

Кваліфікаційна робота

другий (магістерський)

(рівень вищої освіти)

на тему: «Ефективні технології улаштування фундаментів в ґрунтових умовах Марокко»

Виконав: студент 2 курсу, групи _____

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва спеціальності)

освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво»

(код і назва освітньої програми)

Тарі Яссін.

(ініціали та прізвище)

Керівник доц., к.т.н. Самченко Р.В.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент к.т.н. Данкевич Н.О.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. Потебні

Факультет _____
Кафедра Промислового та цивільного будівництва
Рівень вищої освіти _____
Спеціальність другий магістерський
Освітня програма 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код та назва)
Спеціалізація «Промислове і цивільне будівництво»
(код та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри ПЦБ
проф. Арутюнян І.А.
« _____ » 20 року

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ

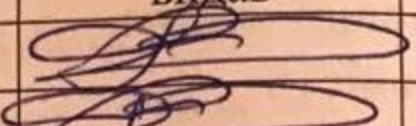
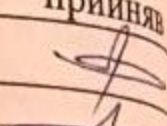

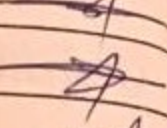
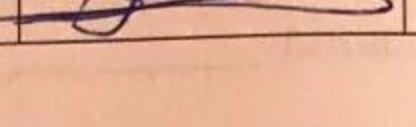

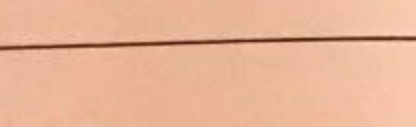

Тарі Яссіну

(прізвище, ім'я, по батькові)

- Тема роботи (проекту) Ефективні технології улаштування фундаментів в ґрунтових умовах Мароко
- керівник роботи Самченко Роман Васильович, к.т.н.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «30» червня 2021 року №974-ц
- Строк подання студентом роботи 02.12.2021 р.
- Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливості розв'язання проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об'єкт досліджень, предмет досліджень
- Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Провести порівняльний аналіз існуючих технологічних рішень з улаштування фундаментів. Виявити технологічні параметри опресування ґрунтової основи. Проаналізувати методіку технології і організації робіт. Визначити оптимальну технологію улаштування пальових фундаментів
- Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Від восьми графічних аркушів із результатами аналітичних

обґрунтувань наукового напряму досліджень, результатів експериментальних досліджень, доказами оптимальності запропонованих методик, результатами чисельних розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень

6 Консультанти розділів роботи

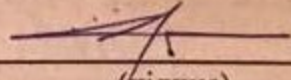
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Самченко Р.В., доц.		
Розділ 2	Самченко Р.В., доц.		
Розділ 3	Самченко Р.В., доц.		
Розділ 4	Самченко Р.В., доц.		

7 Дата видачі завдання 01.10.2021 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітки
1	Розділ 1 Стан будівництва висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону	27 жовтня	
2	Розділ 2 Дослідження пріоритетності організаційно-технологічних та конструктивних рішень по зведенню висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону у закордонних країнах і Мароко	15 листопада	
3	Розділ 3 Дослідження існуючих технологій і техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів висотних будівель	1 грудня	
4	Розділ 4 Охорона праці під час виконання робіт по улаштуванню паль	1 грудня	


Студент


(підпис)

Тарі Яссін

(ініціали та прізвище)

Керівник роботи

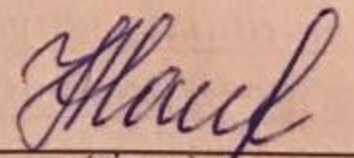

(підпис)

Р.В. Самченко

(ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер


(підпис)

Н.О. Данкевич

(ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Тарі Яссін. Ефективні технології улаштування фундаментів в ґрунтових умовах Марокко

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія/ Наук. кер. Р.В. Самченко, Запорізька державна інженерна академія. Факультет будівництва та цивільної інженерії, 2021.

У даній роботі розглядаються світовий досвід конструювання, будівництва та експлуатації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень найбільш відомих цивільних будівель в тому числі і побудованих в королівстві Марокко. Були проведені дослідження більшості сучасних об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, у тому числі і фундаментів щодо ефективності прийнятих проектно-кошторисних рішень по наступним критеріям: функціональність, технологічність, конструктивна простота. Так само був виконаний аналіз більшості конструктивних рішень громадських і житлових будівель в тому числі побудованих в Марокко. Техніко-економічні показники даних досліджень дозволяють вибирати конструктивні рішення для подальших проектування і будівництва висотних будівель і споруд з урахуванням технологічності, функціональності та простоти архітектурно-конструктивних рішень, у тому числі для зведення в Марокко.

Отримані результати досліджень дозволяють мати підсумковий досвід проектування і будівництва висотних будівель в світі, сучасну класифікацію оцінки ефективності конструкції, а також критерії для визначення оцінки ефективності.

Ключові слова: ФУНДАМЕНТ НА ПАЛЯХ, ПЕРЕХРЕСНІ РОСТВЕРКИ, ФУНДАМЕНТНА ПЛИТА, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАННИЙ СТАН, МЕТОД КІНЦЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ.

ABSTRACT

Yassine Tarhi. Effective technologies of laying the foundations in the soil conditions of Morocco

Qualification graduation work for obtaining a degree of higher education for a master in specialty 192 - Construction and Civil Engineering / Scientific adviser: R.V. Samchenko, Zaporozhye State Engineering Academy. Faculty of Building and Civil Engineering, 2021.

In this work are considered world experience in the design, construction and exploitation spatiality-participative and constructive solutions most known civilian

buildings in including and built in the Kingdom of Morocco.

Were studies of most contemporary spatiality participative and constructive solutions, including and piling on the effectiveness of the measures adopted design and estimated the the following criteria: functionality, constructive, technologi, implicity. The same analysis was performed most constructive decisions public and residential buildings including built in Morocco. Techno-economical indicators research data allow you to choose constructive solutions for further design and construction of high-rise buildings and facilities with the manufacturability, functionality and ease architectural and constructive solutions, including for construction in Morocco. From the results of the research can be totaled experience on design and construction of high-rise buildings in the world, modern classification assessment of the effectiveness design, as well as the criteria for evaluation of the efficiency

Key words: FOUNDATION ON FLAMMABILITIES, TRANSITIONAL RIVERS, FOUNDATION PLATE, STRESS-DEFORMED STATE, METHOD OF FINISHED ELEMENTS.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
1. СТАН БУДІВНИЦТВА ВИСОТНИХ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ ІЗ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ.....	10
1.1. Стан житлово-цивільного будівництва та перспективи його розвитку в Марокко	10
1.2. Аналіз і стан будівництва висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в Марокко	13
1.3. Аналіз і стан будівництва висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в зарубіжних країнах	17
1.4. Перспективи подальшого розвитку будівництва висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону	31
1.5. Мета дослідження і постановка задач	37
2. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРІОРИТЕТНОСТІ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНО- ЛОГІЧНИХ ТА КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПО ЗВЕДЕННЮ ВИСОТНИХ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ З МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ У ЗАКОРДОННИХ КРАЇНАХ І В МАРОККО	39
2.1. Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону	40
2.1.1. Об'ємно-планувальні рішення і виявлення економічної доцільною поверховості	41
2.1.2. Конструктивні рішення висотних цивільних будівель	45
2.1.3. Класифікація висотних будівель	49
2.2. Дослідження організаційно-технологічних факторів підвищення ефективності будівництва висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в Марокко	51
2.2.1. Організаційні фактори	51
2.2.2. Рівень механізації бетонних робіт	52
2.2.3. Методи зведення висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону	57
2.2.3.1. Зведення висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в крупнощитовій опалубці	57
2.2.3.2. Зведення висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в змінній опалубці	59
2.2.3.3. Зведення висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в об'ємно-переставний опалубці	63
2.3. Дослідження пріоритетності чинників, що впливають на підвищення ефективності будівництва висотних будівель з монолітного залізобетону ...	64

3. ДОСЛІДЖЕННЯ ІСНУЮЧИХ ТЕХНОЛОГІЙ І ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ	66
3.1 Інженерно-геологічні вишукування при будівництві висотних будівель.....	66
3.2 Геотехнічні особливості висотних будівель, які необхідно враховувати при проектуванні і влаштуванні основ, фундаментів і підземних частин, а також при виконанні інженерних вишукувань	72
3.3 Типи ефективних фундаментів для висотних будівель	74
3.3.1 Масивні плитні фундаменти	75
3.3.1.1 Розрахунок плитних фундаментів	77
3.3.1.2 Визначення розмірів плити в плані	77
3.3.1.3 Розрахунок середньої опади і крену плити	78
3.3.1.4 Розрахунок фундаментної плити на продавлювання	79
3.3.1.5 Розрахунок плити по деформованій схемою	79
3.3.2 Пальові фундаменти	81
3.3.2.1. Види пальових фундаментів	82
3.3.2.2. Проектування і розрахунок пальових фундаментів	87
3.3.2.2.1. Загальні положення та порядок проектування	87
3.3.2.2.2. Призначення глибини закладення ростверку	87
3.3.2.2.3. Вибір типу, довжини і поперечного перерізу палі	88
3.3.2.2.4.Определение несучої здатність палі і кількість паль	90
3.3.2.2.5. Конструювання ростверку	93
3.3.2.2.6. Перевірка пальового фундаменту по I граничного стану (перевірка зусиль, переданих на палю)	94
3.3.2.2.7. Перевірка пальового фундаменту по II граничного стану.....	95
3.3.2.2.8. Розрахунок опади пальового фундаменту.	97
3.3.3 Комбіновані свайно-плитні фундаменти	98
3.4 Вибір фундаменту для зведення висотних цивільних будівель в місті Касабланка (Марокко)	99
3.5 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів висотних будівель.....	102
4. ОХОРОНА ПРАЦІ ПІД ЧАС ВИКОНАННЯ РОБІТ ПО УЛАШТУВАННЮ ПАЛЬ.....	112
4.1.Техніка безпеки при провадженні улаштування паль	112
4.2.Требования техніки безпеки і охорони праці, екологічної та пожежної безпеки	112
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	116
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	117

ВСТУП

Значні масштаби і високі темпи розвитку житлового та цивільного будівництва в Марокко висувають ряд нагальних проблем в галузі містобудування, архітектури, конструкції і технології, які взаємопов'язані і можуть бути раціонально вирішені, в тому числі і шляхом застосування методів зведення будівель з монолітного залізобетону.

В останні роки в Марокко зріс великий інтерес до методів житлового будівництва з монолітних залізобетонних конструкцій в цивільному будівництві, який обумовлений зростанням міст, збільшенням вартості земель міських територій та інженерних комунікацій, підвищенням поверховості і щільності міської забудови.

Для вирішення цієї проблеми передбачено, в тому числі і збільшення обсягів зведення висотних будівель з монолітного залізобетону із застосуванням індустріальних типів опалубок і технології бетонування.

У Марокко, класифікації висотних будівель по поверховості будівлі, діляться на 4 групи: 1-а група - від 6 до 16 поверхів; 2-а група - від 17 до 26 поверхів; 3-а група - від 26 до 40 поверхів; 4-а група - понад 40 поверхів (хмарочоси).

В даний час, найбільш поширеними висотними будівлями по поверховості у Марокко є від 6-ї до 16-ти поверхів.

Теоретичні та експериментальні дослідження, а також вивчення досвіду, що має в Україні та в технічно розвинених країнах, показує, що зведення висотних будівель з монолітного залізобетону, як правило, обходиться дешевше, ніж будівництво будівель з інших конструктивних систем, крім того, сумарні трудовитрати (на заводах будіндустрії та на будівельному майданчику) при використанні сучасних індустріальних методів нижче відповідних показників повнозбірного домобудівництва. Такі показники, як собівартість, кошторисна вартість будівництва, витрата сталі в монолітних будинках також кращі, ніж у будинках інших конструктивних систем. Однією з найважливіших переваг цього виду домобудівництва є те, що не потрібно значних капітальних вкладень у створення, розвиток чи реконструкцію будівельної бази, як за будь-якого іншого методу. Необхідно відзначити, що витрати на придбання та експлуатацію опалубки та необхідного обладнання окупаються дуже швидко, внаслідок їхньої універсальності та можливості багаторазового використання.

Монолітні конструкції не мають стиків, сталевих закладних деталей і мають достатню жорсткість і несучу здатність.

Природно-кліматичні умови Марокко (вологий, спекотний клімат) є сприятливими для поширення та розвитку цього виду домобудівництва.

Одним із недоліків домобудівництва із застосуванням монолітного залізобетону є значні витрати праці на будівельному майданчику та тривалість виконання бетонних робіт, тому велике значення набуває дослідження питань вибору раціональних організаційно-технологічних рішень зведення монолітних будівель.

В даний час середня тривалість будівництва висотних будівель з монолітного залізобетону в Марокко більше 2-3 рази, ніж у світовій практиці. Тривалість зведення монолітних залізобетонних конструкцій одного поверху найменша – 15 днів, у той час у світі середня – 7 днів.

В Україні та в технічно розвинених країнах застосовуються різні методи зведення висотних будівель з монолітного залізобетону та системи опалубки:

- крупнощитова опалубка та дрібнощитова опалубка забезпечують велику різноманітність архітектурно-планувальних рішень і тому використовується при зведенні будівель зі складним планом;

- об'ємно-переставна опалубка найбільш ефективно застосовується в серійному будівництві протяжних будинків з малим або змішаним кроком поперечних несучих стін, в будинках зі змінною шириною корпусу і числом, що змінюється поверхів по довжині будинку.

- ковзна опалубка застосовується в основному при будівництві будинків баштового типу підвищеної поверховості з компактним планом, а також при зведенні монолітних ядер жорсткості;

Актуальність роботи полягає в тому, що в Марокко дотепер відсутній досвід будівництва висотних монолітних та збірно-монолітних будівель із застосуванням сучасних індустріальних організаційно-технологічних методів зведення. Для нашої країни велике значення набуває вибір найбільш раціональних рішень для впровадження та подальшого розвитку цього перспективного виду домобудівництва з метою вирішення житлової та соціальної проблеми.

Мета роботи є вибір фундаменту для зведення висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону із застосуванням індустріальних ефективних методів технології зведення, щоб скоротити тривалість при зведенні таких будинків в умовах будівництва у великих містах Марокко.

Для виконання поставленої мети необхідно вирішити такі завдання:

- проаналізувати стан житлово-цивільного будівництва та перспективи його розвитку;
- узагальнити стан висотного будівництва у Марокко та інших країнах світу;

- виявити перспективи розвитку монолітного висотного будівництва у Марокко;
- розробити класифікацію висотних будівель у Марокко;
- вибрати оптимальний фундамент для зведення висотних цивільних будівель у Марокко;
- провести техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів висотних будівель;
- техніка безпеки під час виконання пальових робіт.

Структура роботи. Дипломна робота складається із вступу, чотирьох розділів, висновків та пропозицій, списку літератури та містить 120 сторінок машинописного тексту.

1. СТАН БУДІВНИЦТВА ВИСОТНИХ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ З МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ

1.1 Стан житлово-цивільного будівництва та перспективи його розвитку в Марокко

Геологічні умови. Марокко знаходиться на північному краю гігантської плити, що утворює Африканський материк. Атлаські гори перетинають територію країни з південного заходу на північний схід. Виникнення цих гір відбувалося під час зсуву північ Африканської плити 40–45 млн. років тому вони. Атлас у Північній Африці та Альпи в Європі піднялися внаслідок стиснення материкових плит по обидва боки стародавнього Середземного моря. Найдавніші породи Африки – кристалічні породи докембрійського щита – під час підняття опинилися на вершинах Атлаських гір. У передгір'ях Атласу часто трапляються землетруси. Найбільш руйнівне з них сталося в Агадирі в 1960 році, коли загинуло 12 тис. чол. Всі річки Марокко беруть початок у горах Атлас і Риф і в даний час не завжди використовуються для навігації через нерегулярність їхнього гідрорежиму.

Рівна берегова лінія Атлантики покрита переважно піщаними пляжами, розділеними скелястими оголеннями. У районі Рифа берег стрімчастий, з вузькою смужкою пляжів.

Клімат. Північні та приатлантичні райони Марокко знаходяться в зоні середземноморського клімату із зимовими опадами, що випадають з жовтня по квітень, та з сухим спекотним літом із травня по вересень. Влітку Марокко знаходиться в зоні стійкого антициклону з центром над Атлантичним океаном та Сахарою, а взимку маси холодного атлантичного повітря часто проникають далеко на південь, причому у північних районах країни випадають зливи. Взимку на висотах понад 1500 м нерідко випадає сніг, причому у долинах Атлаських гір товщина снігового покриву досягає іноді 6 м снігу. Середньорічна кількість опадів зменшується з півночі на південь та із заходу на схід. Високогір'я Атласу затримує значну кількість опадів, а в Сахарі середньорічна сума опадів не перевищує 200 мм, причому бувають роки, коли опади взагалі не випадають. На найбільш зволожені райони Марокко – Риф, Середній Атлас та вершини Високого Атласу – у сприятливі роки припадає понад 1000 мм опадів. На приатлантичних рівнинах середньорічні суми опадів коливаються від 533 мм у Рабаті до 254 мм у Марракеш, проте щорічні коливання цього показника дуже великі.

Показники температур теж сильно варіюють із віддаленням від середземноморського та атлантичного узбережжя. У приморських районах клімат м'який і заморозків не буває, проте у внутрішніх районах зима помітно холодніша, а літо найбільш спекотне. Літні температури різко підвищуються на всій території Марокко, за винятком атлантичного узбережжя на південь від Касабланки, де з півночі на південь минає холодна Канарська течія. Воно значно впливає на клімат цієї місцевості: тут навіть вдень звичайна прохолодна погода з туманами. Найбільш спекотний клімат у Марракеші: у літні дні температура там зазвичай підвищується до 38-40°C, хоча вночі порівняно прохолодно (18-24°C). У горах температура знижується з висотою і на рівні 1500 м максимальні температури влітку рідко перевищують 32°C. З Сахари часто проникають циклони. Вони перевалюють через Атлаські гори і стикаються з атлантичними антициклонами, при цьому на узбережжі Марокко дме жаркий сухий вітер, який іноді досягає ураганної сили. Він відомий там під назвою шерги, а в Європі – сірокко. Шергі викликає задушливу спеку, яка триває кілька днів.

Таблиця 1.1 - Чисельність Марокко у період 2008-2013 р.

Рік	Разом	У містах	У селах
2012	31,195	17,573	13,442
2013	31,543	18,097	13,446
2014	31,889	18,446	13,448
2015	32,245	18,882	13,443
2016	32,597	19,158	13,439
2017	32,950	19,513	13,437

Марокко з населенням близько 33 млн. чоловік (табл. 1.1) має на своїй території 5 міста федерального підпорядкування (великі міста) та 17 провінцій, близько 120 повітів. Є понад 92 населених місць із кількістю жителів, яка перевищує 2100 чоловік, зокрема кількість середніх міст із населенням від 50000 до 100000 чоловік близько 100. Більшість міст становить група малих і середніх міст. Вони відіграють важливу роль у характеристиках розвитку.

У Марокко будівельна галузь відіграє важливу роль у національній економіці, вона займає приблизно 7% ВВП [40]. Робоча сила в будівельному виробництві охоплює близько 1 млн. чол., що працюють у будівельних фірмах. Більшу частину обсягу будівництва в Марокко становить житлове будівництво:

- житлове будівництво 48%;
- промислове будівництво 24%;
- транспортне будівництво 6%;
- сільське будівництво 5%;
- громадське будівництво 11%;
- енергетичне будівництво 6%.

Відкрита економічна політика Марокко в 1990-х роках стала найважливішим чинником розвитку його економіки, разом зі спадом і підйомом економіки країни в такому ж стані виявилася і будівельна галузь.

Перші роки переходу до відкритої економічної політики (1986-1990) були для будівельної галузі, як і всієї економіки країни, важкими: різкий спад інвестицій, постійні затримки з відкриттям кредиту та фінансування, заборгованість замовників, неплатежі значно ускладнювали роботу підприємств та організацій. Проблема у Марокко визначає необхідність проведення житлової реформи як невід'ємної частини стабілізації економіки держави та здійснення у ній структурних змін. Задля цього планується значне зростання обсягу житлового будівництва.

У значній частині території Марокко забезпеченість населення загальною площею житла становить близько 5,4 – 8 кв. м на 1 особу. Такий низький рівень забезпеченості житлом пояснюється багатьма чинниками, зокрема високим темпом зростання населення, недоліками фінансових ресурсів та основних будівельних матеріалів, слабкою виробничою базою будівництва, низькими темпами будівництва тощо.

Щоб забезпечити потребу населення житловою площею у середньому 10 кв. метрів на 1 особу у 2020-му році, намічено будувати близько 18 млн. кв. метрів на рік [39].

Стан будівництва житлових будинків у країні покращився помітно протягом останніх десяти років завдяки угоді (з 1991) між державною владою та приватними забудовниками, за якою житлове будівництво з низькою ціною буде збудовано приватними інвесторами, замість прав землекористування для комерційного розвитку.

Таблиця 1.2 - Динаміка зростання населення Марокко загалом та міського населення

Показник	1996- 2000	2000- 2010	2010- 2020	2020- 2030
1	2	3	4	5
Загальна чисельність населення (млн.чол.)	28,466	31,864	35,361	38,135
1	2	3	4	5
Міське населення (млн. чол.)	15,439	18,446	21,943	24,905
Процент (%)міського. насел. /заг. населення.	54.27	57.88	62.05	65.3

Марокканський уряд також планує супутникові житлові міста, з розвитком шкіл, лікарень, універсамів та регіональних засобів обслуговування. У період 2000-2010рр. виконуються 1000 житлових проектів та проектів з будівництва нових районів з площею 10000 гектарів. В тому числі, виконуються 240 житлових проектів із площею 6 млн. м у місті Касабланки, серед них уже виконано 87 проектів, 200 проектів виконують у місті Рабат, 100 проектів виконують в інших містах.

1.2 Аналіз та стан будівництва висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в Марокко

Разом із зростанням обсягу будівництва житлових багатоповерхових будівель зростає обсяг будівництва інших видів багатооб'ємних будівель. До

1990 року в Марокко були кілька висотних будівель, багато в місті Касабланки. У Рабаті звели лише 2 одинадцятиповерхові будівлі. У 1993 році, коли іноземні інвестиції стали надходити до Марокко, почали будувати висотні офісні будівлі та готелі.

До 1994 року багатоповерхове будівництво в Касабланки знаходилося на стадії узгодження та розробок. Було залучено іноземних партнерів для інвестування та безпосереднього здійснення будівництва перших багатоповерхових будівель, таких як бізнес-центр TWIN CENTER, де пропонувалися офіси в оренду, готель Sofitel Casablanca Tour Blanche та багатофункціональний діловий центр IBIS. Генеральними підрядниками були зарубіжні будівельні компанії. Марокканські будівельні компанії брали участь у будівництві як субпідрядники. Зарубіжні будівельні компанії використовували передову технологію, механізми та обладнання.

Таблиця 1.3 - Кількість висотних будівель до 2013 року у великих містах Марокко

Місто	Агадир		Рабат		Ужда		Фес		Касабланка	
	Кіл-ть	%	Кіл-ть	%	Кіл-ть	%	Кіл-ть	%	Кіл-ть	%
Кількість	88	100	133	100	10	100	3	100	234	100
У т.ч. житлові	32	36	81	61	6	60	2	67	120	51
громадські	56	64	52	39	4	40	1	33	114	49
З них іноземні інвестиції	26	29,5	36	30	1	10	1	33,3	66	28
Вітчизняні інвестиції	62	70,5	95	70	3	90	3	66,7	168	72

Майже всі конструкції висотних офісних будівель та готелів запроектовані з монолітного залізобетону, наприклад, готелі HILTON, CHIRATON, GRAND HOTEL у місті РАБАТ, готель Hotel Anezi Agadir у місті Агадир.

З 1998 року марокканські будівельні компанії починають зводити висотні будівлі як генпідрядники, тому що вони вже придбали обладнання та досвід зведення висотних будівель.

Таблиця 1.4 - Темп збільшення проектів будівництва готелів для туризму та ділових центрів у містах Марокко

п.п.	Місто	Існуюча кількість проектів	Темп збільшення за рік, %
1	Агадир	28	8-12
2	Марракеш	59	8-15
3	Саїді	6	10-15
4	Ужда	2	10-15

Більшість висотних будівель виконані із монолітного залізобетону. У великих містах як у Рабаті, Касабланка збудовані різноманітні висотні будівлі. Тепер будують не лише висотні офіси, готелі, а й висотні житлові будинки. Фінансові інвестиції надходить із різних джерел, у тому числі від жителів самих міст.

Будівництво багатоповерхових будівель у Марокко посилено розвивається, виходячи з вимог економити міські площі, тому що землі в містах дуже дорогі.

Вже до 1995 року лише у двох найбільших містах Марокко в Рабаті та в Касабланці – було зведено кілька десятків будівель поверховістю від дев'яти поверхів і вище. У 1995-96 роках зводиться десятки будівель із поверховістю понад двадцять. Можна згадати такі комфортні споруди як TWIN CENTER 28 поверху, siége maroc telecom 23 поверхів, та інші споруди в місті Касабланки. У Рабат темпи спорудження таких будівель скромніші, але також можна привести тут багатоповерхове містечко НІТС фірми SGTM (Société Generale des Travaux du Maroc), що складається з блоків по 9 і 19 поверхів.

Більшість будівель будуються з монолітних залізобетонних каркасних будівель з монолітними залізобетонними перекриттями із застосуванням високоміцної сталеві арматури та бетону класу від В-30 до В-40. Також застосовувалися дрібні бетонні блоки, виготовлені на бетонному заводі.

Інвесторами виступають спільні підприємства зі змішаним капіталом з Туреччини, Китаю, Дубаї.

Залучення іноземних інвесторів як висунуло першому плані жорсткі вимоги до якості споруджуваних споруд, а й зумовило жорсткий графік

темрів робіт. Ці вимоги, у свою чергу, зумовили необхідність використання високоефективних сучасних технологій.

Зазначені вище об'єкти споруджувалися за іноземними проектами. Винятком з'явився лише готель, де більшість проектних робіт виконало Проектне бюро міста Танжер. Також на всіх об'єктах, крім готелю Business Business, генеральними підрядниками виступили іноземні фірми. Великим Марокконським будівельним організаціям було віддано лише функції субпідрядників і доручено набір робочої сили в.

Більшість робітників була спрямована Першим Будівельним управлінням при Міністерстві будівництва та Сайгонською Конфедерацією будівництва. Таким чином, Іарокконські будівельні організації були усунені від функції генпідрядника через брак коштів та відсутність необхідного обладнання.

Ряд об'єктів закупували вже готову товарну бетонну суміш, виробництва Меконського бетонного комбінату, яку доставляли в автобетонозмішувачах. Характеристика цього бетону має клас від В-30 до В-45. Постійно проводився відбір проби бетону від місця відвантаження до споживання. На об'єкті проводилося закачування бетонної суміші за допомогою бетононасоса прямо на потрібний поверх. Однак де-не-де практикувалося і перевантаження бетонної суміші в проміжний бункер.

Нерідко при зазначених процедурах через затори на дорозі або інші неполадки, що призводили до перерв у бетонуванні, виникали пробки в трубах і шлангах, для усунення яких доводилося виробляти трудомісткі процеси розмонтування, очищення та зворотного складання труб. Для досягнення потрібних параметрів в'язкості бетонної суміші застосовували різні хімічні речовини – пластифікатори.

Будівельні Марокконські фірми мають слабку конкурентоспроможність, особливо в порівнянні з іноземними фірмами. Майже всі Марокконські фірми програють на підрядних торгах у присутності іноземних фірм, і Марокконські фірми лише грають роль субпідрядних фірм. Основними причинами є низька якість управління, застаріле та недостатньо продуктивне обладнання, обмежене вміння фахівцями технології будівництва, низький рівень ділової кмітливості, обмежене розуміння комерційних та ринкових процедур, та брак досвіду у тендерних контрактах.

Основними стримуючими чинниками зростання ефективності будівельного виробництва є: низька концентрація будівельних об'єктів, низька продуктивність праці, повільна окупність капітальних вкладень. В даний час середня тривалість будівництва в Марокко більше в 2-3 рази, ніж у

світі. Тривалість зведення бетонної конструкції одного поверху найменша становить 11 днів, а в Росії лише 4-7 днів [33,42].

1.3 Аналіз та стан будівництва висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону в зарубіжних країнах

Технологія виробництва висотних будівель у країнах має значні успіхи. Тривалість зведення висотних будівель із монолітного залізобетону становить від 4 до 7 днів на один поверх з високою якістю виконання робіт. Основними обладнаннями для підйому матеріалів та обладнання є самопідйомні баштові крани, елеватори, вантажні ліфти, підйомники.

У США, за повідомленням журналу «Міжнародна будівельна промисловість» [29,38,42], намітилася помітна тенденція до збільшення частки у висотному будівництві будівель, що виконуються повністю із залізобетону. Якщо раніше практично всі хмарочоси зводили з несучих сталевих каркасів, а бетон використовували в них для міжповерхових перекриттів, перегородок і панелей огорожі, в даний час стало можливо та економічно доцільно виконувати всі несучі та огорожувальні конструкції із залізобетону.

Хмарочос «Вакер Білдінг» висотою 290 м загальною корисною площею близько 158 тис. м було вирішено звести повністю із залізобетону, включаючи несучі та огорожувальні конструкції. Загальний об'єм бетону понад 84 тис. м³ міцністю до 84 МПа.

На відміну від звичайно прийнятої практики доставки бетонної суміші до місця укладання за допомогою крана та бадей, компанія, враховуючи великий обсяг бетонних робіт, застосувала для цього бетононасос фірми «Швінг» з розподільною стрілою радіусом дії 32 м. На користь прийнятого рішення свідчив такий підрахунок : при доставці бетону за допомогою крана на рівень 42-го поверху при циклі роботи крана 9 хв швидкість укладання бетону склала 10 м³/год, при подачі бетононасосом 42 м³/год. Штормові вітри, що мали місце в період будівництва, викликали б додаткові перерви у виробництві бетонних робіт за допомогою крана та призвели до великих економічних втрат. Це підтвердило правильність ухваленого рішення.

Перекачування бетонної суміші з рівня першого поверху здійснювали бетонопроводом, що мав горизонтальну ділянку довжиною 61 і вертикальну довжиною 214 м до рівня 51-го поверху. Для забезпечення безперебійності роботи бетонопровід мав дві самостійні гілки. Понад 51 поверх було

встановлено додаткові секції для перекачування бетонної суміші до верхнього рівня будівлі. Розподільна стріла бетонопроводу була встановлена на верхній платформі самопереставного крана та у поєднанні з бетононасосом та двома комплектами ковзної опалубки, запроєктованих для обслуговування двох половин будівлі, забезпечила безперебійну та високоефективну роботу.

Одну гілку бетоновода використовували для подачі бетонної суміші аж до 32 поверху і по ній було подано 34,4 тис. м³ суміші. Потім працювала друга гілка, а першу ремонтували із заміною деяких зношених секцій. Об'єм подачі бетонної суміші аж до 36-го поверху, включаючи роботи з обробки бетонних поверхонь, становив 77 м/год. На цьому рівні двигун бетононасоса був переналагоджений для збільшення тиску при зниженні обсягу бетонної суміші, що перекачується.

