахунку колон – це визначення необхідної площі подовжньої арматури. У кваліфікаційній роботі розрахунок даних випадків вантаження колон виконувався згідно п. 3.61. [7, 19], згідно з яким розрахунок виконується в наступній послідовності.

Етап 1. Задаємося початковими даними для розрахунку. Для підвальных поверхів, в яких знаходиться підземна автостоянка розміри перерізу колон 550×500 мм, із захисним шаром бетону $a' = 75$ мм. Це обгрунтовано тим, що при русі автотранспорту неминучі зіткнення автомобілів з несучими конструкціями. Визначаємо розрахункову міцність бетону (важкий бетон класу С25/30), $R_b = R_b^1 \gamma_{b2} \gamma_3$, де $R_b^1 = 14,5$ МПа – розрахункова міцність бетону; $\gamma_{b2} = 0,9$

$\gamma_{b3} = 0,85$ – коефіцієнт, який враховує бетонування у вертикальному положенні, при висоті шару бетонування більше 1,5 м

Приймаємо арматуру класу А400С з розрахунковим опором $R_s = 365$ МПа

Згідно з таблицею 18 [7] для арматури і бетону вищесказаних класів визначаємо відносну висоту стиснутої зони $\xi_R = 0,604$.

Етап 2. Визначаємо необхідну кількість симетричної арматури.

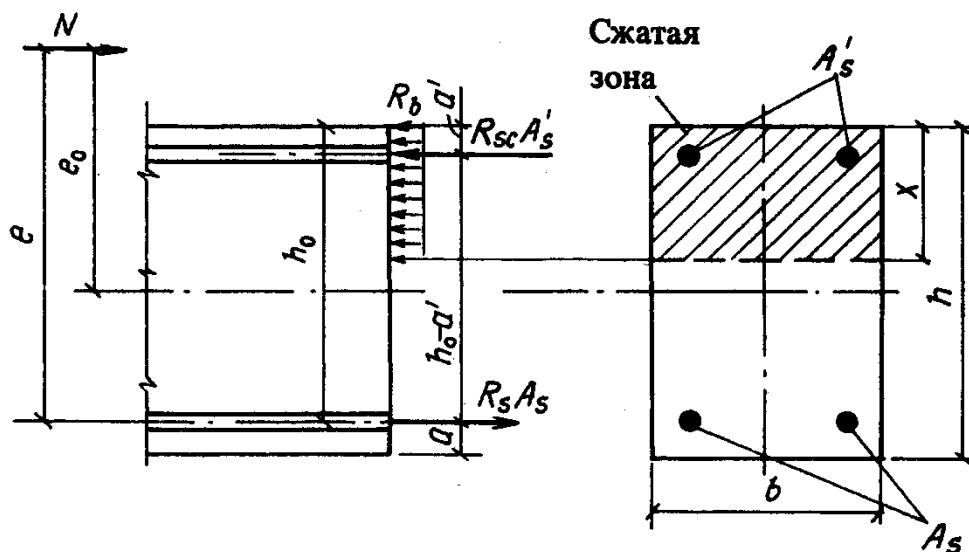


Рис. 3.1. До розрахунку позациентрово-стиснутих колон

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}.$$

а) при $\alpha_n \leq \xi_R$,

$$A = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \alpha_s,$$

б) при $\alpha_n > \xi_R$

$$A = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{a_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta},$$

де $\alpha_{m1} = \frac{Ne}{R_b b h_0^2}$; $\delta = \frac{a'}{h_0}$,

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 + \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}.$$

$$\alpha_s = \frac{a_{m1} - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}.$$

Повний ексцентриситет додатка навантаження e_s для статично невизначних конструкцій обчислюється таким чином, залежно від $e_0 = M/N$ і випадкового ексцентриситету e_a , який приймається рівним більшому значенню

$$e_a \geq \frac{1}{600} l; \quad e_a \geq \frac{1}{30} h_k; \quad e_a \geq 1 \text{ см}.$$

а) при $e_0 < e_a$ (випадок стиску з випадковим ексцентриситетом)

$$e = e_a + \frac{h_0 - a'}{2}$$

б) при $e_0 \geq e_a$ (випадок позацентрального стиску) $e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}$.

Для обчислення площі необхідного армування, згідно з вищевикладеними розрахунками була використані майстер електронних таблиць "MS Excel".

3.2.2. Конструктивні особливості стиснутих елементів

Колони армують поздовжніми стержнями діаметром 12–40 мм, для збірних конструкцій мінімальний діаметр арматури повинен бути не менше 16 мм. Клас арматури приймаємо А300С, А400С, в окремих випадках А500С. Поперечну арматуру виконують з сталі класу А240С і Вр-І. Діаметр поперечної арматури не менше 5 мм, приймається в межах $0,25d_{\text{прод.}}$, найчастіше діаметр поперечної арматури 6-8 мм. Поздовжні стержні встановлюють з кроком не більше 400 мм. Тому, якщо з розрахунку досить установити два стержні по одній грані при її ширині 500 мм, то за конструктивними вимогами між ними повинен бути встановлений ще один стержень діаметром 12-16 мм. Мінімальний захисний шар бетону повинен бути не менше діаметра арматури і не менше 20 мм. Поперечна арматура встановлюється з урахуванням умов зварювання різних діаметрів. Вимоги по співвідношенню діаметрів, що зварюються, викладені в спеціальних інструктивних матеріалах. Не рекомендується зварювати діаметри 3, 4, 5 мм з діаметрами 16, 20, 25 мм унаслідок перепалу поперечної арматури.

Насичення поперечного перерізу стиснутих елементів поздовжньою арматурою оцінюють коефіцієнтом (чи відсотком) армування μ (μ у %). В елементах з випадковим ексцентриситетом $\mu = (A_s + A'_s)/bh$, а в елементах з розрахунковим ексцентриситетом встановлюють два значення μ : для розтягнутої зони – $\mu = A_s /bh_0$ і для стиснутої зони – $\mu' = A'_s /bh_0$. Оптимальним відсотком армування вважається $\mu=1\div 2\%$. Мінімальний встановлюється залежно від гнучкості елемента. При гнучкості $\lambda < 17$ $\mu_{\text{min}} = 0,05\%$ (для A_s і A'_s), при гнучкості $17 \leq \lambda \leq 35$ $\mu_{\text{min}} = 0,1\%$, при гнучкості $35 \leq \lambda \leq 83$ $\mu_{\text{min}} = 0,2\%$, при гнучкості $\lambda > 83$ $\mu_{\text{min}} = 0,25\%$. Рекомендується максимальне значення $\mu = 3\%$; більший відсоток армування допускається тільки при відповідному обґрунтуванні.

При загальному насиченні елемента поздовжньою арматурою більш 3% крок хомутів приймають не більше 300 мм і $10d$. При призначенні кроку хомутів конструктивні поздовжні стержні діаметром 12 мм до уваги не приймають.

Позацентриво стиснуті елементи виконують з бетону класу В15 і вище (включаючи стояки рам, окремі колони і розпірки), важко навантажені колони з $N \geq 2000$ кН повинні виготовлятися з бетону класу не нижче В25. Якщо колони виконують монолітними і висота будинку не перевищує трьох поверхів, то для робочої поздовжньої арматури може прийматися арматура діаметром 12 мм. Мінімальний переріз колон повинен бути не менше 250×250 мм. Великі розміри приймають з градацією 50 мм, 100 мм, тобто 300×300 ; 350×350 ; 350×400 ; 400×400 ; 400×600 ; 500×500 ; 500×600 , 500×800 і т.д.

3.2.3. Розрахунок колони в площині згину

Зазвичай розрахунок виконують за декількома комбінаціями зусиль і беруть найбільшу отриману площу перерізу арматури. В нашому випадку при відносно малих моментах ($e_0/h < 0,5$, $e_0 = M/N$) розрахунковою комбінацією буде комбінація з найбільшою поздовжньою силою $N=3724$ кН, $M=43,9$ кН.м.

Розрахункова довжина колони $l_0=4,45$ м. Розміри перерізу $b \times h=350 \times 600$ мм.

При гнучкості колони $l_0/h=4450/600=7,4 > 4$ потрібно урахувати вплив поздовжнього згину колони, для чого за [1] визначають коефіцієнт η .

1. Ексцентриситет сили N

$$e_0 = M/N = 43,9 \cdot 10^6 / (3724 \cdot 10^3) = 11,8 \text{ мм.}$$

2. $M_I = M + 0,5N(h_0 - a') = 43,9 \cdot 10^6 + 0,5 \cdot 3724 \cdot 10^3(560 - 40) = 1012 \cdot 10^6$ Н.мм.

3. Момент від усіх навантажень крім вітрових (табл. 10)

$$M_I = M - M_6 = 43,9 \cdot 10^6 - 40 \cdot 10^6 \cdot 0,9 = 7,9 \cdot 10^6 \text{ Н.мм,}$$

де 0,9 – коефіцієнт сполучень для вітрового навантаження, використаний при розрахунку $M=43,9$ кН.м.

Момент

$$M_{II} = M_I + 0,5N(h_0 - a') = 7,9 \cdot 10^6 + 0,5 \cdot 3724 \cdot 10^3 (560 - 40) = 976 \cdot 10^6 \text{ Н.мм.}$$

$$4. l_0/h = 7,4 > 4.$$

$$5. l_0/h = 7,4 < 10.$$

6. Попередньо беремо коефіцієнт армування $\mu < 0,025$.

21'. Критична сила

$$N_{cr} = 0,5 E_b b h^3 / l_0^2 = 0,5 \cdot 31 \cdot 10^3 \cdot 350 \cdot 600^3 / 4450^2 = 592 \cdot 10^5 \text{ Н.}$$

22. Коефіцієнт

$$\eta = 1 / (1 - N/N_{cr}) = 1 / (1 - 3724 \cdot 10^3 / (592 \cdot 10^5)) = 1,07.$$

Випадкові ексцентриситети

$$e_a = l_0 / 600 = 4450 / 600 = 7,4 \text{ мм;}$$

$$e_a = h_k / 30 = 600 / 30 = 20 \text{ мм.}$$

Початковий ексцентриситет $e_0 = 11,8 \text{ мм} < e_a = 20 \text{ мм}$, тому для подальших розрахунків беремо $e_0 = e_a = 20 \text{ мм}$.

При дії в колоні моментів різних знаків одного порядку (табл. 10) беремо симетричне армування поздовжньою арматурою.

Підбір арматури виконуємо за блок-схемою 20 [1].

$$1. \text{Робоча висота перерізу } h_0 = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ мм.}$$

2. Ексцентриситет

$$e = \eta e_0 + 0,5(h_0 - a') = 1,07 \cdot 20 + 0,5(560 - 40) = 281 \text{ мм.}$$

$$3. \text{Коефіцієнт } \omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71.$$

4,5. При коефіцієнті умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$ граничне напруження в стиснутій арматурі $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$.

6. Межева відносна висота стиснутої зони

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,564.$$

$$7. \delta = a' / h_0 = 40 / 560 = 0,0714.$$

$$8. \alpha_n = N / (R_b b h_0) = 3724 \cdot 10^3 / (17,55 \cdot 350 \cdot 560) = 1,08.$$

$$9. \alpha_m = Ne / (R_b b h_0^2) = 3724 \cdot 10^3 \cdot 281 / (17,55 \cdot 350 \cdot 560^2) = 0,543.$$

$$10. \alpha_n = 1,08 > \xi_R = 0,564.$$

$$11. \alpha = \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,543 - 1,08(1 - 0,5 \cdot 1,08)}{1 - 0,0714} = 0,0498.$$

12. Визначення величини ξ див. в блок-схемі 19 п. 14...16 [1].

14,15'. При $\gamma_{b2}=0,9 > 1$

$$\chi = \frac{500}{R_s(1 - \frac{\omega}{1,1})} = \frac{500}{365(1 - \frac{0,71}{1,1})} = 3,86.$$

16. Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = -\frac{\alpha + \chi\alpha - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \chi\alpha - \alpha_n}{2}\right)^2 + \chi\alpha\omega} =$$

$$= -\frac{0,0498 + 3,86 \cdot 0,0498 - 1,08}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,0498 + 3,86 \cdot 0,0498 - 1,08}{2}\right)^2 + 3,86 \cdot 0,0498 \cdot 0,71} = 0,978.$$

Повертаємося до блок-схеми 20 з п.13.

13. Необхідна площа перерізу робочої арматури

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{17,55 \cdot 350 \cdot 560}{365} \cdot \frac{0,543 - 0,978(1 - 0,5 \cdot 0,978)}{1 - 0,0714} = 408 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо по 3 \varnothing 16 А-111 з кожного боку, $A_{sI}=603 > 408 \text{ мм}^2$.

18. Коефіцієнт армування

$$\mu = A_{sI} / (b h_0) = 603 / (350 \cdot 560) = 0,0031 > \mu_{min} = 0,001,$$

де $\mu_{min} = 0,001$ при $l_0/h = 7,5$.