Середня продуктивність виробництва бетонних робіт склала 533 м/добу при швидкості зведення одного поверху, включаючи перекриття, колони та стіни, 5 діб.

У зв'язку з деякими змінами в проєкті та з урахуванням прийнятої технології виробництва бетонних робіт для укладання в несучі та огорожувальні конструкції будівлі використовували бетон міцністю 28...84 МПа. Для колон нижніх та середніх поверхів застосовували бетон міцністю 84 і 70 МПа, у перекриттях нижніх поверхів (до 14) - 63, вище - 52,6 МПа.

Застосування переднапруги в балках перекриттів та підвищення міцності бетону дозволило зменшити витрату бетону та, як наслідок, витрату арматури на 400 т при її загальному обсязі на будівлю 11 тис. т.

Використання суперпластифікатора 19 для бетонів міцністю 84, 69 та 55 Мпа. А для бетону міцністю 41 МПа дозволило покращити перекачування сумішей на будмайданчику.

Якщо в момент введення суперпластифікатора осад конуса становила 230 мм, то на виході з бетонопроводу вона знижувалася до 200 мм. У бетон міцністю 84 МПа вводили також мікросиліціум класу ЕМБАС.

Незважаючи на досягнуту рекордну швидкість виробництва бетонних робіт, якість бетону була високою і проведений контроль виявив недостатнє його ущільнення навколо арматурних стрижнів лише у 12 місцях, де нещільні ділянки були відремонтовані.

Швидкість виробництва бетонних робіт могла бути ще вищою за більш сприятливої кривої набору міцності бетоном і при більш ранній розпалубці.

У Москві найближчими роками починається будівництво приблизно 60 висотних будівель, тобто. цей вид будівництва набуває масового характеру. Проєктування та спорудження висотних будівель надзвичайно складне

інженерне завдання, пов'язане з цілим рядом конструктивних, архітектурно-планувальних, містобудівних, соціологічних, фізіологічних та інших проблем. До цього треба додати природно-кліматичні особливості Москви, у тому числі несприятливі ґрунтові умови, що суттєво обмежують навантаження на основи, у той час як зарубіжні висотні будинки в переважній більшості зводяться на скельних основах.

Висотні будівлі, як вважалися в Росії [34,37], будинки, що включають понад 26 поверхів. В історії московської архітектури радянського часу цей термін застосовувався зазвичай до 7 висотних будівель на 26-32 поверхи, побудованих наприкінці 40-х на початку 50-х рр.. за єдиним містобудівним задумом відповідно до спеціальної постанови Ради Міністрів СРСР (1947): Державний університет ім. М. В. Ломоносова; будівлю Міністерства іноземних справ СРСР та Міністерства зовнішньої торгівлі СРСР на Смоленській площі; адміністративножитлова будівля на Лермонтовській площі; готелі "Ленінградська" та "Україна", житлові будинки на площі Повстання та Котельницької набережної. Розташовані в найважливіших (у містобудівному відношенні) пунктах столиці, висотні будинки відкриті огляду здалеку і, підкреслюють мальовничий горбистий рельєф і радіально-кільцеву структуру плану Москви, є надзвичайно суттєвими орієнтирами у її просторовій побудові, збагачують міський силует. При зведенні висотні будинки широко застосовувалися складні каркасні залізобетонні та сталеві конструкції.

Перші 7 житлових висотних будівель на 38-40 поверхів [25,28] "Нове кільце Москви" 2006 року, "стартовий" висотний елітний будинок на Давидківській вулиці (Західний округ) 2003 року. У ньому є 425 квартир площею від 80 до 200 кв. метрів кожна. Собівартість 1 кв. метра складе \$750-800, а продавати їх по \$1,5 тис. У 2004 році звели ще 2 будинки на Ленінському проспекті та проспекті Маршала Жукова, а через 5 років 4 висотки: на Дмитрівському шосе, Новоясенівському проспекті, Карамішевській набережній та Преображенській площі. На цей час є підготовлені майданчики для зведення ще 10-12 нових висотних будівель.

Одна з перших столичних висоток другого покоління зводиться за проектом ЦНДІЕПжитло на вулиці Давидківській, володіння 3. При його проектуванні було враховано досвід будівництва в 50-х роках перших висотних будівель, а також сучасних 17-25-поверхових будівель. Фундамент вирішено у вигляді просторової двоповерхової конструкції із монолітного залізобетону. Підшву фундаменту заглиблено на 4,85 м від рівня землі. Надземна 43-поверхова частина виконана за змішаною конструктивною схемою монолітного залізобетону з несучими колонами і стінами-

діафрагмами, розташованими між стовбурами (ядрами жорсткості) і зовнішньою оболонкою будівлі. У двох ядрах жорсткості (стволах) розміщені сходово-ліфтові вузли. Внутрішні несучі монолітні стіни змінної товщини від 150 до 180 мм (у верхніх поверхах) з бетону класу В35 і В30. Стіни армуються сітками та каркасами. Внутрішні колони також мають змінний переріз: від 650×650 мм у нижніх поверхах до 400×400 мм у верхніх. Розташовані по периметру будівлі колони виконані у вигляді пілонів змінного перерізу від 400х600 до 400х400 мм з бетону класу В30. Армування колон передбачено у двох варіантах з використанням гнучкої та жорсткої арматури. Як жорстка арматура застосовані прокатні куточки. Залізобетонна суцільна безригельна плита перекриттів товщиною 160 мм монолітно пов'язана зі стінами сходово-ліфтових вузлів, колонами та пілонами. Ліфтові шахти – монолітні залізобетонні з товщиною стін від 200 до 160 мм. Плити лоджій та балконів також монолітні, товщиною 180 мм з бетону ПЗВ. Зовнішні стіни – навісні шаруваті. Дах - в основному плоский залізобетонний з теплим горищем, за винятком шатрових частин, що виконуються зі сталевих конструкцій.

В даний час будівництво висотних житлових будинків групою компаній "Стройтекс" у ближньому Підмосков'ї та компанією ВАТ у ЗАТ Москві успішно розвивається.

Зведені компанією "Стройтекс" ефективні висотні житлові будинки є монолітно-цегляними конструкціями. Фундаменти виконані з монолітної плити, зовнішні стіни є самонесучими із звичайної глиняної цегли з ефективним утеплювачем - пінополістиролом або монолітний залізобетон з утеплювачем та цегляним облицюванням. Будинки мають висотність від 12 до 22 поверхів [35].

ПОС, як розділ проекту (ТЕО) розробляє генпроектувальник- проектне науково-консультативне бюро (ПНКБ) "Архітектура та культурна політика", ЗАТ "Промбуд проект" та ін.

ППР на замовлення окремих комерційних подразнень "Стройтекс" розробляють спеціалізовані технологічні проектні організації, такі як «ПКТПромбуд», УССТ-2 Спецбуд та ін.

Основні будівельні роботи з підземних та надземних частин будівлі виконують самі будівельні організації, а спеціальні роботи-субпідрядники.

Підземну частину будинків виконують із монолітної суцільної залізобетонної плити об'ємом близько 400м³. Бетонну суміш у фундаментну плиту укладають протягом 12-14 год. автобетононасосом та "лотками". Стіни та перекриття з монолітного залізобетону бетонують обсягами від 30 до 120 м³ за зміну з подачею суміші. проектну відмітку за допомогою

автобетононасосів, баштових кранів і бадей місткістю 1м³, клас бетону В25, що застосовується.

Бетонну суміш укладають у стіни та перекриття в алюмінієвій опалубці ЦНДІОМТП. Вартість комплексу опалубки становить близько \$150 за 1 кв. м., з оборотністю до 80-100 разів до ремонту (заміни фанерної палуби).

Армування монолітних конструкцій виробляють ручною в'язкою з окремих стрижнів із продуктивністю арматурника близько 75 кг арматури на 1 чол. за зміну.

Час витримки бетону в опалубці становить: влітку – близько 6 год.; взимку – три доби до набору 70% проектної міцності, при переопиранні стійок опалубки на двох поверхах. У зимових умовах застосовують добавки в бетон – нітрит натрію та електропрогрів бетону.

При перевезенні бетонної суміші від бетонного заводу середня дальність становить 13-17км, а середня швидкість перевезення містом - 30км/час.

Для механізації будівельних робіт та подачі матеріалів при зведенні висотних житлових будинків використовують баштові крани КБ 405.2А, КБ – 408, КБМ – 401 п, КБ – 674, КБ – 415.

Рівень механізації основних видів робіт на об'єктах будівництва у % становить: за земляними та бетонними - 90-95; кладочні, штукатурні, оздоблювальні - 30; покрівельні (рулонні) – 50.

Тривалість зведення одного поверху будівлі становить близько 15 днів (добу), у тому числі тривалість зведення несучих будівельних конструкцій (монолітних залізобетонних перекриттів та стін 7 днів, тривалість оздоблювальних та інших робіт 7 днів).

Фактична тривалість будівництва підземної частини будівлі (за наявності 2-4 підземних поверхів) становить 2-3 міс.; надземної частини будівлі заввишки 17-25 поверхів – 15 днів поверх.

Фактична тривалість всього житлового будинку заввишки 17 поверхів із двох секцій становить 15-17 міс.; у тому числі виконання монолітних конструкцій - 6,5 - 8 міс.; Інші види робіт -6-7 міс.

Чисельність працюючих на будівництві об'єкта становить, всього -106 чол., у тому числі робітників 96 чол., ІТР.3 - чол., служачих 5 - чол., МОП.2 - чол..

Наводимо досвід зведення різновисотного житлового будинку в 9, 10 і 23 поверхи з основних несучих конструкцій в монолітному залізобетоні та тришарових зовнішніх стін по вулиці Удальцова 23-1, розпочатого будівництвом з травня 2002 року і із запланованим терміном закінчення будівництва в ІV. 2004, тобто за два роки 6 міс.[35] .

Будинок 23-1 будується за індивідуальним проектом, розробленим Архітектурно-проектно-мистецькою майстернею (АГПГМ) "Архіздоров" за участю в дизайні та архітектурному оформленні Архітектурно-будівельної компанії ТОВ "Академія житла" та набором одно-, дво-, трьох-, чотирьох - і більше квартир.

До будинку, що будується, впритул примикає будинок 25-1 з 4-х секцій, який будуватиметься в другу чергу.

Будинок, що будується, 23-1 має складну в плані конфігурацію з множиною прилеглих кутів і складається з 5-ти секцією; ширина будинку (по осях) 18,7м, довжина 145,8м.

У підземній частині будинку передбачено дво-триповерхову стоянку для легкових автомобілів.

Проект виконання робіт на бетонування суцільного фундаменту з монолітної залізобетонної плити завтовшки 500-900мм розробив ВАТ "Мосоргбуд", відділ №3.

Окремі види робіт виконали спеціалізовані субпідрядні організації: земляні роботи з планування території будівельного майданчика, копку траншей для прокладання підземних комунікацій та вилучення ґрунту з котлованів під фундамент будинку управління механізації, монтаж вентиляційних та протипожежних систем - субпідрядні організації з цього виду робіт та ін.

Будівельна ділянка виконує загальнобудівельні роботи, починаючи з влаштування захисних стінок шпунтового огороження, по периметру котловану фундаменту, бетонування фундаментної плити, зведення надземної частини будівлі.

Управління механізації земляних робіт з планування території будівельного майданчика проводили бульдозерами, копку траншей для підземних комунікацій - екскаваторами місткістю ковша 0,65м³, а вилучення ґрунту з котловану під фундаментом будівлі чотирма екскаваторами місткістю ковша 1,5м. Зайвий ґрунт вивозили за межі міста до спеціально відведених для цієї мети місць.

Влаштування захисних шпунтових огорож виконав будівельну ділянку, забиванням металевих широкополочних двотаврових балок №26 на глибину до 20м.

Шпунтову огорожу влаштовували наступним чином: на початку з поверхні спланованого майданчика пробурювали свердловини, потім у них опускали двотаврові балки, а добивання балок до проектної позначки виконали електричними молотами.

До початку робіт із влаштування монолітної фундаментної плити виконали шпунтову огорожу, котлован під фундамент, пластовий дренаж, бетонну підготовку, цементну стяжку.

Для бетонування фундаментної плити використовуються крани РОТАIN SA 452, бетононасос, з розбивкою всієї плити на 22 захватки та виконується смугами шириною 1,5 м відповідно до кроку каркасів.

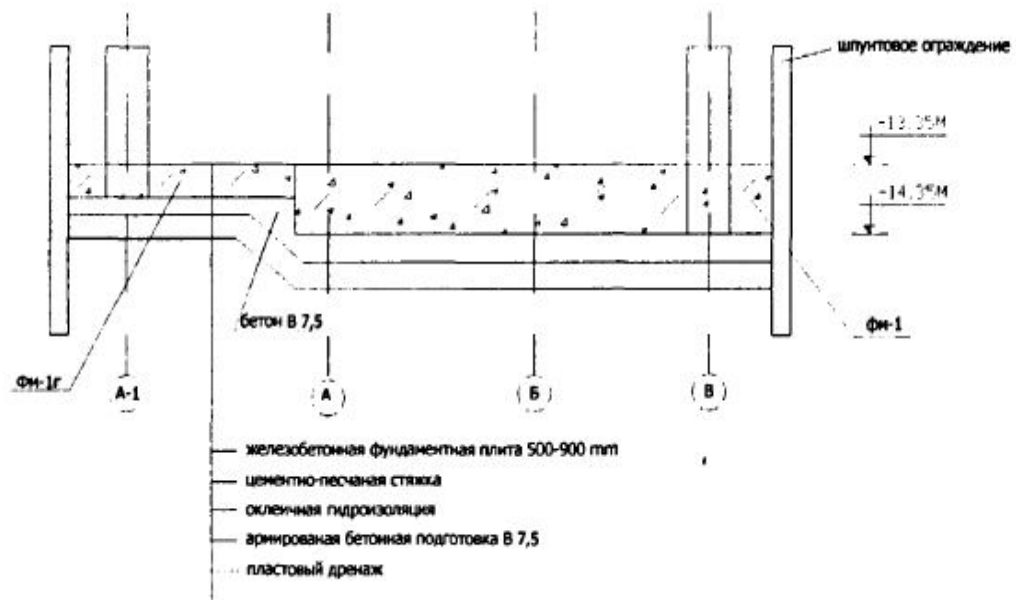


Рисунок 1.1 - Розріз конструкції підготовки під фундамент та фундаментної ПЛИТИ

Армування фундаментної плити виконується окремими стрижнями та каркасами. З'єднання арматури виконано в'язкою внахлест за допомогою в'язального дроту.

Протягом 8 годин (1 зміна) бетонування фундаментної плити велося безперервно. На укладанні бетонної суміші працювала ланка з 4-х осіб (бетонник 4р - 2 чол., 2р - 2 чол.).



Рисунок 1.2 - Схема влаштування робочого шва

При перерві в бетонуванні понад 1 годину влаштовували робочий шов, конструкція якого наведена на рис. 1.2

Ущільнення бетонної суміші проводили вібратором з гнучким валом типу ВЕРБ - 47, загладжування поверхні бетону віброрейкою.

На будівництві будинку 23-1 для вертикальної подачі матеріалів та виробів змонтовано 3 баштові крани: баштовий кран марки КБ-473 з вильотом стріли 52,1м та два імпорتنі баштові крани №1 та №2 марки ROTAIN SA 452 з вильотом стріли 46,8 м .

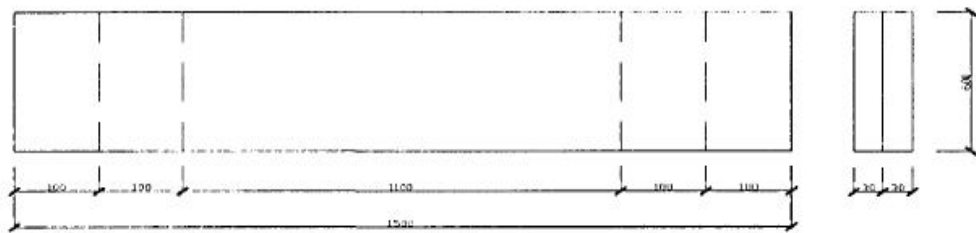


Рисунок 1.3 - Схема щита-настилу.

Кран КБ-473 та крани ROTAIN встановлені стаціонарно.

У зимовий час застосовували електропрогрів бетону (за спеціально розробленим проектом) із здійсненням систематичного контролю за виконанням робіт, якістю матеріалу, міцністю бетону.

Під час укладання бетонної суміші та її ущільнення робітники пересуваються по щитах - настилах, покладених по верху арматурного каркасу бетонної плити. Схема щита – настилу показана на рис. 1.3 (розміри в мм)

Для бетонування залізобетонних конструкцій застосовується крупнощитова опалубка фірми «Доса», НОЙ, на всю висоту поверху.

При бетонуванні великих вільних площ перекриттів подачу бетонної суміші виконують бетононасосом марки БШ^ВР-4000, а при бетонуванні тонкостінних конструкцій (стін та перегородок) - систему кран - бадья-контейнер. Обсяг бетонування на годину становить близько 5,5 м³, а зміну – 45 м³. При середній дальності перевезення бетонної суміші автобетонозмішувачами 13 км. та швидкості перевезення по місту 30км/год.

На будівництві будинку на вул. Удальцова 23-1, 25-1 працює кілька комплексних та спеціалізованих бригад із встановлення опалубки, армування та бетонування конструкцій, виконання покрівельних, оздоблювальних, столярних та ін. робіт.

Таблиця 1.5 - Примітка: а: 1-6 захв.; б: 7-12 захв.; в: 13-20 захв.; г: 21-22 захв.

№	Наименование работ	Ед. изм.	Объем работ	Трудо- емко- сть чел-дн.	Число рабо- чих в смену, чел.	Прол- житель- ность, дни	Рабочие дни								
							1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	31-35		
1	Выполнение бетонной под- готовки и гидроизоляции	м ³	344	120,5	10	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Установка арматуры плиты с подачей краном и разн Подача краном	Т 100т	431,4 4,31	416,7	10	21	—	а	б	в	г	—	—	—	—
3	Укладка бетонной смеси пл. Подача краном	м ³ 100 м ³	3095 30,95	421,9	10	20	—	а	б	в	г	—	—	—	—
4	Монтаж и разборка бетоно- вода	м	100	8	4	1,0	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
5	Промывка бетоновода	100 м	1	1,6	2	0,5	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Всього на будівельній ділянці при роботі в 2 зміни є 350 чол., У тому числі робітників - 341 чол., ІТП - 7чол., МОП - 2чол.; службовців – 9 чол.

Фактична тривалість зведення підземної частини будівлі становить близько 3-міс., бетонування основних монолітних залізобетонних перекриттів, стін та перегородок надземної частини будинку — 7 днів на поверх. Тривалість зведення 1 поверху будинку становила 15 днів.

Календарний графік бетонування фундаментної плити (при роботі у 2 зміни) наведено у табл. 1.13.

Станом на 1 жовтня 2003 р. виконано бетонування всіх конструкцій, що не несуть і огорожують, і ведуться оздоблювальні роботи всередині будівлі.

Передбачувана ринкова ціна 1 кв. м квартири складе (1000-2000) \$.

Для зниження маси висотної будівлі за рахунок зменшення розрахункових перерізів несучих залізобетонних конструкцій переходять на бетони вищих класів, В60-В80. Бетони таких класів розроблені НДІЖБом і можуть досить широко застосовуватися на практиці, особливо під час зведення таких відповідальних будівель. В цьому випадку при малих перерізах залізобетонних конструкцій і значних навантаженнях на них застосування жорсткої арматури у вигляді гладких сталевих профілів може вимагати додаткових заходів щодо забезпечення спільної роботи цих матеріалів, а також уточнення граничних відсотків армування. Зниження маси висотної будівлі необхідно тому, що ґрунтові умови в Москві не дозволяють приймати середній нормативний тиск на основу більше 0,4 МПа.

Враховуючи унікальність і термін експлуатації висотних будівель, що становить не менше 125-150 років, особливу увагу слід приділяти довговічності та ремонтпридатності їх зовнішньої обробки. Зарубіжна практика показує, що використання високоякісного залізобетону для влаштування несучої конструкції зовнішніх стін у коробчастих конструктивних схемах або навісних залізобетонних панелей в інших конструктивних схемах забезпечує різноманітне оздоблення фасадів та досягнення індивідуального зовнішнього вигляду висотних будівель. Завдяки пластичним властивостям бетону можна створювати зовнішні стіни не тільки у вигляді плоских поверхонь, але й багатогранні криволінійні, у вигляді різноманітних обсягів і т.п. Декоративні високоякісні довговічні бетони набувають застосування в житлово-цивільному будівництві Росії

За завданням Москомархітектури ЦНДІЕП житла розробляє спільно з низкою інших організацій "Загальні положення до технічних вимог щодо проектування житлових будівель заввишки понад 75 м". У цьому документі мають бути узагальнені наявні закордонні дані та досвід будівництва висотних будівель. У "Загальних положеннях" містяться розділи з архітектурно-планувальних рішень висотних будівель, основ, фундаментів та підземних частин будівель, конструктивних рішень надземної частини, інженерного забезпечення та автоматизації, протипожежних заходів та санітарно-гігієнічних вимог. Всі останні досягнення будівельної науки та практики, а також експлуатації таких будівель будуть об'єднані в цьому документі.

У південно-східному районі Китаю (Куангчау, Шензен, Макао, Гонконг) використовують бамбукові ліси. Бамбукові ліси монтують замкнуто, по периметру будівлі, щоб проводити будівництво і одночасно захищати довкілля.

Для захисту від сонячних променів також використовують бамбукові ліси. Бамбукові матеріали є дешевими місцевими матеріалами, тому їх можна використовувати у великій кількості для скорочення тривалості будівництва.

На Філіппінах, де країна завжди бореться з безперервним землетрусом і бурею, майже завжди висотні будинки будують із монолітного залізобетону. Вони імпортують сучасні будівельні машини та обладнання з Японії, Америки, Німеччини для будівництва висотних будівель, такі як баштові крани COMEDIL GRU CT 4824, POTAIN 435DM, POTAIN 744CS, POTAIN TOPKIT F2/38B, POTAIN 325A та інші самопідйомні баштові крани. Бетононасоси PUTZMEISTER (Німеччина), які для висотних будівель понад 25 поверхів ставлять на першому та на 25 поверсі, щоб транспортувати бетонну суміш на вищі поверхи. Зазвичай для поверхів вище 40

використовують крани для підйому бетонної суміші. Висотні будинки зазвичай мають багато підземних поверхів (зазвичай від 3 до 6 підвальних поверхів). Деякі передові технології будівельного виробництва застосовують у Філіппінах, наприклад, технологію стикового газового зварювання арматури на будівлях, зведення каркасів висотних будівель з монолітного залізобетону, застосування залізобетонної опалубки, що не знімається, та ін [42].

Побудований у 1998р. в Малайзії комплекс міського центру в Куала-Лумпур (комплекс ГЦКЛ) є 98-поверхові вежі-близнюки, 6 поверхів яких є цокольними, а 88 призначені для установ, спроектовані компанією Cesar Pelli & Associates і піднялися на висоту понад 451 м., т.д. е. майже на 9 м. вище за хмарочос Сірз Тауерз у Сполучених Штатах. Своєрідний 58,5-метровий двоповерховий міст зв'язав вежі на рівнях 41 та 42 поверхів на висоті близько 170 м. над рівнем вулиці. Цей "небесний" міст є як архітектурною, так і функціональною деталлю, що забезпечує пішохідний перехід між вежами. При цьому для човникового зв'язку між першим поверхом і швидкісними ліфтами, що працюють нагорі, служать 29 двоповерхових пасажирських ліфтів. По 10 ескалаторів у кожній вежі доставлятимуть відвідувачів на верхні поверхи. Як основа для створення візерунка на вежах використовуються геометричні орнаменти, типові для ісламської архітектури, і малайські символи, такі як восьмикінцева зірка. Ця споруда у вигляді двох зв'язаних колон описується по-різному - і як "ворота до столиці", і як "монументальний вхід до міста"

Башти це просто частина першої черги великого комплексу площею 1,7 млн. кв. м. у діловому центрі Куала-Лумпур. Після завершення комплекс буде також включати 50-поверхову будівлю-вежу Ампанг, торговий центр площею 140 ТОВ кв. м., 30-поверхова будівля компанії Мепага ЄББО та готель "Мандарин Орієнтал КЛ" на 645 номерів. Для одержання охолодженої води, що застосовується при кондиціонуванні повітря у всьому комплексі ГЦКЛ, система централізованого охолодження високої продуктивності використовує природний газ. Установка буде застосовувати холодоагент, що не містить хлорфторвуглеводнів, та два холодильники. Монтується дві теплоелектроцентралі на газовому паливі, які мають функціонувати як одnobлочна ТЕЦ, включена до державної електричної мережі.

88 адміністративних поверхів обладнано для орендарів. У той же час, нагорі будуть встановлені фанеровані алюмінієм шпилі з нержавіючої сталі заввишки 73,6 м., що включають сталеву щоглу висотою 65,2 м., еквівалентні 20-поверховому будинку. Конструкції поверхових перекриттів веж ґрунтуються на геометричних конфігураціях, витриманих у традиціях

ісламської архітектури. Контури утворюються двома повернутими і накладеними один на одного квадратами з півкругами між ними. Така геометрична форма сприяє раціональному компонуванню адміністративних приміщень, при цьому стрічкові вікна забезпечують мешканцям панорамний огляд міста та околиць. Кожна вежа має уступи на рівнях 60, 73. та 82 поверхів та похилі колони вгору від 73-го поверху, що створює вільний від колон простір усередині. До кожної головної вежі прибудована 44-поверхова бічна вежа або турнюр.

Зовнішній вигляд веж – це горизонтальні стрічки прозорого скла та нержавіючої сталі, що у сонячну погоду створює ефект мерехтіння. Козирки з нержавіючої сталі, які виступають із навісних стін, надають будівлі чарівність та особливу своєрідність. Остаточне рішення щодо використання цього ефекту прийшло після будівництва масштабної моделі з різними типами облицювання - незвичайного та досить дорогого способу розгляду будівлі у матеріалі до ухвалення рішення про остаточний фасад.

Упорядковані околиці, спроектовані бразильцем Роберто Бурле Максом, включають підземну транспортну зону з в'їздом через 850-м тунель, побудований методом проходження відкритим способом. Тунель забезпечує доступ пішоходів до великої автостоянки, автобусних зупинок та розташованої поблизу ГЦКЛ станції монорейкової дороги, будівництво якої майже завершено. Також передбачено пасажирський маршрутний транспорт системи "Парк променад" для перевезення 50 ТОВ осіб, які, як очікується, щодня відвідуватимуть ДЦКЛ.

Фундаменти та конструкція: Забивання паль та фундаментні роботи розпочалися у травні 1993 р. і були закінчені у лютому 1994 р. Фундамент будівлі спирається на пальові ростверки поверх котловану глибиною 25,5 м. Грунт на будівельному майданчику це зазвичай середньо пластична глина з торфом, бурим залізняком та латеритом.

Усього на будмайданчику було вийнято 1,4 млн. куб. ґрунту. Для заміни раніше запланованої січної пальової стінки вздовж периметра була використана залита бетоном траншейна стінка шириною 80 см і довжиною 1 км. Зіткнувшись із жорсткими термінами, підряднику з фундаментних робіт довелося відправити з Франції літаком три вертикальні бурові верстати.

Після буріння під палі в ґрунт були опущені каркаси і за допомогою заглиблених труб нагнітається бетонний розчин. Підряднику довелося зіштовхнутися і з іншими проблемами, такими як необхідність доставки, з Європи знешкоджувальної установки, оскільки мулисті відкладення в ґрунті сповільнювали процес буріння і стіна в ґрунті руйнувалася, коли ківш потрапляв у вапнякові раковини. Фундаментні роботи могли виявитися

набагато важчими - будівлі довелося переміщати на 60 м. на південь, щоб уникнути непередбачуваного нахилу пористих вапняків на краю підземної скелі.

Це була непроста зміна у фундаментних роботах. У представлених на торгах документах замовника вимагалось бурити отвори під палі великого діаметра, проте підрядник вирішив перейти на більші прямокутні баррети, тим самим зменшуючи вдвічі кількість бурових палей. Суцільний фундамент для кожної вежі тепер лежить на 104 барретних палях, причому деякі з них мають довжину 114м.

Несуча конструкція є комплексною системою, утвореною залізобетоном і балками з конструкційної сталі. Вся конструкція має масу 270000 т. і перекидальний момент 450000 тм. Проблема полягала у проектуванні підземної частини, здатної протистояти цим жахливим навантаженням. Завдання вирішив бетонний блок, найбільший із відлитих досі у вигляді одного моноліту. Під час заливання бетону при виготовленні суцільного фундаменту завтовшки 4,5 м. для першої вежі протягом 54 годин безперервно подавалося 13200 м³. бетону класу В-60. Це означає заливку майже 32250 т бетонної суміші під кожну вежу. При виготовленні суцільного фундаменту під другу вежу, закінчену в лютому 1994 р, заливка зажадала 44 години. У цій операції було зайнято вісім автобетононасосів. Бічна опалубка та поверхня фундаментних плит були теплоізолювані протягом майже місяця, щоб запобігти термічному розтріскуванню. На кожній вежі цілодобово працювало від 600 до 700 осіб, змушуючи постійних представників замовника вирішувати надзвичайно важке завдання забезпечити, щоб перед заливкою бетонної суміші ніхто не залишався у каркасі. У свій час на будівельному майданчику накопичувалося майже 7000 робітників.

Компанія Pioneer Concrete поставила на будівельний майданчик установку, яка при роботі використовувала до 40 автобетоновозів. Робота також включала доставку від місцевого постачальника злив стоків діаметром до 2,7 м. Однак, великі дренажні колодязі виготовлялися на місці.

Для першої вежі використовувалися два бетононасоси ВР 4000 НОЯ та один бетононасос ВР 2000 ШЖ, а також три окремі бетонорозподільні стріли. Бетонні роботи від рівня вулиці до висоти 240 м проводилися за допомогою насоса ВР 2000 ШЖ та окремих розподільчих стріл. Починаючи з цієї висоти, роботи проводилися із застосуванням одного з бетононасосів ВР 4000 ШЖ, що завантажуються швидкісним підйомником і обслуговуються двома бетонорозподільними стрілами.

Подача бетонної суміші на другу вежу проводилася за допомогою двох бетононасосів надвисокого тиску ВР 8000 НОЯ, що працюють паралельно, при цьому кожен обслуговує окрему бетонорозподільну стрілу. Бетонна суміш для бічної вежі укладався насосом ВР 3000 ШЖ та окремою бетонорозподільною стрілою. Підрядники другої вежі претендують встановлення світового рекорду висоти подачі бетонної суміші, т.к. її піднімали на висоту 380 м. по трубі довжиною 500 м.

Внутрішній каркас кожної вежі утворює каркасні стіни розміром (23*23 м). Зовнішньою огорожею служить кругла циліндрична труба діаметром 46 м., яка утворюється 16 колонами діаметром до 2,4 м., відстань між якими поперемінно становить 8 і 10 м. Колони пов'язані кільцевою балкою з вутами. Хоча колони і не захищені, вони закриті фасонними навісними стінами з консолями довжиною 5 м., що виступають за зовнішні обриси.