3.2.4. Розрахунок колони із площини згину

Розрахунок колони з прямокутним перерізом із площини згину ($M=0$) потрібен тому, що її гнучкість l_0/h в цьому напрямку більша і можливе руйнування тільки від максимальної поздовжньої сили $N = 3724 \text{ кН}$.

Міцність перевіряємо за [1].

$$1. l_0/b = 4450/350 = 12,7 < 20.$$

2. Беремо $N_I/N = 1$.

3. За табл. 9 дод. 3 [1] коефіцієнт $\varphi_e = 0,84$.

4. При проміжних стрижнях $2\varnothing 16$ А111 їх площа перерізу

$$A_{s,m}=402 \text{ мм}^2 < A_{s,tot}=1432/3=477 \text{ мм}^2,$$

де площа перерізу всієї поздовжньої арматури в колоні при урахуванні також конструктивної арматури посередині довгих боків $2\varnothing 12$ А400С $A_{s,tot}=603+ 603+ +226=1473 \text{ мм}^2$.

5. За табл. 9 додатку 3 [1] коефіцієнт $\varphi_r = 0,872$.

6. Коефіцієнт $\alpha=R_{sc}A_{s,tot}/(R_bbh)= 365.1432/(17,55.350.600)=0,142$.

7,8. Коефіцієнт

$$\varphi_l = \varphi_6 + 2(\varphi_r - \varphi_6)\alpha = 0,84 + 2(0,872 - 0,84)/0,142 = 0,849 < \varphi_r = 0,872.$$

9. Беремо $\varphi = \varphi_l = 0,849$.

10. При коефіцієнті умов роботи $\gamma = 1$

$$N = 3724.10^3 > \gamma\varphi(R_bbh + R_{sc}A_{s,tot}) = 1.0,849(17,55.350.600 + 365.1432) = 3572.10^3 \text{ Н},$$

тобто міцність недостатня, тому збільшуємо площу поздовжньої арматури і враховуємо конструктивну арматуру $2\varnothing 12$ А400С ($A_{s,l}=226 \text{ мм}^2$) посередині довгих боків. Беремо по $3\varnothing 22$ А400С з кожного короткого боку, $A_{s,tot}=1140+1140+226= 2506 \text{ мм}^2$.

Тоді уточнюємо:

6. $\alpha=365.2506/(17,5.350.600)= 0,248$.

7,8. $\varphi_l=0,84+2(0,872-0,84)0,248=0,856 < \varphi_r=0,872$.

9. $\varphi = \varphi_l = 0,856$.

10. $N = 3724.10^3 \text{ Н} < 1.0,856(17,55.350.600+365.2506)=3930.10^3 \text{ Н}$, тобто, міцність достатня.

Остаточню приймаємо по $3\varnothing 22$ А400С з кожного короткого боку і по $1\varnothing 12$ АШ посередині довгих боків.

Поперечну арматуру з умов якості зварювання приймаємо $\varnothing 6$ А400С з кроком 350 мм , що не перевищує $20d=20.22=440 \text{ мм}$.

3.3. Розрахунок монолітного перекриття

Розрахунок монолітного перекриття виконуємо на програмному комплексі "Ліра-САПР". Розрахунок на програмному комплексі має ряд переваг перед розрахунком перекриття в ручну:

- а) швидкість розрахунку
- б) облік підтримувального впливу плити при розрахунку ригелів і при підборі арматури в міжколонних каркасах
- в) зручність і наочність перегляду епюр, що дозволяє заздалегідь визначити допущені помилки в розрахунковій схемі.

Розрахунок перекриття виконуємо в наступній послідовності.

Створення розрахункової схеми. Формуємо перекриття з кінцевих елементів №11 (прямокутний КЭ плити). Розбиваємо плиту перекриття на кінцеві елементи 0,2 м. Для наочності ригелі, колони і міжколонні області задаємо КЭ завтовшки 0,4 м.

Жорсткість плити визначається матеріалом – важкий бетон класу В25 ($E=3,00186 \times 10^7$ кН/м², коефіцієнт Пуассона $\eta=0,2$). Товщина плити – 0,2 м, товщина ригелів 0,4 м

Примикання колон емулюємо зв'язками по осі z (заборона прогину).

Фрагмент розрахункової схеми плити приведений на рис. 3.2

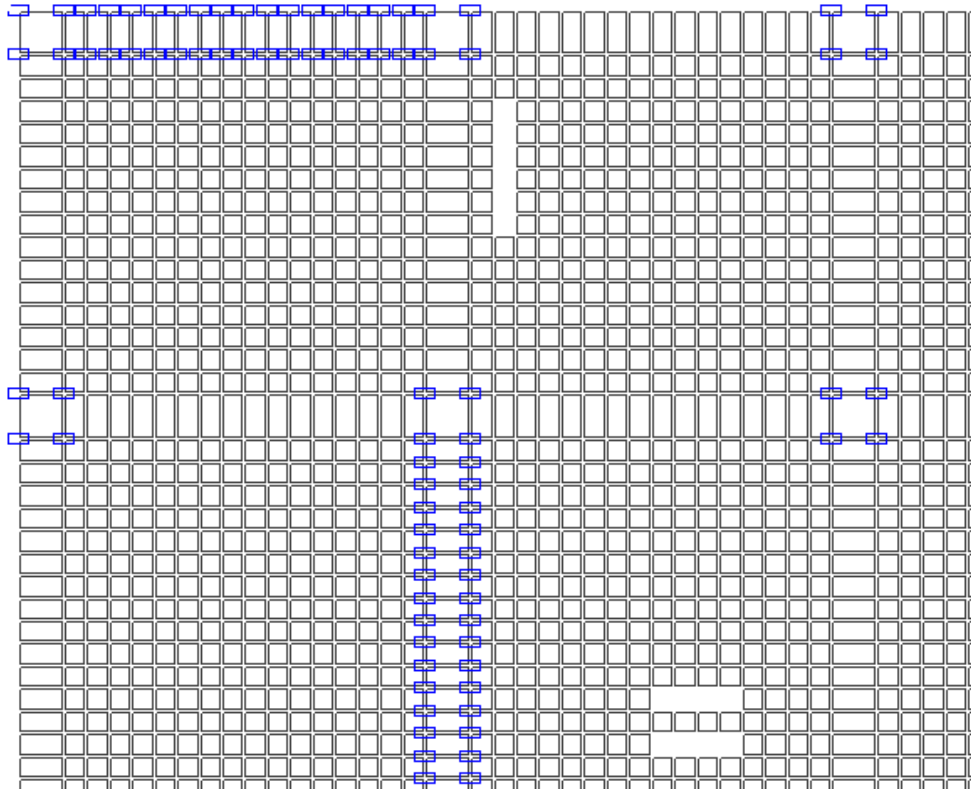


Рис 3.2. Розрахункова схема монолітного перекриття

Навантаження на перекриття складає:

$q = 9,9 \text{кН} / \text{м}$ – погонне навантаження від ваги пінобетонних блоків на ригелі по контуру плити

$q = 11,5 \text{кН} / \text{м}^2$ – розподілене корисне навантаження на плиту перекриття.

Згідно з отриманими даними максимальна деформація складає $f = 2,44 \text{ мм}$ що менше граничного значення $[f] = \frac{1}{200} l = 27,5 \text{ мм}$. Отже деформації плити задовольняють вимогам норм. Отримана картина розподілу моментів по монолітній плиті перекриття дозволяє виробити підбір арматури. Розіб'ємо підбір арматури перекриття на наступні етапи.

1 Етап. Задаємося початковими даними для розрахунку

Приймаємо бетон класу С25/30 з розрахунковою міцністю на стиск $R_b = 1,33 \text{кН} / \text{см}^2$ і міцністю на розтяг $R_{bt} = 0,97 \text{кН} / \text{см}^2$. Розрахункові

характеристики бетону приведені з урахуванням коефіцієнта умови роботи $\gamma_{b2} = 0,9$.

Приймаємо подовжню арматуру класу А400С з розрахунковим опором $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Згідно з таблицею 18 [7] для арматури і бетону вищесказаних класів визначаємо відносну висоту стиснутої зони $\xi_R = 0,604$

2 Етап. Розрахунок арматури ригелів по контуру монолітної плити

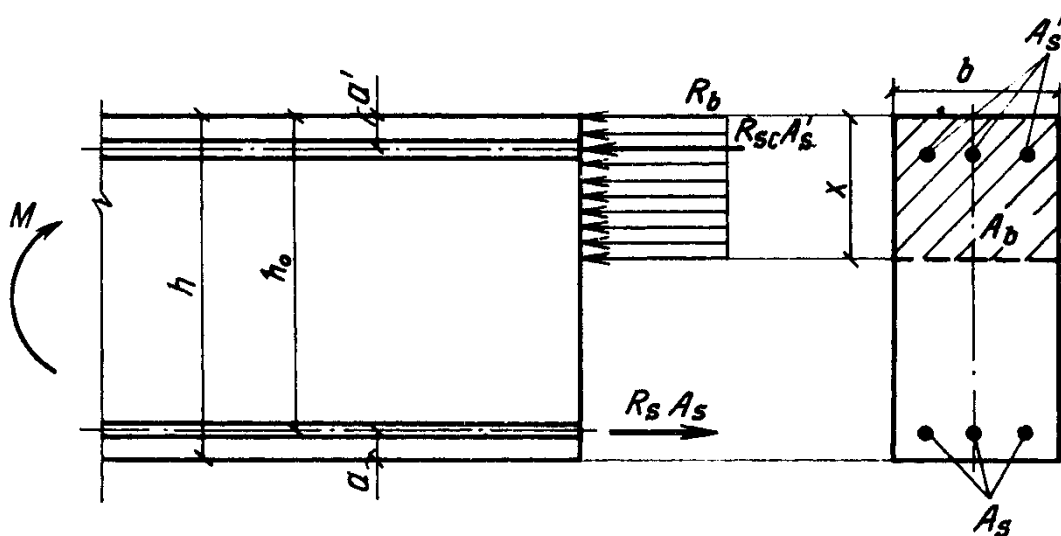


Рис 3.3. Схема зусиль в нормальному перерізі елемента, що згинається

Розрахунок ведемо згідно п. 3.15 [7]. Усі ригелі призначаємо заввишки $h_p = 400$ мм і шириною перерізи $b_p = 400$ мм. Захисний шар бетону $a' = 40$ мм.

Отже робоча висота $h_0 = h - a' = 360$ мм.

Ригелі прольотом 5,5 і 5 м

Максимальний пролітний момент $M_1^l = 36 \text{ кНм}$

$$\alpha_m = \frac{M_1^l}{R_b b_p h_0^2} = \frac{36 \cdot 10^{-3}}{1,33 \cdot 0,4 \cdot 0,36} = 0,188.$$

Згідно таблиці 20 [7] визначимо:

$$A_s = \frac{M_1^l}{R_s \xi h_0} = \frac{36 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,895 \cdot 0,36} = 3,06 \text{ см}^2.$$

У пролітній зоні приймаємо 3Ø18 А400С ($A_s^{\text{факт.}} = 763 \text{ мм}^2$).

Максимальний опорний момент $M_1^{on} = 59,6 \text{ кНм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_1^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{59,6 \cdot 10^{-3}}{1,33 \cdot 0,4 \cdot 0,36} = 0,311.$$

Згідно таблиці. 20 [7] визначимо $\xi = 0,81$.

$$A_s = \frac{M_1^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{59,6 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,81 \cdot 0,36} = 5,60 \text{ см}^2$$

У опорній зоні приймаємо 3Ø20 А400С ($A_s^{\text{факт.}} = 942 \text{ мм}^2$)

Ригелі прольотом до 5 м

Максимальний пролітний момент $M_2^l = 16,9 \text{ кНм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_2^l}{R_b b_p h_0^2} = \frac{16,9 \cdot 10^{-3}}{1,33 \cdot 0,4 \cdot 0,36} = 0,086.$$

Згідно таблиці. 20 [10] визначимо $\xi = 0,955$.

$$A_s = \frac{M_2^l}{R_s \xi h_0} = \frac{16,9 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,955 \cdot 0,36} = 1,347 \text{ см}^2.$$

У пролітній зоні приймаємо 3Ø14 А400С ($A_s^{\text{факт.}} = 462 \text{ мм}^2$).

Максимальний опорний момент $M_2^{on} = 25 \text{ кНм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1,33 \cdot 0,4 \cdot 0,36} = 0,131.$$

Згідно таблиці. 20 [7] визначимо $\xi = 0,93$.

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{25 * 10^{-3}}{365 * 0,93 * 0,36} = 2,05 \text{ см}^2$$

У опорній зоні приймаємо 3Ø14 А400 ($A_s^{факт.} = 462 \text{ мм}^2$).

Поперечне армування усіх ригелів приймаємо гнучими стержнями Ø8 А240С з кроком 150 в приопорній зоні (1/4 прольоти) і 200 мм в іншій частині ригеля ($R_{sw}=175 \text{ МПа}$, $E_s=210000 \text{ МПа}$, $A_{sw}=2 \times 50,3=100,6 \text{ мм}^2$).