Міжповерхові перекриття на рівнях веж є залізобетонним покриттям звичайної міцності по сталевому настилу, що спирається на сталеві балки. Середня висота адміністративних поверхів становить 4 м., при цьому висота стелі дорівнює 2.65 м. Міжповерхова відстань була задана розмірами двоповерхових пасажирських ліфтів. Протягом 1992 р. підрядники зводили кожен поверх протягом 12 днів, а пізніше цей цикл скоротили до 4 днів.

На вежах використано 65.000 м². облицювання з нержавіючої сталі. Усього знадобилося 36.900 т. сталі в балках, фермах та арматурі та 143.000 м. навісних стін.

На кожен вежу пішло дуже багато матеріалу, зокрема 80.000 м³. бетону різних класів (близько 198.000 т.), 10.955 т. арматури, 7.500 т. сталевих балок та каркасу та 85.000 м³. зовнішнього покриття вище за фундамент.

Серйозний рубіж був досягнутий у серпні 1995 р., коли підняли високий 2-х поверховий міст, що з'єднав вежі на рівнях 41 і 42 поверхів. Центральна секція вагою 325т., що має довжину 41 м, висоту 9 м і ширину 5 м, була піднята цілком за 32 години за допомогою ретельно розташованих натяжних домкратів і тросів. Центральна секція вагою 325 т поступово піднімалася зі швидкістю близько 12 м/год за допомогою восьми домкратів накатних до з'єднання з попередньо змонтованими на кожній вежі колодками. У двоповерховій конструкції висотного мосту, спроектованого компанією Pelli і виготовленого в Південній Кореї компанією Samsung Heavy Industries, застосовується двошарнірна арка, яка виконана у вигляді двох трубчастих стійок, що відходять від двох кульових опор на рівні 29 поверху вгору під кутом 63 градуси і підтримують прогонові ферми у середній опорній точці. Температурні компенсатори і опорні частини, що ковзають, на

кожному кінці мосту забезпечують поздовжню пружність. Обидві опорні стійки, які спочатку були у вертикальному положенні, потім були встановлені на шарніри в точках кріплення і приєднані до висотного мосту.

Щоб запобігти втомі металу в опорних стійках, компанія Roman Williams Davies & Irvin Inc. розробила і запропонувала для кожної підпорки амортизатори пружинного типу, що настроюються на величину маси. Щогли шпилів забезпечені амортизатором 54 кг/м ланцюгового типу.

Після завершення будівництва будівлі баштові крани Favco на верху кожної конструкції довелося демонтувати і перемістити на рівень землі для будівництва сталеві покрівлі торгового центру, оскільки на будівельному майданчику виявилось недостатньо місця для самохідних кранів.

Здвоєний хмарочос був визнаний Радою по висотних будівлях "найвищою новою будівлею в світі", що зробило даний проект великою пам'яткою азіатського регіону. Мао (або Сенмао) у Шанхаї матиме висоту понад 500м.

1.4 Перспективи подальшого розвитку будівництва висотних житлово-цивільних будівель із монолітного залізобетону.

Після всебічної оцінки існуючого стану будівництва, уряд Марокко висунув на 2020 рік такі пріоритети:

- досягти та перевищити висунуті показники соціально-економічного розвитку при переході в наступне десятиліття,
- підвищити валовий внутрішній продукт у 2 -2,5 рази порівняно з 2010 р., забезпечити щорічний приріст від 13 до 15 %,
- довести питому вагу промисловості народному господарстві 2020 року до 30 %.

Це найважливіші орієнтири, досягти яких можна лише за умови потужних інвестицій в економіку. У розвинених країнах збільшення інвестицій на 7-8% вважається досить значним, для країн, що розвиваються, хорошим показником є 11-12%.

Приріст на 13-15%, як це висунуто у документах партійного Пленуму, може бути досягнутий лише за умови мобілізації всіх резервів, точного адресного інвестування у найбільш перспективні галузі. У цьому контексті будівельна промисловість має найважливіше значення.

При виборі технологічного рішення доводиться розглядати всю сукупність наявних у загальній системі рішень і шукати ті, які мають

найбільші переваги. Наприклад, застосування монолітного залізобетону в сучасному будівництві за кордоном та в Марокко.

Застосування монолітного залізобетону в Росії почалося з 80-х років XIX ст. [6,9,32] Найбільшого поширення він набув на півдні країни, де особливо був великий обсяг будівництва та існували більш сприятливі умови (коротка зима, близькість цементних та металургійних заводів, дешеві високоякісні наповнювачі). В основному монолітний залізобетон використовували при будівництві багатопверхових виробничих та цивільних будівель, портових споруд та мостів. Проте, вже у першій третині XX ст. будівельна практика довела, що застосування збірного залізобетону дозволяє підвищити індустріальність, темпи зведення будівель та інженерних споруд, а також надійно контролювати якість у процесі виконання бетонних робіт. Основний ривок у цьому напрямі стався в 1955-1965 рр., коли в СРСР була створена промисловість збірного бетону та залізобетону, що за обсягом виробництва перевищує його випуск у США, Англії, Франції та Німеччині, разом узятих [14,20,21]. За одне десятиліття (з 1955 по 1965) виробництво збірного залізобетону в СРСР збільшилося з 5 млн. м³ до 56,1 млн. м³ на рік [14,32]. У 1985 р. частку збірного і монолітного залізобетону припадало приблизно 58 і 42 % відповідно (з усього 258 млн. м за цей рік) [15,16]. Переважна більшість Росії збірного бетону і залізобетону над монолітним за період можна пояснити прискореним темпом створення матеріально-технічної бази країни, кліматичними умовами та необхідністю виготовлення конструкцій у заводських умовах у закритих приміщеннях [1,2,32].

Однак, з початку 90-х років, у Росії з переходом у ринкову економіку, в нові відносини між замовником та підрядником, а також з розвитком

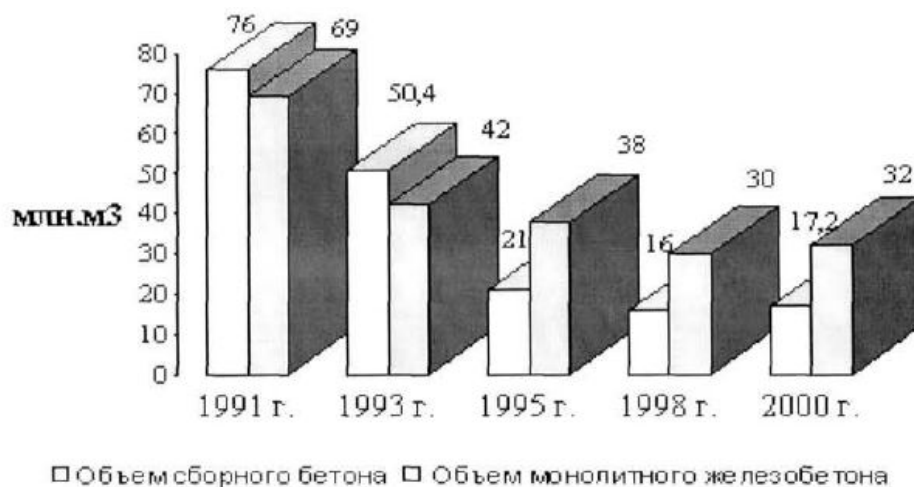


Рисунок 1.4. - Виробництво збірного та монолітного важкого бетону в Росії за 1991-2020 рр.

малоповерхового та багатоповерхового житлового будівництва збільшуються обсяги монолітного залізобетону. Проведений аналіз статистичних даних свідчить про те, конструкцій почало змінюватися у бік збільшення частки останніх (рис. 1.4).

Як бачимо на рис. 1.1, реформування економіки з урахуванням архітектурної виразності та вартості споруд та будівель призвело до різкого зниження обсягу виробництва збірного залізобетону. Особливо велика зміна у застосуванні монолітного залізобетону мала місце в галузі цивільного будівництва, де до 1991 р. домінував збірний залізобетон (1989 р. частка житлових будівель, що зводяться монолітним способом в СРСР, не перевищувала 0,5% від загального обсягу будівництва [7] Так, за останні роки в Москві відзначається стійка тенденція збільшення частки будівель житлового та громадського призначення з монолітного залізобетону [8,9] Були збудовані десятки будинків баштового типу до 45 поверхів з монолітного залізобетону На нараді міжвідомчої ради в Саратові в листопаді 1999 р. , наведений аналіз структури домобудування в 50 регіонах Росії показав, що частка великопанельних будівель в загальному обсязі житла, що вводиться за 1998 р. скоротилася з 46,7% до 24,6%, а обсяг побудованих монолітних будівель зріс в 1,5 разів. дотримуватися цих показників і надалі при модернізації виробничої бази та комплексно-механізованої технології зведення монолітних будівель та споруд, як зазначають автори у [9,10,11,12].

Економічні переваги монолітних залізобетонних конструкцій порівняно з цегляним та повнозбірним будівництвом характеризуються зниженням одноразових витрат на створення виробничої бази на 20...30%, зменшенням витрат сталі на 10...15%, а енергоємності - до 30% та на 25% меншими в порівнянні з цегляними будинками тієї ж поверховості, сумарними трудовими витратами. Сумарні трудові витрати на зведення монолітних конструкцій порівняно з великопанельними приблизно такі самі.

Розвитку будівництва будівель та споруд із монолітного залізобетону сприяють численні дослідження та розробки сучасної нормативної бази та методів прискорення твердіння та забезпечення якості, а також довговічності монолітного залізобетону у різних типах конструкцій [15,22,23,25,30], проведені в останні роки.

Застосування монолітного залізобетону може бути раціонально і економічно вигідніше використання збірного залізобетону, в першу чергу, в районах зі складними геологічними умовами, при підвищеній сейсмічності, на півдні країни, в місцях, де відсутні або недостатні потужності повнозбірного домобудування, без розвиненої мережі автошляхів, у сільських районах, за наявності місцевих заповнювачів та ін. Переваги

монолітного залізобетону можуть пояснюватися і тим, що в деяких видах будівництва рівень збірності наблизився до граничного значення і подальше його підвищення стає економічно та технічно недоцільним [25,26,31]. У той же час, технічний рівень зведення монолітних конструкцій настільки зріс, що не поступається будівництву зі збірних конструкцій.

У світі нині щорічне виробництво бетону для монолітного будівництва перевищує півтора мільярди кубометрів. За обсягом виробництва та застосування, монолітний залізобетон набагато випереджає інші види будівельних матеріалів. Яскравим прикладом будівельних можливостей монолітного залізобетону є морські платформи для видобутку нафти заввишки кілька сотень метрів. Найвищі будівлі на всіх континентах збудовані з монолітним залізобетонним каркасом, монолітний залізобетон впевнено витісняє сталь із цієї галузі будівництва.

У більшості західних країн при зведенні різних інженерних споруд, автомобільних доріг, аеродромів та висотних будівель переважає бетон та залізобетон у монолітному виконанні.

За даними [32,34], частка застосування монолітного залізобетону в спорудах і домобудуванні становить у США більше 85%. При цьому розширюється використання монолітного залізобетону при зведенні магістральних доріг, портів, мостів та аеродромів, а також висотних споруд із залізобетонним каркасом у ковзній та переставній опалубці.

Великий досвід застосування монолітного залізобетону є в Японії, де, виходячи з умов сейсмостійкості в будівництві в масовій кількості, застосовуються густоармовані конструкції з бетонів високих класів. Панівне становище монолітного залізобетону у всіх видах будівництва в Японії пояснюється тим, що залізобетонні конструкції від інших матеріалів великою жорсткістю. Перед цього виду будівельного матеріалу припадає понад 90% загальної кількості бетону на рік і душовий показник становить 1,2 м³ [32].

У сучасному будівництві, у зв'язку з розвитком техніки та високою механізацією майже на всіх процесах виробництва бетонних робіт, великими досягненнями в технології бетону випускають у промисловому масштабі високоякісний бетон із міцністю на стиск 100...140 МПа [7].

Накопичений досвід зведення висотних будівель із монолітного залізобетону [3,11,36] показує, що цей вид домобудівництва має ряд переваг. До них відносяться: можливість створення більш різноманітних за об'ємно-планувальним рішенням та зовнішнім виглядом будівель за рахунок зменшення обмежень, що накладаються умовами стандартизації та уніфікації виробів заводського виготовлення, підвищені експлуатаційні якості будівель за рахунок зменшення кількості стиків. Подібні особливості монолітного

домобудівництва сприяють застосуванню їх у масовій забудові міст і сіл, особливо у районах з нерозвиненою індустріальною базою. Особливо ефективні монолітні конструкції із залізобетону в районах з високою сейсмічністю.

Застосування монолітного залізобетону в Марокко, почали використовувати з 1940 р.. З цього часу до 1956 р. споруди і будівлі в Марокко будували лише в монолітному виконанні. З 1960 р. у будівництві Марокко зі зростанням економічного та соціального розвитку почали застосовувати збірні залізобетонні вироби та конструкції.

Майже всіх будівництвах до кінця 80-х років ХХ ст. наземні частини споруд та будівель зводилися із збірних елементів. У 1984 р. переднапружені балки довжиною 33 м були використані в Рабаті при будівництві мосту "Абу ракрак" через річку Абу ракрак. З початку 90-х років минулого століття з переходом народного господарства країни на ринкову економіку, а також у зв'язку з дефіцитом та різко зростаючою вартістю сировини, палива, енергії, транспорту та завданнями охорони навколишнього середовища у будівництві Марокко все більше застосування почало знаходити монолітне будівництво. Це пояснюється високою ефективністю та конкурентоспроможністю зведення будівель та споруд із монолітного залізобетону, що дозволяє:

- знизити ресурсо- та енергоємність за рахунок використання місцевої сировини та відходів та скорочення транспортних витрат на доставку сировини;

- відмовитися від теплової обробки;

- скоротити обсяг капітальних вкладень у створення та розвиток виробничої бази для монолітного будівництва;

- зменшити витрату сталі;

- вести проведення робіт з мінімальною зупинкою технологічного процесу у стиснених умовах;

- проводити прості технологічні рішення, що визначаються мінімальною кількістю сировинних компонентів, нескладністю підготовки сировини, мінімальною кількістю технологічних переділів, малою кількістю обслуговуючого персоналу;

- надавати автономність та мобільність технологічним процесам, що досягаються обмеженнями щодо застосування важкої та енергоємної будівельної техніки, відмовою від складної виробничої інфраструктури, можливістю швидкого переміщення та переналадження основного комплексу обладнання, граничним зниженням металоємності опалубок.

Зазначені переваги зведення будівель та споруд із монолітного залізобетону, безумовно, сприятимуть застосуванню його у масовому

будівництві міст та сіл, особливо в районах з нерозвиненою індустріальною базою, що характерно для Марокко. Якщо 1991 співвідношення виробництва монолітного і збірного бетону перебував у межах 55 на 45 %, то вже 1999 р. частку монолітного залізобетону в Марокко припадає 14,1 млн. м³, що становить приблизно 75 % від загального обсягу застосовуваного бетону на рік (рис.1.5).

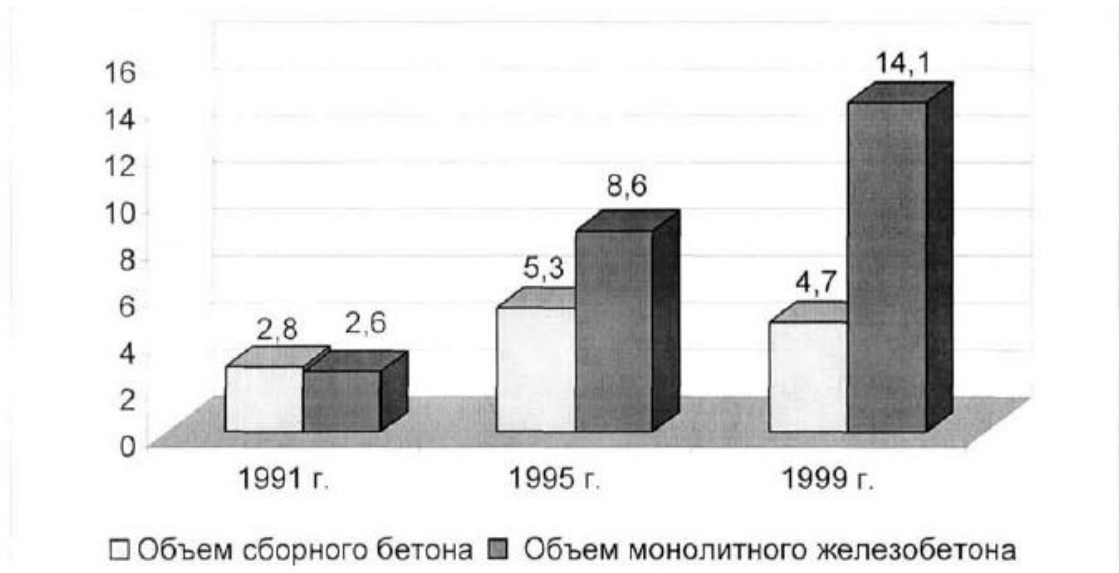


Рисунок 1.5. - Розвиток виробництва збірного та монолітного бетону в Марокко за 1991-1999 рр.

Використання монолітного залізобетону в Марокко, крім вище зазначених переваг, дає можливість використовувати сонячну енергію і тепловиділення при гідратації цементу в самих конструкціях будівель і споруд, прискорюючи набір міцності монолітного залізобетону і підвищуючи, в цілому, темпи будівництва. При цьому монолітний залізобетон почав застосовуватися у всіх видах будівництва: у промисловому та цивільному, у тому числі й житловому.

Слід зазначити, що у Марокко у будівництві використовується переважно важкий монолітний залізобетон класів В15...В30 для звичайних несучих конструкцій; для несучих конструкцій висотних будівель (до 33 поверхів), промислових споруд і мостів, у тому числі переднапружених, використовується бетон класів ВЗСНВ45.

Прогнозування перспектив розвитку обсягу будівництва в монолітному залізобетоні, прогнозування розвитку висотних будівель та технології монолітного будівництва в Марокко проведено за методикою прогнозування технічного розвитку [17,18,19,40].

Зазначена методика зводиться до наступного:

- спостереження та оценька всіх властивостей технічного рішення,
- розподіл сукупності технічних рішень щодо протилежних груп та визначення перспективності кожної групи,
- визначення загальних критеріїв оцінки

1.5 Мета дослідження та постановка завдань

В даний час в умовах будівництва Марокко монолітне домобудування в основному здійснюється за допомогою звичайної опалубки, а зарубіжні фірми будують у великощитовій опалубці.

Підвищення ефективності будівництва висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в Марокко можливе шляхом удосконалення існуючих та поширених у нашій країні методів домобудівництва, а також шляхом впровадження найбільш передових досягнень розвинутих країн у цій галузі.

Перший шлях вимагає великого часу та значних капітальних вкладень, а тим часом вирішити житлову проблему необхідно у стислі терміни і з мінімальними витратами.

Тому метою дисертаційної роботи є обґрунтування раціональних організаційно-технологічних розробок зведення висотних будівель із монолітного залізобетону у великих містах Марокко, щоб скоротити тривалість при зведенні таких будинків.

Необхідно при цьому відзначити, що до монолітних належать будівлі, в яких каркаси, зовнішні, внутрішні стіни та перекриття виконані з монолітного залізобетону. У монолітних будинках можуть бути застосовані збірні конструкції сходів, балконів, лоджій, перегородок та інших елементів, а також збірні елементи оздоблення зовнішніх стін.

Для досягнення мети вирішеної наступної задачі:

- проаналізовано стан житлово-цивільного будівництва та перспективи його розвитку;
- узагальнено стан висотного будівництва у Марокко та інших країнах світу;
- виявлено перспективи розвитку монолітного висотного будівництва в Марокко;
- розроблена класифікація висотних будівель у Марокко;

- досліджено конструктивні та організаційно-технологічні рішення щодо зведення висотних цивільних будівель з монолітного залізобетону в Марокко;
- досліджено фактори, що впливають на ефективність будівництва висотних будівель;
- розроблено методики підвищення ефективності організаційно-технологічних рішень щодо зведення висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону в Марокко;
- впровадити результати дослідження у будівельне виробництво.

2. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРИОРИТЕТНОСТІ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ І КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЩОДО ЗВЕДЕННЯ ВИСОТНИХ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ З МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ У ЗАРУБІЖНИХ ДЕРЖАВАХ ТА У МАРОККО

З метою скорочення тривалості, зменшення витрат праці та зниження собівартості при зведенні висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону в цьому розділі вирішено завдання: дослідити взаємозалежність об'ємно-конструктивного компонування будівель та будівельної технології їх зведення; розробити на цій основі ефективний метод будівництва висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону.

Для вирішення цього завдання передбачаються різні підходи, при цьому в дослідження включені ті характеристики об'ємно конструктивної компонування, зміни яких в тій чи іншій мірі викликають зміну в будівельній технології зведення.

Одним із показників ефективності виконання робіт є технологічність конструктивних рішень, методів ведення робіт, організаційних прийомів. Сукупність показників технологічності визначає сумарні витрати на одиницю кінцевої продукції. Технологічність включає групу показників, які комплексно враховують усі сторони економічної доцільності зведення монолітних конструкцій. До них відноситься: раціональна величина трудомісткості на всіх стадіях зведення конструкцій (монтажу опалубки; установки арматури, доставки; подачі та укладання бетонної суміші); матеріаломісткості конструкцій; вартості витрат часу під час виконання технологічних процесів.

Технологічність конструкцій є сукупністю властивостей, що дозволяють зводити їх з найменшими витратами праці, матеріалів і засобів, використовуючи передову технологію. При цьому здійснюється комплексний підхід до розгляду та дотримання вимог технологічності. Технологічність конструктивних рішень будівель повинна включати: мінімальну кількість типорозмірів конструкцій, їх уніфікацію та типізацію; простоту виготовлення та універсальність опалубних систем; використання надійних типових технологічних процесів; швидке переналагодження опалубних систем; ступінь уніфікації арматурних виробів та показник якості поверхонь комплексну механізацію технології ведення робіт [4,5].



Рисунок 2.1 - Взаємозалежність характеристик технологічності об'ємно-конструктивного компонування з характеристиками будівельної технології зведення висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону.

2.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону.

Визначення висотності та розвиток будівлі у плані є досить складним процесом вибору об'ємно-планувального рішення. Багато факторів повинні бути враховані при цьому: з одного боку, вимоги замовника, з іншого наявна територія для забудови, розташування будівлі щодо об'єктів навколишньої забудови (наприклад, комунікацій та служб, необхідних для функціонування будівлі та її мешканців), екологічна виразність будівлі або декоративні особливості ландшафту.

2.1.1 Об'ємно-планувальні рішення та виявлення економічно доцільної поверховості.

Створення системи висотних будівель, згідно з єдиним містобудівним планом, висотні будівлі мають продовжити та збагатити колишні напрямки, визначити опорні точки міста, здатні акцентувати його вертикальні позначки. Будівництво висотних будівель намічалось в особливо значних і престижних місцях, щоб створити в ядрі міста систему нових відправних точок, пов'язану з історичним центром, що одразу окреслило його межі. З появою кожної висотної будівлі утворювалася сфера громадського та побутового призначення: будівлі ставали каталізаторами нових видів міської діяльності, стимулюючи також нові технології та конструктивні рішення. Одночасно з будівництвом висотних будівель розпочалася також реконструкція прилеглих до них територій, щоб посилити їх сприйняття.

З технічної погляду проектування високих будівель нині досить добре розроблено, проте пізнання потреб людини та її пристосовності до простору перебуває лише початковому етапі. Ізольованість та недостатній контакт між мешканцями будинку, втрата контакту з життям вулиці є частиною тих проблем, які намагаються подолати проектувальники – архітектори.

Хоча певною мірою щільність забудови міст високими будинками зараз регламентується нормами планування, цей розрахунок не базується на досить загальному та динамічному підході до формування міст. Наслідки скупченості високих будівель є надзвичайно суттєвими для життя міста.

Для багатьох міст висока будівля є єдиним можливим вирішенням проблеми безперервного зростання щільності населення. Від нього не слід відмовлятися, незважаючи на негативні на життя людей, або тому, що воно є символом технічного прогресу. Навпаки, навчальним та науково-дослідним установам необхідно докласти більше зусиль для систематичного дослідження забудови міста висотними будинками та вивчення проблеми впливу внутрішнього середовища таких будівель на покращення умов проживання у них.

Вибір конструктивної схеми висотного будинку визначається як розумінням особливостей її роботи. Рішення про вибір може більшою мірою залежати від культурних, соціальних, економічних та технічних вимог. Слід пам'ятати, що конструкція будівлі — лише з багатьох важливих чинників процесу проектування. Деякі з таких факторів, що стосуються переважно планування та компоновання висотних будівель, розглядаються нижче.

Жодна конструктивна схема перестав бути безумовно, кращою, обгрунтування її вибору має містити розгляд економічних чинників. Тому

при проектуванні конкретної споруди слід розглядати два або більше різних варіантів рішень, які хоч і здаються часом схожими, але відрізняються техніко-економічними показниками.

Висотна будівля може бути окремо стоїть (розвиненою у вертикальній площині і досить гнучкою або що простягається в горизонтальному напрямку) або примикати до інших високих будівель, утворюючи, таким чином, цілий комплекс будівель. В обох випадках будівля є переважно відокремленим об'єктом. Однак висока будівля в майбутньому може бути також інтегральною частиною великого будівельного комплексу міста, де будинки та ділові центри з'єднуються системами багаторівневих комунікацій.

Проектувальник повинен враховувати як початкову вартість проекту, а й витрати на функціонування закінченого будинку, т. е. повинен брати до уваги питання економіки експлуатації будівлі. У міру збільшення висоти будівлі потрібна все більша площа для несучих конструкцій, інженерного обладнання, ліфтів, а корисна площа зменшується. Крім того, вартість ліфтів та систем інженерного обладнання будівлі зростає з її висотою. Аналогічна тенденція спостерігається щодо вартості будівництва, оскільки для більш високих будівель потрібне складніше монтажне обладнання. У міру збільшення висоти будівлі питома вартість землі на 1 м² корисної площі, безумовно, знижується. Знижуються й витрати на експлуатацію будівлі, оскільки питомі витрати для однієї великої будівлі нижчі, ніж для кількох невеликих будівель.

Відсутність вільних земель, необхідність розвитку міст, їх реконструкція обумовлює збільшення масштабів будівництва будинків підвищеної поверховості.

У разі раннього початку будівництва знижуються витрати на будівництво будівлі, а тривалість його введення в дію значно скорочується.

У міру збільшення відношення висоти будівлі до її меншого розміру у плані (ширині) жорсткість будівлі зменшується. Вона залежить від величини та числа прольотів, конструктивної схеми, жорсткості несучих елементів та їх сполучень. Зазвичай для плоских рамних каркасів відношення висоти до ширини знаходиться в межах від 5 до 7. Дуже часто при проектуванні висотних будівель для будівництва в містах особливості планування диктують максимальне відношення висоти до розмірів у плані, і проектувальник повинен найбільше економічно вибрати конструктивну схему, яка б забезпечувала потрібну горизонтальну жорсткість і бажані розміри прольотів.

Системи інженерного обладнання, що включають теплопостачання, вентиляцію та кондиціонування, ліфти, електропостачання, водопостачання та

каналізацію, сміттєочищення, складають більше однієї третини загальної вартості висотних будівель. Такий суттєвий вплив зазначених систем диктує необхідність їхнього обліку при виборі конструктивних рішень будівель. Системи енергопостачання можуть бути сконцентровані у спеціальних шахтах, органічно пов'язаних із стволами жорсткості. Іноді системи інженерного устаткування передбачаються спеціальні простору біля зовнішніх стін чи технічні поверхи розміщувати складних систем комунікацій. Всі ці рішення істотно впливають на загальний зовнішній вигляд будівлі та вибір економічної конструктивно-планувальної схеми.

Для високих будівель вогнестійкість конструкцій стає важливим фактором проектування з двох основних причин. По-перше, оскільки більшість поверхів знаходиться поза зоною дії пожежних машин, основний упор боротьби з пожежами переноситься всередину будівлі. По-друге, повна евакуація будівлі за короткий період практично неможлива.

Небезпеки пожеж меншою мірою пов'язані з тепловиділенням, ніж із задимленням та токсичними газами, які призводять до багатьох неприємностей. Тому відповідно до сучасних вимог щодо вогнестійкості конструкцій будівлі повинні задовольняти наступним положенням:

- спільність роботи несучих конструкцій протягом певного часу і, отже, розширення застосування вогнетривких матеріалів, які не горять і не виділяють диму;

- локалізація вогню для запобігання його поширенню до певних зон будівлі;

- надійна система евакуації; ефективна система виявлення диму та вогню; спринклерні системи та необхідна вентиляція диму та тепла. Ці вимоги диференційовані для різних типів будівель та їх призначення, наприклад для будівель, в яких перебувають люди, які фізично не здатні пересуватися, або для будівель, що містять життєво важливе обладнання.

Деякі будівельні майданчики можуть знаходитись поблизу місць видобутку певних будівельних матеріалів. Це дозволяє знизити транспортні витрати і може загалом зробити більш дорогий матеріал порівняно дешевим. У тих випадках, де близькість джерел виробництва матеріалів не є визначальним фактором, слід зважати на можливість виготовлення збірних конструкцій. Якщо потрібний матеріал важко отримати, це може призвести до затягування тривалості будівництва та підвищення його вартості. Такі розрахунки мають проводитися з оцінкою вартості варіантів застосування різних будівельних матеріалів.

Проектування високої будівлі незалежно від його цільового призначення, наприклад як житловий будинок, адміністративний, лікарні або

для більш широкого багатоцільового призначення, вимагає комплексного обліку різних аспектів проектування, виготовлення будівельних конструкцій та виконання робіт. Архітектор координує роботу групи спеціалістів таким чином, що вибір матеріалів, комунікацій та забезпечення функціонування будівлі розглядаються як єдине ціле. Не можна більше говорити про свободу ухвалення рішення лише архітектором. Він обмежений не тільки замкненим обсягом висотної будівлі та необхідністю ефективного застосування матеріалів, але й має забезпечити виконання багатьох інших умов, пов'язаних із забезпеченням загальної безпеки, умов вогнестійкості та санітарних норм.

Архітектор повинен підходити до проектування будівлі як до єдиної системи, в якій основна конструкція, що несе, як органічна частина споруди виникає в процесі створення проекту; її не можна розглядати окремо як відокремлене доповнення інженера до загальної функціональної схеми споруди. Хоча такий комплексний підхід застосовується до проектування будь-якого архітектурного об'єкта, його роль зростає у зв'язку з масштабами висотного будівництва, що вимагає створення складних несучих конструкцій для сприйняття фізичних навантажень та впливів навколишнього середовища, які є визначальними факторами при проектуванні.

Розміри фундаменту будівлі залежить від несучої здатності ґрунтів основи. Фундаменти або нижня частина споруди пов'язують верхню частину із ґрунтом. Вони сприймають і розподіляють навантаження таким чином, щоб ґрунт міг їх витримати. Вибір типу будівлі багато в чому визначається геологією будівельного майданчика. Ґрунтові умови вивчаються до вибору конструктивного рішення будівлі. Якщо, наприклад, здатність ґрунтів, що несе, порівняно низька на певному майданчику, то можуть знадобитися палі або опори глибокого закладання. У цьому випадку будівля з конструкціями з важких матеріалів, таких як залізобетон, може виявитися дорожчою, ніж будівля з легким сталевим каркасом. У будь-якому випадку рішення трьох складових частин будівлі надземної будови, підземної частини та ґрунту допускає порівняльну свободу спільного вибору найбільш раціонального конструктивного рішення.