Проведемо перевірку вибраного армування за похилими перерізами. Розрахунок ведемо для найнебезпечнішого перерізу (вибираємо самий навантажений ригель згідно епюр внутрішніх силових чинників).

Максимальний момент в ригелі $M_{\max} = 36 \text{ кН} * \text{м}$.

Максимальна перерезуюча сила $Q_{\max} = 102 \text{ кН} * \text{м}$.

$q_1 = 16 \text{ кН} / \text{м}$ – фактичне рівномірно розподілене навантаження

На початку визначимо наступні проміжні значення:

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 * 763}{1,33 * 400} = 523 \text{ мм};$$

$$M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 * 0,95 * 400 * 360^2 = 98,50 \text{ кН} * \text{м};$$

де $\varphi_{b2} = 2$, $\varphi_{b3} = 0,6$ – коефіцієнт, що враховує вид бетону, згідно таблиці. 21 [7]

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{175 * 100,6}{150} = 117,3 \text{ кН} / \text{м};$$

Оскільки $q_1 = 16 \text{ кН} / \text{м} < 0,56 q_{sw} = 65,7 \text{ кН} / \text{м}$, то згідно п. 3.32 [7] довжина проєкції похилого перерізу

$$c = \sqrt{\frac{M}{q_1}} = \sqrt{\frac{98,50}{16}} = 2,48 \text{ м};$$

Оскільки $c=1,451 > \left(\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}\right)h_0 = 1,2$, то приймаємо $c=1,20$ м.

Довжина проекції похилої тріщини буде рівна

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{98,05}{117,3}} = 0,916 \text{ м.}$$

Оскільки $c_0=0,916 > 2h_0=2*0,36=0,72$ м, то приймаємо $c_0=0,72$ м;

Визначимо значення $Q_{b, \min}$:

$$Q_{b, \min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 * 0,95 * 400 * 360 = 82,08 \text{ кН} .$$

Визначимо Q_b :

$$Q_b = M_b / c = 98,50 / 1,2 = 82,08 \text{ кН} = Q_{b, \min} = 82,08 \text{ кН} .$$

Визначимо відсоток армування поперечними стержнями

$$\mu_w = A_{sw} / (bs) = 100,6 / (400 * 150) = 0,00168 ;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{30000} = 7 ;$$

звідси $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 * 7 * 0,00168 = 1,059 < 1,3$.

Для важкого бетону $\beta=0,01$, згідно [7]

Вчислимо $(b1=1 - (Rb=1 - 0,01*13,3=0,867$.

Перевіримо міцність похилого перерізу на дію згинального моменту,.

Перевіримо виконання умови :

$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw}$$

де $A_s=763$ мм² – площа розтягнутої арматури; z_s і z_{sw} – відстані згідно мал.

$$M = M_{\max} - q_1 c^2 / 2 = 36 - 16 * 1,2^2 / 2 = 24,5 \text{ кН} * \text{м} ;$$

згідно п. 3.42 [10] $z_s = h_0 - 0,5x = 360 - 0,5 * 523 = 98,5 \text{ мм}$;

$$\sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 * 117,3 * 2,48 = 145,5 \text{ кН} * \text{м}$$

$$M = 24,5 \text{ кН} * \text{м} \leq R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 3,65 * 7,63 * 9,85 + 145,5 = 274,3$$

Означає міцність похилого перерізу на дію згинального, забезпечена.

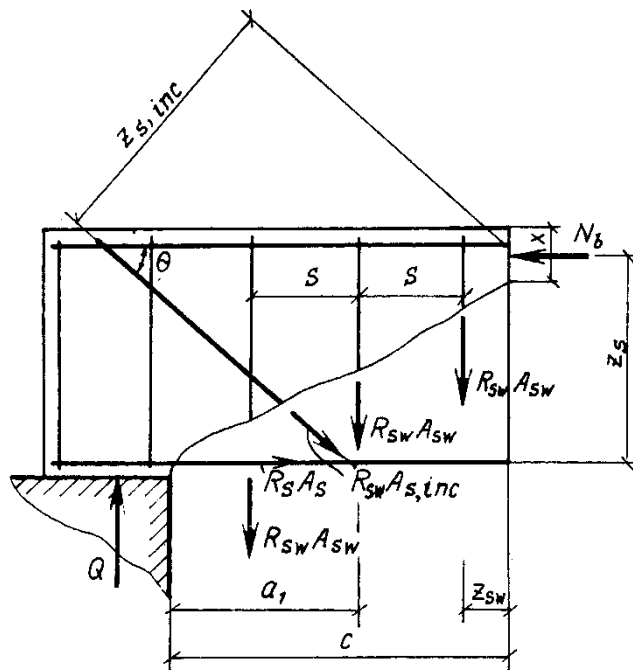
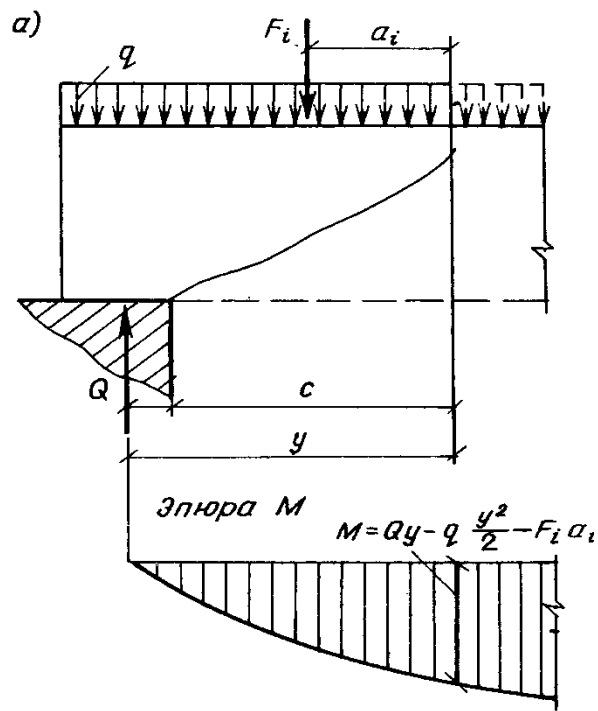


Рис 3.4. До розрахунку ригеля за згинальним моментом

Перевіримо міцність похилої смуги на стиск за умовою 3.30 [7].

$$0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 = 0,3 * 1,059 * 0,867 * 13,3 * 400 * 360 = 527533H = 181,2кН > > Q = 10,2кН$$

тобто міцність похилої смуги забезпечена.

Армування ригелів приведене в графічній частині.

Перевіримо міцність похилого перерізу по поперечній силі по умові п. 3.30 [7].

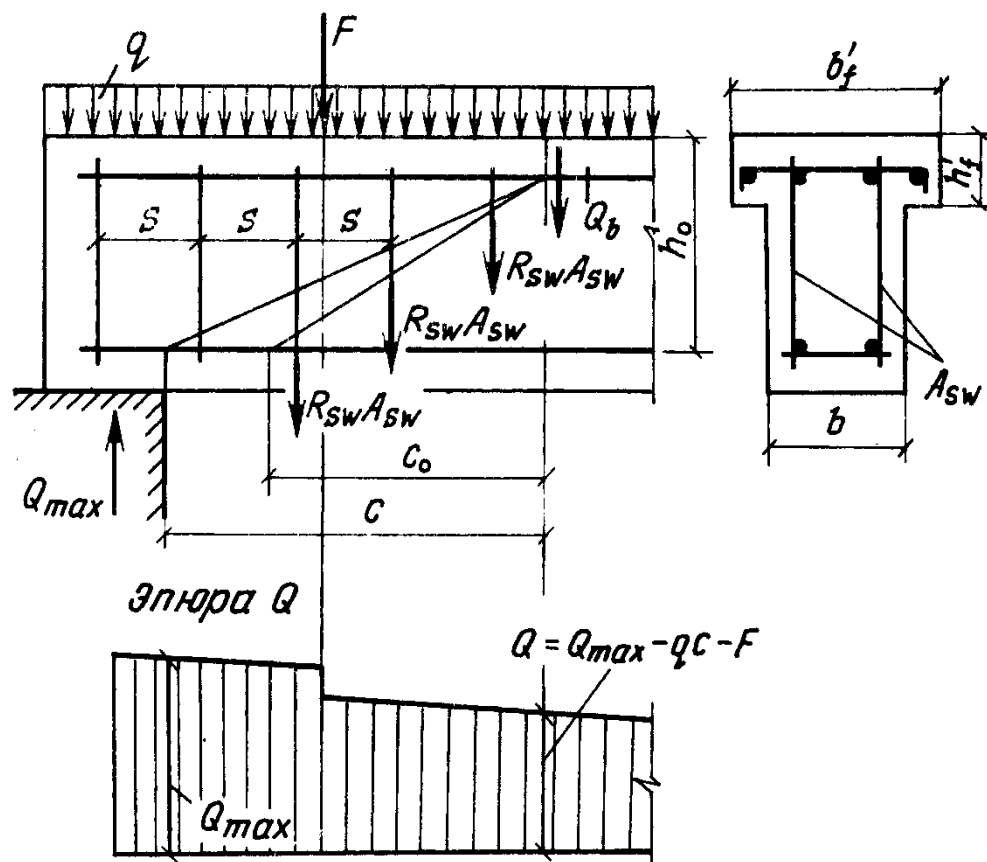


Рис 3.5. До розрахунку ригеля за поперечною силою

Перевіримо умову $Q_b + Q_{sw} > Q$

де $Q = Q_{max} - q_1 c = 102 - 16 * 1,2 = 82,8кН$.

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 117,3 * 0,72 = 84,5кН$$

Отже $Q_b + Q_{sw} = 82,08 + 84,5 = 166,6 > Q = 82,8$ кН, тобто міцність похилого перерізу по поперечній силі забезпечена.

3. Етап. Розрахунок міжколонних каркасів

Між колонами каракасы встановлюються по висоті плити для створення додаткової жорсткості монолітного диска і сприйняття опорного моменту в зоні стику плити і колони. Розрахунок ведемо згідно п. 3.15 [7]. Плита в міжколонній зоні має висоту $h = 200$ мм і шириною перерізи $b = 400$ мм. Захисний шар бетону $a' = 35$ мм. Отже робоча висота $h_0 = h - a' = 165$ мм.

Максимальний опорний момент $M^{on} = 21 \text{кН} * \text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{21 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,165^2} = 0,239.$$

Згідно таблиці. 20 [7] визначимо $\xi = 0,86$.

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{21 * 10^{-3}}{365 * 0,86 * 0,165} = 4,05 \text{см}^2$$

Верхня арматура міжколонних каркасів $3\emptyset 14$ А400С ($A_s^{факт.} = 462 \text{мм}^2$)

Розтягнуту арматуру каркасів приймаємо аналогічно верхній тобто $3\emptyset 14$ А400С ($A_s^{факт.} = 462 \text{мм}^2$).

Схема розташування міжколонних каркасів приведена в графічній частині.

4. Етап. Розрахунок монолітної плити

Розрахуємо необхідну площу арматури на 1м^2 перекриття

Розрахунок ведемо згідно п. 3.15 [7]. Пливу приймають заввишки $h = 200$ мм Захисний шар бетону $a' = 20$ мм. Отже робоча висота $h_0 = h - a' = 180$ мм.

Максимальний стискуючий момент $M^{on} = 24 \text{кН} * \text{м}$

$$\alpha_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{24 * 10^{-3}}{1,33 * 1 * 0,180^2} = 0,109.$$

Згідно таблиці. 20 [7] визначимо $\xi = 0,945$.

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{24 * 10^{-3}}{365 * 0,945 * 0,180} = 3,87 \text{ см}^2.$$

Призначаємо верхню сітку монолітної плити із стержнів Ø10 А400С з кроком 150 мм в обох напрямках. Оскільки в розтягнутій зоні плити моменти незначні те її армування призначаємо з конструктивних міркувань – Ø10 А400С з кроком 150 мм в обох напрямках.

4. Основи і фундаменти

4.1. Загальні відомості

Палі - це стрижневі конструкції фундаментів, які передають навантаження від споруди на глибокі міцні шари ґрунту.

Індустріалізація будівництва дала змогу виконувати пальові фундаменти більш масово, адже в багатьох випадках спорудження підземної частини будинку з застосуванням паль майже виключає трудомісткі земляні роботи.

Виготовлення паль на будівельному майданчику створенням свердловини у ґрунті і заповненням її бетоном запропонував київський інженер К. Страус наприкінці ХІХ ст. З того часу з'явилося багато різних конструкцій і технологій, які тією чи іншою мірою розвивають цю ідею.

Найчастіше виготовляють такі палі: буронабивні, пневмотрамбовані, частотрамбовані, буронабивні з поліпшеною основою, буронабивні з розширенням, камуфлеті, у витрамбовуваних шпарах, буроін'єкційні. В основу технології виготовлення паль покладено способи створення свердловини та укладання бетонної суміші.