Несучі конструкції складають скелет будівлі, і справа архітектора уявити і підкреслити ці конструкції для забезпечення архітектурної виразності будівлі, відображаючи і визначаючи, таким чином, її призначення як зовнішнього обсягу для різних систем спорудження, що взаємодіють. Деякі характеристики проектування висотних будівель розглянуті нижче.

До основних несучих елементів будівлі належать такі:

Лінійні елементи: колони та балки, здатні сприймати осьові та згинальні зусилля.

Плоскі елементи: стіни, або суцільні з прорізами, або ґратчасті, здатні сприймати осьові та згинальні зусилля; плити суцільні або ребристі, підтримувані каркасом і здатні сприймати навантаження в площині перпендикулярній плиті.

Просторові елементи: зовнішні оболонки або стовбури, наприклад об'єднуючі; конструкції будівлі з метою їхньої роботи як єдиного цілого.

Методи виготовлення конструкцій та зведення будівлі можуть істотно впливати на вибір конструктивної схеми і навпаки. По суті, вони можуть бути визначальними при будівництві будівель зі збірними конструкціями. Такі системи застосовуються у зв'язку з тим, що вони знижують витрати праці та час будівництва об'єктів. Для скорочення процесу будівництва слід віддавати перевагу мінімальній кількості окремих обсягів будівлі, уникати складних замкнутих форм, а обсяг монтажного зварювання зводити до мінімуму. Тому перед вибором методу будівництва необхідно враховувати технологію виготовлення та монтажу конструкцій.

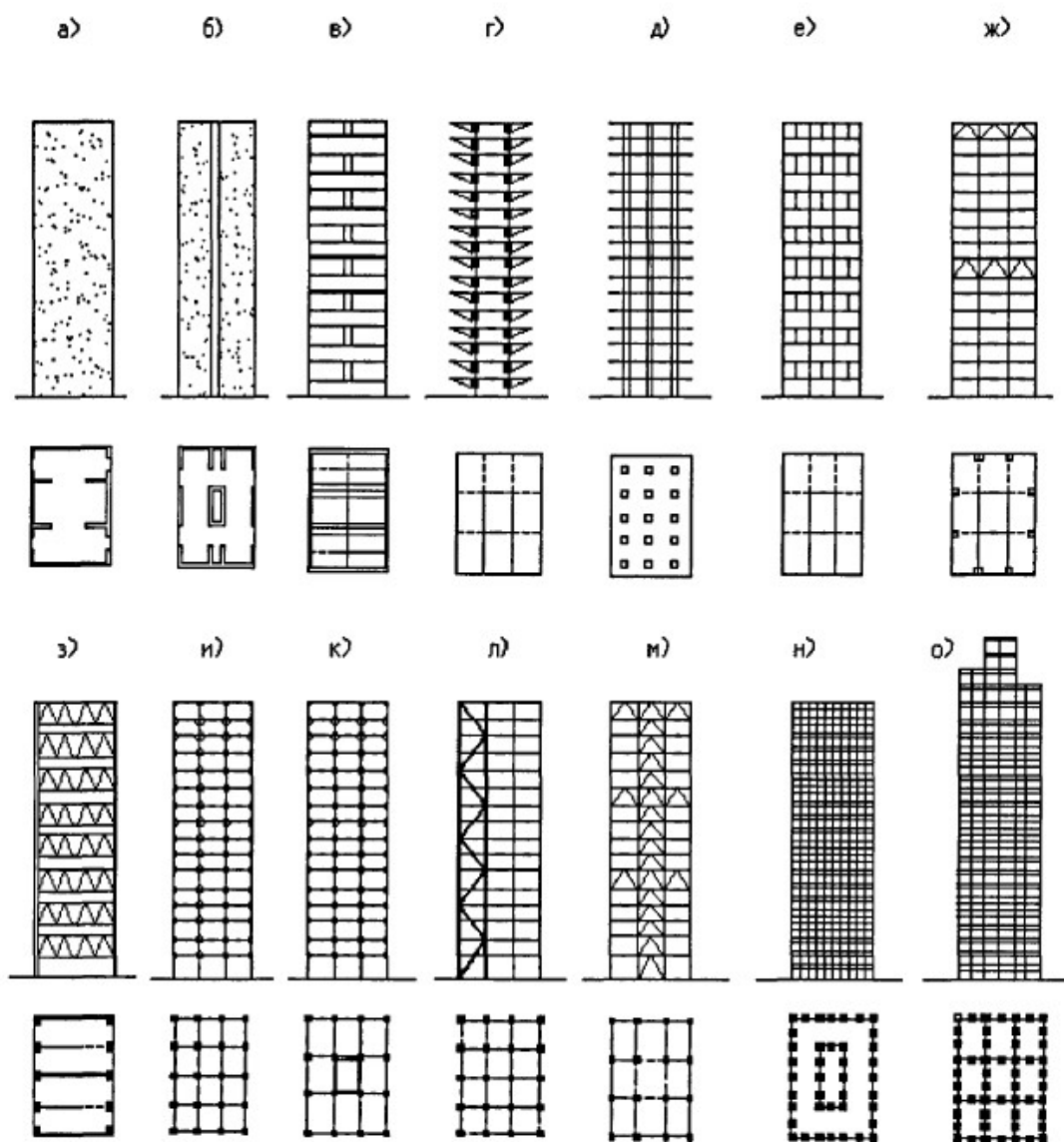
Характеристика об'ємно-планувального рішення визначається розмірами (геометричними параметрами) будівлі та приміщень у ній, які мають суттєві впливи на виконання будівельних процесів.

2.1.2 Конструктивні рішення висотних цивільних будівель.

Будівництво перших високих будівель сягає давніх часів - це будівлі з глиняними несучими стінами заввишки до десяти поверхів [44]. У XIX ст. спостерігалось швидке розширення міст, і щільність населення, що збільшується, сприяла відродженню високих будівель. Багатоповерхові будівлі будуються з цегляними стінами, що несуть. Однак із збільшенням висоти будівель виявлялися недоліки цього конструктивного рішення, оскільки товщина стін (і, отже, вага будівлі) мала збільшуватися.

Більш досконалі методи будівництва в поєднанні із застосуванням матеріалів підвищеної міцності залізобетону привели до нових типів конструкцій, таких, як безбалочні перекриття та зовнішні ґратчасті стіни-діафрагми. Обидві конструкції виникли на противагу традиційним у вигляді опертих по обидва боки плит і навісних стін, притаманних будівель з рамним каркасом.

Нижче розглядаються найпоширеніші конструктивні схеми [38]. На рис. 2. 3 показано конструктивні схеми висотних будівель.



- а - безкаркасна з паралельними несучими стінами;*
б - ствольна з несучими стінами;
в - коробчаста;
г - з консольними перекриттями на рівні кожного поверху;
д - каркасна з безбалочними плитами перекриття;
е - з консолями висотою на поверх у рівні кожного другого поверху
ж - з підвишеними поверхами;
з - з фермами висотою поверх, які у шаховому порядку;
і - рамно-каркасна;
до - каркасно-ствольна;
л - каркасна з ґратчастими діафрагмами жорсткості;
м - каркасна з ґратчастими горизонтальними поясами та ґратчастим стволом;
н - коробчато-ствольна (труба в трубі);
о - багатосекційна коробчата

Рисунок 2.3 - Схеми висотних будівель

Схема безкаркасна з паралельними несучими стінами (рис. 2.3 а) ця система складається з плоских вертикальних елементів і здатні завдяки цьому ефективно сприймати горизонтальні впливи. Система паралельних стін широко застосовується для житлових будівель, які не вимагають влаштування великих вільних обсягів і в яких для систем інженерного обладнання немає необхідності влаштовувати стволи жорсткості.

Схема стовбурна із зовнішніми стінами-діафрагмами (рис. 2.3, б): плоскі вертикальні елементи утворюють зовнішні стіни стовбура будівлі. Це дозволяє влаштовувати відкриті внутрішні обсяги, величина яких залежить від прольотів, що перекриваються плитами перекриттів. У стволах розміщуються системи інженерного обладнання та вертикального транспорту, а самі стволи підвищують жорсткість будівлі.

Схема коробчата (рис. 2.3, в): будівлі коробчатої схеми утворюються з тривимірних блоків заввишки на поверх, які нагадують будівлі з стінами, що несуть, коли вони змонтовані і з'єднані один з одним. Блоки збираються як цегла в англійській кам'яній кладці, внаслідок чого маємо перехресну систему несучих стін-балок.

Схема з консольними перекриттями на рівні кожного поверху (рис. 2.3, г): відмикання системи перекриттів на центральний стовбур жорсткості допускає створення вільного від колон простору. При цьому розміри будівлі обмежені несучою здатністю плит. Таке рішення вимагає застосування сталей із високими механічними характеристиками, особливо при великих прольотах плит перекриттів. Жорсткість плит може бути збільшена за допомогою поперечної напруги.

Схема каркасна з безбалочними плитами перекриття (рис. 2.3, д): Зазвичай така горизонтальна плоска конструкція складається із залізобетонних панелей однакової товщини, що спираються на колони. За будь-якого рішення система не має високих балок і, таким чином, допускає мінімальну висоту поверху.

Схема з консолями висотою поверх у рівні кожного другого поверху (рис. 2.3, е): Консольні гратчасті конструкції висотою поверх влаштовуються через поверх. Простір усередині гратчастих конструкцій поверху зазвичай використовується для певних (з фіксованим обладнанням) операцій, а повністю вільний простір між гратчастими конструкціями може бути призначений для будь-яких видів діяльності.

Схема з підвішеними поверхами (рис. 2.3 ж): Така система передбачає ефективно використання матеріалу при застосуванні замість колон підвісок, що сприймають навантаження від перекриттів. Несуча здатність стиснених елементів зазвичай знижується у зв'язку з поздовжньою стійкістю, тоді як

несуча здатність розтягнутих елементів використовується повністю. Підвіски передають вертикальне навантаження на консольні оголовки, встановлені на центральному твердому стовбурі.

Схема з фермами заввишки на поверх, розташованими у шаховому порядку (рис. 2.3, з): Ферми заввишки на поверх розміщуються таким чином, що кожне перекриття будівлі спирається на верхній пояс однієї ферми та нижній пояс наступної ферми. Крім сприйняття вертикальних навантажень таке компонування ферм знижує до мінімуму вимоги до системи горизонтальних зв'язків, так як вітрові навантаження передаються полицями ферм і плитами перекриттів.

Схема рамно-каркасна (рис. 2.3, і): жорсткі вузли поєднання лінійних елементів дозволяють створити вертикальні та горизонтальні диски жорсткості. Вертикальні диски утворюються колонами та ригелями в основному з прямокутною сіткою. Аналогічна сітка поздовжніх та поперечних ригелів створює горизонтальні диски.

Для створення просторової жорсткості каркасу будівлі, яка залежить від несучої здатності та жорсткості окремих колон, ригелів та вузлів, важливими розрахунковими факторами є висота поверху та крок колон.

Схема каркасно-стовбурна (рис. 2.3, к): жорстка рама сприймає горизонтальні навантаження при роботі її елементів переважно на вигин. Така схема деформування призводить до великих горизонтальних переміщень будівель певної висоти. Однак введенням ствола жорсткості можна суттєво збільшити бічну жорсткість будівлі за рахунок взаємодії рамного каркасу зі стволом. У стволах розміщують системи інженерного обладнання та вертикального транспорту.

Схема каркасна з гратчастими діафрагмами жорсткості (рис. 2.3, л): поєднанням жорстких (або шарнірних) рам з вертикальними гратчастими діафрагмами, що працюють на зсув, можна домогтися істотного підвищення несучої здатності та жорсткості будівлі. При проектуванні може вважати, що каркас сприймає вертикальні навантаження, а вертикальні гратчасті діафрагми-горизонтальні (вітрові) дії.

Схема каркасна з решітчастими горизонтальними поясами і решітчастим стволом жорсткості (рис. 2.3, м): горизонтальні решітчасті пояси пов'язують зовнішні колони зі стволом і тим самим зменшують ступінь роздільної роботи рамного каркаса і ствола. Система зв'язків називається наскрізною конструкцією, що вінчає, у разі розташування горизонтального пояса нагорі будівлі і поясною конструкцією при розміщенні їх в нижній частині будівлі.

Схема коробчато-стовбурна (труба в трубі) (рис. 2.3, н): зовнішні колони і балки розташовуються досить близько один від одного, і каркас зовнішніх стін перетворюється на оболонку з прорізами. Вся будівля працює як порожниста трубчаста конструкція, консольна закріплена в ґрунт. Центральний стовбур (труба) збільшує жорсткість будівлі, сприймаючи горизонтальні навантаження разом із зовнішньою коробкою (трубою).

Схема багатосекційна коробчата (рис. 2.3, о): будівля такої конструктивної схеми виконується зблокованою з окремих секцій, вирішених за коробчатою схемою (пучок труб). Горизонтальні навантаження сприймаються як зовнішньою стіною коробкою, і міжсекційними стінами. І тут підвищення жорсткості системи очевидно. Таке рішення допускає будівництво будівель найбільшої висоти та з великим відкритим простором міжповерхових перекриттів.

Вибір конструктивного рішення визначається відповідністю будівлі його споживчим призначенням за кращих економічних показників та максимального задоволення вимог будівельної технології.

2.1.3 Класифікація висотних будівель

Висотні будинки можна класифікувати за такими ознаками [37,39] (функціональне призначення; матеріал основних несучих конструкцій; конструктивна схема; поверховість).

- 1). За функціональним призначенням:
 - а) житлові та громадські будівлі;
 - б) промислові будинки.
- 2). За матеріалом основних несучих конструкцій:
 - а) із залізобетонним каркасом;
 - б) з металевим (переважно сталевим) каркасом;
 - в) із каркасом комбінованої конструкції.

Залізобетонні конструкції, за способом будівництва можуть бути різняться на: а) монолітні; б) збірні; в) комбіновані.

Класифікація висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону за несучою конструкцією:

- системи з несучими стінами;
- системи зі стволами жорсткості;
- системи рам із жорсткими вузлами;
- несучі конструкції у вигляді балок-стінок: Системи з чергуванням та шаховим розташуванням ферм;

- рамно-зв'язкові конструкції будівель;
- конструкції будівель із безбалочними плитами перекриттів;
- взаємодія системи стін-діафрагм із каркасом за наявності горизонтальних поясів жорсткості;
- коробчасті системи;
- будівлі комбінованої конструкції.

Класифікація висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону за видами опалубної роботи:

- ковзна опалубка;
- переставна щитова опалубка;
- об'ємно-переставна опалубка;
- комбінування ковзної опалубки з іншим видом опалубки.

3). За конструктивною схемою:

- а) каркасні;
- б) безкаркасні;
- в) каркасно-панельні;
- г) просторові об'ємні елементи.

4). По поверховості:

- а) малоповерхові будинки;
- б) багатоповерхові будинки;
- в) висотні будинки.

Поняття " висотні будинки " , особливо у житловому будівництві, відносно - у різних країнах та у різний час йому надається різне значення, оскільки різні соціальні, містобудівні та економічні умови, нормативні вимоги, застосовувані конструкції і методи возведення. Існують такі визначення: «багатоповерхові будинки», «будинки вежі», «будинки підвищеної поверховості», «висотні будинки», «хмарочоси» тощо. Це перш за все пояснюється відсутністю єдиних загальноприйнятих критеріїв, відповідно до яких можна було б класифікувати будівлі за висотою та поверховістю. Крім того, дається ознака неточність визначення висоти будівлі через поняття поверховості, оскільки висота поверху в різних типах будівель змінюється від 2,5 до 4,5-5 м, що в результаті дає різницю у висоті до 60-70%.

Цікавим є оцінка досвіду висотного будівництва в США. Перший багатоповерховий будинок з сучасних конструкцій, як відомо, був побудований в Чикаго в 1880 р. У Нью-Йорку, Чикаго та багатьох інших містах США зводяться цілі групи багатоповерхових будівель головним чином конторського призначення та готелів вже у 50-ті роки значна частина

району між центральним парком і East River в Нью-Йорку була забудована будинками висотою в 25-40 поверхів.

До висотних відносять будівлі від 10 до 100 і більше поверхів за визначенням в Америці, а на міжнародному симпозиумі СІБ [37,38] запропоновано класифікацію багатоповерхових будівель, з урахуванням якої може бути прийнятий умовний поріг висотних будівель – 30 поверхів. В даний час висотними будинками (або будинками дуже великої висоти) вважаються будинки вище 50 поверхів.

- Якщо термін «будинки підвищеної поверховості» для європейських країн застосовується для 10-20 поверхових будинків, то для великих міст США це поняття скоріше стосується будівель у 30, 40 поверхів і вище. Будинки на 20 поверхів у Північній Америці зараз дуже звичайні і не розглядаються як висотні.

- У європейських країнах найбільш масовими з житлових будинків (у групі багатоповерхових будівель) є 9-14 та 16-17-поверхові (у Німеччині 11-поверхові, у Словаччині 8-14, в Угорщині 9-11, у Франції 10-18, в Англії 8-17, у Данії 8-17-поверхові і т.д.).

Для багатоповерхових адміністративних будівель чи готелів класифікація залежно від висоти ще недосконала.

У Марокко приймається класифікація висотних цивільних будівель за поверховістю, що поділяються на групи за кількістю поверхів [39] :

- I група – від 6 до 16 поверхів;
- II група – від 17 до 26 поверхів;
- III група – від 26 до 40 поверхів;
- IV група – понад 40 поверхів (хмарочоси).

2.2 Дослідження організаційно-технологічних факторів підвищення ефективності будівництва висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону в Марокко.

2.2.1 Організаційні фактори

У Марокко за наявності проектно-кошторисної документації, але відсутності проектно-технологічної документації будівництво будівель та споруд забороняється.

Розробка документації, на основі якої можна отримати дозвіл розпочинати будівництво, виконується у дві стадії.

Перша стадія:

Архітектурне та конструктивне проектування, яке виконується проектними організаціями, що включає розробку наступної документації:

- документації з архітектурного та конструктивного проектування;
- документації з технологічного та енергетичного проектування;
- документації щодо проектування організації будівництва (для складання рекомендацій);
- кошторисна документація.

Друга стадія:

- розробка робочого проекту;
- проектування організації виробництва виконується будівельними організаціями та включає такі види:
- проектування технології будівельного виробництва;
- кошторису вартість об'єкта.

До складу робочого проекту входять:

- робочі креслення;
- відомість обсягів робіт;
- календарний план;
- стройгенплан (СГП);
- загальна пояснювальна записка.

Обов'язком виробничих будівельних організацій застосування раціональних методів робіт із метою зниження витрат ресурсів.

Враховуючи стан будівництва в Марокко, одним із шляхів, що ведуть до підвищення ефективності та якості будівництва, є розробка організаційно-технологічної документації, до складу якої входить раціональне визначення розбивки у плані висотної будівлі на захватки для організації потокового будівництва, розробки потокової організації виробництва та календарного плану зведення висотної будівлі з монолітного залізобетону.

2.2.2 Рівень механізації бетонних робіт

На деяких відповідальних забудовах, за сприяння зарубіжних будівельних фірм рівень механізації досягнуто: 80% на горизонтальному перевезенні вантажів; 90% на вертикальному транспорті; на бетонних роботах – 80% в. т. д. Однак будівельні організації, розташовані в різних районах, мають у своєму розпорядженні різні види і типи машин (табл. 2.2), ремонтні бази і запчастини (в даний час є в наявності 25 ремонтних баз будівельних машин і випуску простих запчастин потужністю 4150 од. на рік, що забезпечують лише 50% необхідної потреби, 14 механічних будівельних

цехів потужністю 312600 машин / рік, при цьому експлуатація машин - неефективна і кількість використовуваних машин досягає лише 50% від готівкового парку [33,43].

Таблиця 2.2 - Наявність будівельних машин у державному секторі 2000

№ п/п	Найменування будівельних машин	Кількість (шт.)
1	Бульдозери	1191
2	Екскаватори	1220
3	Бетонозмішувачі	793
4	Розчинозмішувачі	176
5	Вібратор для бетонних робіт	1098
6	Молот	224
7	Транспортні машини	5880
8	Автокрани	316
9	Баштові крани	112
10	Навантажувачі	148
11	Генератори	517
12	Насос	222
	Усього	11897

Технологію бетонних робіт можна розділити за робочим процесом:

- доставка по горизонталі та вертикалі, що застосовується практично у будь-якому вигляді будівель;
- застосування опалубки та лісів;
- технологія арматурних робіт;
- технології зовнішніх оздоблювальних робіт. Насправді, для повноти картини слід розглянути і внутрішні оздоблювальні роботи, але там немає відмінних рис для багатопверхових і малоповерхових споруд.

Для вертикального транспортування бетонної суміші використовуються такі засоби:

1) колісні крани високої вантажопідйомності;

Вони легко і швидко переміщуються поверхнею, від невеликих по вантажопідйомності від 3 тонн і більше, кранів марки Kolls вантажопідйомністю до 70 тонн і Krupp до 80 тонн. Є такі крани, які можуть подати вантажі на висоту 78 м (з вильотом стріли до 10 метрів і силою тяги менше за тонну) як кран марки LIBCHER LT 1120.

На будовах використовуються колісні крани. Але не дуже широко через обмеженість робочої площі. Кран, що саморухається, вимагає певного кута стріли, тому він повинен розташовуватися на певній відстані від об'єкта. Тому для застосування цих кранів потрібний широкий плацдарм. Під час будівництва у місті ці вимоги не завжди можна виконати. Крім того, при пересуванні таких кранів з будівництва пред'являються підвищені вимоги до якості будівельного майданчика. При цьому кошти, що спрямовуються на покращення якості будівельних майданчиків, зараховуються до собівартості будівництва, збільшуючи її. Ці крани застосовуються тільки у разі термінових будівельних робіт і якщо дозволяє площа, а також за умови інвестицій у транспортні шляхи на будівництві або там, де вони є спочатку.

2) крани на гусеничному ході;

Загалом, гусеничні крани використовуються так само, як і колісні. Вони мають вантажопідйомність до 50 тонн, такі як марки E 2001, і до 60 тонн - E 2508. Розмах такий самий, як у колісних кранів, залежить від місця кріплення стріли та рукоятки. Кран системи LIBCHER G 80 дозволяє піднімати вантаж до висоти 40 м і вильотом стріли 38 м.

У порівнянні з колісним краном гусеничний більш простий при пересуванні, тиск на тягу менший. На об'єкті немає необхідності спеціально готувати будмайданчик, потрібно лише зрівняти канави та ями.

Гусеничні крани мають ті самі недоліки при підйомі на пряму вертикаль, що й колісні, тобто йому також потрібна відповідна площа, тому вони повинні розташовуватися на певній відстані від об'єкта.

За умови нерухомості, використання вильоту стріли і віддаленості від об'єкта, і гусеничний і колісний крани не відрізняється і від баштового.

3) баштові крани;

Як сказано вище, більшість багатоповерхових будівель будуються за допомогою стаціонарно встановлених баштових кранів або переміщуються по рейкових коліях.

Перевага баштового крана полягає в тому, що він може подати вантаж безпосередньо по вертикалі, але при цьому є такий підвид з поперечною

подачею. Він може стояти впритул до об'єкта як із зовнішнього, так і з внутрішнього боку, і навіть у шахті ліфта.

Наявні баштові крани мають такі параметри: вантажопідйомністю від 5 до 50 тонн, подача вантажу на висоту до 90 м і в довжину на 48 м (ВК-1000), вантажопідйомністю до 25 тонн, висота 72 м, довжина 30 метрів (ВК-300), LİBСHER 180.1.НС та 180.2.НС має вантажопідйомність 12 тонн, висота подачі вантажу до 54,2 м та довжина – до 55 метрів.

Баштовий кран Lindel L-5101.2 має вантажопідйомність 2,3 т та доставляє вантаж на висоту 46,2 м та в довжину на відстань 30,1 м.

Взагалі кажучи, низький баштовий кран добре підходить для будівництва будівель з поверховістю нижче 20-ти та висотою будівлі до 60 м. Якщо поверховість вища або власне висота будівлі більша, то баштовий кран переробляється в мобільну кабіну і тоді висота вже не має значення.

Звичайним є приміщення крана до шахти ліфта, і кабіна піднімається на висоту того поверху, на якому повинні йти роботи, з подальшим використанням приставних сходів.

4) підйомники для переміщення матеріалів;

З точки зору переміщення матеріалів підйомні крани мають високий рівень універсальності, але для швидкого мобільного переміщення невеликих вантажів вони все ж занадто громіздкі і неповороткі.

Вантажі в коробках, в інших акуратних упаковках як, наприклад кахельна підлогова і облицювальна плитка, зазвичай доставляється на місце за допомогою підйомників, що впритул примикають до стін спорудження, що будується.

Витяг - це досить поширений засіб доставки на висоту невеликих вантажів вагою до 500 кг.

Підйомник виграє порівняно з краном більшою економічністю. Підйомник не потребує автономної кабіни, інших підвісних та прикріплених пристроїв, що використовуються на підйомних кранах. Якщо підйомники мають конструкції, що закріплюють на поверхах, то їх безпека і міцність досить висока.

У той же час їх недоліком є низька вантажопідйомність та вимоги до акуратної непошкодженої упаковки вантажів.

Нерідко на практиці на будівництві застосовуються одночасно і крани і підйомники, в цьому випадку вдається досягти високих темпів будівництва. Вибір відповідної позиції для встановлення баштового крана та підйомників є завданням компанії, яка відповідає за будівництво. Проаналізувавши та обчисливши всі параметри, з урахуванням обсягу поставок, поверховості, економічності розробляють графіки подачі вантажів, щоб забезпечити

безперервність та високу ефективність цього процесу, а також досягти більш високих темпів будівництва висотних будівель.

5) витяги для переміщення людей;

При спорудженні висотних будівель питанню підйому робітників на необхідну їх діяльності висоту приділяється велика увага. Тут має проводитися вивчення та розрахунок, щоб створити найбільшу продуктивність та зменшити втому будівельників. Крім того, при переміщенні людей необхідно створити умови, що гарантують абсолютну безпеку.

Прийнято рішення переміщати людей у підвісних люльках уздовж зовнішньої поверхні споруди, де зручніше пересуватися в потрібне місце. Необхідно щоб конструкція підйомника кріпилася до найбільш міцної деталі споруди, обладнання, що контролює стан підйомника та сигналізує про його несправність, повинно бути встановлено в обов'язковому порядку та з високим ступенем надійності. Кабіна, в якій знаходяться люди, має бути обтягнута захисною сіткою.

Особливістю розглянутих підйомників є економічність їхньої конструкції та потужності, достатньої для перекидання людей у потрібну точку. Для підйому на більшу висоту найкраще підходить баштовий кран, якщо поверховість будівлі не перевищує 20.

Для підйому на висоту більшу, ніж 20 поверхів, використовується баштовий кран плюс приставні сходи. Якщо поверховість перевищує 20 не набагато, то можливо, що баштовий кран все ж таки дотягне до необхідних параметрів без будь-яких додаткових конструкцій.

Наприкінці минулого століття Марокко відвідало велику кількість фахівців зі США, щоб знайти партнерів для спільного бізнесу з надання в оренду сучасних будівельних машин від бульдозерів, підйомних кранів, до бетонозмішувачів, заводів з виробництва бетонної суміші та бетоновозів, бетононасосів тощо.

При такому розвитку ринку Марокконська сторона, проте, віддає перевагу купівлі обладнання перед його орендою, для того щоб забезпечити більшу незалежність від зарубіжних партнерів, проте тут необхідно стежити, щоб обладнання, що купується за кордоном, не перевершували реальні потреби і не призводили до непотрібного розбазарювання коштів.

2.2.3 Методи зведення висотної будівлі з монолітного залізобетону

2.2.3.1 Зведення висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону у великощитовій опалубці

Великощитова опалубка монтується з окремих щитів площею 15-20 м та масою 1,5-2,5т. Трудовитрати на монтаж та демонтаж конструкції опалубки становлять 0,4-0,5 чол./год. на 1 м поверхні. Бетонну суміш укладають шарами заввишки 40-50 см і ущільнюють глибинними вібраторами. У цьому випадку процес бетонування аналогічний описаному вище для дрібнощитової опалубки. При заповненні форм всю висоту суміш ущільнюють поверхневими вібраторами, закріпленими на щитах опалубки. Цей спосіб характеризується високою швидкістю бетонування (0,3-0,6 м/год) і порівняно низькими затратами праці, що становлять близько 0,2 чол./год. на укладання та ущільнення 1 м³ бетонної суміші. Серйозним недоліком останнього способу є значний (до 40%) розкид міцності виробів по висоті внаслідок розшарування бетонної суміші при укладанні, який не має суттєвого значення в конструкціях з класами бетону (В-15, В-20) та великим запасом міцності. Однак він вкрай небажаний в конструкціях з високими класами (В-30 і більше) для висотних будівель, так як вимагає підвищених витрат цементу (до 500-600 кг/м³).

Застосування великощитової опалубки дозволяє отримати гладку поверхню відформованих елементів і значно скоротити, порівняно з дрібнощитовою, обсяг оздоблювальних робіт.

Опалубка виготовляється із щитів, дрібнорозмірних та великорозмірних, розміром у плані "на кімнату" і більше, висотою на 1-2 поверхи. Монтується за допомогою кранів середньої вантажопідйомності. При цьому трудовитрати становлять близько 0,6 чол.год/м опалублюваної поверхні. Питома металоємність опалубки близько 100 кг/м².

Опалубка застосовується при будівництві будівель з поздовжніми та поперечними несучими стінами для бетонування як внутрішніх, так і зовнішніх стін.

Крім того, опалубка розміром «на кімнату» і більше скорочує витрати на монтажні роботи та дає можливість краще використовувати вантажопідйомність кранів. Крупнощитову опалубку можна рекомендувати для будівництва будівель з поперечними і поздовжніми несучими стінами з нескладними планувальними рішеннями. Ефективне застосування

великощитової опалубки при зведенні збірно-монолітних житлових будівель для бетонування стін при збірних плитах перекриттів.

Перекриття виконуються монолітними чи збірними. При влаштуванні монолітних перекриттів застосовується "їдальня" опалубка, що витягується горизонтально в напрямку поперечних осей будинку після набору бетоном чергового перекриття необхідної міцності.

Арматура стін є великими просторовими блоками площею до 140 м² з вмонтованими в них електро- і слаботочними комунікаціями. Бетонна суміш ущільнюється глибинними вібраторами. Трудомісткість укладання та ущільнення суміші - 0,85-0,95 чол-година/м³ бетону.

Більшість зарубіжних систем великощитової опалубки виконуються безобігрівними; вони розраховані застосування швидкотвердіючих цементу разом із попереднім розігрівом заповнювачів і води. Поверхня стін, відформованих у великощитовій опалубці, піддається лише шпаклівці. Опалубка дозволяє широко використовувати засоби механізації при транспортуванні бетонної суміші, монтажі опалубних елементів та встановленні арматури. Перевагами щитових переставної опалубки різних систем є велика гнучкість їх застосування в спорудах з різними архітектурно-планувальними параметрами, відносно висока швидкість зведення будівель при використанні збірних перекриттів. Однак будівництво із застосуванням великощитової опалубки має такі недоліки:

- складність забезпечення якості бетону в кутах осередків;
- максимальна кількість кранових операцій під час використання збірних перекриттів.

Щити необхідних типорозмірів збирають для зведення будівлі певної серії або з певними уніфікованими комірками монолітних конструкцій. Складання щитів ведуть як на заводі-виробнику, так і на будівельному майданчику.

Щити опалубки монтують краном відповідно до розмітки, нанесеної на перекритті раніше влаштованого поверху. За допомогою регульованих підкосів щити встановлюють проектне положення по довжині стін (спочатку з одного боку) і з'єднують між собою замками. Потім встановлюють нижній ряд стяжок, на які надягають захисні трубки, а також монтують заставні деталі, промоутворювачі.

До установки щитів опалубки з іншого боку монтують арматуру, потім встановлюють щити опалубки, що протистоять, з попередньою заведенням нижніх стяжок-струбцин. Об'єднують протистоять панелі опалубки гвинтовими стяжками.

Щити опалубки зовнішніх стінок встановлюють до монтажу щитів внутрішньої опалубки. У нижній частині зовнішніх щитів розміщують конусні уловлювачі, які входять у болти, встановлені в отвори стіни нижче розташованого поверху. У ряді випадків щити зовнішніх стін монтують за допомогою консольних риштувань, які навішують на стіну забетонованого поверху додаткових підкосів монтують та закріплюють на цьому щиті нижній ряд тяжів.

Потім краном спирають зовнішній щит на тяжі та підтягують до внутрішнього щита. Після цього встановлюють і закріплюють щит і перевіряють його кріплення з консольних риштування. Опалубку перекриття приводять у горизонтальне положення за допомогою гвинтових домкратів, якими послідовно піднімають опалубку, починаючи з її крайніх граней.

2.2.3.2 Зведення висотної будівлі у ковзній опалубці.

Ковзаюча опалубка зазвичай є системою, що складається з щитів, домкратних рам, робочої підлоги, козирка по зовнішньому периметру опалубки до підвісних риштування. Висота щитів опалубки – 0,9-1,2 м; опалубка може виготовлятися зі сталевих листів. Горизонтальні ребра щитів опалубки (кружала) виконуються зі швелера або куточка.

Для підйому опалубки застосовуються гідравлічні, пневматичні чи електричні домкрати різних систем. Швидкість підйому опалубки 15-60 см/год. Стрижні застосовуються суцільного перерізу діаметром 25-28 мм.

Опалубка перед початком бетонування встановлюється на ретельно підготовленій підставі, на якій нанесені проєкції стійок. Після встановлення та вивіряння опалубки в плані та по вертикалі встановлюються домкратні стрижні та домкрати. Арматура стін є плоскими або малогабаритними просторовими каркасами. Бетонна суміш укладається в опалубку рівномірно і по всьому контуру шарами завтовшки 25-30 см і ущільнюється глибинними вібраторами.

Перекриття виконуються переважно монолітними, бетонуються вони трохи пізніше за стіни (з відставанням на 2-3 поверхи) або безпосередньо після бетонування стін нижчого поверху.

Можливі випадки застосування в будинках, що зводяться в ковзній опалубці, збірних і збірномонолітних плит перекриттів, для яких використовуються спеціально запроектовані вироби заводського виготовлення виробу, виготовлені стендовим способом на полігоні прибудови або всередині будівлі в осередках, утворених несучими стінами.

Вивчення досвіду будівництва монолітного будинку показує, що ковзна опалубка може бути використана для унікальних споруд; зведення ядра жорсткості вимагає високої організації праці, безперервного ковзання всього періоду зведення стовбура, організації приоб'єктного бетонного вузла, застосування обмеженого параметра стін та ін.

Дані про швидкість підйому опалубки та тривалість будівництва ряду цивільних будівель, що зводяться за кордоном з монолітного залізобетону в опалубці, що ковзає, проводиться в таблиці 2.3. Як видно з представленої таблиці, швидкість підйому ковзної опалубки коливається в межах 10...20 см/год (2,4...4,8 м/добу). Зі збільшенням швидкості підйому опалубки скорочується загальна тривалість будівництва.

Таблиця 2.3 - Швидкості підйому опалубки, що ковзає, і загальна тривалість зведення будівель за кордоном

Житлові та громадські будівлі	Загальна (корисна) площа, в тис. м ²	Швидкість підйому опалубки, см/год	Тривалість стр-ва в днях на 100м ² корисної площі	Кількість змін роботи на добу	Примітки
1	2	3	4	5	6
США та Германія					
25-поверхова житловий будинок у Мілуокі	18	20	1	3	Переkritтя монолітні по збірним залізобетонним балкам
Два сараєні 15-поверхові житлові будинки в Сан-Франциско	14	10	2,1	1	-
19-поверховий житловий лім в Сан-Франциско	14,5	20	3,7	1	-
25-поверховий житловий будинок (шестикутний в плані) у Чикаго	32	20	Бетонування коробки-100 днів	3	Бетон покладався по бетоноводу з легких алюмінієвих труб
65-поверховий житловий будинок (круглий в плані) з центром ядром із монолітного бетону у Чикаго	50	20	-	3	-
25-поверхова будівля готелю біля Ніагарського водопадку	28	13	1,6	3	-
18-поверхова адміністративна будівля у Дорхемі	25	15	2,1	3	Схолово-ліфтове ядро висотою 65 м забетонувано за 18 днів

1	2	3	4	5	6
13-поверховий житловий будинок у Санта - Монока (50 квартир)	5,8	15	3,1	1	Пенекриття монолітні бетонувалися з вілеставанням на 3 поверхи по 209 м ² на день (80 гідроломкратів, 2 захватки)
9-поверховий житловий будинок у Ганновері	4,5	20	4,3	3	-
23-поверховий житловий будинок у Дортмунд	12	10	4,5	3	-
10-поверховий житловий будинок у Борні	3,8	10	5,5	3	Коробка будівлі забетонувана за 17 роб. днів
38-поверхова будівля готелю «Готель Берлін» на 200 місць в Берліне	30	15	3	3	-
38-поверхова будівля університету у Лейпцигі	25	15	1.5	3	Бетонні роботи у ковзній опалубці завершені за 48 роб днів. Зведення коробки будівлі заплановано завершити за 14 місяців
Англія					
Два спарені 16-поверхові будинки в Бірмінгемі	14	20	2,6	3	Стіни та пенекриття одного поверху зводилися за 2 роб. дня
Швейцарія					
29-поверховий будинок в Монтрі	18	20	3	3	Порівняно з аналогічною будівлею з метапоконструкцій отримано економію на витратах у 20%
Болгарія					
17-поверховий будинок в Варні	8,5	10	2,8	3	Бетонування коробки здійснено за 43 роб. дня
Румунія					
11-поверховий будинок в Мамаї	4,2	15	5,7	3	Коробка будівлі забетонувана за 27 роб. днів
13-поверховий будинок в Клузі	4,7	10	4,8	3	-

Польща					
11-поверховий будинок в Лодзі	3,48	15	7,5	3	-
11-поверховий будинок в Сосновці	4,07	11	5,5	3	-
20-поверховий будинок в Варшаві (18-поверхів - надземних)	6,48	15	4,15	3	-
19-поверховий будинок в Катовіцах	6,37	15	7,08	3	Перекриття із збірних залізобетонних плит

При сучасній технології зведення монолітних висотних будівель у ковзній опалубці нетехнологічно, економічно не вигідно, порівняно з технологією зведення монолітних висотних будівель у переставній опалубці.

Будівля, що зводиться із застосуванням опалубки, що ковзає, поділяється на технологічні захватки площею не більше 300—350 м за умовою забезпечення підйому опалубки однією насосною станцією. Бетонну суміш подають ручними візками, укладають вручну та ущільнюють глибинними вібраторами. Тому трудомісткість бетонних робіт велика і сягає 3 чол.-ч. на 1 м³ бетону.

Для уникнення зривів бетону (руйнування поверхневого шару тертям о щит) найменшу товщину стін приймають 15-20 см.

У ковзній опалубці зводять тільки несучі стіни. Після виходу з опалубки стіни потребують затирання по всій поверхні, а часто й оштукатурювання, що викликає додаткові витрати робочої сили та цементу.

Для влаштування перегородок застосовуються штучні матеріали (цегла.п.).

Часто трапляються дефекти бетонування (раковини, зриви бетону, борозни) внаслідок витікання цементного розчину з опалубки, порушення режиму бетонування тощо.

Індустріальне оздоблення зводиться до використання рельєфоутворювальних матриць.

Застосування ковзної опалубки в будівництві ускладнюється труднощами влаштування плит перекриттів, на спорудження яких витрачається вдвічі більше часу, ніж на зведення стін.

Поширення цієї технології було викликане бажанням урізноманітнити архітектуру міст за рахунок будівництва окремих будівель, підвищеної поверховості, простоти та низької вартості формувального обладнання (опалубні щити, домкрати, рами тощо).

Технологія ковзної опалубки має ще не використані резерви. Удосконалення її має здійснюватися у напрямі вирішення проблем, пов'язаних з улаштуванням перекриттів, покращенням якості поверхні стін, індустріалізацією улаштування перегородок, удосконаленням домкратного обладнання, транспортуванням бетонної суміші.

Технології ковзної опалубки та сферу застосування ковзної опалубки слід обмежити зведенням ядер жорсткості, ліфтових шахт та окремих багатоповерхових будівель (або груп будівель) баштового типу, індивідуальних по архітектурі.

2.2.3.3 Зведення висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону в об'ємно-переставній опалубці

Основними конструктивними елементами об'ємно-переставної опалубки є металеві секції П-подібної форми, з яких збираються тунелі. Кожна секція обладнана механізмом розпалубки. Пластичну бетонну суміш з осіданням стандартного конуса 6-18 см укладають в опалубку шарами висотою 40-50 см з подальшим ущільненням її глибинними вібраторами. Застосування менш рухомих бетонних сумішей не допускається. При бетонуванні перекриттів бетонну суміш подають вручну та ущільнюють глибинними та поверхневими вібраторами.

Система тунельної опалубки, що передбачає механізоване укладання бетонної суміші в стіни та перекриття та призначена для зведення будівель з поздовжніми та поперечними несучими стінами та комбінованими конструктивними схемами. Опалубка використовується для будівництва житлових будинків.

Технологія бетонування із застосуванням об'ємно-переставної опалубки має певні переваги в порівнянні зі щитовою: скорочуються трудові витрати за рахунок зменшення числа і тривалості операцій зі складання та розбирання елементів більш повно використовуються засоби механізації при укладанні бетонної суміші та установці арматури.

Зведення висотних будівель з монолітного залізобетону має низку позитивних якостей. Технологія монолітного домобудівництва здатна забезпечити будівництво різноманітних за архітектурно-планувальним рішенням житлових будівель. Раціонально використовувати опалу, що ковзає, при будівництві ядер жорсткості, ліфтових шахт, а також окремих багатоповерхових будівель або груп будівель. Застосування дрібнощитової опалубки може бути виправдане при будівництві унікальних планувань

будівель. Технологія, заснована на використанні великощитової та об'ємно-переставної опалубки, рекомендується для масового будівництва секційних та коридорних будівель будь-якої поверховості.

2.3 Дослідження пріоритетності факторів, що впливають на підвищення ефективності будівництва висотних будівель із монолітного залізобетону

Аналіз впливу різноманітних організаційно-технологічних факторів на ефективність будівництва проведено методом експертних оцінок. Чинники, що впливають підвищення ефективності будівництва висотних будинків із монолітного залізобетону: організаційні чинники; рівень механізації приготування, доставки та укладання бетонної суміші; індустріалізація опалубних робіт; технологічність розв'язання монолітних конструкцій; індустріалізації арматурних робіт; засоби прискорення твердіння бетону.

Необхідна кількість експертів групи експертизи визначається за формулою засобу прискорення твердіння бетону.

Необхідна кількість експертів у групі експертизи визначається за формулою (додаток 2):

$$N = k \times P_g / (PQW + W) \quad (2.1)$$

де k - число факторів (показників), у нашому завданні до = 6;

P_g -перевірювальна ймовірність (0,9);

PQW -припустима помилка (0,2);

W -коефіцієнт конкордації (узгодженості) $W = 0,5$.

Таким чином, обчислюємо значення N (число експертів):

$$N = 6 \times 0.9 / (0.2 + 0.5) = 8$$

Вибір кандидатів в експертну групу здійснювався відповідно до методичних вказівок [24,27]. Розрахунками було встановлено, що чисельність експертів має бути понад 8 осіб. Але в цій роботі кількість експертів з експертної групи приймаємо 10 (табл. 2.4).

У нашому завданні у зв'язку з умовами в Марокко ми оцінюватимемо показники в галузі будівництва висотних цивільних будівель із монолітного залізобетону.

Таблиця 2.4 - Опитувальний лист

Номер експерта	Анкетні данні про експерта (його вік, професія, стаж праці, наукове звання, і т. п.)
1,2,3	Спеціаліст (к. т. наук) з організації будівництва Міністерства будівництва СРВ
4,5,6,7	Інженер-будівельник в галузі планування будівництва великого будівельного регіонального об'єднання
8,9	Інженер-спеціаліст з будівництва висотних будівель
10	Професор, д. е. н.

Таблиця 2.5 - Показники ефективності організаційно-технологічних факторів будівництва висотних будівель з монолітного залізобетону в Марокко (2002 р.) за даними думок експертів

Види робіт, технологічні та організаційні рішення	Показники ефективності,%
1.Індустріалізація опалубочних робіт	24,9
2.Рівень механізації приготування, доставки та укладки бетонної суміші	14,6
3. Індустріалізація арматурних робіт	9,2
4.Технологічність рішення монолітних конструкцій	12,1
5.Організаційні фактори	27,6
6. Засоби прискорення твердіння бетону	11,6
Усього	100

3. ДОСЛІДЖЕННЯ ІСНУЮЧИХ ТЕХНОЛОГІЙ І ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

3.1 Інженерно-геологічні дослідження під час будівництва висотних будівель

Дослідження та геотехнічна експертиза документації, що розробляється, повинні проводитися на всіх стадіях проектування та будівництва. Детальні дослідження, як правило, проводяться на стадіях архітектурний проект та будівельний проект.

Починаючи з підготовчого етапу проектування будівель, необхідно передбачати роботи з проведення геотехнічного моніторингу.

Дослідження повинні виконуватися спеціалізованими організаціями, які мають ліцензії на необхідний вид діяльності та атестаційні свідоцтва на прилади, обладнання, лабораторію (випробувальну станцію), що застосовуються, або проводяться під їх контролем.

Дослідження проводяться за програмою, розробленою розвідувальною організацією на основі технічного завдання (ТЗ) розробника проектної документації, погодженої замовником та державною експертизою.

Обсяг і склад досліджень обумовлюються в спеціальних технічних умовах і можуть уточнюватися в процесі їх виконання у бік збільшення та посилення на вимогу замовника або експертизи.

Результати досліджень повинні містити дані (в т. ч. дослідження минулих років), що відповідають цілям і завданням на всьому протязі проектування, будівництва та експлуатації будівель.

Дослідження повинні бути достатні для встановлення категорії складності основи, вибору типу, розмірів фундаменту, конструкцій підземних частин будівель та виконання розрахунків за двома групами граничних станів конструкцій та їх елементів з урахуванням можливих змін у процесі будівництва та експлуатації інженерно-геологічних, геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва, можливих геодинамічних впливів на об'єкт природного та техногенного характеру, а також для оцінки впливу будівлі на навколишнє середовище та забудову та вибору виду та обсягу інженерних заходів щодо попередньої підготовки та освоєння будівельного майданчика.

В умовах існуючої забудови дослідження слід передбачати для нового будівництва та для прилеглих будівель, підземних трубопроводів та підземних споруд, що потрапляють до зони його впливу. В обсяг досліджень слід включати дослідні роботи з відкопування шурфів для визначення типу та стану фундаментів існуючих будівель, а також властивостей ґрунтів їх основ.

Радіус зони впливу об'єкта, що проектується, від його зовнішнього контуру (не менше глибини стисливої зони або більшої ширини фундаменту) і додаткові опади існуючих споруд повинні визначатися розрахунком з використанням теорії лінійно-деформованого середовища.

У технічному завданні на дослідження необхідно передбачати обстеження споруд, що потрапляють у зону впливу будівлі, що зводиться, зі складанням технічного паспорта, що відображає його конструктивні особливості та стан конструкцій на момент обстеження, виконаного до початку будівництва.

У спеціальних технічних умовах слід передбачати додаткові інженерні дослідження після сейсмічних струсів понад 5 балів та інших геодинамічних впливів (еквівалентної бальності) на висотну будівлю.

Склад та обсяг робіт при інженерних дослідженнях для висотних будівель повинен визначатися як для об'єктів третьої геотехнічної категорії складності відповідно.

При виконанні інженерно-геологічних досліджень необхідно передбачати проведення геофізичних досліджень, які виконуються в обов'язковому порядку на всіх етапах досліджень у поєднанні з іншими видами інженерно-геологічних робіт. Склад та обсяг зазначених досліджень виконується за спеціальною програмою.

У процесі проведення інженерних пошуків мають бути виявлені та вивчені:

- тектонічні структури, розривні та складчасті порушення у місці забудови об'єкта;
- очікувані притоку води в котловани та підземні виробітки, величини напору в горизонтах підземних вод;
- наявність та товщина водоупорів та їх стійкість проти прориву напірних вод;
- наявність та поширення ґрунтів, що володіють пливунними, тиксотропними та суффозійними властивостями та віброповзучістю;
- наявність та місцезнаходження підземних споруд, підвалів, тунелів, інженерних комунікацій, колодязів, підземних виробок, свердловин та ін.;
- динамічні впливи від існуючих споруд підземного, надземного транспорту та міської інфраструктури.

При будівництві підземних частин будівель у котлованах з використанням постійних огорожувальних конструкцій («стіна в ґрунті», палі, що буросікаються, та ін.) розвідувальні геологічні свердловини слід розміщувати по сітці не більше 20x20 м або по трасі огорожувальних конструкцій не більше, ніж через 20. розвідувальних свердловин має становити щонайменше п'ять.

Інженерно-геологічна будова майданчика вивчається на глибину не менше 10 м від підошви огорожувальної конструкції. На зазначену глибину має бути пройдено не менше 30% розвідувальних свердловин, але не менше трьох свердловин.

При застосуванні палових і комбінованих пально-плитних фундаментів слід виконувати випробування палей статичними навантаженнями в обсязі, що залежить від їх загального числа та неоднорідності основи, але не менше 3% від їх загального числа та не менше п'яти випробувань палей на об'єкт (по кутах та в центрі).

Для пального фундаменту та комбінованого пально-плитного фундаменту глибина інженерно-геологічних виробок повинна бути не менше ніж на 5 м нижче за проектовану глибину закладення нижніх кінців палей при рядовому їх розташуванні та навантаженнях на групу палей до 3 МН включно і на 10 м нижче при навантаженнях на групу палей площею розміром до 10x10м – понад 3 МН. Для палей на площі понад 10x10 м (палових полях) та застосування комбінованих пально-плитних фундаментів глибина виробок (не менше трьох) повинна перевищувати передбачуване заглиблення палей на величину не менше 15 м. Для суцільних плитних та шліцевих (щілинних) фундаментів глибина виробок нижче їх підошви має становити не менше глибини стисливої зони і не меншого розміру (діаметра) фундаменту.

Обов'язковими видами робіт при дослідженнях є буріння свердловин, лабораторні дослідження, статичне та динамічне зондування, штампові (пресіометричні) випробування ґрунтів.

Випробування ґрунтів штампами рекомендується проводити у місцях найбільш характерних та несприятливих ґрунтових умов, а також на найбільш навантажених ділянках основи.

Для визначення модуля деформації ґрунтів необхідно передбачати польові випробування штампами площею 2500 та 5000 см² у кількості не менше трьох або пресіометрами у кількості не менше шести для кожного виділеного інженерно-геологічного елемента.

Дослідження повинні забезпечити вивчення всіх різновидів ґрунтів інженерно-геологічних елементів, що зустрічаються на майданчику

будівництва будівлі в межах досліджуваної товщі та статистичну обробку результатів досліджень.

Розміщення інженерно-геологічних виробок (свердловин, точок зондування, місць випробувань ґрунтів) проводиться з таким розрахунком, щоб вони розташовувалися в межах плями забудови будівлі, що проектується, і не далі 5 м від його контуру.

За наявності у складі основ маломіцних і слабких ґрунтів зі специфічними несприятливими властивостями (просідні, набухаючі, слабкі глинисті з $IL=0,75$, пухкі, біогенні, техногенні та ін.) глибина виробок визначається з урахуванням необхідності їхньої проходки на всю товщу «слабкого» шару, із заглибленням у підстилаючі несучі («міцні») ґрунти на глибину не менше 2 м та визначенням їх характеристик.

При необхідності слід виконувати вимірювання напруги в масивах гірських порід і ґрунтів; дослідні польові роботи з: водозниження, закріплення та заморожування ґрунтів, влаштування бурових паль та захваток «стіни в ґрунті»; а також геофізичні та інші дослідження.

Враховуючи значні глибини стискаємої товщі основи висотних будівель, необхідно частину польових досліджень ґрунтів (зондування, випробування ґрунтів штампами) виконувати з дна котловану.

Дослідження для фундаментів та підземної частини повинен забезпечувати отримання в межах досліджуваної основи (в т.ч. для штучних ґрунтів) польовими та лабораторними методами наступні фізико-механічні характеристики ґрунтів та скельних порід:

- фізичні характеристики: щільність, вологість та гранулометричний склад та додатково для глинистих ґрунтів: число пластичності, показник плинності;

- характеристики міцності: модуль деформації; кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення λ , що визначаються для умов, що відповідають усім етапам будівництва та експлуатації фундаментів та підземної частини будівлі;

Модуль деформації E для будівель, що зводяться в котлованах глибиною більше 3 м, слід визначати за первинною гілкою штампових випробувань або компресії, і по гілці декомпресії, а також по гілки вторинного навантаження для штампових випробувань або компресії. Декомпресію та вторинну (повторну) компресію зразків слід виконувати для тих же діапазонів напруги, що і первинну компресію;

- Параметри повзучості глинистих ґрунтів;

- Коефіцієнт морозного пучення, питомі нормальні та дотичні сили морозного пучення;

- Коефіцієнт фільтрації ґрунтів;
- Класифікаційні властивості масивів скельних порід: модуль тріщинуватості M_j , показник якості породи, коефіцієнт вивітрілості.

Дослідженнями можуть також визначатися інші фізико-механічні та класифікаційні характеристики ґрунтів, обґрунтовані спеціальним технічним завданням.

Далі, крім спеціально обумовлених випадків, під терміном «характеристики ґрунтів» розуміються як механічні і фізичні властивості ґрунтів, перелічені вище, і навіть питомі сили пучення, усадки при промерзанні (висиханні), коефіцієнти ліжка, жорсткості підстави та інших.

Характеристики міцності дисперсних ґрунтів (кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення) слід визначати за результатами польових випробувань на зріз ціликів в шурфах або котлованах.

Для водонасичених глинистих ґрунтів з показником плинності $IL > 0,5$, органомінеральних та органічних ґрунтів, для яких підготовка ціликів для польових випробувань або відбір зразків для лабораторних випробувань скрутні, їх міцнісні характеристики для розрахунку основ у нестабілізованому стані визначаються польовим методом обертання. у масиві.

Геофізичні дослідження та зондування ґрунтів виконуються для уточнення геологічної будови та неоднорідності ґрунтів основи між свердловинами; визначення характеристик ґрунтів; несучої здатності паль; глибини залягання карстових порід, їх тріщинуватості і закарстованості, наявності підробітку; товщини прошарків слабких водонасичених, біогенних, глинистих, пухких та інших ґрунтів.; водоупорів; напрямки та швидкості руху підземних вод та ін.

Число точок зондування має становити не менше 10. При виявленні значної неоднорідності та складних ґрунтових умов кількість точок зондування слід збільшувати.

Результати геофізичних досліджень, зондування ґрунтів мають бути підтверджені їх прямими дослідженнями за допомогою буріння свердловин, лабораторних та натурних випробувань.

Лабораторні дослідження повинні моделювати роботу ґрунту в основі будівлі в умовах змінного напружено-деформованого стану. при малих щаблях завантаження 0,025-0,02 МПа з збільшенням 0,01 мм протягом останніх 24 год. спостережень, на зразках випробуваних як і вертикальному, і горизонтальному напрямках.

Випробування повинні передбачати реконсолідацію зразків ґрунту та облік історії навантаження обсягу ґрунту в натурі.

Коефіцієнт безпеки по ґрунту при обчисленні розрахункових значень характеристик міцності (питоме зчеплення c , кут внутрішнього тертя дисперсних ґрунтів і межа міцності на одновісне стиснення скельних ґрунтів R_c , а також щільність ґрунту) встановлюється в залежності від мінливості цих характеристик, числа визначень і значення довірчої ймовірності.

Для інших показників ґрунту допускається приймати $= 1$.

Довірча ймовірність розрахункових значень характеристик ґрунтів приймається при розрахунках основ за I групою граничних станів $\alpha=0,95$, за II групою – $\alpha=0,85$.

Для складних ґрунтових умов допускається приймати більшу довірчу ймовірність розрахункових значень характеристик ґрунтів, ніж зазначено вище, але не більше 0,99.

На територіях, що підробляються, в зонах можливого прояву карстово-суффізійних процесів необхідно бурити не менше двох свердловин для визначення розміру порожнин, товщ теригенно-карбонатних ґрунтів до рівня залягання незакарстованих і невивітрених різниць карбонатних порід і шарів глин.

При розташуванні майданчика будівництва на похилій ділянці рельєфу або поблизу його брівки гірничі виробки (точки зондування) необхідно розміщувати як на самому схилі, так і в зонах, прилеглих до його брівки та подошви, із заглибленням частини виробок, нижчою за зону можливого активного розвитку зсуву, породи, що не зміщуються, не менше ніж на 3-5 м, межа яких повинна визначатися розрахунком з урахуванням ваги проекрованої будівлі.

Бурові роботи, польові, лабораторні, гідрогеологічні, геофізичні дослідження, геодинамічне та сейсмічне мікрорайонування майданчика повинні бути спрямовані на виявлення та вивчення всіх факторів, що мають визначальне значення при оцінці стійкості основи від сейсмічних та геодинамічних впливів, динаміки підземних вод, наявності слабких глинистих нестійких піщаних ґрунтів та ін.

Повинні бути визначені міцнісні та реологічні характеристики ґрунтів, проведено прогностні розрахунки стійкості основи та схилу, а в необхідних випадках організовано стаціонарні спостереження.

Звіт про результати досліджень має містити відомості:

- про місцезнаходження території передбачуваного будівництва, її рельєф, кліматичні та сейсмічні умови та про раніше виконані дослідження;
- про інженерно-геологічну будову майданчика будівництва з описом у стратиграфічній послідовності напластувань ґрунтів, форми залягання ґрунтових утворень, їх розмірів у плані та за глибиною, віку, походження та

класифікаційних найменувань ґрунтів із зазначенням виділених інженерно-геологічних елементів;

- про гідрогеологічні умови майданчика із зазначенням наявності і товщини водоносних горизонтів і режиму підземних вод, позначок рівнів підземних вод, що з'явилися і встановилися, амплітуди їх сезонних і багаторічних коливань, величин витрат води, відомостей про фільтраційні характеристики ґрунтів, а також відомостей про хімічний склад та їх агресивності по відношенню до матеріалів підземних конструкцій;

- про несприятливі геологічні та інженерно-геологічні процеси, що спостерігаються (карст, зсуви, суффозія, гірські підробітки, температурні аномалії та ін.);

- Наявності специфічних ґрунтів;

- фізико-механічні характеристики ґрунтів;

- можливу зміну гідрогеологічних умов та фізико-механічних властивостей ґрунтів у процесі будівництва та експлуатації висотної будівлі;

- ступеня радонобезпеки та можливості наявності техногенного радіоактивного забруднення на ділянці забудови.

У звіті також зазначаються застосовувані методи лабораторних та польових визначень характеристик ґрунтів, методи обробки результатів досліджень та додаються: колонки ґрунтових виробок та інженерно-геологічні розрізи із зазначенням результатів геофізичних досліджень, місць відбору проб ґрунтів та пунктів їх польових випробувань, а також рівнів підземних вод; таблиці та відомості показників фізико-механічних характеристик ґрунтів та їх розрахункових значень, а також графіки польових випробувань та зондування ґрунтів та інші дані та на вимогу замовника та експертизи [45].

3.2 Геотехнічні особливості висотних будівель, які необхідно враховувати при проектуванні та облаштуванні основ, фундаментів та підземних частин, а також при виконанні інженерних пошуків

Основна особливість взаємодії висотних будівель з основами в порівнянні зі звичайними спорудами полягає в тому, що до основи прикладаються значно більші за величиною і нерівномірніші за площею плями забудови навантаження, включаючи моментні.

Ця обставина спричинена як значними сумарними навантаженнями на основу, так і тим, що висотні будинки найчастіше проектуються з

архітектурно-планувальних міркувань як споруди баштового типу, у тому числі змінної поверховості в межах плями забудови.

Питомий тиск на основу під фундаментною конструкцією ряду зведених та експлуатованих висотних будівель може досягати величин 500 - 600 кПа та більше, що особливо небезпечно при помітному ексцентриситеті застосування навантаження.

Друга геотехнічна особливість висотних будівель, пов'язана з першою, і найбільше впливає на призначення складу та обсягу інженерних вишукувань, полягає в тому, що внаслідок підвищених навантажень на основу такі будівлі залучають у роботу великі масиви ґрунтів, що мають, як правило, суттєву неоднорідність у плані та по глибині. При відносно глибокому заляганні корінних порід значні навантаження часто доводиться передавати на ґрунти четвертинних відкладень, що мають недостатньо високі характеристики міцності і підвищеної стисливості.

У таких умовах нерівномірність передачі навантажень, неоднорідність напластування ґрунтів та підвищена їх деформованість при прийнятті недостатньо ефективних проектних рішень можуть призвести до розвитку надмірних осадів, прогинів, перегинів та кренів фундаментних частин будівель і, як наслідок, до розвитку конструкцій, що виходять за рамки нормативних вимог. надземної та підземної частин будівлі, а також до неприпустимого відхилення верху будівлі від вертикальної осі.

Слід мати на увазі, що остання обставина призводить до усунення центру ваги будівлі та додаткового нелінійного збільшення моментних навантажень на основу, що викликає ще більше посилення нерівномірності деформацій основи.

Третя геотехнічна особливість висотних будівель полягає у значно більших, ніж для звичайних споруд, розмірах зони розвитку осад поза плямою будівлі. Ця особливість разом із збільшеними значеннями напруг у масиві ґрунту може призводити, зокрема, до того, що опади висотних будівель стабілізуються відносно повільніше і досягають кінцевих значень за більш тривалі інтервали часу, ніж звичайних будинків. Збільшення розмірів зони впливу слід також обов'язково враховувати при проектуванні споруд, що примикають до висотної будівлі, і розробки заходів щодо захисту навколишньої забудови.

Як і в загальному випадку, проектування основ, фундаментів та підземних частин висотних будівель ґрунтується на фундаментальних інженерних уявленнях про граничні стани ґрунтів основи та матеріалу фундаментних конструкцій за міцністю, несучою здатністю та деформаціями.

Разом з тим, необхідно ввести істотну зміну до порядку визначення допустимих значень параметрів при розрахунках по другій групі граничних станів для ґрунтів основи.