Свердловини здебільшого бурять шнековим або ківшевим буром, щелепним грейфером або ударно-канатним способом, причому два останніх способи застосовують навіть для буріння в тріщинуватій скелі. Для паль застосовують свердловини діаметром 40-120 см, завглибшки 8-20м і навіть 35-40м.

Буроін'екційні палі виготовляють за технологією фірми „Солетанж” (рис. 4.1).

4.2. Влаштування буроін'екційних паль

Буроін'екційні палі рекомендується використовувати при новому будівництві, для підсилення основ існуючих будівель і споруд у випадку виникнення нерівномірних аварійних деформацій, для цілей надбудови, в якості превентивного підсилення при будівництві неподалік нового будинку, при реконструкції будівлі з зміною конструктивної схеми та передачі на фундаменти додаткових навантажень.

Питома вага буроін'екційних паль збільшується з кожним роком, так як безшумність виробництва, відсутність вібрації, висока продуктивність (близько 20паль за зміну), порівняно мала собівартість та інші переваги цієї технології забезпечили першочергове використання та незамінність таких паль при будівництві в тісних міських умовах.

По конструкції та способу виготовлення буроін'екційні палі поділяються на:

- палі, що влаштовуються під захистом бентонітового або глинистого розчину з обпресуванням до 0,2-0,4Мпа;

- палі, що влаштовуються під захистом обсадних труб з обпресуванням розчину тиском 0,2-0,4Мпа;

- палі, що влаштовуються з використанням перехідних бурових шнеків з обпресуванням до 0,2-0,4Мпа;

- палі, що влаштовуються шляхом ін'екції розчину в сухі пробурені свердловини.



Рис.4.1. Влаштування буроін'єкційних паль

Технологічна послідовність виготовлення буроін'єкційних паль включає (рис 4.2):

- влаштування бурової свердловини (рис 4.2,а);
- ін'єктування цементного розчину (рис 4.2,б);
- встановлення арматурного каркасу (рис 4.2,в).

Буріння свердловини виконується буровою установкою МБШ-818. Буріння ведеться пустотілим шнеком до проектної відмітки (несучого шару ґрунту). Відповідальний за буріння свердловини – машиніст бурової установки. Буріння виконує бригада бурильників у складі 3 робітників.

Подача бетонної суміші до свердловини здійснюється по шлангу від міксера РМ – 750. Шланг з'єднується з пустотілою шнековою колоною (з відкриваючимся буровим долотом) в лідерному (кінцевому) шнеку. подача бетону здійснюється під тиском 0,2-0,4Мпа в забій свердловини з цементациєю затрубного простору, яке ведеться з одночасним підняттям шнекової колони до вилива чистого бетону з гирла свердловини (затрубного простору).

Встановлення арматурного каркасу виконується буровою установкою шляхом опускання його в заповнену бетоном свердловину до її забою. По мірі усадки бетону проводиться його підливка того ж складу.

В цій технології особливо важливо узгодити об'єм поданої бетонної суміші та швидкість підйому бура, щоб не створити розрив у тілі палі.

Особливості влаштування бурін'єкційних паль:

- постановка паль при виконанні послідовності, визначеної в ППР, не приводить до їх додаткової усадки;

- використання пустотілих шнеків великого прохідного перерізу з малою шириною реборди дозволяє не тільки зменшити вплив на існуючі будівлі, але й зменшує кількість породи, що піднімається на поверхню, в зв'язку з тим, що при бурінні відбувається ущільнення стінок свердловини. А також встановлення каркасу всередині шнеків до їх підйому і неперервна подача бетону при підйомі з нижньої точки свердловини гарантує необхідний захисний шар бетону навколо арматурного каркасу та якісне заповнення тіла палі бетоном.

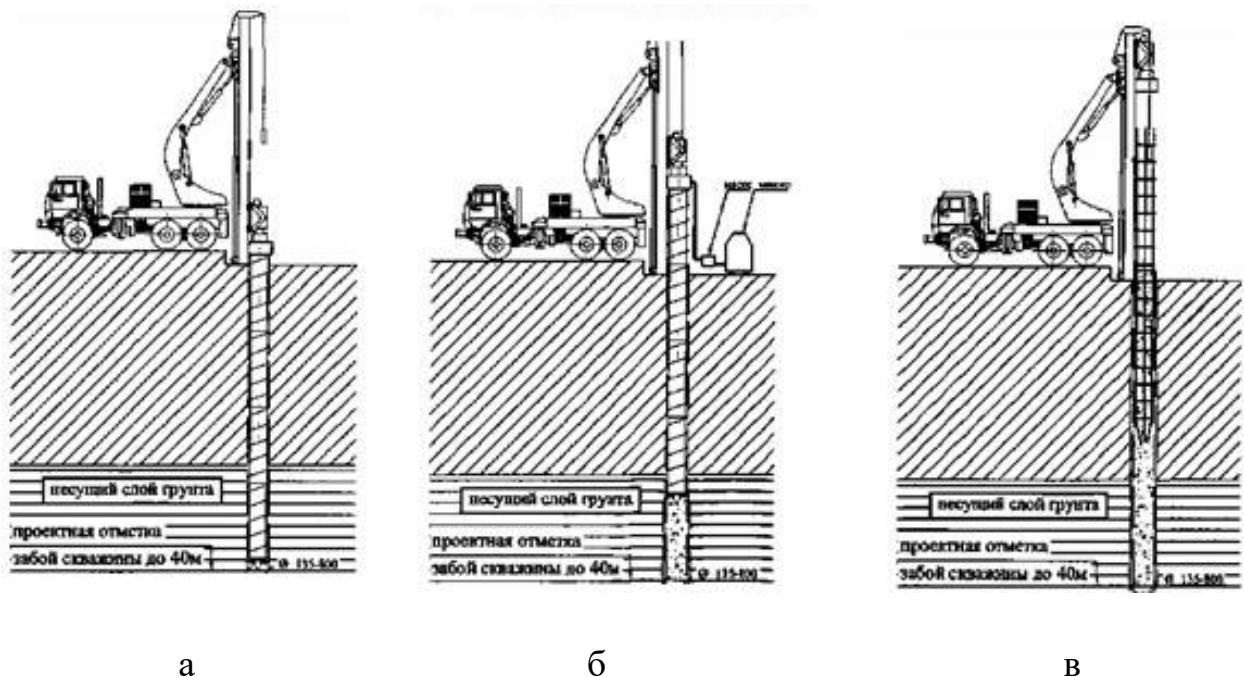
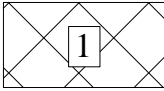
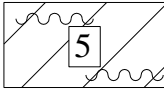
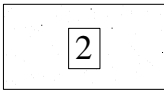
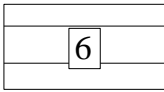
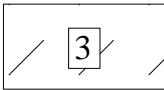
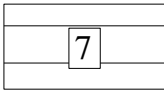



Рис.4.2. Послідовність влаштування бурін'єкційних паль

Для забезпечення контролю якості влаштування буроін'єкційних паль розроблена система контролю, що забезпечує дотримання оптимальних режимів процесу влаштування паль.

4.3. Геологічні умови

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту.

	- насипний ґрунт		- суглинок з вмістом органічних речовин
	- пісок		- глина мергельна деградована, тугопластична
	- супісок		- глина мергельна напівтверда та тверда
	- суглинок		

Інженерно-геологічні процеси на території забудови не розвиваються, тому впливу на основи і фундаменти, будинок в цілому не має. Зміна властивостей основи на період експлуатації не прогнозується.

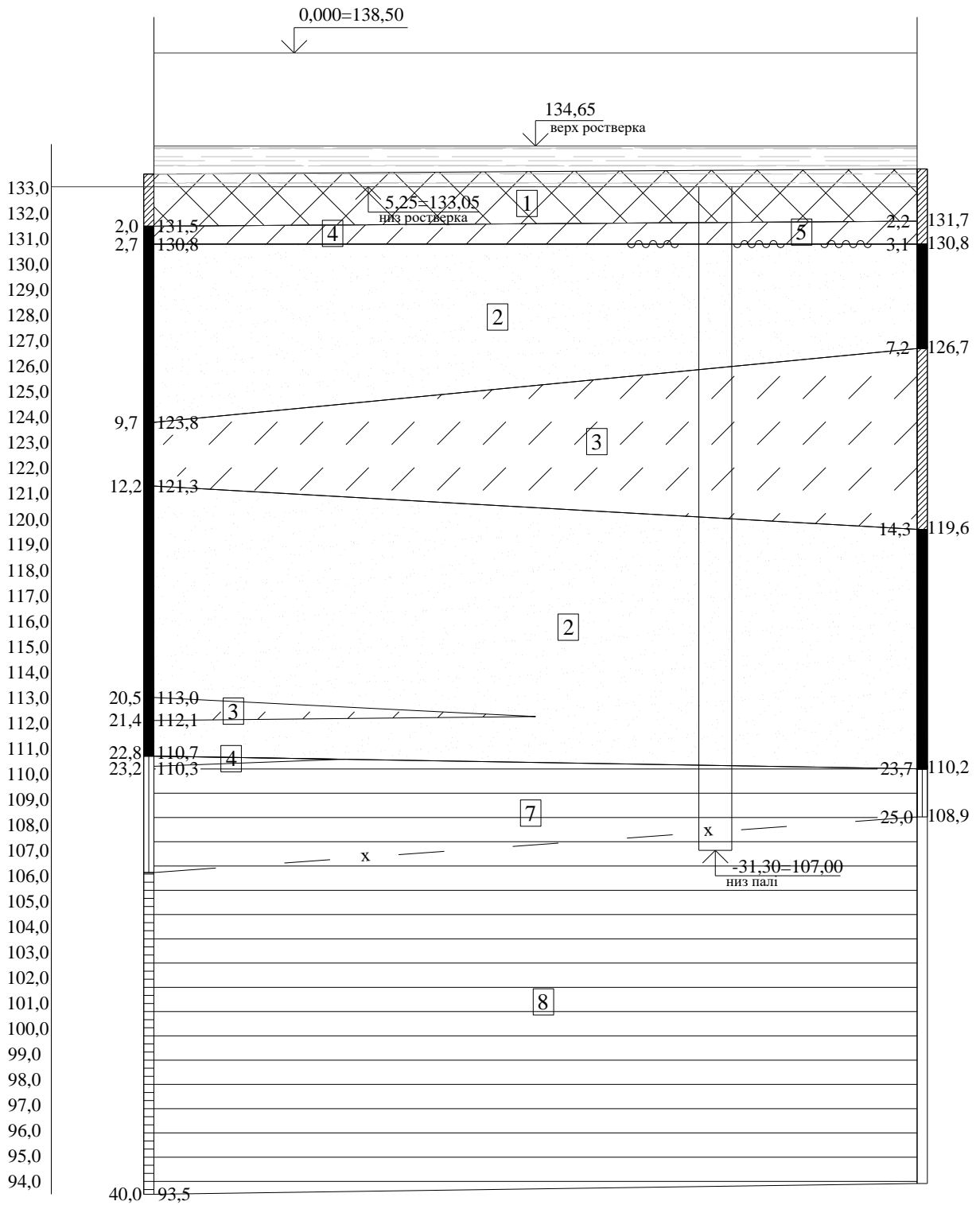


Рис. 4.3. Геологічний розріз

4.4. Розрахунок фундаменту 15-поверхового житлового будинку

1.2.1. Збір навантаження на несучі стіни від одного поверху виконано згідно ДБН „Навантаження і впливи”. Тимчасові навантаження на перекриття вбудованих офісів – 200кг/м^2 , тимчасові навантаження на типових житлових

поверхах – 150кг/м², в технічних приміщеннях - 500кг/м². Збір навантажень на типовий поверх приведено в таблиці 5.1. Розрахункове навантаження на палю – 200т. Згідно розрахунку приймаємо діаметр буроін’єкційних палей d=620мм. Розміщення палей у плані (палеве поле) приведено на рис. 4.4.