На основі багаторічного досвіду спостережень за опадками побудованих та нормально експлуатованих будівель були призначені величини граничних деформацій та кренів для широкого класу звичайних будівель та споруд.

Ці емпіричні величини не можуть бути безпосередньо використані для розрахунків висотних будівель та споруд. З іншого боку, для прямого призначення аналогічних відповідних величин для розрахунку підстав висотних будівель [50].

3.3 Типи ефективних фундаментів для висотних будівель

Геотехнічні особливості висотних будівель припускають такі основні типи фундаментів для них:

- масивні плитні;
- пальові;
- комбіновані, в т.ч. пальово-плитні (СПФ),

Для висотних будівель традиційно застосовуються масивні плитні фундаменти на природній або укріпленій основі. Але умови взаємодії таких фундаментів із основою (випір ґрунту з-під краю фундаменту, виникнення кренів тощо) вимагають ретельного розрахункового обґрунтування можливості їх використання. Ефективність використання плитного фундаменту істотно зростає у разі його заглиблення, при якому зменшується різниця між стискаючою напругою під подошвою фундаменту від прикладеного зверху навантаження і природною вертикальною напругою в непорушеному ґрунті. Така плита утворює з підземною частиною будівлі так званий "плаваючий" фундамент. На міцних основах (піщаних, гравійних) без слабких обводнених прошарків із доданим у центрі навантаженням (без великих ексцентриситетів та місцевих зосереджених навантажень) плитні фундаменти є найекономічнішими. Палеві фундаменти у вигляді пальового поля або глибоких опор - найчастіше застосовуються останнім часом для висотних будівель, якщо значення показників фізико-механічних властивостей ґрунтів основи неоднорідні, а також при значній площі будівель та великих навантаженнях від нього. Фундаменти у вигляді глибоких опор, що передають навантаження від висотної будівлі на ґрунти, що глибоко залягають, не стисливі, більш надійні, так як забезпечують найменші опади будівлі. Однак при великій глибині залягання несучих шарів ґрунту пристрій

фундаменту утруднюється, а вартість збільшується. Для палів у таких фундаментах найважливішою характеристикою є здатність, що несе по матеріалу, а не по ґрунту. Тому використання палів малого діаметра їм недоцільно. У той же час ефективніше розташовувати палі не у вигляді рівномірних полів, а окремих кущів і стрічок під зосередженими навантаженнями, що дозволяє зменшити висоту плит-ростверків та їх матеріаломісткість та покращує умови роботи всієї надфундаментної конструкції. Робота такого фундаменту полягає у передачі навантаження на основу палями від центру до периферії та регулюється за допомогою зміни їх довжини, діаметра або кроку. Такі фундаменти називаються пально-плитними (СПФ). Порівняно з пальовими фундаментами пально-плитні економічніші і технічно продуктивні, так як розподіляють навантаження не лише через палі, а й плиту – ростверк. У Красноярську ще мало висотних будівель. Але вже зараз існує багато проектів на їхнє будівництво. Особлива увага приділяється фундаментам, оскільки їх улаштування в сучасному місті ведеться в обмежених умовах. Сьогодні головним завданням висотного будівництва має бути розвиток існуючих та освоєння нових технологій улаштування фундаментів. Так як висотні будівлі мають підвищені геотехнічні особливості, то при їх зведенні повинні бути додаткові вимоги не тільки до проектування, але й до питань моніторингу, експертизи і тестування будівництва основ, фундаментів та підземних частин.

3.3.1 Масивні плитні

Плитний фундамент у порівнянні з цокольним є більш дешевим. Можна іноді почути як плитний фундамент називають плитою, що «плаває». Дійсно, плитний фундамент не заглиблюється на глибину промерзання ґрунтів, величина якої по Ленінградській області коливається близько 1,5 – 1,7 м. Нижня позначка плити зазвичай не нижча за 1 метр від поверхні. Плитний фундамент встановлюється, як правило, на утрамбованій піщано-щебеновому підставі, на якому він дійсно, як би, «плаває».

Плитний фундамент - переваги:

При цьому такий «плаваючий корабель-фундамент» не дає сезонних кренів. У будинку на плитному фундаменті, якщо він спроектований і зроблений професійно, ні навесні, ні пізно восени не «клинити» двері і не буде «перекосів» вікон та веранд. Така потужна плита «плаває» весь час строго горизонтально, не вимагає відносно великих вкладень при будівництві і практично ніяких коштів на експлуатацію. Таким чином, плитний

фундамент є практичним та економічним рішенням для зведення різних будівель.

Плитний фундамент є високоміцною конструкцією і може бути встановлений на ділянках із піщаним ґрунтом. Такий тип ґрунту найчастіше характеризується певним рухом ґрунтів, що ускладнює будівництво. Так як плитний фундамент є монолітним, він здатний наслідувати рух шарів ґрунту, що забезпечує надійний захист від виникнення тріщин і розломів.

Ще однією перевагою плитного фундаменту є швидкість його укладання та простота споруди. Відпрацьована технологія дозволяє зводити плитний фундамент у найкоротші терміни - роботи розбиваються на кілька етапів, під час яких готується майданчик для укладання, монтуються армовані плити та заливається бетон. Під час монтажу плитного фундаменту також виконуються теплоізоляція та гідроізоляція фундаменту спеціальними матеріалами.

Монолітна конструкція та застосування якісних матеріалів забезпечують плитному фундаменту високу довговічність – середній термін служби плитного фундаменту становить 150 років, що значно перевищує аналогічний показник для фундаментів інших типів.

Терміни будівництва такої плити, залежно від обсягів, становлять від одного – двох тижнів до місяця. Наші майстри завжди намагаються зводити плитний фундамент у встановлені заздалегідь терміни.



Рисунок 3.1 - Докладний фотозвіт про будівництво фундаменту в Марокко

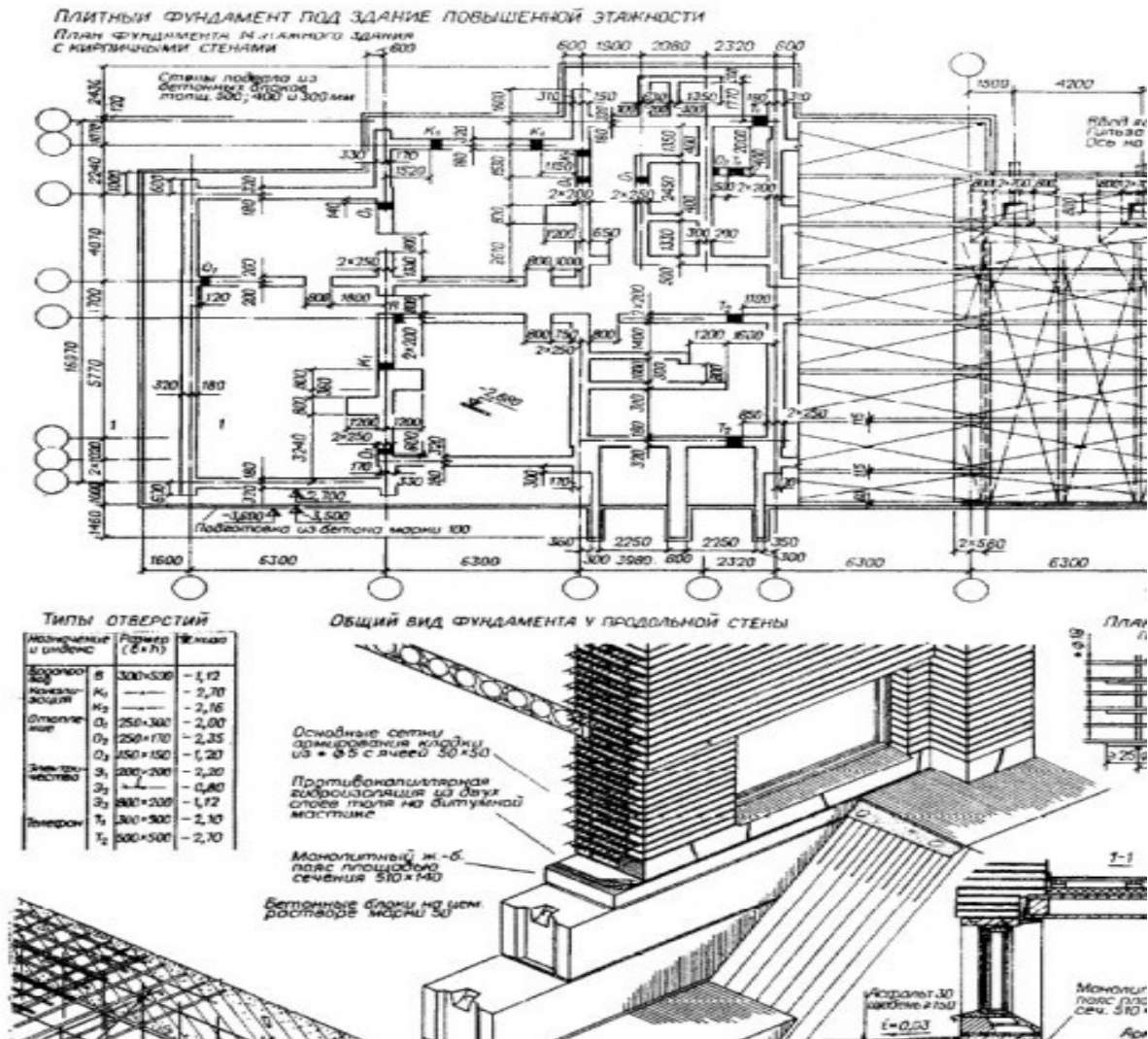


Рисунок 3.2 - Плитный фундамент будівель підвищеної поверховості

3.3.1.1 Розрахунок плитних фундаментів.

Плитный фундамент розраховується за двома схемами: як абсолютно жорсткий фундамент та як фундамент кінцевої жорсткості. З розрахунків за першою схемою визначають розміри фундаменту в плані, середню осадку і загальні крен плити в поздовжньому і поперечному напрямку. З розрахунків за другою схемою визначають внутрішні зусилля в плитному фундаменті та його опади у плані [48].

3.3.1.2 Визначення розмірів плити у плані.

Навантаження, що діють на плитний фундамент, наводяться до поздовжньої сили N , що діє в центрі плити, і до згинальних моментів M_x і M_y , що діють щодо поздовжньої x і поперечної y осей фундаменту (рис. 3.3).

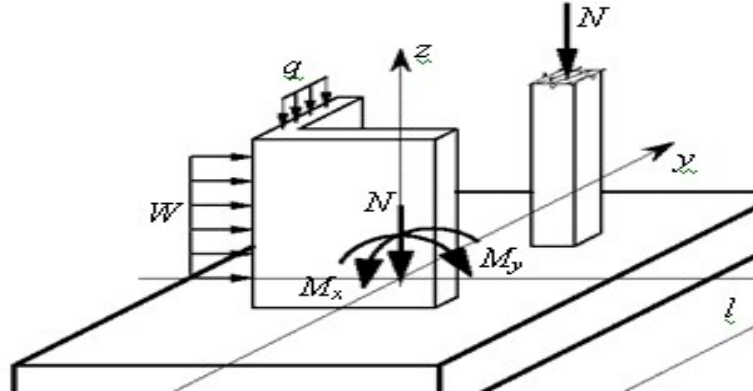


Рисунок 3.3. - Схема для розрахунку плити при абсолютно жорсткому фундаменті (розрахунок за першою схемою).

Розміри плити в плані встановлюються за умов обмеження середніх тисків під плитою та максимальних тисків на середині сторони та у кутовій точці підшви фундаменту. Розрахунки виконуються за формулами для стовпчастого фундаменту.

3.3.1.3 Розрахунок середнього осадку та кренів плити.

Середні опади обчислюються від дії узагальненої сили N як стовпчастого фундаменту. Розрахунок опади виконується, як правило, за методом лінійно деформованого шару.

Крени обчислюються від дії узагальнених згинальних моментів M_x і M_y як для стовпчастого фундаменту.

При цьому в розрахунках використовують середні характеристики ґрунту в межах товщини, що стискається, під підшвою фундаменту.

Середні опади та крени зіставляють з їх допустимими значеннями, наведеними в нормах на проектування основ. Якщо умови обмеження середньої опади і кренів не виконуються, збільшують розміри фундаменту в плані.

3.3.1.4 Розрахунок фундаментної плити для продавлювання.

Як правило, товщина фундаментної плити визначається з розрахунків її на продавлювання у зонах дії зосереджених навантажень від колон, стовпів, стін тощо. Розрахунки на продавлювання виконуються по чотирьох сторонах і по короткій стороні з використанням формул для стовпчастого фундаменту.

Якщо міцність плити на продавлювання виявляється недостатньою, збільшують товщину плити або підвищують клас бетону за міцністю.

3.3.1.5 Розрахунок плити за деформованою схемою.

Плита розраховується як конструкція на пружній основі на дію фактично доданих навантажень. Для розрахунку плит на пружній підставі найбільшого поширення у розрахунковій практиці знайшов метод кінцевих елементів. Розрахункова схема плити (рис. 3.4) представляється ансамблем прямокутних чи трикутних кінцевих елементів.

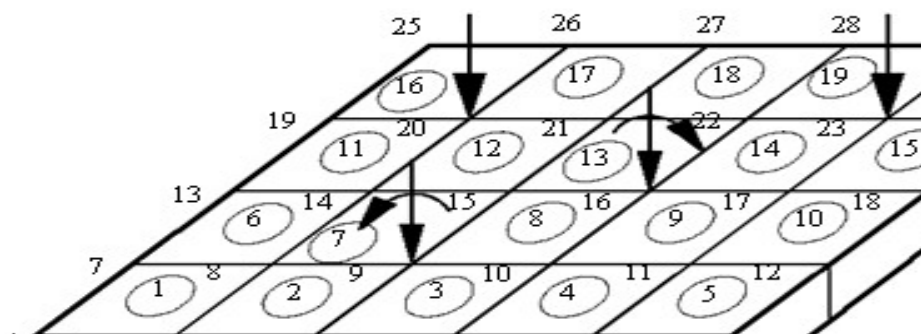


Рисунок 3.4. - Звичайно-елементна розрахункова схема плити з використанням спеціального типу кінцевих елементів, що взаємодіють із пружною основою: 1...30 – номери вузлів розрахункової схеми; 1 – 20 – номери кінцевих елементів.

У більшості прикладних програм є тип кінцевого елемента, що взаємодіє з пружною основою. Пружна основа характеризується коефіцієнтом жорсткості.

Для обчислення коефіцієнтів жорсткості основи у плані плити виконують розрахунки щодо визначення осад у вузлах кінцевих елементів від дії рівномірно розподіленого навантаження на плиті. Плита у цих розрахунках вважається абсолютно гнучкою. Рекомендується розраховувати пружні та пластичні опади основи з метою врахування розподільчих

властивостей основи відповідно до моделі коефіцієнта жорсткості професора Клепікова.

Коефіцієнти жорсткості у плані плити визначають розподілом розподіленого навантаження на знайдені значення осад. Результатом статичного розрахунку плити як конструкції на пружній основі є внутрішні зусилля в її перерізах (згинальні та крутні моменти, поперечні та поздовжні сили). Розрахунком перерізів на знайдені зусилля перевіряється їхня міцність при прийнятих геометричних розмірах, армуванні та класах матеріалів за міцністю. За наслідками розрахунків коригуються конструктивні параметри плитного фундаменту. Приклад армування фундаментної плити за наслідками деформаційного розрахунку (рис. 3.5) представлений на рис. 3.6.

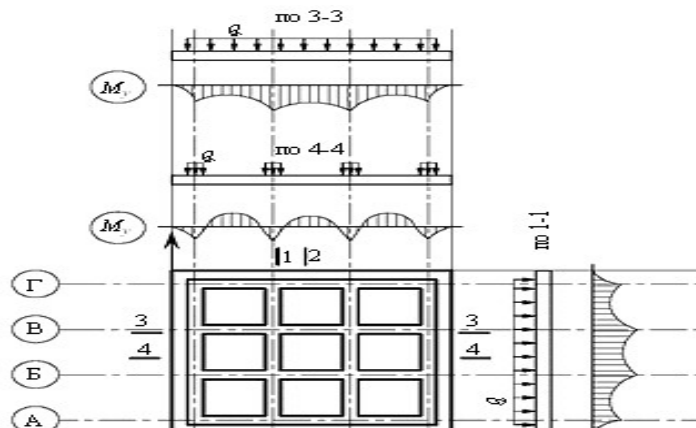


Рисунок 3.5. - Епюри згинальних моментів у перерізах плитного фундаменту при дії розподіленого по периметру стін навантаження.

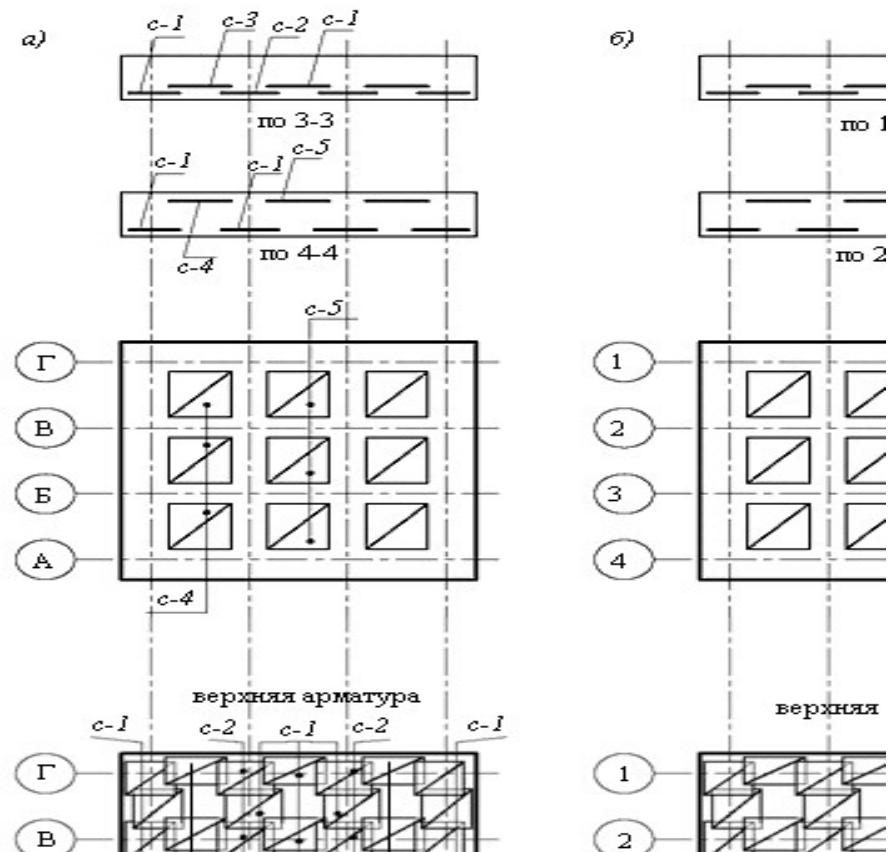


Рисунок 3.6. - Принципові схеми армування плитного фундаменту за епюрами моментів, що прогинають, представлених на малюнку 5.14.: а – армування вздовж буквених осей; б - армування вздовж цифрових осей; С1 ... С5 - арматурні сітки.

3.3.2 Палеві фундаменти

Вибір конструкції фундаменту (пального, на природній чи штучній основі), і навіть виду паль і типу пального фундаменту (наприклад, палих кушів, стрічок, полів) слід проводити з конкретних умов будівельного майданчика, характеризуваних матеріалами інженерних пошуків, розрахункових навантажень, діючих на фундамент, на основі результатів техніко-економічного порівняння можливих варіантів проектних рішень фундаментів (з оцінкою за наведеними витратами), виконаного з урахуванням вимог щодо економного витрачання основних будівельних матеріалів та забезпечує найбільш повне використання міцнісних та деформаційних характеристик ґрунтів та фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів [47].

Палеві фундаменти слід проектувати на основі результатів інженерно-геодезичних, інженерно-геологічних, інженерно-гідрометеорологічних

вишукувань будівельного майданчика, а також на основі даних, що характеризують призначення, конструктивні та технологічні особливості будівель і споруд, що проектуються, та умови їх експлуатації, навантаження, що діють на фундаменти, з урахуванням місцевих умов будівництва. Проектування пальових фундаментів без відповідного та достатнього інженерно-геологічного обґрунтування не допускається.

Результати інженерних пошуків повинні містити дані, необхідні для вибору типу фундаменту, у тому числі пальового, для визначення виду паль та їх габаритів (розмірів поперечного перерізу та довжини палі, розрахункового навантаження, що допускається на палю) з урахуванням прогнозу можливих змін (у процесі будівництва та експлуатації) інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва, а також виду та обсягу інженерних заходів щодо її освоєння.

У матеріалах пошуків повинні бути наведені дані польових та лабораторних досліджень ґрунтів, а в необхідних випадках, що встановлюються проектною організацією, що проектує пальові фундаменти, - результати випробувань натурних паль статичним та динамічним навантаженням.

Повинні бути також наведені геологічні розрізи з даними про напластування ґрунтів, розрахункові значення їх фізико-механічних характеристик, що використовуються в розрахунках по двох групах граничних станів, із зазначенням положення встановленого та прогнозованого рівнів підземних вод, а за наявності результатів зондування - графіки зондування.

Примітка. Випробування паль, що виробляються у процесі будівництва відповідно до вимог СНіП 3.02.01-83, є лише контрольними для встановлення якості пальових фундаментів та відповідності їх проекту.

У проектах пальових фундаментів має передбачатися проведення натурних вимірювань деформацій основ та фундаментів у випадках застосування нових або недостатньо вивчених конструкцій будівель та споруд або їх фундаментів, зведення відповідальних будівель та споруд у складних інженерно-геологічних умовах, а також за наявності у завданні на проектування спеціальних вимог щодо вимірювання деформацій.

3.3.2.1 Види пальових фундаментів

За способом заглиблення в ґрунт слід розрізнити такі види паль:

а) забивні залізобетонні, дерев'яні та сталеві, що занурюються в ґрунт без його виїмки за допомогою молотів, віброзанурювачів, вібровдавлювальних та вдавлюючих пристроїв, а також залізобетонні палі-оболонки, що заглиблюються віброзанурювачами без виїмки або з частковим виїмкою ґрунту та не заповнюються бетонною сумішшю;

б) палі-оболонки залізобетонні, що заглиблюються віброзанурювачами з виїмкою ґрунту та заповнюються частково або повністю бетонною сумішшю;

в) набивні бетонні та залізобетонні, що влаштовуються в ґрунті шляхом укладання бетонної суміші в свердловини, утворені в результаті примусового відтискання (витіснення) ґрунту;

г) бурові залізобетонні, що влаштовуються у ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетонною сумішшю або встановлення в них залізобетонних елементів;

д) гвинтові.

За умовами взаємодії з ґрунтом палі слід поділяти на палі-стійки та висячі.

До паль-стійок слід відносити палі всіх видів, що спираються на скельні ґрунти, а забивні палі, крім того, на малостиснені ґрунти.

Примітка. До малостиснених ґрунтів відносяться великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем середньої щільності та щільним, а також глини твердої консистенції у водонасиченому стані з модулем деформації $E > 50000$ кПа (500 кгс/см²).

Сили опору ґрунтів, за винятком негативних (негативних) сил тертя на бічній поверхні паль-стійок, у розрахунках їхньої несучої здатності по ґрунту основи на стискаюче навантаження не повинні враховуватися.

До висячих паль слід відносити палі всіх видів, що спираються на ґрунти, що стискаються і передають навантаження на ґрунти основи бічною поверхнею і нижнім кінцем.

Примітка. Негативними (негативними) силами тертя називаються сили, що виникають на бічній поверхні палі при осаді навколопалового ґрунту і вертикально направлені вниз.

Забивні залізобетонні палі розміром поперечного перерізу до 0,8 м включно. і палі-оболонки діаметром 1 м і більше слід підрозділяти:

а) за способом армування - на палі та палі-оболонки з ненапруженою поздовжньою арматурою з поперечним армуванням і на попередньо

напружені зі стрижневою або дротяною поздовжньою арматурою (з високоміцного дроту та арматурних канатів) з поперечним армуванням і без нього;

б) за формою поперечного перерізу - на палі квадратні, прямокутні, таврового та двотаврового перерізів, квадратні з круглою порожниною, порожнисті круглого перерізу;

в) за формою поздовжнього перерізу - на призматичні, циліндричні та з похилими бічними гранями (пірамідальні, трапецеїдальні, ромбоподібні);

г) за конструктивними особливостями - на палі цілісні та складові (з окремих секцій);

д) за конструкцією нижнього кінця - на палі з загостреним або плоским нижнім кінцем, з плоским або об'ємним розширенням (булавоподібні) і на порожнисті палі з закритим або відкритим нижнім кінцем або з камуфлетною п'ятою.

Примітка. Палі забивні з камуфлетною п'ятою влаштовують шляхом забивання порожнистих палей круглого перерізу в нижній частині із закритим сталевим порожнистим наконечником з наступним заповненням порожнини палі та наконечника бетонною сумішшю та пристроєм за допомогою вибуху камуфлетної п'яти в межах наконечника. У проектах палих фундаментів із застосуванням забивних палей із камуфлетною п'ятою слід передбачати вказівки про дотримання вимог правил виконання буропідливних робіт, у тому числі при визначенні відстаней, що допускаються, від існуючих будівель і споруд до місця вибуху.

Набивні палі за способом пристрою поділяються на:

а) набивні, що влаштовуються шляхом занурення інвентарних труб, нижній кінець яких закритий черевиком або бетонною пробкою, що залишається в ґрунті, з подальшим вилученням цих труб у міру заповнення свердловин бетонною сумішшю;

б) набивні віброштамповані, що влаштовуються в пробитих свердловинах шляхом заповнення свердловин жорсткою бетонною сумішшю, що ущільнюється віброштампом у вигляді труби із загостреним нижнім кінцем та закріпленням на ній віброзанурювачем;

в) набивні у штампваному ложі, що влаштовуються шляхом виштамповки в ґрунті свердловин пірамідальної або конусної форми з подальшим заповненням їх бетонною сумішшю.

Бурові палі за способом пристрою поділяються на:

а) буронабивні суцільного перерізу з розширеннями і без них, бетоновані в свердловинах, пробурених у пилувато-глинистих ґрунтах вище рівня підземних вод без кріплення стінок свердловин, а в будь-яких ґрунтах

нижче рівня підземних вод - із закріпленням стінок свердловин глинистим розчином або інвентарними видобутками ;

б) буронабивні порожнисті круглого перерізу, що влаштовуються із застосуванням багатосекційного вібросердечника;

в) буронабивні з ущільненим вибоєм, що влаштовується шляхом втрамбування в забій свердловини щебеню;

г) буронабивні з камуфлетною п'ятою, що влаштовуються шляхом буріння свердловин з подальшим утворенням розширення вибухом та заповненням свердловин бетонною сумішшю;

д) буроін'єкційні діаметром 0,15-0,25 м, що влаштовуються шляхом нагнітання (ін'єкції) дрібнозернистої бетонної суміші або цементно-піщаного розчину в пробурені свердловини;

е) палі-стовби, що влаштовуються шляхом буріння свердловин з розширенням або без нього, укладання в них омонолізованого цементно-піщаного розчину та опускання в свердловини циліндричних або призматичних елементів суцільного перерізу зі сторонами або діаметром 0,8 м і більше;

ж) буроопускні палі з камуфлетною п'ятою, що відрізняються від буронабивних паль з камуфлетною п'ятою (див. підп. «г») тим, що після утворення камуфлетного розширення в свердловину опускають залізобетонну палю.

. Обсадні труби допускається залишати в ґрунті тільки у випадках, коли виключена можливість застосування інших рішень конструкції фундаментів (при влаштуванні буронабивних паль у пластах ґрунтів зі швидкістю фільтраційного потоку більше 200 м/добу, при застосуванні буронабивних паль для закріплення зсувних схилів, що діють, та в інших обґрунтованих випадках).

При влаштуванні буронабивних паль у пилювато-глинистих ґрунтах для кріплення стін свердловин допускається використовувати надлишковий тиск води.

- Залізобетонні та бетонні палі слід проектувати з важкого бетону.

Для забивних залізобетонних паль з ненапруженою поздовжньою арматурою, на які відсутні державні стандарти, а також для набивних і бурових паль необхідно передбачати бетон класу не нижче В15, для забивних залізобетонних паль з напруженою арматурою - не нижче В22,5. (Довжиною менше 3,5 м) в обґрунтованих випадках допускається передбачати застосування важкого бетону класу не нижче В7,5.

Залізобетонні ростверки палевих фундаментів для всіх будівель та споруд, крім опор, мостів, гідротехнічних споруд та великих переходів

повітряних ліній електропередач, слід проектувати з важкого бетону класу, не нижче: для збірних ростверків – В15 монолітних – В12,5.

Для опор великих переходів повітряних ліній електропередач клас бетону збірних і монолітних ростверків слід приймати В22,5 і В15 відповідно.

Бетон для замонолічування залізобетонних колон у склянках пальових ростверків, а також оголовків паль при збірних стрічкових ростверках слід передбачати відповідно до вимог СНіП 2.03.01-84, що пред'являються до бетону для закладення стиків збірних конструкцій, але не нижче класу В12,5.

Примітка. При проектуванні мостів і гідротехнічних споруд клас бетону для замонолічування збірних елементів пальових фундаментів повинен бути на щабель вище порівняно з класом бетону збірних елементів, що з'єднуються.

Марки бетону за морозостійкістю та водонепроникністю паль і пальових ростверків слід призначать.

Дерев'яні палі повинні бути виготовлені з колод хвойних порід (сосни, ялини, модрина, ялиці) діаметром 22-34 см та довжиною 6,5 та 8,5 м, відповідних.

Колоди для виготовлення паль мають бути очищені від кори, наростів та сучків. Природна конічність колод зберігається. Розміри поперечного перерізу, довжина та конструкція пакетних паль приймаються за результатами розрахунку та відповідно до особливостей проектуваного об'єкта.

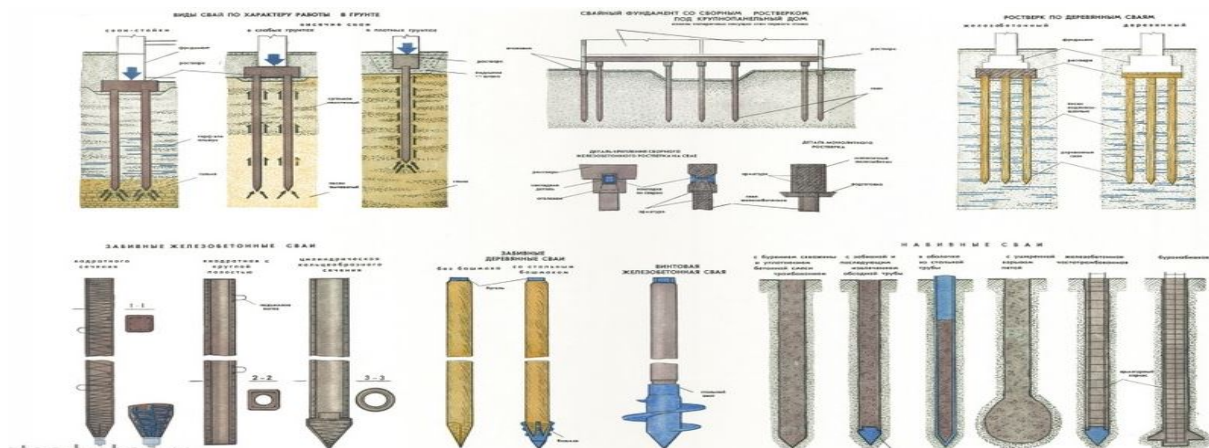


Рисунок 3.7 - Види пальових фундаментів

Примітка. Можливість застосування для дерев'яних паль колод довжиною понад 8,5 м допускається лише за погодженням із підприємством - виробником паль.

Стики колод або брусів, які стикуються по довжині дерев'яних палях та в пакетних палях здійснюються впритул з перекриттям металевими накладками або патрубками. Стики в пакетних палях повинні бути розташовані врозбіг на відстані один від одного не менше 1,5 м.

3.3.2.2 Проектування та розрахунок пальових фундаментів

3.3.2.2.1 Загальні положення та порядок проектування

Пальовий фундамент складається з паль та плити (ростверку), що об'єднує палі та передає на них навантаження від споруди. Основним робочим елементом пальового фундаменту є палець, що сприймає навантаження від споруди і передає її на ґрунт [47].

Область застосування пальових фундаментів визначається насамперед інженерно-геологічними умовами будівельного майданчика.

Залежно від конструктивного вирішення споруди та навантажень пальові фундаменти можуть влаштовуватися у вигляді:

- а) кушів - під колони з розміщенням двох і більше паль, пов'язаних ростверком;
- б) стрічок – під стіни будівель та споруд із розташуванням паль в один, два ряди або в шаховому порядку.

Вид паль (забивних, буронабивних і т. д.), що застосовуються в фундаменті, залежить від ґрунтових умов майданчика і переданих на фундамент навантажень. У курсовому проекті рекомендується застосовувати забивні призматичні палі з постійним перетином.

Палевий фундамент доцільно проектувати поетапно в наступній послідовності:

- 1) визначається глибина закладення ростверку;
- 2) вибирається тип, довжина та поперечний переріз палі;
- 3) визначається несуча здатність палі та необхідна кількість паль;
- 4) конструюється ростверк;
- 5) перевірка пальового фундаменту за першим граничним станом (перевірка найбільш навантаженої палі);
- 6) перевірка напруги під подошвою умовного фундаменту;
- 7) розрахунок осідання пальового фундаменту.

3.3.2.2 Призначення глибини закладення ростверку

Глибина закладення підосви ростверку призначається з урахуванням конструктивних особливостей будівлі (наявності підвалу, технічного підпілля, закладення колони в ростверк тощо) і залежить від геологічних умов і глибини сезонного промерзання.

Ростверк, як правило, мають нижче підлоги підвалу. Для зручності виконання робіт ростверк прагнуть закладати вище УГВ. У пучинистих ґрунтах, якщо ростверк закладено в межах можливого промерзання, необхідно передбачати заходи щодо зниження або ліквідації сил пучення (роблять повітряний зазор під ростверком, розміром дещо більший за величину очікуваного пучення, або під ростверком укладають шар шлаку товщиною не менше 30 см або піску – не менше 50 см).

Обріз ростверку приймається на 150 мм нижче від планувальної позначки. У виробничих будинках з підвалом відмітка верху ростверку приймається рівною відмітці підлоги підвалу.

Висота ростверку під стіну для попередніх розрахунків приймається 300 мм, шириною не менше 400 мм. Висота ростверку під колону має бути такою, щоб шар бетону нижче dna склянки був не менше 400 мм.

3.3.2.3 Вибір типу, довжини та поперечного перерізу палі

Палі за умовами роботи в ґрунті (залежно від властивостей ґрунтів, що залягають під нижнім кінцем) поділяються на палі стійки та висячі палі.

Палі, які передають навантаження нижнім кінцем на практично нестисливі ґрунти (скельні, напівскельні породи, гравійно-галькові відкладення, глини твердої консистенції), відносять до палей стійок. Сили тертя ґрунту по бічній поверхні палей стійок при розрахунку їхньої несучої здатності не враховуються. Паля-стійка працює як стисла стійка.

Якщо основа має значну товщу слабких ґрунтів, то застосовуються висячі палі – палі тертя, які своїм кінцем мають бути заглиблені в несучий відносно міцний шар. Висячі палі передають навантаження на ґрунт бічною поверхнею та нижнім кінцем.

Довжина палі призначається після прийняття глибини закладення ростверку і визначається глибиною закладення міцного ґрунту, в який заглиблюється паля і рівнем розташування підосви ростверку. При призначенні довжини палі слабкі ґрунти (насипні, торф, ґрунти в текучому та

пухкому стані) необхідно прорізати, а кінці паль заглиблювати в міцні ґрунти. Глибина впровадження палі в несучий шар має бути:

- у піски гравелісті, великі та середньої крупності та глинисті ґрунти з показником плинності $J_L \leq 0,1$ на глибину не менше 0,5 м;
- в інші види нескельних ґрунтів – не менше 1,0 м.

При центральному навантаженні ростверку мінімальна довжина палі 2,5 м, при позацентровому навантаженні – 4,0 м.

Таблиця 3.1- Палі залізобетонні забивні призматичні

Переріз палі, мм	Довжина палі, м	Марка бетону	Перетин та клас поздовжньої арматури
200×200	3,0 - 6,0 (кратної 0,5 м)	B15	4d12 A400
250×250	4,5 – 6,0 (кратної 0,5 м)	B15	4d12 A400
300×300	3,0 – 6,0 (кратної 0,5 м); 7,0	B15	4d12 A400
300×300	8,0; 9,0; 10,0	B20	4d12 A400
300×300	11,0; 12,0	B20	4d16 A400
350×350	8,0; 9,0; 10,0 (кратної 1,0 м)	B20	4d12 A400
350×350	11,0; 12,0	B20	4d16 A400
350×350	13,0 - 16,0 (кратної 1,0 м)	B25	8d16 A400
400×400	13,0 - 16,0 (кратної 1,0 м)	B25	8d16 A400

Довжина палі - L (відстань від голови до початку загострення) визначається з виразу:

$$L = \delta + H + L_{\text{несучого шару}} \quad (3.1)$$

де δ - глибина закладення палі в ростверк, м;

H – потужність слабких ґрунтів, що проходять паля, м;

$L_{\text{несучого шару}}$ - глибина впровадження палі в несучий шар, м.

Глибина загортання палі в ростверк залежить від виду з'єднання:

- при вільному з'єднанні головка палі входить у ростверк на глибину 5-10 см, таке з'єднання можливе для центрально навантажених паль;

- при жорсткому з'єднанні величина загортання палі в ростверк повинна бути не менше 30 діаметра робочої арматури, таке з'єднання передбачається при розташуванні паль у слабких ґрунтах при дії навантаження з великим ексцентриситетом або при значних горизонтальних навантаженнях.

Отриману довжину палі округляють до довжини стандартної палі (у більшу сторону) і приймають поперечний переріз паль.

3.3.2.2.4 Визначення несучої здатності палі та кількість паль

Після призначення глибини закладення ростверку та визначення довжини палі знаходять несучу здатність палі.

Несуча здатність палі визначається з умов міцності матеріалу палі та ґрунту. У наступних розрахунках використовують меншу з двох значень несучої здатності.

Несуча здатність палі (свай-стійки та висячої) за матеріалом визначається за формулою:

$$F_{Rm} = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_s \cdot A_s) \quad , \text{кН} \quad (3.2)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті (при розмірі поперечного перерізу палі не більше 200x200 мм - $\gamma_c = 0,9$; більше 200x200 мм - $\gamma_c = 1$;

φ – коефіцієнт, що враховує особливості завантаження та для паль, що повністю перебувають у ґрунті, $\varphi = 1$;

R_b - Розрахунковий опір бетону стиску (табл. 12), кПа;

R_s - Розрахунковий опір арматури розтягуванню (табл. 12), кПа;

A - Площа поперечного перерізу палі, м²;

A_s - Площа поперечного перерізу всіх поздовжніх стрижнів, м².

Таблиця 3.2 - Розрахункові опори бетону та арматури

Розрахункові опори важкого бетону					
Клас бетону	B10	B15	B20	B25	B30
R_b , МПа	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0
Розрахункові опори стрижневої арматури					
Клас арматури	A240	A300	A400	A500	B500
R_s , МПа	215	270	355	435	415

Несучу здатність ґрунту паль-стійок визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A \quad , \text{кН} \quad (3.3)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймають рівним 1;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається для скельних, напівскельних порід, гравійно-галькових відкладень, глин твердої консистенції $R = 20000$ кПа;

A – площа спірання поперечного перерізу палі на ґрунт, м².

Несуча здатність по ґрунту висячої палі визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right) , \text{кН} \quad (3.4)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймають рівним 1;

γ_{cR} ; γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем і по бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі, для забивних паль $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за таблицею 13, кПа;

A - площа поперечного перерізу палі, м²;

u - периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i – розрахунковий опір і-го шару ґрунту основи потужністю h_i (не більше 2,0 м) по бічній поверхні палі, що приймається за таблицею 14, кПа;

h_i - товщина і-го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

При визначенні f_i та h_i пласти ґрунтів, прорізані палею, слід розчленувати на однорідні шари завтовшки не більше 2,0 м.

Для пісків щільного складання розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (R) підвищується на 60%, а розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі (f_i) – на 30%.

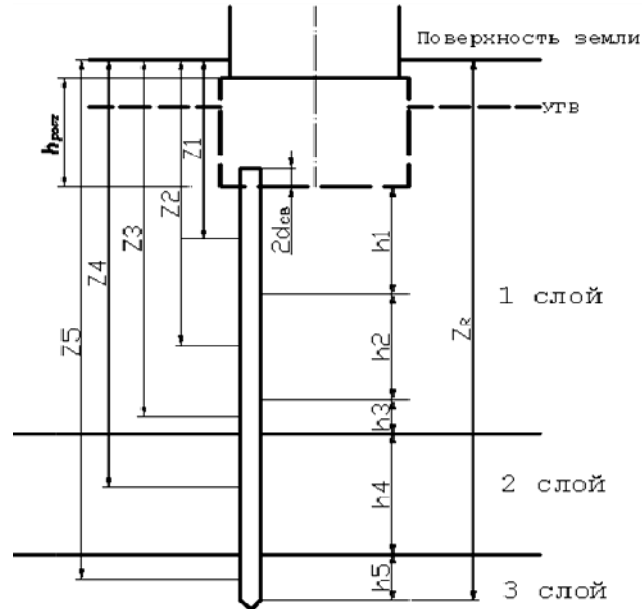


Рисунок 3.8. - Схема до визначення несучої здатності по ґрунту висячої палі

Визначення числа палей.

Для визначення кількості палей необхідно знати орієнтовну вагу ростверку та ґрунту на його щаблях. Для цього знаходять середній тиск на основу під подошвою ростверку (P_p) з умови, що мінімальна відстань між палями висячими в куці становить $3d$, палями стійками – $1,5d$, де d – розмір поперечного перерізу палі.

$$\text{Для висячої палі:} \quad P_p = \frac{P}{(3d)^2} \cdot \quad (3.6)$$

$$\text{Для палі-стійки:} \quad P_p = \frac{P}{(1,5d)^2} \cdot \quad (3.7)$$

Знаючи P_p визначають площу подошви ростверку, м²:

$$A_p = \frac{N_1}{P_p - \gamma_{cp} \cdot d_p \cdot \gamma_f}, \quad (3.8)$$

де N_1 - розрахункове навантаження по обрізу фундаменту;

γ_{cp} - середня питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту приймають 20 кН/м³;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

γ_p - коефіцієнт надійності за навантаженням, рівний 1,1.

Орієнтовно вага ростверку та ґрунту визначаємо з виразу:

$$G_{pz} = \gamma_f \cdot A_p \cdot \gamma_{cp} \cdot d_p \cdot \quad (3.9)$$

Кількість паль визначається за формулою:

$$n = k \frac{N + G_{cp}}{P}, \quad (3.10)$$

де k - коефіцієнт, що враховує дію моменту, що приймається $k = 1 \dots 1,6$.

Отримане число паль округляється до цілого числа у бік збільшення, зручного для розміщення та забиття.

3.3.2.2.5 Конструювання ростверку

Конструювання ростверку починають із розміщення паль у плані. Бажано палі розміщувати у плані фундаменту правильними рядами. Осі одиночних палевих рядів повинні збігатися з лініями дії навантажень. Палі можуть розташовуватися у рядовому чи шаховому порядку. Ряди паль розташовують на рівних відстанях.

Якщо палі висячі, то мінімальну відстань між осями паль приймають не менше $3d$.

Якщо палі стійкі, то мінімальну відстань між осями паль приймають не менше $1,5d$.

Стрічкові фундаменти – палі розташовуються в один, два та три ряди. Відстань між палями можна визначити з виразу:

$$c_1 = k_p \cdot \frac{P}{N}, \quad (3.11)$$

де k_p - число рядів паль;

N – розрахункове навантаження від споруди та від ваги ростверку, ґрунту на 1 м довжини фундаменту, кН/м.

Відстань від зовнішньої грані палі до краю ростверку приймається не менше 0,25 м.

3.3.2.2.6 Перевірка пального фундаменту за I граничним станом (перевірка зусиль, що передаються на палю)

Після розміщення паль у ростверку та визначення розмірів ростверку визначають вагу ростверку:

$$N_p = \gamma_f \cdot A_p \cdot \gamma_{cp} \cdot d_p \cdot \quad (3.12)$$

Далі визначають фактичне навантаження, що приходить на одну палю. Якщо фундамент центрально навантажений фактичне навантаження визначають за такою формулою:

$$P_\phi = \frac{N_1 + N_{p2}}{n_\phi} \leq P \quad , \quad (3.13)$$

де n_ϕ - фактична кількість паль.

Перевантаження паль не допускається, а недовантаження, зазвичай, нічого не винні перевищувати 5%, тобто.

$$\Delta = \frac{P - P_\phi}{P_\phi} \cdot 100\% \leq 5\% \quad , \quad (3.14)$$

Якщо фундамент позацентрово навантажений фактичні навантаження визначають за такою формулою:

$$P^\phi = \frac{N_1 + N_p}{n_\phi} \pm \frac{M_I \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad , \quad (3.15)$$

де M_I – розрахунковий момент усіх сил щодо центру тяжкості підосви ростверку, кНм:

$$M_I = M_I + H_I \cdot h_p \quad , \quad (3.16)$$

де y - відстань у напрямку дії моменту M_I від центру ваги площі перерізу підосви всіх паль до осі паль, що розглядається, м;

y_i - сума квадратів відстаней від головних осей до осі кожної палі, м;

n_ϕ - фактичне число палів.

Для знаходження екстремальних значень P_{\min}^ϕ вибирають крайні палі у ростверку та перевіряють умови:

$$\frac{P_{\max}^\phi}{P_{\min}^\phi} \leq 3, \quad P_{\max}^\phi \leq P, \quad P_{\min}^\phi > 0, \quad (3.17)$$

де P - розрахункова (допустима) навантаження на палю.

Якщо умова не дотримується, то збільшують кількість палів, або відстань між ними або змінюють конструкцію.

Перевантаження палів не допускається, якщо паля працює на висмикування, тобто $P_{\min}^\phi < 0$, то необхідно перевірити роботу палів на витягує навантаження, тобто паля сприйматиме навантаження тільки бічною поверхнею $P_{\min}^\phi \geq P'$,

де:

$$P' = \frac{\gamma_c}{\gamma_g} u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \quad (3.18)$$

3.3.2.2.7 Перевірка пального фундаменту за II граничним станом.

Перевірка напруг під подошвою умовного фундаменту.

Розрахунок основ паливих фундаментів за деформаціями є обов'язковим, за винятком фундаментів зі палями-стійками. Розрахунок осідання пального фундаменту проводиться як для умовного фундаменту, який передає рівномірно-розподілений тиск на ґрунт у площині вістря палів.

Визначення розмірів умовного фундаменту.

Весь паливий фундамент розглядають як умовний масив, що включає палі та ґрунт навколо них. Умовний масив обмежують контурами: зверху – поверхнею планування, знизу – площиною в рівні нижніх кінців палів, з боків – вертикальними площинами, що віддаляються від зовнішніх граней крайніх

рядів вертикальних палів на відстань $h \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_{cp}}{4}\right)$, але не більше $2d$,

де φ_{cp} - середнє значення кута внутрішнього тертя, в межах довжини палів h , град:

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (3.19)$$

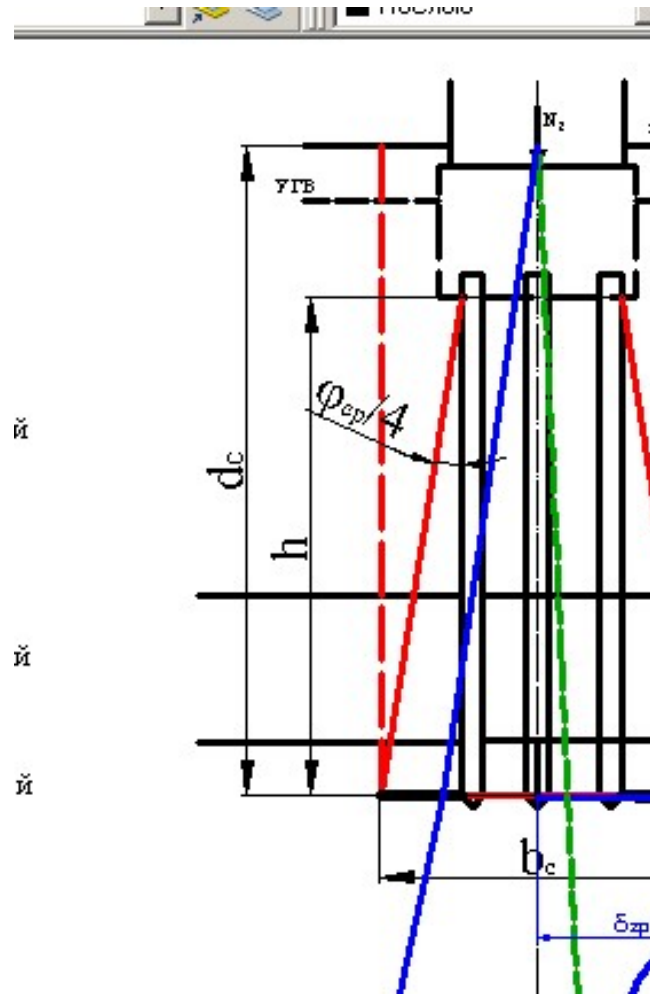


Рисунок 3.9. - Схема визначення розмірів умовного масиву та опади

тут φ_i - розрахункові значення кута внутрішнього тертя окремих шарів товщиною h_i .

Розміри підшви умовного фундаменту b_c та l_c визначають за формулами:

$$b_c = b_0 + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_{ср}}{4} \right), \quad (3.20)$$

$$l_c = l_0 + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_{ср}}{4} \right), \quad (3.21)$$

де b_0 і l_0 - відстань між зовнішніми гранями крайніх рядів паль уздовж меншої та більшої сторін підшви ростверку, м.

Вагу умовного фундаменту визначають за такою формулою:

$$N_c = b_c \cdot l_c \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i, \quad (3.22)$$

де γ_i - значення частки окремих шарів ґрунту, кН/м³, товщиною h_i , не більше глибини закладення умовного фундаменту d_c .

Визначають середню питому вагу ґрунту:

$$\gamma_{cp} = \frac{N_c}{A_{ycl} \cdot d_{ycl}}, \text{ кН/м}^3. \quad (3.23)$$

Визначають розрахунковий опір ґрунту за умови спирання умовного фундаменту на основу:

$$R_{ycl} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_c \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_{ycl} \cdot \gamma_{cp} + M_c \cdot c), \quad (3.24)$$

Визначають середній фактичний тиск підшви умовного фундаменту:

$$P = \frac{N_2 + N_c}{b_c \cdot l_c} \leq R_{ycl}. \quad (3.25)$$

У разі невиконання умови збільшують довжину паль або їх кількість. При виконанні умови розраховують опади пального фундаменту.

3.3.2.2.8 Розрахунок осідання пального фундаменту.

Розрахунок осідання пального фундаменту проводиться шляхом пошарового підсумовування аналогічно розрахунку осідання фундаменту на природній основі. При цьому верхня межа товщини, що стискається, відповідає підшві умовного масивного фундаменту. Осаду ґрунтів основи, розташованих нижче паль, визначають від додаткового тиску

$$\sigma_{zр0} = P - \sigma_{zq0}, \text{ кПа, що діє по підшві умовного фундаменту.}$$

Послідовність розрахунку осаду включає наступні етапи:

1) побудова епюри природних напруг; 2) побудова епюри додаткових напруг; 3) визначення потужності шару, що стискається; 4) підрахунок опади за формулою.

Розрахункова осадка фундаменту повинна бути меншою за гранично допустиму. При великій нерівномірності навантажень на фундаменти і слабких ґрунтах виникає необхідність перевірки відносної нерівномірності осад пальових фундаментів. Для цього визначають опади найближче розташованих фундаментів з найбільшою різницею в навантаженнях.

3.3.3 Комбіновані пальово-плитні фундаменти

Палево-плитний фундамент може бути використаний при зведенні багатоповерхової будівлі. Палево-плитний фундамент містить ростверки і залізобетонні палі. Цей фундамент включає залізобетонну плиту, випуски арматури жорстко зістиковані з випусками арматури верхньої частини ростверків.

Плита при цьому розташована на підготовленій підставі, від ростверків відокремлена заповненими герметиком швами і має мінімальну товщину, що забезпечує сприйняття сейсмічних навантажень.

Технічний результат - забезпечення необхідної жорсткості пальового фундаменту, що забезпечує спільність деформацій. Відомі пальово-плитні фундаменти, де палі несуть головне навантаження, а ростверки на здатність, що несе, в розрахунках не враховуються.

Недоліком фундаменту пальово-плитного є те, що в розрахунку не враховують сприйняття ростверками навантажень від будівлі.

Існує пальово-плитний фундамент, де голови паль об'єднують плитою-ростверком. У такому фундаменті радять вважати, що 85% навантаження сприймають палі, а 15% - плита. Щоб забезпечити жорсткість плити, її розміри, її товщину треба робити великою. Розподіл навантаження між палями та плитою не завжди можна розрахувати коректно.

У процесі проектування в сейсмічних районах відомо те рішення, яке включає палі та ростверки, які пов'язані окремими ранд-балками. Але при цьому не забезпечують взаємодію ранд-балок та ростверків. Технічні рішення завдання - досягнення потрібної жорсткості пальового фундаменту, яка забезпечує спільність деформацій фундаменту при сейсмічних навантаженнях.

Поставлене завдання досягають тим, пальовий фундамент, який містить залізобетонні палі та ростверки, винаходу містять залізобетонну плиту, у якій випуски арматури жорстко зістикуються з випусками арматури верхньої частини ростверків, плита при цьому розташована на спеціально

підготовленій підставі, від ростверків відділена заповненими герметиком швами і має мінімально можливу товщину.

Новизна цієї пропозиції обумовлена тим, що в кущі залізобетонні палі, які сприймають навантаження від колон каркасного будинку або будівлі, поєднують жорсткими ростверками, які відокремлені від проміжних плит фундаменту швами, що дає можливість плити, на які лягають навантаження від стінового заповнення та підлоги, робити тонкими.

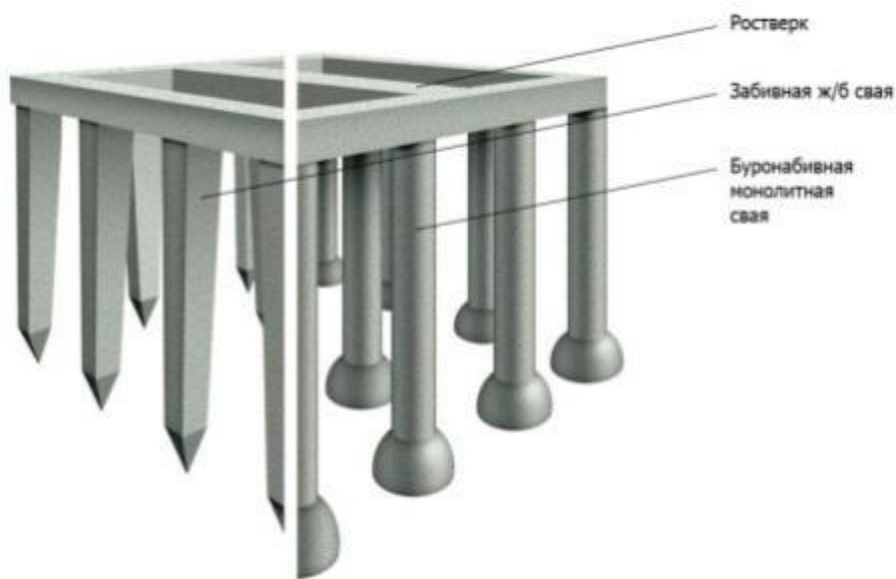


Рисунок 3.10 - Палеві фундаменти на перехресних стрічках

3.4 Вибір фундаменту для зведення висотних цивільних будівель у місті Касабланка (Марокко)

На передпроектній стадії проектування відповідно до вимог норми Марокко в місті Касабланка необхідно виконувати геотехнічне обґрунтування будівництва, що складається з комплексу розрахунків, вибору типу фундаментів та технології їх улаштування, прогнозу впливу будівництва на геологічне середовище та навколишню забудову. Будівництво висотних будівель у районах із великою товщею слабких ґрунтів (понад 50 м) не рекомендується.

У проектній документації необхідно передбачати виконання геотехнічного моніторингу, що включає спостереження за опадами будівлі, що будується і навколишньої забудови, небезпечними інженерно-

геологічними процесами, а також встановлювати граничні значення переміщень, що допускаються.

У технічному завданні виконання пошуків, складеному проектною організацією, необхідно вказувати стадію проектування, конструктивні характеристики об'єкта, навантаження на фундаменти, характеристику очікуваних впливів об'єкта будівництва на природне середовище та середовища на об'єкт, та інші вимоги норми Марокко, а також відомості про підземні та заглиблені споруди.

Висотні будівлі характеризуються збільшенням навантажень на фундаменти: для суцільних плит на природній основі від 40 до 70 т/м², для пальових фундаментів від 150 до 500 т і більше на палу.

При необхідності у складі технічного завдання повинні бути визначені склад та обсяг дослідних геотехнічних робіт.

У програмі для проведення вишукувань для висотного будівництва слід передбачати:

- буріння інженерно-геологічних свердловин, число яких слід призначати не менше п'яти, по кутах та в центрі габаритів будівлі (за відстані між свердловинами не більше 20 м). Число свердловин та відстань між ними, як у межах висотної частини, так і за її межами, слід приймати в залежності від вивченості та складності геологічних умов;

- статичне та динамічне зондування для оцінки інженерно-геологічних елементів та визначення міцнісних та деформаційних характеристик. Число точок зондування слід приймати не менше 10 (біля всіх свердловин у межах будівлі та у місцях уточнення розрізу);

- досвідчені геотехнічні роботи, за потреби.

Глибину інженерно-геологічних свердловин, а також глибину зондування слід призначати з урахуванням положення покрівлі ґрунту, що мало стискається, забезпечуючи отримання даних для розрахунку основи будівлі за деформаціями відповідно. Вибір інженерно-геологічних свердловин повинен бути в межах 10-15 м нижче глибини стискаємо товщі коробчатих фундаментів, рівня вістря паль або опор глибокого закладання.

У складі досліджень додатково слід визначати реологічні характеристики ґрунтів.

Результати інженерно-геологічних досліджень повинні містити дані, необхідні для обґрунтованого вибору типів і розмірів фундаментів та габаритів несучих конструкцій підземних частин будівлі з урахуванням прогнозу змін інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов, можливого розвитку небезпечних геологічних та інженерно-геологічних процесів (у

період будівництва та експлуатації об'єкта), а також необхідні дані для оцінки впливу будівництва висотної будівлі на навколишню забудову.

Основні положення проектування та конструювання сейсмостійких фундаментів полягає в тому, щоб при спільній дії на них звичайних навантажень та сейсмічних сил фундаменти не зруйнувалися, не зрушувалися і не перекидалися, а основа не втрачала стійкості, тим самим забезпечуючи загальну стійкість та міцність системи «споруда – основа». До сейсмічним сил відносяться сили взаємодії між ґрунтом основи, що зазнає коливань при землетрусах, та спорудою. За природою є інерційними, за характером - динамічними. Величина сейсмічного навантаження залежить тільки від інтенсивності коливань, а й від динамічних характеристик споруди та її власних коливань, зумовлених початковими умовами руху ґрунту.

При застосуванні пальових або комбінованих пальово-плитних фундаментів необхідно виконувати випробування паль статичними навантаженнями в обсязі, що залежить від їх загального числа та неоднорідності основи, але не менше трьох випробувань паль, розташованих в одному інженерно-геологічному елементі.

Несучу здатність паль слід визначати за результатами польових випробувань ступінчасто-зростаючим навантаженням відповідно до норми Марокко.

У сучасному будівництві пальми фундаменти застосовують дуже широко. Практично всі житлові та громадські будинки вище 9 поверхів зводяться на фундаментах на палях. Це пояснюється підвищеною здатністю пальових фундаментів, що несе, в порівнянні з конструкціями, споруджуваними в котлованах і набагато меншою, трудомісткістю і затратністю земляних робіт.

Палевий фундамент, це група паль, об'єднаних зверху спеціальною конструкцією у вигляді плит або балок, які називаються ростверками. Вони є конструкціями, що несуть, і служать для опори надземних конструкцій на палі.

Для висотних будівель на пальових фундаментах слід за критерій граничного навантаження на палю при випробуваннях приймати осад не більше 20 мм [46].

Я вважаю, що найефективніший та найбільш економний фундамент для зведення висотних цивільних будівель у місті Касабланка відповідно до норм Марокко і всі пункти вказані у моїй дипломній роботі порівняно з пальовими фундаментами – це пальово-плитні або палевий стрічковий фундамент, більш економічні та технічно продуктивні, тобто розподіляють навантаження не лише через палі, а й плиту чи стрічки ростверку.