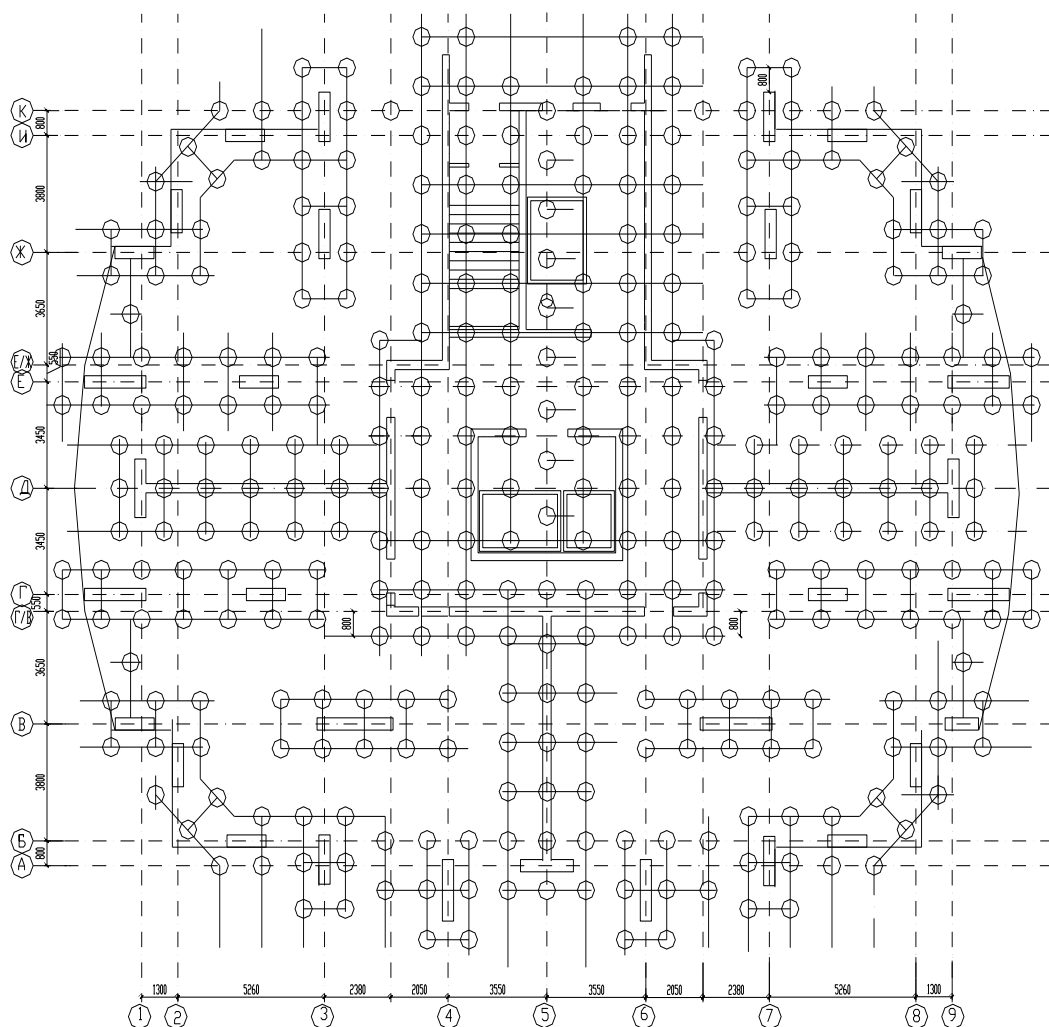


Рис. 4.4. Палеве поле будинку

Контроль якості робіт. Якість улаштування палей контролюють у кілька етапів під час виконання робіт. Контролю підлягає правильність винесення в натуру місця розташування палей і вертикальна прив’язка їх. Перед заглибленням палей перевіряють відповідність усіх конструкцій, матеріалів і виробів, які надходять на будівельний майданчик, проектним вимогам. Під час заглиблення палей ведуть спеціальний журнал, в якому зазначають усі технологічні особливості, кількість ударів молота на кожний метр заглиблення, а також фіксують пошкодження палей.

Разом із улаштуванням буронабивних паль виготовляють і випробовують контрольні кубики з того самого бетону, що й палі, для оцінки його якості.

Таблиця 4.1

Збір навантаження на типовий поверх

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, $кН/м^2$	γ_f	Розрахункове навантаження, $кН/м^2$
1	2	3	4	5
1	Паркет $t=25мм,$ $\rho=600кг/м^3$	0,15	1,2	0,18
1	2	3	4	5
2	Цементно-піщана стяжка $t=20мм,$ $\rho=1800кг/м^3$	0,36	1,3	0,468
3	2 шари євроруберойду	0,05	1,2	0,06
4	Strop Rock $t=130мм,$ $\rho=10 кг/м^3$	0,013	1,3	0,0169
5	Залізобетонне перекриття $t=200мм,$ $\rho=2500кг/м^3$	4,9	1,3	6,37
	Всього	5,473	1,26	6,896
6	Корисне тимчасове навантаження	1,5	1,2	1,8

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1. СКЛАД КОМПЛЕКСНОГО ТЕХНОЛОГІЧНОГО ПРОЦЕСУ

Бетон і залізобетон є основними матеріалами в сучасному будівельному виробництві. Широке застосування їх зумовлене високими фізико-механічними показниками, довговічністю, можливістю виготовлення різноманітних будівельних конструкцій та архітектурних форм порівняно простими технологічними методами, використанням здебільшого місцевих будівельних матеріалів з порівняно низькою собівартістю.

Будівництво із монолітного бетону і залізобетону економічніше - потребує менших затрат на створення промислової бази (до 40 %), менших енергетичних витрат (на 25 — 30 %) та менших витрат металу (на 20-40 %), ніж на будівництво зі збірних конструкцій.

Швидко розвиваються спорудження житлових будинків, адміністративних будівель та готелів із монолітного залізобетону. Водночас з економічною доцільністю це дає змогу вирішувати завдання підвищення складності масового міського будівництва (спорудження будинків на 25-30 і більше поверхів), а можливість виготовлення конструкцій різних форм значно поліпшує архітектурний вигляд міст.

Комплексний процес зведення монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій, який має узагальнену назву «бетонні та залізобетонні роботи», складається з улаштування опалубки, армування та бетонування конструкцій, витримування бетону в забетонованих конструкціях, розпалублення, а за потреби й опорядження поверхонь конструкцій. Процес бетонування, що складається з укладання й ущільнення бетонної суміші, в багатьох випадках є ведучим, з яким погоджують виконання інших процесів (табл. 5.1).

До технологічного комплексного процесу зведення монолітних залізобетонних конструкцій належать заготівельні, транспортні та монтажньо-укладальні (основні) процеси.

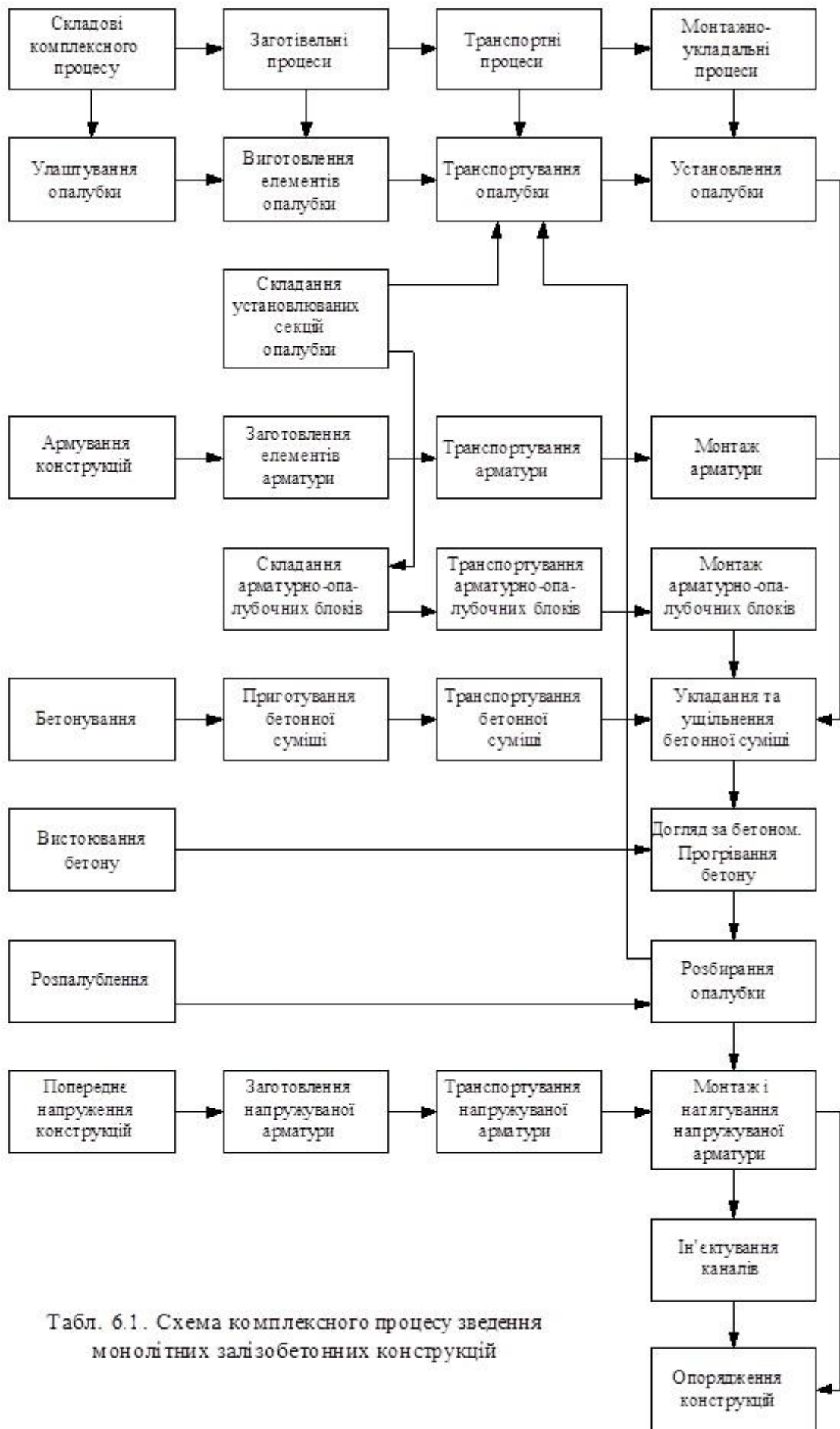


Табл. 6.1. Схема комплексного процесу зведення монолітних залізобетонних конструкцій

Зведення монолітних залізобетонних конструкцій досить трудомісткий процес. Добовий виробіток одного працівника на бетонних та залізобетонних роботах становить 0,5...2м³. Серед складових трудомісткості на влаштування опалубки припадає 30...60%, на армування конструкцій – 15...35, на бетонування – 20...45% загальних витрат праці; до 20% робітників виконують допоміжні операції. Багато операцій ще виконують вручну за допомогою ручного чи механізованого інструменту.

Підвищення ефективності бетонних і залізобетонних робіт забезпечують підвищенням технічного рівня кожного окремого процесу, їхнім взаємним узгодженням і комплексною механізацією. Важливим завданням технології монолітного бетону і залізобетону на майбутнє є зниження частки ручних робіт.

5.2. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки

В кваліфікаційній роботі розроблена технологічна карта на влаштування розбірно-переставної дрібнощитової опалубки для спорудження монолітного залізобетонного перекриття.

В склад робіт, що розглядаються картою входять:

- монтаж елементів горизонтальної опалубки;
- встановлення базових стояків з триногами;
- вкладання в головки стояків підтримуючих (головних) балок;
- встановлення проміжних стояків;
- вкладання на підтримуючі балки розподільчих (другорядних) балок;
- розкладка опалубочних щитів;
- закріплення бортових елементів;
- закріплення страхувальної огорожі;
- влаштування елементів жорсткості;

- виконання демонтажу елементів горизонтальної опалубки з владанням їх в контейнери.

Роботи виконуються в природно-кліматичних умовах м. Дніпро на протязі календарного року в дві зміни.

Обов'язковими необхідними умовами для застосування даної типової технологічної карти є:

- досягнення несучої спроможності бетону попереднього (нижче розміщеного) перекриття не менше 70% від проектної;

- максимальна товщина монолітного перекриття - 300мм;

- несуча спроможність стояків-опор - 20кН.

При прив'язці типової технологічної карти до конкретних умов будівництва в складі ПВР необхідно передбачити наявність наступних документів:

- будівельний генеральний план;

- загально-організаційна схема розділення споруди на захватки;

- варіанти темпів спорудження поверхів з відповідними поярусними схемами переміщення стояків;

- проект розташування (схеми) опалубочних елементів;

- технічні заходи сходження робітників на поверхи;

- місця і засоби анкерування страхувальних канатів, поясів;

- проект виробництва геодезичних робіт;

- проект закріплення навісної площадки-накопичувача для перевантаження і подачі елементів опалубки на наступні поверхи.

5.3. Організація і технологія будівельного процесу з влаштування горизонтальної опалубки

До початку влаштування горизонтальної опалубки необхідно здійснити підготовчі роботи, а саме:

- здійснити влаштування залізобетонних вертикальних конструкцій на попередньому поверсі;
- доставити на перекриття, яке відповідає вимогам п.9 табл. 10 СНиП 3.03.01-87 щодо міцності, опалубочні елементи, інвентар, засоби помосту, інструмент, страхувальні засоби безпеки;
- розмітити червоною фарбою місце встановлення телескопічних стояків, які суміщуються зі стояками, що розміщені на нижніх поверхах. Крок розташування стояків визначається в залежності від висоти поверхів, товщини перекриття;
- закріпити до ядра жорсткості будинку (як правило ліфтові і сходові клітини) страхувальні канати. Влаштувати перевантажувальні засоби - навісні площадки.