3.5 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів висотних споруд

Вибираємо висотну будівлю з монолітного залізобетону (19 поверхів) для нашого порівняння

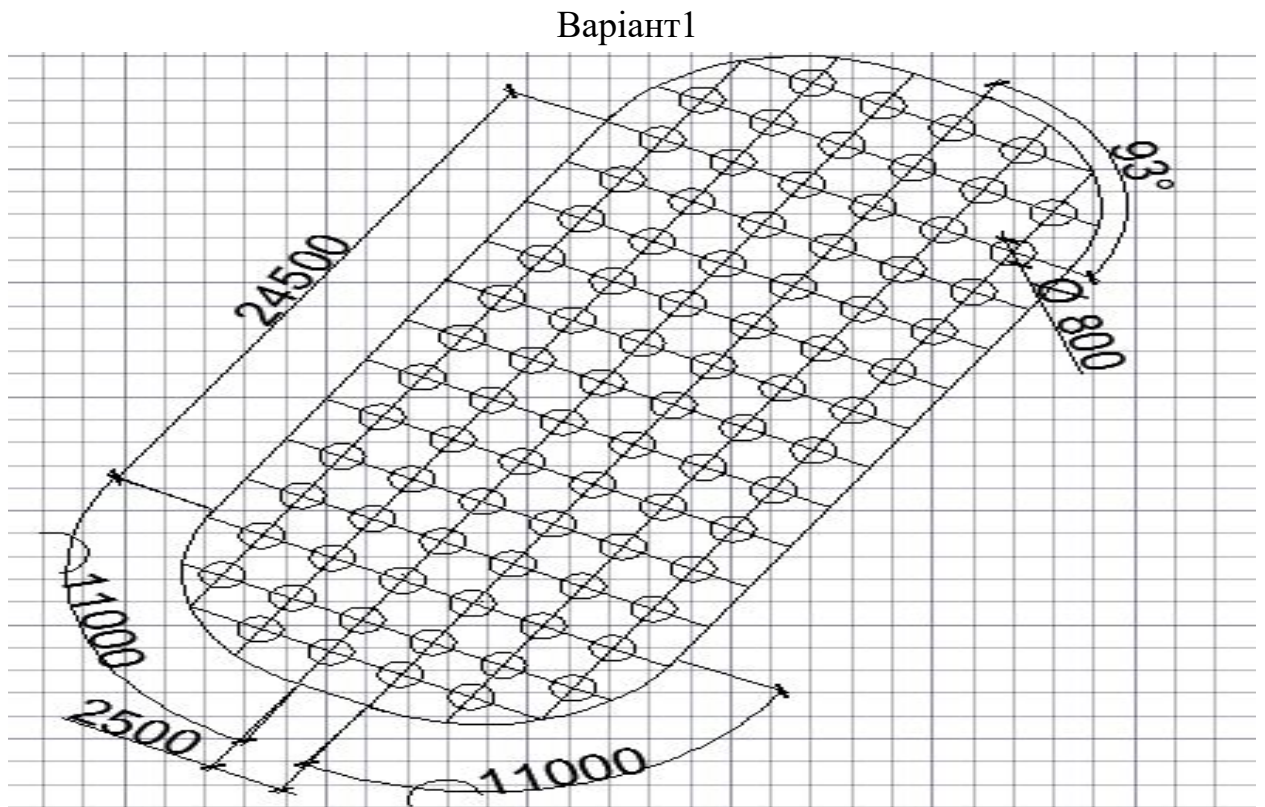


Рисунок 3.11 - Плитно-пальовий фундамент

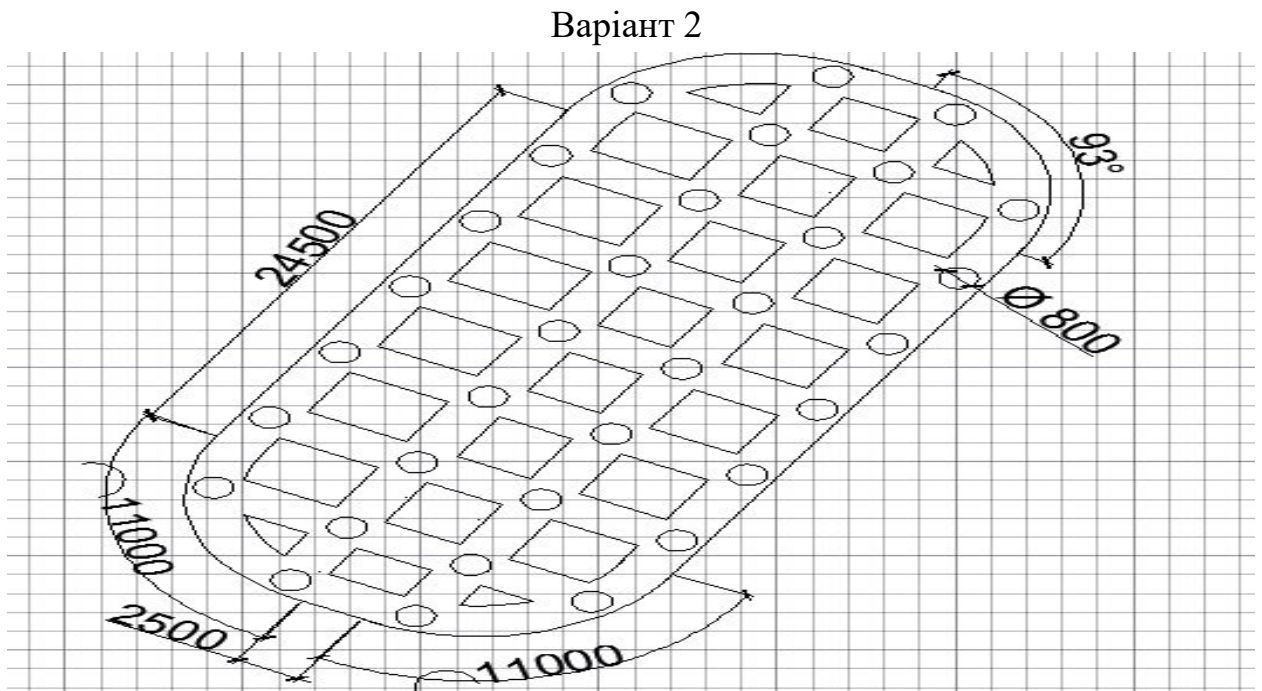


Рисунок 3.12 - Пальовий стрічковий фундамент

Місто Касабланка (Марокко)

грунт просадний

варіант 1 плитно-пальовий фундамент

варіант 2 пальовий стрічковий фундамент

даний фундамент будівлі:

- об'єм: 38000 * 16000 ММ
- кількість паль (варіант 1): 90
(варіант 2): 52
- довжина паль (М): 12 М
- діаметр паль (М): 0.8 М

Таблиця 3.3 - Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів
Варіант1:

Найменування робіт та витрат	Одиниця вимірювання	Кількість	Вартість одиниці, грн		Загальна вартість, грн			Витрати праці робочих, люд.-год.	
			Всього	Експлуатації машин	Всього	Зарплати	Експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
								Заробітної плати	у тому числі заробітної плати
			на	од	ш	Вс	ьог		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Розробка ґрунту в траншеях та котлованах екскаватором місткістю ковша 0,5 м3 з навантаженням на автомобілі-самоскиди, група ґрунту 3	100 м3	10,8	<u>1521,16</u> 43,36	<u>1477,8</u> 272,73	16429	468	<u>15961</u> 2945	<u>3,737</u> 15,506	<u>40,37</u> 167,47

Розробка ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 3	1000 м3	0,18	<u>2449,1</u> -	<u>2449,1</u> 465,64	441	-	<u>441</u> 84	<u>29,82</u>	<u>5,37</u>
Перевезення ґрунту до 1 км	Т	2142	<u>2,6</u> -	<u>2,6</u> 0,66	5569	-	<u>5569</u> 1414	<u>0,048</u>	<u>102,82</u>
Виготовлення арматурних каркасів при влаштуванні паль	М	7,9	<u>381,59</u> 242,2	<u>---</u> ---	3015	1913	<u>---</u> ---	<u>20,66</u> -	<u>163,26</u> -
Стержнева арматура А-III, діаметр 20 мм	100кг Г	69	<u>933,38</u> -	<u>---</u> ---	64403	-	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---
Стержнева арматура АС-II, діаметр 12 мм	100кг Г	10	<u>998,59</u> -	<u>---</u> ---	9986	-	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---
Влаштування паль діаметром 620 мм, довжина паль до 12 м	м3	305	<u>1820,53</u> 21,51	<u>783,32</u> 146,69	555262	6561	<u>238913</u> 44740	<u>1,656</u> 8,932	<u>505,08</u> 2724,5

Встановлення подвійних сіток та просторових каркасів у перекриттях вручну, маса елемента, кг понад 20 до 50	М	5,7	<u>394,76</u> 317,05	<u>43,77</u> 12,11	2250	187	<u>249</u> 69	<u>20,87</u> 0,765	<u>118,9</u> <u>7</u> 4,36
Стрижнева арматура АС- ІІ, діаметр 12 мм	100кг Г	18	<u>998,59</u> -	--- ---	1797 5	-	--- ---	--- ---	--- ---
Стрижнева арматура АС- ІІ, діаметр 16 мм	100кг Г	39	<u>933,38</u> -	--- ---	3640 2	-	--- ---	--- ---	--- ---
Складання та розбирання дерев'яної щитової опалубки для влаштування фундаментів загального призначення,	100 м3	6,0 8	<u>8084,18</u> 3202,81	<u>242,49</u> 67,06	4915 2	1947 3	<u>1474</u> 408	<u>246,5</u> 4,238	<u>1499,</u> <u>08</u> 25,77

Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в цебрах. Масиви, окремі фундаменти та плитні основи,	100 м3	6,08	<u>2071,47</u> 683,38	<u>1383,13</u> 382,52	12595	4155	<u>8409</u> 2326	<u>55,2</u> 24,17	<u>335,6</u> <u>2</u> 146,98
Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В20 [М-250],	м3	608	<u>735,91</u> -	--- ---	447433	-	--- ---	--- ---	--- ---

Водночас будівельні роботи, 1220912 грн.

- вартість матеріалів, виробів та конструкцій, 915519грн.
- заробітна плата, 86363грн.

Загальновиробничі витрати, 71859 грн.

- трудомісткість у загальновиробничих витратах, 693,81 чол.
- заробітна плата у загальновиробничих витратах, 15169грн.

Усього будівельні роботи, 1 292 771грн.

Таблиця 3.4 - Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Варіант 2:

Найменування робіт та витрат	Одиниця вимірювання	Кількість	Вартість одиниці, грн		Загальна вартість, грн			Витрати праці робочих, люд.-год.	
			Всього	Експлуатація машин	Всього	Зарплати	Експлуатація машин	не зайнятих обслуживанням машин	
			заробітної плати	у тому числі заробітної плати			у тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини	
							На одиницю	Всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Розробка ґрунту в траншеях та котлованах екскаватором місткістю ковша 0,5 м3 з навантаженням на автомобілі-самоскиди, група ґрунту 3	100 м3	10,8	<u>1521,16</u> 43,36	<u>1477,8</u> 272,73	16429	468	<u>15961</u> 2945	<u>3,737</u> 15,506	<u>40,37</u> 167,47

Розробка грунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням грунту до 10 м, група ґрунтів 3	1000м 3	0,18	<u>2449,1</u> -	<u>2449,1</u> 465,64	441	-	<u>441</u> 84	<u>-----</u> 29,82	<u>-----</u> 5,37
Перевезення грунту до 1 км	Т	2142	<u>2,6</u> -	<u>2,6</u> 0,66	5569	-	<u>5569</u> 1414	<u>-----</u> 0,048	<u>-----</u> 102,82
Виготовлення арматурних каркасів при влаштуванні паль	М	2,85	<u>381,59</u> 242,2	<u>---</u> ---	1088	690	<u>---</u> ---	<u>20,66</u> -	<u>58,9</u> -
Стержнева арматура А-ІІІ, діаметр 20 мм	100кг	19	<u>933,38</u> -	<u>---</u> ---	17734	-	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---
Стержнева арматура АС- ІІ, діаметр 12 мм	100кг	9,5	<u>998,59</u> -	<u>---</u> ---	9487	-	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---	<u>---</u> ---
Влаштування паль діаметром 620 мм, довжина паль до 12 м	м3	203	<u>1820,53</u> 21,51	<u>783,32</u> 146,69	369568	4367	<u>15901</u> 4 29778	<u>1,656</u> 8,932	<u>336,17</u> 1813,36
Встановлення подвійних сіток та просторових каркасів у перекрыттях вручну, маса елемента, кг понад 20 до 50	М	2,9	<u>394,76</u> 317,05	<u>43,77</u> 12,11	1145	919	<u>127</u> 35	<u>20,87</u> 0,765	<u>60,53</u> 2,22

Стрижнева арматура АС-II, діаметр 12 мм	100кг	12	<u>998,59</u> -	---	11983	-	---	---	---
Стрижнева арматура АС-II, діаметр 16 мм	100кг	17	<u>933,38</u> -	---	15867	-	---	---	---
Складання та розбирання дерев'яної щитової опалубки для влаштування фундаментів загального призначення,	100м3	4,65	<u>8084,18</u> 3202,81	<u>242,49</u> 67,06	37591	14893	<u>1128</u> 312	<u>246,5</u> 4,238	<u>1146,5</u> 19,71
Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в цебрах. Масиви, окремі фундаменти та плитні основи,	100м3	4,65	<u>2071,47</u> 683,38	<u>1383,13</u> 382,52	9632	3178	<u>6432</u> 1779	<u>55,2</u> 24,17	<u>256,68</u> 112,41
Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В20 [М-250],	м3	465	<u>735,91</u> -	---	342198	-	---	---	---

Усього будівельні роботи, 838732 грн.

- вартість матеріалів, виробів та конструкцій, 625545грн.
- заробітна плата, 60862 грн.

Загальновиробничі витрати, 50 574 грн.

- трудомісткість у загальновиробничих витратах, 487,76 чол.

- заробітна плата у загальновиробничих видатках, 10663грн.

Усього будівельні роботи, 889 306 грн.

Економічний ефект складає 403 465,00 грн без ПДВ

У порівнянні вартість пального стрічкового фундаменту з плитно-пальовим, паливий стрічковий фундамент економічніший.

4. ОХОРОНА ПРАЦІ ПРИ ВИРОБНИЦТВІ СВАЙНИХ РОБІТ

4.1 Техніка безпеки під час виконання пальових робіт

Установка обладнання для забивання паль та паль повинна бути виконана без перерви до повного закріплення їх на місці.

У процесі забиття паль необхідно постійно спостерігати за станом установки для забивання паль, у разі її несправності роботи повинні бути негайно припинені.

Підтягують палі до копру тільки через відвідний блок, закріплений біля основи копра та по прямій лінії в межах видимості для моториста лебідки.

До робіт із забивання паль допускаються особи, які знають правила поводження з обладнанням і механізмами, що здали спеціальний технічний мінімум. При короткочасній зупинці молот повинен бути прикріплений до копру, а підйомний канат ослаблений. При тривалих зупинках молот опускають у нижнє положення та закріплюють його.

Кожен копер обладнають звуковою сигналізацією. Перед початком пального молота подається звуковий сигнал.

Пересування установки для забивання паль зі стоянки на стоянку здійснюється лише за командою бригадира та під його наглядом.

У зимовий час робочі майданчики повинні бути очищені від снігу та льоду та посипані піском [51].

Коефіцієнти запасу міцності для підйомних тросів допускаються при ручному приводі – не менше 4,5 та при механічному – не менше 6.

До початку роботи на лебідці необхідно переконатися у справності гальма.

Пробурені свердловини для ґрунтових паль повинні бути закриті щитами.

4.2 Вимоги техніки безпеки та охорони праці, екологічної та пожежної безпеки

При влаштуванні огорож з буронабивних паль охорона праці та техніка безпеки повинні дотримуватися відповідно до вимог (Державних норм Марокко) та нормативних актів організацій, вимоги яких не повинні суперечити (Державні норми Марокко).

Роботи з влаштування огорож з буронабивних паль повинні виконуватися під керівництвом керівників робіт (начальника дільниці, виконроба, майстра), призначених наказом. На них також покладається відповідальність за виконання заходів з техніки безпеки та промсанітарії, охорони праці, екологічної та пожежної безпеки.

На місцях виконання робіт повинні бути вивішені плакати з графічним зображенням схем стропування збірних елементів, а також таблиця мас вантажів, що піднімаються, і граничних вильотів крана.

На межах небезпечних зон повинні бути встановлені запобіжні захисні та сигнальні огороження, а також знаки безпеки, що добре видно в будь-який час доби. Перебувати у цих зонах стороннім особам забороняється.

Кордони небезпечних зон в місцях, над якими відбувається переміщення вантажів підйомними кранами, а також поблизу будівлі, що будується приймаються від крайньої точки горизонтальної проекції зовнішнього найменшого габариту переміщуваного вантажу або стіни будівлі з додаванням найбільшого габаритного розміру переміщуваного (падаючого) падінні і може бути виражено формулою:

$$R_{\text{оп.з.}} = R_{\text{вил.}} + 0,5 V_{\text{гр.}} + L_{\text{гр.}} + A, \quad (4.1)$$

де $R_{\text{вил.}}$ - виліт стели, м;

$V_{\text{гр.}}$ - найменший габарит вантажу, що переміщується;

$L_{\text{гр.}}$ - найбільший габаритний розмір вантажу, що переміщується (падаючого);

A - мінімальна відстань відльоту вантажу під час його падіння.

Екскаратор та бурильні машини повинні встановлюватись на спланованому майданчику. Забороняється проводити будь-які роботи і знаходитися людям поблизу рухомих частин і робочих органів машини, в межах небезпечної зони, обмеженої радіусом дії, збільшеним на 5м. Завантаження ґрунту в автосамоскиди за допомогою екскаватора повинно проводитися з боку заднього або бокового борту.

Конструктивні елементи (дорожні плити, секції обсадних труб, арматурні каркаси та ін.) під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування та обертання відтяжками з канату. При цьому робітникам слід перебувати поза контуром встановлюваного елемента (вантаж) з боку, протилежного подачі їх краном. Поданий елемент опускають над місцем встановлення не більше ніж на 0,3 м проектної позначки, після чого робочі наводять його на місце установки. Після опускання конструктивного

елемента в проектне положення та його надійного закріплення дозволяється зняти стропувальні пристосування та приступити до чергових операцій.

Виробництво бурових робіт поблизу підземних комунікацій, а також у місцях виявлення вибухонебезпечних матеріалів або у місцях з патогенним зараженням ґрунту допускається лише за таких умов:

- перед початком виконання земляних робіт на ділянках з можливим патогенним зараженням ґрунту (сміттєзвалище, цвинтар, скотомогильники тощо) необхідний дозвіл органів Державного санітарного нагляду;

- при виявленні вибухонебезпечних матеріалів земляні роботи у цих місцях слід негайно припинити до отримання дозволу від відповідних органів.

Монтаж, демонтаж та переміщення бурових машин слід виконувати відповідно до технологічних карт під безпосереднім керівництвом осіб, відповідальних за безпечне виконання зазначених робіт.

Монтаж, демонтаж та переміщення бурових машин при вітрі 15 м/с або більше або грозі не допускається.

Перед підйомом конструкцій бурової машини всі її елементи мають бути надійно закріплені, а інструмент та незакріплені предмети видалені.

При підйомі конструкції, зібраної в горизонтальному положенні, повинні бути припинені всі інші роботи в радіусі, що дорівнює довжині конструкції плюс 5 м.

Технічний стан бурових машин (надійність кріплення вузлів, справність зв'язків та робочих настилів) необхідно перевіряти перед початком кожної зміни.

Кожна бурова машина має бути обладнана звуковою сигналізацією. Перед початком її в дію необхідно подавати звуковий сигнал.

Для безпеки експлуатації бурової машини на ній повинен бути встановлений обмежувач висоти підйому бурового інструменту або вантажозахоплювального пристосування.

Не дозволяється працювати буровим інструментом із незагорнутими до кінця та незакріпленими різьбовими з'єднаннями.

У період спуску та вилучення обсадних труб особи, які безпосередньо не беруть участь у виконанні даних робіт, до бурової машини на відстань менш ніж її висота не допускаються.

Перед початком огляду, мастила, чищення або усунення будь-яких несправностей бурової машини буровий інструмент повинен бути поставлений у стійке положення, а двигун вимкнений.

Пробурені свердловини при припиненні робіт повинні бути надійно закриті щитами або захищені. На щитах та огороженнях повинні бути встановлені попереджувальні знаки та сигнальне освітлення.

Пересування бурової машини повинне проводитися по спланованому майданчику при опущеному робочому органі.

Пожежну безпеку на будівельному майданчику, ділянках робіт та робочих місцях слід забезпечувати відповідно до вимог «Правил пожежної безпеки в Марокко».

Електробезпека на будівельному майданчику, ділянках робіт та робочих місцях повинна відповідати вимогам(Державні норми Марокко) .

У зоні виробництва планувальних робіт рослинний шар повинен попередньо зніматися та складатися у спеціально відведених місцях з подальшим використанням для рекультивації земель.

Забороняється застосування обладнання, що є джерелом виділення шкідливих речовин в атмосферне повітря, ґрунту та водойми та підвищених рівнів шуму та вібрації.

На ділянці чищення та миття обсадних та бетонолитних труб рекомендується організувати оборотне водопостачання, при цьому має бути організований збір важких суспензій (цементного молока, піску, глини тощо), які мають бути вивезені з будівельного майданчика.

Випуск води із будмайданчиків безпосередньо на схили без належного захисту від розмиву не допускається. Виробничі та побутові стоки, що утворюються на будмайданчику, повинні очищатися та знешкоджуватись відповідно (Державні норми Марокко).

Гранично допустимі концентрації шкідливих речовин у повітрі робочої зони, а також рівні шуму та вібрації на робочих місцях не повинні перевищувати встановлених вимог (Державних норм Марокко). Контроль за відповідністю гігієнічних нормативів умов праці слід здійснювати при проведенні атестації робочих місць за умовами праці відповідно до Положення про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці.

У сформованих умовах виконання робіт у м. Касабланка необхідно здійснювати заходи та роботи з охорони навколишнього природного середовища згідно з «Правилами виробництва земляних та будівельних робіт, прокладання та перебудови інженерних мереж та комунікацій у м. Касабланка» (Постанова Державних норм Марокко).

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. У Марокко будівельна галузь відіграє важливу роль у національній економіці, вона займає приблизно 7% ВВП. Нині у Марокко забезпеченість населення загальною площею житла становить близько 5,4 – 8 кв. м на 1 особу. Щоб забезпечити потребу населення житловою площею в середньому 10 кв. метрів на 1 особу до 2020-го року, намічено побудувати близько 18 млн. кв. метрів житла на рік. Для міста Касабланка протягом 8 років (з 2003 до 2010 рр.) додатково потрібно побудувати 12 млн. м² житла або щорічно будувати 30.000 квартир.

2. Виявлено, що технологія зведення висотних будівель у зарубіжних країнах досягла високого рівня. Тривалість будівництва основних несучих конструкцій висотних будівель з монолітного залізобетону становить від 4 до 7 днів на один поверх з високою якістю виконання робіт.

3. Геотехнічні особливості висотних будівель припускають такі основні типи фундаментів для них:

- масивні плитні;
- пальові;
- комбіновані, в т.ч. пальово-плитні (СПФ).

4. На підставі техніко-економічного аналізу визначено ефективний та економічний фундамент для зведення висотних цивільних будівель у місті Касабланка – пальовий стрічковий фундамент із розширенням у нижній частині паль.

5. Економічний ефект застосування пальовий стрічковий фундамент становив 403 465,00 грн без ПДВ.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Авад Ель Карім Хассан Мохаммед. Розробка ресурсозберігаючих технологій бетонування монолітних конструкцій за умов сухого жаркого клімату : дисертація к.т.н. Володимир, 1993. 248 с.
2. Аддай Самуель. Бетони на основі піщано-гравійних сумішей для умов вологого жаркого клімату : дисертація к.т.н. Москва, 2001. 188 с.
3. Акімова Т.М. Технологія бетону за умов сухого жаркого клімату. Москва, 1990. 80 с.
4. Алімов Л.А. Розвиток теорії та вдосконалення технології бетону на основі його структурно-технологічних характеристик : дисертація д.т.н. Москва, 1982. 429 с.
5. Афанасьєв А.А. Інтенсифікація робіт при зведенні будівель та споруд із монолітного залізобетону. Москва : Будвидав, 1990. 384 с.
6. Ахвердов І.М. Теоретичні засади бетонознавства. Мінськ : Вища шк., 1991, 187 с.
7. Баженов Ю.М. Науково-технічний прогрес у будіндустрії. Промислове та цивільне будівництво. Москва, 1994 № 4, 33-34 с.
8. Баженов Ю.М. Технологія бетону. Москва: Вища школа, 1987. 415с.
9. Дрібнозернисті бетони / Баженов Ю.М., Алімов Л.А., Воронін В.В., Магдєєв У.Х. Москва : МДСУ, 1999. 148 с.
10. Баженов Ю.М., Фалікман В.Р. Нове століття: нові ефективні бетони та технології : Зб. наук. праць 1-ої Всеросійської конференції з проблем бетону та залізобетону "Бетон на рубежі третього тисячоліття" (вересень, 2001р.). Москва, 2001. Кн. 1, 91–101 с.
11. Технологія зведення цивільних будівель з монолітного бетону / Байбурін А.Х. та ін. Москва, 1998. 268 с.
12. Батраков В.Г. Модифікатори бетону – нові можливості : Зб. наук. праць 1-ої Всеросійської конференції з проблем бетону та залізобетону "Бетон на рубежі третього тисячоліття" (вересень, 2001 р.). Москва, 2001. Кн. 1, 184-208 с.
13. Батраков В.Г. Змінні бетони. Теорія та практика. Москва : Технопроект, 1998. 768 с.
14. Білецький Б.Ф. Організація будівельних та монтажних робіт. Москва : Вища Школа, 1989. 311 с.
15. Біаціолі Ф. Товарна бетонна суміш: старий новий матеріал для XXI століття : Зб. наук. праць 1-ої Всеросійської конференції з проблем бетону та залізобетону "Бетон на рубежі третього тисячоліття" (вересень, 2001р.). Москва, 2001. Кн. 1, 102-111 с.

16. Гендін В.Я., Толкінбаєв Т.А. Підвищення якості бетону в результаті зменшення його деструкції в процесі електротермообробки. Москва : "Машинобудування", 1998. 178 с.
17. Гладков Д.І. Фізико-хімічні засади міцності бетону. Москва : Видавництво АСВ, 1998. 136 с.
18. Гмошинський В. Г. та Гольдін Я. С. Основи інженерного прогнозування на прикладі паливних фундаментів. Москва : Будвидав., 1972. 126 с.
19. Гмошинський В. Г. та Фліорент Г. І. Теоретичні основи інженерного прогнозування. Москва : Наука, 1973. 218 с.
20. Гмошинський В. Г. Інженерне прогнозування технології будівництва . Москва : Будвидав, 1988. 295 с.
21. Гниря А.І., Подласова І.А. Електропрогрів бетону монолітних конструкцій. Томськ, 1998. 90 с.
22. Гусєв С.В. Удосконалення технології термообробки бетону в монолітному домобудуванні з використанням опалубки, що гріє : автореферат дисертації к.т.н. Москва, 1991. 15 с.
23. Дікман Л.Г. Організація житлово-цивільного будівництва : Довідник будівельника. Москва : Будвидав, 1990. 495 с.
24. Добролюбов Г., Ратінов В.Б., Розенберг Т.М. Прогнозування довговічності бетону із добавками. Москва : Будвидав, 1983. 212 с.
25. Євланов Л. Г. Теорія та практика прийняття рішень. Москва : Економіка, 1984. 176 с.
26. Залізобетон у ХХІ столітті: Стан та перспективи розвитку бетону та залізобетону в Росії : Держбуд Росії; НДІЗБ. Москва : Готика, 2001. 684с.
27. Заседателев І. Б. Особливості негативних факторів сухого жаркого клімату та шляхи нейтралізації їх при бетонуванні монолітних конструкцій : Будівництво та архітектура Узбекистану, 1977. № 1, 12-16с.
28. Ільїн Н. І. Експертні системи у проектуванні, плануванні та управлінні енергетичним будівництвом : Оглядінформ. Москва: Інформенерго, 1991. 56 с.
29. Карпенко Н.І., Судаков Г.М., Житкевич Р.К. Про деякі проблеми розробки сучасної нормативної бази з монолітного будівництва : Зб. наук. праць 1-ої Всеросійської конференції з проблем бетону та залізобетону "Бетон на рубежі третього тисячоліття" (вересень, 2001р.). Москва, 2001. Кн. 2, 718-720 с.
30. Крилов Б.А. Стан та проблеми монолітного будівництва : Бетон та залізобетон, 1995. № 9, 15-17 с.

31. Миронов С. А., Малинський Е.Н., Абрамова Р.С. Твердіння бетону за умов сухого жаркого клімату : Бетон та залізобетон, 1971. № 8, 4- 9 с.
32. Миронов С.А. Питання загальної технології та прискорення твердіння бетону. Москва: Будвидав, 1970. 147 с.
33. Нгуен Дик Тханг. Підвищення експлуатаційних властивостей монолітного бетону в умовах вологого жаркого клімату : дисертація к.т.н. Москва, 2002, 185 с.
34. Нгуен Сі Мінъ. Раціональне планування житлових будівельних програм (з прикладу будівельної галузі Марокко) : дисертація к.т.н. Москва, 2002. 149 с.
35. Миколаїв С.В., Острецов В.М. Застосування залізобетону при будівництві висотних будівель : зб. наук. праць 1-ої Всеросійської конференції з проблем бетону та залізобетону "Бетон на рубежі третього тисячоліття" (вересень, 2001р.). Москва, 2001. Кн. 2, 498-503 с.
36. Технічні науки, будівництво, медицина, біологія : Випуск 2. Наукова конференція Російських Корейців присвячена 140-річчю початку проживання в Росії. Москва : "Фірма Блок", 2003. 243 с.
37. Цай Т. Н., Цай В. Т. Організація та управління будівництвом у США. Москва : інф.обзор, ВНДІНІП, 1992. 59 с.
38. Організація, економіка та управління будівництвом / Цай Т.М., Лаврецький Л. Н., Лейбман М. Е. та ін. Москва : Будвидав, 1984. 367 с.
39. Шуллер В. М. Конструкції висотних будівель: Перевод з англ. Будвидав, 1979. 248 с.
40. Examen de l'état de la qualité architecturale des bâtiments et offre l'elaboration des politiques de grand bâtiments dans les villes marocaines (rapport final de la recherche). Огляд стану архітекторної якості будівель та пропозиція політики розвитку висотних будівель у крουνних містах Марокко (Остаточна доповідь наукових досліджень).
41. Розвиток будівельного виробництва ТСХЛ-2000 (Остаточна доповідь наукових досліджень).
42. Nguyen Dinh Hien. Що chuc thi cong. Hanoi: Nha xuat ban хау dung, 1999/ Нгуен Дінъ Хієн. То вигнуті конкурси. Ханой: видавець будівництво, 1999.
43. Technology de la production de bâtiments de gran hauteur. Технологія виробництва висотних будівель (остаточна доповідь наукових досліджень).
44. Statistiques générales Bureau du Марок. SR statistiques pour l'année 1999, 2000, 2001, 2002. Загальна служба статистики Марокко. статистика протягом року 1999, 2000, 2001, 2002.

45. Conception de référence et la conception de la production de grands bâtiments: Per. Avec la Chine - stroizdat, 1996). Довідник проектування та виробництва конструкції висотних будівель: Пер. з китайської : будвидав, 1996.

46. Ingenierie géologique pour les bâtiments de grande hauteur / інженерно-геологічні дослідження для проектування висотних будівель.

47. Особливості проектування основ, фундаментів та конструкцій підземних частин висотних будівель та споруд / Розводовський Д.Є., Федоровський В.Г., Шейнін В.І., Колибін І.В. : навч.посіб. Вид 2-ге, перобл. І допов. Київ, 2006. 196 с.

48. Методичні вказівки для самостійної роботи на тему «Проектування основ та фундаментів будівель» з дисципліни «Основи та фундаменти» для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво».

49. «Фундамент» Лекція 2. (Проектування та розрахунок стрічкових та плитних фундаментів).

50. Розвиток міст та геотехнічне будівництво, №11/2007.

51. Алексєєв А. А. Будівництво та ремонт. Технологія та організація сільського будівництва. Київ, 2018. 105 с.