Роботи з монтажу горизонтальної опалубки (рис. 5.1,5.2) виконує ланка монтажників з двох чоловік, в т. ч. монтажник 4 розряду - М-1 і монтажники 3 розряду - М-2.

Процес влаштування опалубки наступний. З поданих на поверх (ярус) контейнерів з елементами риштувань опалубки беруться і на розмічені місця встановлюються розкладені триноги. В триноги вставляються опорні стояки і фіксуються замками. На стояк вставляється нижня головка (шифр 586174) з фіксаторними клинами. Стояки висуюються на визначену висоту (у відповідності з проектною висотою поверху - H , довжина висунутого стояка $L=H-(\delta_{п.г.}+h_{д.б.}+h_{г.б.}+h_{п.г.})$ де: $\delta_{п.г.}$ - товщина палуби (21мм); $h_{д.б.}$ - висота другорядної балки (200мм); $h_{г.б.}$ - висота головної балки; $h_{п.г.}$ - висота фіксованої клином

шийки нижньої головки (60мм). Висунута необхідна довжина L стояка фіксується пальцем і гвинтом.

При допомозі спеціального дистанційного маніпулюючого інструменту у вигляді вилки (шифр 586182), головні балки навішуються на нижні головки таким чином, щоб звисаючі з головок кінці балки були симетричними.

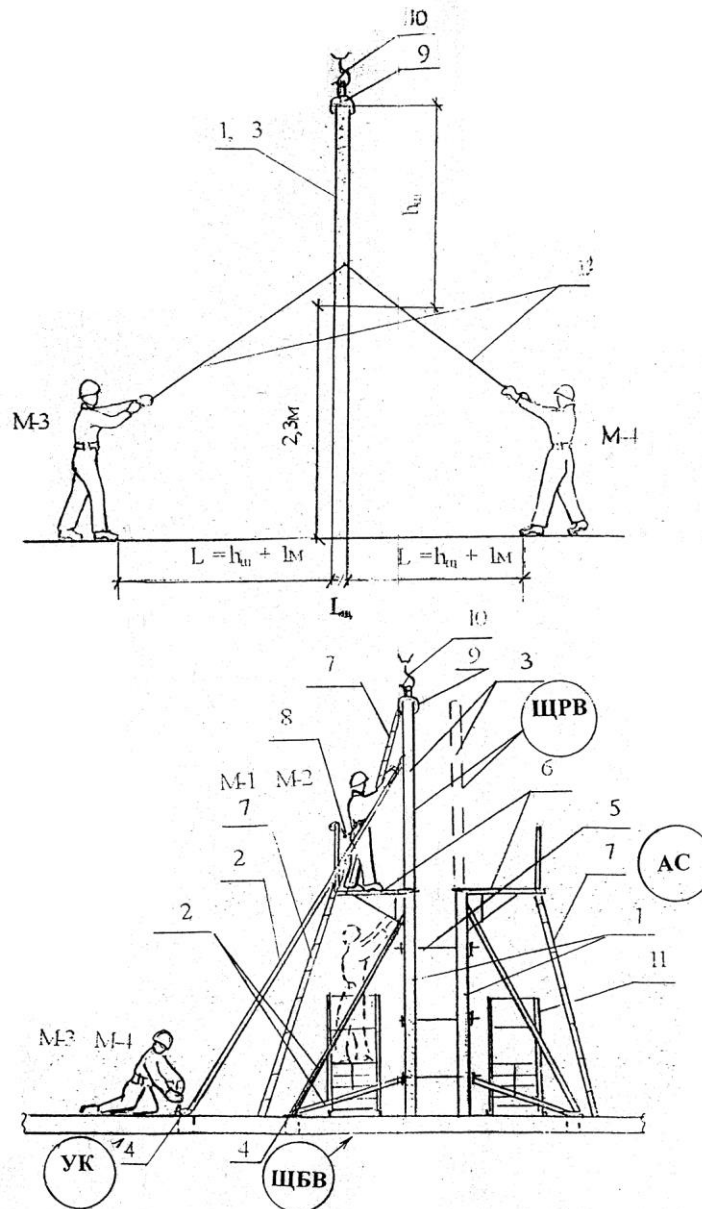


Рис.5.1. Схема транспортування і монтажу вертикальних щитів опалубки:

- 1 – щити 1-го ярусу; 2 – рихтовочні стояки; 3 - щити 2-го ярусу ; 4 – анкер для закріплення рихтувальних стояків; 5 – анкерні стержні з суперплитами; 6 - навісні площадки (типу Фрамакс); 7 – драбини; 8 – монтажний пояс; 9 – несуча скоба Фрамакс; 10 – захватний гак крана; 11 – монтажний столик; 12 – капронові відтяжки $\varnothing 8\text{мм}$.

В місцях майбутнього сполучення щитів опалубки вкладаються спарені другорядні балки.

З інвентарних помостів (століків) монтажники скріплюють спеціальними струбцинами головні і другорядні балки між собою для влаштування непорушного базового помосту на палубі. Між скріпленими балками розташовується базовий щит - поміст із спеціальними фіксуючими від зсуву ребрами. Ребра закріплені гвинтами з потаємними головками.

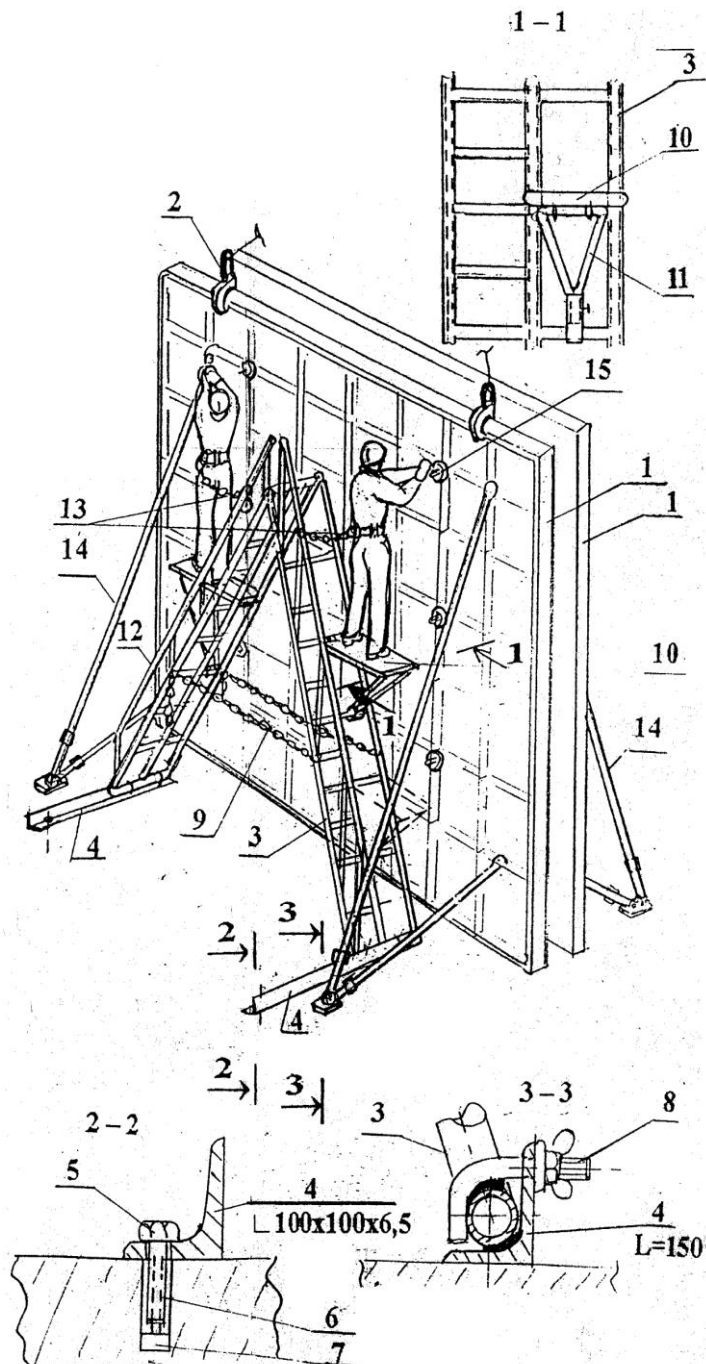


Рис.5.2. Схема влаштування засобів підтримки при сполученні великогабаритних вертикальних щитів:

1 – щити; 2 – захвати; 3 – розкладальна двоходова драбина; 4 – опорно-анкерна балка; 5 – анкерний болт; 6 – дюбель; 7 – монолітне перекриття; 8 – кріпильна скоба; 9 – ланцюг; 10 – переносні столики; 11 – рихтувальні стояки; 12 – поручень зі страхувальними засобами; 13 – страхувальний пояс; 14 – рихтовочний стояк; 15 – стяжка розташування між балками щита-помосту.

Після він закріплюється до ребер балок при допомозі фіксаторних підкладок. В центрі щита помосту - анкерна деталь з проушиною, до якої закріплюються карабіни страхувальних поясів монтажників.

На приставній драбині монтажники піднімаються на щит - поміст, закріплюються карабінами до проушини. Додаткова ланка монтажників М-3, М-4 подає щити на монтажний горизонт, а М-1, М-2 вкладають їх на балки. Перед укладанням щитів палуби контуру будинку карабіни монтажників закріплюються до страхувального канату.

Щит-поміст замінюється на рядовий щит палуби.

На контурі майбутньої плити перекриття закріплюється бортовий елемент і запобіжна огорожа.

Після розкладки щитів під головні балки з необхідним кроком виставляються допоміжні стояки з підтримуючими головками (шифр 586179) висунутими на величину L, аналогічно, стоякам.

На цьому процес влаштування горизонтальної опалубки закінчується.

Опалубку поставлять на об'єкт в комплекті з технічною документацією. Збирання опалубочних форм з інвентарних елементів і їх встановлення в робоче положення виконують згідно з розрахунковим проектом, або технологічними таблицями з паспортів, що супроводжують комплекти опалубки.

Підтримуючі конструкції опалубки стояки-опори (телескопічні опори) повинні мати опорні п'яти, достатні для збереження поверхні попередньо

забетонуваних конструкцій від пошкоджень (що перевіряється розрахунком і вказується в проекті розташування стояків).

Основа під опалубочні балки (щити) повинна бути вивірена до початку їх установки. Опалубку для бетонування ділянок перекриттів прольотом більше 4м необхідно влаштовувати з будівельним підйомом > 3мм на 1м прольоту. Допустимі відхилення при виконанні опалубочних робіт приведені в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2

Допустимі відхилення при виконанні опалубочних робіт

Найменування відхилень	Величина допустимих відхилень
Точність виготовлення інвентарної опалубки і її елементів	Не нижче Н 14:L 14; $\pm \frac{T14}{2}$ (ГОСТ 25346-89, ГОСТ 25347-82*)
Точність установки інвентарної опалубки	$\pm \frac{T14}{2}$ (ГОСТ 25346-89, ГОСТ 25347-82*)
Перепади поверхонь, в тому числі стикувальних для:	
- конструкцій, готових під фарбування без шпатлівки;	<2мм
- конструкцій, готових під наклею шпалерами	<1мм
Прогин зібраної опалубки:	1/500 прольота

При поступленні опалубки на будівництво спостерігають за тим, щоб вона була пофарбована (за винятком контактних поверхонь щитів палуби). Всі різьбові з'єднання повинні бути змазані. Щити, підтримуючі елементи, прогони, хомути, струбцини, замки мають бути очищені від цементного розчину. Операції з очищення виконуються при допомозі скребків, щіток.

5.4. Бетонування

Процес укладання бетонної суміші має такі складові: підготовчі операції; приймання, розподіл, ущільнення бетону; контрольні та допоміжні операції (переставляння віброжолобів, бункерів та ін.). Перед укладанням бетону перевіряють якість і відповідність проектів елементів, які після укладання бетону будуть сховані в його тілі (армування, гідроізоляція), і складають акти на приховані роботи.

Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші опалубку й арматуру за потреби очищують від сміття і бруду, бетонні та горизонтальні поверхні робочих швів звільняють від цементної плівки, перевіряють захисні пристосування, передбачені вимогами безпеки праці. Внутрішню поверхню інвентарної опалубки змащують спеціальними мастилами для зниження зчеплення з нею бетону і поліпшення якості поверхні бетону монолітної конструкції.

Під час укладання бетонної суміші контролюють стан опалубки та риштувань. Умови виконання робіт (температура повітря, суміші тощо), властивості суміші, обсяги виконаних робіт щодня записують у журнал бетонних робіт.

Технологія укладання бетонної суміші залежить від виду, розмірів та положення конструкцій, кліматичних умов, устаткування, енергетичних ресурсів, властивостей суміші. Бетонну суміш укладають одночасно на всю висоту конструкції чи блока бетонування.

Товщину горизонтальних шарів визначають засобами для ущільнення. При ущільненні поверхневими вібраторами суміш укладають шарами 200мм завтовшки.

Ущільнення бетонної суміші забезпечує щільність і однорідність бетону і, в результаті, його міцність і довговічність. Бетонну суміш ущільнюють вібруванням протягом 30-100с. Під дією вібрації суміш розріджується, з неї видаляється повітря; при цьому опалубна форма щільно заповнюється. Для ущільнення

бетонної суміші використовують глибинні та поверхневі вібратори. Необхідна кількість машин, устаткування, інструменту, пристроїв наведена в таблиці 7.3.

Поверхня між раніше укладеним затверділим і свіжоукладеним бетоном називається робочим швом і є найвідповідальнішою складовою процесу бетонування. Перерви в укладанні бетонної суміші, що виникають через технологічні та організаційні умови чи під впливом випадкових чинників, можуть призвести до порушень монолітності конструкцій внаслідок недостатньої адгезії бетону до поверхні між попереднім і наступним укладеними шарами; порушення зв'язків між часточками бетону, що твердне, й арматурою попереднього шару під впливом динамічних зусиль під час укладання бетонної суміші наступного шару; різного напрямку деформацій усадки бетону в суміжних шарах, що спричинює розтяжні зусилля, які послаблюють зону стику. Все це підвищує вимоги як до розміщення стиків у конструкції, так і до технології їх виконання.

Таблиця 5.3.

Потреба в машинах, устаткуванні, інструменті, інвентарі і пристроях

Машини устаткування, інструмент, інвентарні пристрої	Тип	Марка	Кількість
1	2	3	4
1. Трансформатор понижаючий	-	ІВ-4	1
2. Вібратор глибинний	-	ІВ-66	1
3. Баддя для подачі бетону	-	-	1
4. Захисно-вимикаюче пристосування	ІЕ-98901	-	1
5. Молоток теслярський	МПІІ-1	-	1
6. Келька	КБ	-	1
7. Лопата для розчинів	ЛР	-	1
8. Гребок для бетонних робіт	УРО-758	-	1
9. Скарпель для кам'яних і бетонних робіт	ІР-561	-	1
10. Щітка з сталюого дроту	-	-	2

11. Рівень будівельний	УС-2	-	1
12. Рейка контрольна	-	-	1
13. Ящик для інструменту	-	-	2
14. Відро	-	-	4
15. Інвентарний щит місток	Інд.	-	4
16. Поверхневий вібратор	-	-	2

Робочі шви вертикальних елементів (колон, пілонів) мають бути горизонтальними і перпендикулярними до граней елемента. Бетонування в місцях утворення робочого шва поновлюють після того, як бетон попередньо укладеного шару набуде потрібної міцності (як правило, 1,5 МПа; за нормальних умов твердіння і температури бетонної суміші 20 — 30 °С на це потрібно 18-24 год). Перед початком бетонування з поверхні раніше укладеного бетону видаляють цементну плівку.

Місця з'єднання попередньо укладеного та свіжого бетону рекомендується влаштовувати в точках дії менших сил перерізу.

Догляд за бетоном здійснюють у початковий період його твердіння. Він має забезпечувати: підтримання волого-температурних умов твердіння; запобігання виникненню значних температурно-усадкових деформацій і тріщин; оберігання бетону, що твердне, від ударів, струшувань, які можуть погіршити його якість. При цьому вживають різних заходів для запобігання зневоднюванню бетону, а також передаванню на нього зусиль і струшувань. Улітку в помірній кліматичній зоні бетон на звичайному портландцементі зрошують водою впродовж семи діб. За температури повітря вищої за 15 °С у перші три доби бетон зрошують удень через кожні три години і один раз уночі, а в наступні дні - не менше ніж три рази на добу.

Великі горизонтальні поверхні замість зрошення покривають захисними плівками (водно-бітумною емульсією, етиоловим лаком, полімерними плівками). У випадку покриття поверхні бетону вологостійкими матеріалами (рогожею, матами, тирсою) перерви між зрошенням збільшують в 1,5 раза. Улітку бетон

також захищають покриттями від дії сонячного проміння, а взимку — від морозу. Для запобігання дії навантажень на бетон рух по ньому людей або установа рихтувань чи опалубки дозволяють тільки після досягнення укладеним бетоном міцності не менше ніж 1,5МПа.

5.5. Демонтаж опалубки

Демонтаж опалубки виконується почерговою перестановкою стояків опор шляхом виведення їх з під балок, зняття підтримуючих головок і підведення під монолітну плиту перекриття з напруженими гвинтами.

Демонтаж і перестановка стояків виконується окремими ділянками, розмір яких не перевищує 6м в напрямку головних і другорядних балок.

Процес демонтажу опалубки наступний.

Монтажник знімає проміжні стояки шляхом згвинчування замків і на опорах з триногами молотком вибиває клин головки, яка осідає на 60 мм разом з балками і щитом палуби. М-1 і М-2 при допомозі вилок провертають другорядні балки навколо подовжньої осі на 90°. М-3 і М-4 з монтажних столиків висувають і передають М-1 і М-2 щити, які їх складають в спеціальні контейнери. Аналогічно знімаються другорядні балки, а також головні балки. Для зручного пересування контейнер забезпечується колесами.

Після звільнення ділянки 6м×6м монолітного перекриття з стояків опор знімаються підтримуючі головки, стояки, висуваються, підводяться під плиту і виставляються в напруженому стані в раніше розмічених фарбою місцях.

Після цього виконуються аналогічні операції з демонтажу опалубки і перестановки стояків - опор на наступній ділянці.

Необхідність підведення і розкріплення стояків-опор під плити перекриття, бетон який набрав 100% міцності, а також кількість розкріплених ярусів на вертикалі будинку визначається на підставі спеціального проектного рішення в залежності від несучої спроможності перекриття, темпів будівництва і умов тужавлення бетону.

6. Організація будівництва

6.1. Будівельний генеральний план

Спорудження об'єкта у встановлені терміни з дотриманням техніки безпеки і вимог до якості робіт багато в чому визначається якістю рішень по організації будівельного майданчика.

Організація будівельного майданчика в цілому визначається рішенням великої кількості технологічних, організаційних і соціологічних задач по спорудженню об'єкта на різних стадіях його будівництва. До технологічних задач звичайно відносять вирішення питань механізації основних будівельно-монтажних робіт і розміщення засобів механізації в різні періоди будівництва об'єкта.

Організаційними задачами є вибір і розміщення об'єктів будівельного господарства, включаючи організацію транспорту, складського господарства, електро-, енерго- і водопостачання, зв'язку і сигналізації, адміністративно-побутового обслуговування, а також інших тимчасових об'єктів виробничого призначення.

Соціологічні задачі спрямовані на забезпечення побутового, культурного і медичного обслуговування учасників будівництва.

Завершальним проектним документом організації будівельного майданчика при спорудженні об'єкта є будівельний генеральний план (будгенплан).

В усіх випадках будгенплан розробляють, виходячи з таких основних принципів:

- мінімальна площа, економічність будівництва й експлуатації тимчасових інженерних комунікацій;
- мінімум витрат на будівельне господарство за рахунок використання існуючих будинків і комунікацій, а також таких, що будуються;
- організація найраціональніших вантажопотоків на майданчику з мінімальним числом перевантажень і комплексною механізацією вантажно-розвантажувальних, складських і транспортних робіт;

- розміщення виробничих установок на найкоротшій відстані від місць спорудження об'єкта;
- розміщення по можливості тимчасових будинків, споруд, мереж і установок на вільних майданчиках для їх експлуатації протягом усього будівництва без перенесення;
- забезпечення раціонального суміщення в часу будівельних процесів при потоковому виробництві робіт;
- дотримання вимог безпечного ведення робіт, протипожежної безпеки і виробничої санітарії;
- створення найсприятливіших умов побутового обслуговування персоналу будівництва;
- забезпечення умов ефективної організації керування будівництвом на основі загально майданчикових систем зв'язку і сигналізації.

Проектування бюджету це складна багатоваріантна задача, яка вирішується на основі порівняльної техніко-економічної оцінки показників різних варіантів бюджету на даний об'єкт. Бюджет як підсумковий проектний документ організації будівельного майданчика розробляється як правило на визначений термін спорудження об'єкта.

Будівельний генеральний план є складовою частиною проекту виробництва робіт та є документом, на якому, крім будівель і споруд, які споруджують на будівельному майданчику, вказують місця складування матеріалів і конструкцій, шляхи руху машин та механізмів, розміщення тимчасових будівель і споруд, мережі водопроводу та енергопостачання, а також інші комунікації, споруди та обладнання, необхідні на будмайданчику для нормального забезпечення виробництва будівельно-монтажних робіт по зведенню об'єкта з найменшими трудовими і матеріальними затратами та в задані терміни.

Будівельний генеральний план розробляється з урахуванням рішень генерального плану об'єкта, відповідності технологій зведення об'єкта, прийнятої в календарному плані, додержування вимог охорони праці, техніки безпеки, протипожежних вимог і санітарних норм, раціонального використання

будмайданчика, скорочення матеріальних і трудових витрат на зведення тимчасових будівель і споруд за рахунок використання постійних (проектуємих для потреб експлуатації об'єкта) мереж водопроводу, каналізації, енергопостачання, під'їзних доріг та інших споруд.

Проект організації будівництва адміністративної будівлі з вбудованими приміщеннями розроблені згідно діючих норм на підставі проекту, ДБН А.3.1-5-96,

Ступінь складності об'єкту – середня. Будгенплан розроблено на період зведення надземної частини житлового будинку.

На будгенплані приведені прив'язання руху баштових кранів, складування конструкцій і матеріалів, місць влаштування тимчасових будівель і споруд, тимчасових доріг. Заїзд та виїзд до будмайданчика здійснювати з вулиці, що проходить поруч.

Тимчасове водопостачання здійснювати від діючих водопровідних мереж. Місце підключення показано на будгенплані.

Тимчасове електропостачання здійснювати від ТП-133 по кабелю, що прокладається в підготовчий період. Місце підключення показано на будгенплані.

Розчин та бетон подається до місця виконання робіт автотранспортом централізовано.

Тимчасові будівлі та споруди приймаються збірно-розбірні, пересувні або блокові залежно від типу, який має будівельна організація.

Загальна тривалість будівництва житлового будинку складає 18 місяців.

6.2. Організація процесу будівництва

Будівництво адміністративної будівлі буде здійснюватися в два періоди: підготовчий та основний. Під час підготовчого періоду буде виконано наступний комплекс робіт:

- знесення існуючих будівель і споруд;
- огороження будівельного майданчика;

- влаштування тимчасової дороги для потреб будівництва;
- влаштування тимчасового водо- та електропостачання;
- влаштування тимчасових будівель та споруд.

Основний період включає в себе такі операції:

- спорудження будівлі;
- спорудження підземного паркінгу;
- прокладання інженерних мереж;
- благоустрій територій.

6.3. Зведення будівлі

Зведення адміністративної будівлі здійснюватиметься в наступній технологічній послідовності:

- влаштування палевого фундаменту;
- влаштування підземної частини будинку;
- зведення надземної частини будинку;
- зведення офісних приміщень;
- опорядження та спецроботи.

Зведення адміністративної будівлі вестиметься при допомозі баштового крану КБ-405,2, що встановлюється вздовж осей “А” і “К” та баштового крану КБ-676, який завершує будівництво.

Зведення підземного паркінгу та офісних приміщень вестиметься при допомозі гусеничного крану МКГ-25 (або ДЕК-251), або іншого крану з аналогічними вантажними характеристиками.

Палі будуть влаштовані при допомозі УБЦ.

Підземна частина будинку зводиться при допомозі гусеничного крану МКГ-25 (ДЕК-251), або пневмоколісним краном КС-4361.

Внутрішні сантехнічні роботи виконуватимуться після виконання отворів, утроб, штукатурок стін в місцях прокладання повітроводів та трубопроводів. Великогабаритне обладнання подається в проектне положення крізь монтажні отвори, спеціально передбаченими проектами підйомно-пересувними

механізмами. По шляху подачі його в проектне положення в стелі запроєктовані скоби, які служитимуть для кріплення талей. Відомість обсягів основних будівельних, монтажних, і спеціальних будівельних робіт приведена в таблиці 6.1. Відомість потреби в будівельних конструкціях, матеріалах і устаткуванні наведена в таблиці 6.2. Потреба в основних будівельних машинах та механізмах перелічена в таблиці 6.3.

6.4. Земляні роботи

Котлован під адміністративну будівлю, прибудовані приміщення і паркінг передбачається відривати екскаватором, обладнаним “зворотною лапою”, типу ЕО-4121 на гусеничному ході, або ЕО-3322А на пневмоколесному ході. Об’єм ковша відповідно 0,65м³ та 0,5м³. Добір ґрунту в котлованах вестиметься вручну.

Ґрунт, що виймається з котлованів, буде переміщений на відстань у відвал, а потім використовуватися його для засипки та вертикального планування.

Зворотня засипка ґрунту вестиметься бульдозером Д-271А та ДЗ-29 з пошаровим трамбуванням пневмотрамбовками.

По складності розробки ґрунт, згідно ДБН Д.2.2-1-99, відноситься до I групи розроблення екскаватором та до II групи для розробки бульдозером.

6.5. Прокладання інженерних мереж

Прокладання інженерних мереж планується проводити в основний період будівництва під час опоряджувальних робіт.

Траншеї під інженерні мережі відкриватимуться екскаватором типу ЕО-3322А, обладнаним “зворотною лопатою”, на пневмоколесному ході з об’ємом ковша 0,5м³. Добір ґрунту в траншеї вестиметься вручну.

Труби в траншеї будуть укладені за допомогою автомобільного крану КС-2571 або трубоукладальника Т-614.

Зворотня засипка траншей буде виконана при допомозі бульдозера ДЗ-29 з пошаровими пневмотрамбовками.

6.6. Виконання робіт в зимових умовах

Виконання робіт в зимовий період дуже ускладнюється. При цьому з'являється безпека зниження якості будуємих споруд, тому під час ведення робіт дуже ретельно дотримуватись технології виконання робіт в зимових умовах.

Під час будівництва споруд в зимовий період основними роботами є:

- улаштування монолітних залізобетонних та бетонних конструкцій;
- монтаж залізобетонних конструкцій;
- цегляна кладка та монтаж цегляних блоків.

При виконанні бетонних робіт необхідно керуватись ДБН.

В проекті виконання робіт обговорені:

- методи приготування бетону;
- засіб укладання та температурний режим витримання;
- утеплювач та вид опалубки;
- міцність бетону на час зняття опалубки, строк зняття опалубки та загруження;
- техніка безпеки під час виконання робіт.

Під час підбору засобу витримання необхідно дотримуватися засобу “термосу” з ускоренням твердіння та проти морозними домішками.

Під час зведення кам'яних конструкцій в зимових умовах необхідно дотримуватись ДБН.

Зимові умови визначаються середньодобовою температурою зовнішнього повітря – 5 С та нижче.

Зведення конструкцій із цегли в зимових умовах виконують на розчинах з проти морозними домішками, заморозкою та прогріванням кладки. При цьому потрібно звернути увагу на ділянки стін, де застосована несуча здатність на 80%.

Загальномайданчиковими заходами в зимовий період є:

- улаштування приміщення для обігріву робітників;
- утеплення пристосувань під бетон та розчин;
- постійне очищення робочих місць та конструкцій від снігу та льоду;
- улаштування обладнання та електропрогріву.

6.7. Вказівки по контролю за якістю спорудження будівлі

Контроль та побудова геодезичної сітки, розбивка та змінення допусків під час монтажу виконує геодезична служба підрядників.

При цьому використовуються такі інструменти:

- теодоліт Т-2 та йому рівнозначні;
- нівелір Н-3 та компарірована рулетка РК-50.

Контроль якості розчину та бетону виконується засобом лабораторної перевірки зразків.

Якість зварювальних швів перевіряється ультразвуковим контролем.

До початку монтажу збірних конструкцій необхідно виконати інструментальну перевірку відповідності положення фундаментів, основ та інших опорних конструкцій та закладних виробів проекту.

Перед заключним закріпленням збірних бетонів та залізобетонних конструкцій потрібно перевіряти розташування їх в плані та по висоті та вартісні підготовлення стиків під зварювальні роботи та зарівнювання.

Після закінчення цегляної кладки кожного поверху виконується перевірка горизонтальності відміток верха кладки за допомогою нівеліра.

6.8. Геодезичне забезпечення будівництва

В підготовчий період забезпечується:

- відведення меж ділянки;
- розбивання та закріплення будівельної сітки або основних осей будинку;

- визначення висотних відміток майданчика.

Висотна геодезична основна на території будівництва закріплена постійними знаками таким чином, щоб висотні відмітки можна було стримувати на об'єкті будівництва від двох реперів.

Під час визначення місцеположення нівелірних знаків ураховані місцеві мережі, рух транспорту в період будівництва, переміщення ґрунту із котлованів та траншей.

Місце закріплення зручне для встановлення на знаку геодезичних приладів і ведення з них вимірювань.

Винос в натуру головних осей контролюється двічі. Вісі будинку закріплюється знаками осей. Після закінчення робіт по влаштуванню підземної частини будинку складається виконавча зйомка плановисотного положення елементів конструкцій.

6.9. Розрахунок площ складів

Площа складів для зберігання конструкцій, матеріалів і полуфабрикатів визначається за формулою:

$$S = \frac{n \times Q_3 \times K \times a}{t \times q} (\text{м}^2), \quad (6.1)$$

де n – кількість днів запасу матеріалів або конструкцій на складі;

Q_3 – загальна потреба в матеріалах або конструкціях.

t – тривалість витрати матеріалів або конструкцій згідно графіку виробництва робіт (приймається на основі календарного плану).

K – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів або конструкцій (приймається в межах 1,3-1,5).

a – коефіцієнт, що враховує наявність проходів в складах.

q – норма зберігання матеріалів або конструкцій на 1 м^2 площі складу.

Кількість складів приймається із умови рівномірного розміщення ресурсів по фронту робіт. На будгєнплані показані площадки скадування матерiалiв.

Таблиця 6.1

Вiдомiсть обсягiв основних будiвельних, монтажних i спецiальних будiвельних робiт

№ пп	Назва робiт	Один вим.	Житл. будин.
1.	Земляні роботи: виїмка	м ³	6272,0
	зворотна засипка	м ³	941,0
2.	Влаштування бурiн'єкцiйних паль	м ³	5261,4
3.	Влаштування бетонних блокiв	м ³	1645,2
4.	Цегляна кладка стiн	м ³	1499,04
5.	Влаштування з.б. сходiв та майданчикiв	м ³	105,19
6.	Влаштування металоконструкцiй	т	11,12
7.	Влаштування монолiтних конструкцiй	м ³	947,0
8.	Влаштування пiдлоги: бетонної	м ²	896,0
	паркетної	м ²	18000,0
	iз карамiчної	м ²	2608,0
9.	Заповнення прорiзiв: вiконних	м ²	1467,0
	дверних	м ²	1700,0
10.	Засклення	м ²	2934,0
11.	Влаштування даху	м ²	1165,0
12.	Штукатурні роботи	м ²	11200,0

Таблиця 6.2

**Відомість потреби в будівельних конструкціях,
матеріалах і устаткуванні**

№ пп	Назва робіт	Один. вим.	Житл. будинок
1.	Буроін'єкційні палі	м ³	5261,4
2.	Бетонні блоки стін підвалу	м ³	1645,2
3.	Цегла	т.шт.	1499,04
4.	Збірні з.б. сходи і майданчиків	м ³	105,19
5.	Металоконструкції	т	11,12
6.	Монолітні конструкції	м ³	947,0
7.	Паркет	м ²	18000,0
8.	Керамічна плитка	м ²	2608,0
9.	Віконні блоки	м ²	1467,0
10.	Дверні блоки	м ²	1700,0
11.	Скло	м ²	2934,0
12.	Метало черепиця	м ²	1165,0

Таблиця 6.3

**ПОТРЕБА В ОСНОВНИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАШИНАХ ТА
МЕХАНІЗМАХ**

№п/п	Назва	Один. вим.	Кільк.
1.	Бульдозер Д-271 А	шт.	2
2.	Також, ДЗ-29	шт.	2
3.	Екскаватор ЕО-4121	шт.	2
4.	Також, ЕО-3322 А	шт.	2

5.	Баштовий кран КБ-676	шт.	1
6.	Баштовий кран КБ-405,2	шт.	1
7.	Автомобільний кран КС-2561 Е	шт.	2
8.	Гусеничний кран МКГ-25	шт.	2
9.	Трубоукладальник Т-614	шт.	2
10.	Штукатурна станція	шт.	1
11.	Малярна станція	шт.	1
12.	Зварювальний апарат СТШ-500	шт.	4
13.	Підвісні люльки ЛЕ-100/300	шт.	8
14.	Каток моторний Д-9 (Д-484)	шт.	2
15.	Асфальукладчик Д-150 Б	шт.	2
16.	Установка УБЦ	шт.	8

Розрахунок потреб в машинах та механізмах зроблено по “Расчетным нормативам для составления ПОС”, ч.1 в. 1973р. з обліком перехідного коефіцієнту на ціни 2020 року.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Сталий розвиток авіаційної інфраструктури України : колективна монографія / за заг. ред. д-ра іст. наук В. В. Карпова. — Львів – Торунь : Liha-Pres, 2023. — 530 с.
2. Проектування та будівництво аеродромних комплексів. Монографія/ за заг. Ред. Д-ра іст. Наук В.В.Карпова. –Херсон-Олді+. 2022.-340 с
3. Архітектура, будівництво, дизайн в освітньому просторі: колективна монографія / За заг. редакцією д-ра історичних наук В.В. Карпова. – Рига, Латвія: «Baltija Publishing», 2021. - 604 с.
4. Лапенко О.І., Родченко О.В. Інженерні основи аеропортобудування : навч. посіб. Київ: НАУ, 2017 - 314 с.
5. Лапенко О.І., Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання: навч.посіб.,Київ: НАУ, 2019 - 492с.
6. 3. ДБН А.2.2-3-2012 Склад та зміст проектної документації на будівництво [Чинний від 2012-07-01]. Київ: Держстандарт України, 2012. 29 с.
7. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Система проектної документації для будівництва. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень [Чинний від 2009-01-24]. Київ: Держстандарт України, 2009. 75 с.
8. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації. [Чинний від 2009-01-24]. Київ: Держстандарт України, 2009. 70 с.
9. ДСТУ Б А.2.4-11:2009 Система проектної документації для будівництва. Правила виконання спеціфікації обладнання, виробів і матеріалів. [Чинний від 2009-01-24]. Київ: Держстандарт України, 2009. 12 с.
10. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.: Основні положення. [Чинний від 2012-04-01]. Київ: Держстандарт України, 2012. 94.
11. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. [Чинний від 2019-01-10]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 177 с.
12. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.

13. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: [Чинний від 2007-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 71 с.
14. ДБН В.1.1-7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва: [Чинний від 2017-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. 38 с.
15. ДБН В.2.5-23:2010. Інженерне обладнання будинків і споруд. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення [Чинний від 2010-10-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 169 с.
16. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. [Чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 122 с.
17. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель»
18. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
19. ДСТУ 8855:2019 Визначення класу наслідків (відповідальності).
20. [Чинний від 2019-12-01]. ДП «УкрНДНЦ». України, 2019. 13 с.
21. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва введ. [Чинний від 2016-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. 49с.
22. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ: Мінрегіонбуд, 2018. 36 с.
23. Дрьомов Л. В. Архітектурні конструкції: навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2007. 176 с.
24. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: Підручник для ВУЗів. Львів.: Світ,1994. 277с.
25. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6.-98:2009. (Чинні від 2011-06-01). Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71с. (Державні будівельні норми України).
26. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6–156:2010. [Чинні від 2011-03-01]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011р. 59с. (Національний

стандарт України).

27. Конструкції будівель та споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010. [Чинний з 2011-12-01]. Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. 207с.
28. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. (Чинні від 2011-03-01). Київ: Мінрегіонбуд України. 2011р. 123с.
29. Литвиненко Т. П., Тимошевський, В. В., Ткаченко І. В. Планування розвитку територій: навч. посібник. Полтава: ПолтНТУ, 2017. 326 с.
30. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів / Під заг. ред. О.О. Нілова та О.В. Шимановського. Київ: Сталь, 2010. 869с.
31. Містобудівне проектування. Ч. I: Місто як об'єкт проектування: навч. посібник / за ред. Г. П. Петришин, Б. С. Посацького, Ю. В. Ідак. Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2016. 328 с.
32. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. [Чинні від 2009-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 107 с.
33. Основи містобудування: навч. посібник / за ред. Л. В. Бородич, О. О. Савченко, А. Є. Конюк та ін. Полтава: ПолтНТУ, 2019. 145 с.
34. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) /В.М. Бабаєв, А.М Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резник, С.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер Довідково-учбовий посібник Під загальною редакцією В.С. Шмуклера Х.: Золотые страницы, 2015. 208с.
35. Проектування міських територій: підручник: у 2 ч. / за ред. І. Е. Линник, О.В.Завального. Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2019. Ч.ІІ. 544 с.
36. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760-2006. Київ, Держспоживстандарт України, 2007 47с.
37. Система проектної документації для будівництва (СПДБ): СПЦБ. Основні

вимоги до проектної та робочої документації: ДСТУ Б А.2.4-4:2009.
[Чинний від 2010-01-01]. Київ.: Мінрегіонбуд України, 2009. 51 с.

38. СПДБ. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень:
ДСТУ Б А.2.4-7:2009. [Чинний від 2010-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України,
2009. 70 с..