НУБіП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – КМР. 1914 “С” 2021.12.04 021 ПЗ

Селетов Євгеній Олександрович

2021 р.

НУБіП України

Додаток В

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСТИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

УДК 711.582

ПОГОДЖЕНО	**ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ**
Декан факультету конструювання та дизайну	**Завідувач кафедри будівництва**
(назва факультету (ННІ))	(назва кафедри)
(підпис) З.Ружило (ПІБ)	(підпис) Є.Бакулін (ПІБ)
"___" _____ 2021р.	"___" ____ 2021 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: Проектування багатоповерхового житлового будинку з вбудовано-прибудованими приміщеннями у м. Києві

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва)

Освітня програма «Магістр»
(назва)

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

д.т.н., доцент І. Яковенко
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

д.т.н., доцент Мар'єнков М.Г.
(ПІБ)

Виконав Селетов Є.О.
(підпис) (ПІБ студента)

КИЇВ – 2021

НУБіП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) **конструювання та дизайну**

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри будівництва
доцент, к.т.н Є.Бакулін
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)
"____" _____ 20____ року

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ
Селетов Євгеній Олександрович
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва)

Освітня програма «Магістр»
(назва)

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи
Проектування багатоповерхового житлового будинку з вбудовано-прибудованими приміщеннями у м. Києві
затверджена наказом ректора НУБіП України від "12" 11 2021 р. № 1011 «в»

Термін подання завершеної роботи на кафедру: 4.11.2021
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи Архітектурно-конструкторські рішення, геологічні вишукування, ТЗ для проктування

Перелік питань, що підлягають дослідженню

Мета – Проектування багатоповерхового житлового будинку з вбудовано-прибудованими приміщеннями, з системою віброзахисту від протягів метрополітену та автотранспорту.

Визначення рівня вібраційного впливу на грунт та фундаментну плиту, а також визначення рівнів вібрації перекриттів на різних поверхах.

Необхідно провести оцінку рівня вібраційного впливу на грунт, ростверк та на перекриттях будівлі для визначення рівня вібрації перекриттів житлового будинку і порівняння з допустимими значеннями в октавних смугах за санітарними нормами.

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

Дата видачі завдання "_10._____"_11____2020 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи Мар'єнков М.Г
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання _____ Селетов Є.О.
(підпис) (прізвище та ініціали студента)

НУБіП України

ЗМІСТ

1. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ……

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ……

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ……

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ……

5. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА……

6. КАЛЕНДАРНИЙ ГРАФІК БУДІВНИЦТВА……

7. ОХОРОНА ПРАЦІ ……

ВИСНОВКИ……

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ……

Додатки……

НУБіП України

ВСТУП

Сучасні технології будівництва багатоповерхових будинків дозволяють розділити все різноманіття будинків на три основних види: цегельні, монолітні і панельні. Від вибору тієї чи іншої технології залежать термін служби і якість будівлі.

Основний принцип такого будівництва полягає в тому, що несе скелет будівлі зроблений з бетону, він створює міцний, жорсткий каркас з різними видами огороджувальних конструкцій. А ось вже зовнішні стіни викладаються вже з цегли з шаром теплоізоляційного матеріалу. Плюсів тут багато. Один з них - довговічність. За різними оцінками - до 100 і більше років. «Природно, ці твердження можна ставити під сумнів, оскільки, будемо відверті, в зв'язку з кризою ряд забудовників могли перейти на більш дешеві матеріали і спростити технологію. Якщо подібне має місце, то будівництво будинку за технологією монолітного вже не може бути гарантією якості. У зв'язку з цим на перший план виходять репутація забудовника і створена ним система контролю якості. Оскільки це і тільки це може дати впевненість в тому, що при будівництві використовуються тільки високоякісні матеріали і технології, які пройшли спеціальну перевірку.

Ще однією перевагою монолітних будинків є їх індивідуальність. Кожен будинок має свій проект, він своєрідний і неповторний. Монолітні будинки - це ексклюзив, тому їх зазвичай будують в особливо привабливих місцях міста. Важливою особливістю є те, що в квартирах більшості здаються монолітних будинків є тільки несучі стіни, а вже якої площі і конфігурації будуть приміщення і скільки їх буде, вирішує покупець. У цих будинках можна робити вільне планування і втілювати свої ідеї та бачення житла. Крім того, при створенні

фасадів і самі архітектори, і будівельники володіють більшою свободою вибору форм і матеріалів. Як правило, зовнішні стіни облицьовують цеглою або стіновими блоками з прокладкою декількох шарів спеціального утеплювача. В результаті рівень теплоізоляції і шумозахисту підвищується приблизно на 20-40%.

Дуже важливо з точки зору енергоефективності будівлі те, що стіни, виконані за монолітною технологією, практично не мають швів. Відповідно, не виникає проблем із стиками і їх герметизацією, а проблема повітрообміну вирішується установкою спеціальних клапанів в металопластикових вікнах ».

До недоліків монолітного домобудівництва можна віднести його високу вартість, а також довші терміни будівництва. Бетон заливають, і певний час він повинен відстоятися, щоб набратися міцності і можна було зводити конструкцію далі. Тільки так можна витримати технологію.

НУБіП України

НУБіП України

1. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

Сейсмовіброзахист багатоповерхового житлового будинку при динамічній дії природного і техногенного характера

В останні роки зростає будівництво вібро – та сейсмоізольованих будівель, мостів та інших споруд в різних країнах. Мета віброізоляції - захист конструкцій, обладнання та людини від динамічних навантажень природного та техногенного характера. Найбільше застосування сейсмоізоляція отримала в Японії, Китаї, США, РФ, Канаді, Новій Зеландії та Італії [1, 20-29]. Широке поширення при реконструкції і зведенні нових будівель отримали системи віброзахисту на основі гумометалевих сейсмовіброізоляційних блоків (СВБ).

В Україні цей напрям розвивається на протязі останніх 15 років при проектуванні та будівництві житлових будинків з системами вібро- та сейсмозахисту з використанням гумових та гумометалевих ізоляторів [1-3, 11-14].

Основна відмінність між деформацією конструкцій неізольованої і сейсмовіброізольованої будівлі із застосуванням СВБ полягає в істотної різниці відносних горизонтальних переміщень міжповерхових перекриттів (перекосів поверхів) при динамічних та сейсмічних впливах. Внаслідок більш високої горизонтальної жорсткості поверхів верхньої будови будівлі в порівнянні з горизонтальною жорсткістю сейсмовіброізолюючих блоків, відносні горизонтальні переміщення перекриттів поверхів, розташованих вище сейсмовібробоблоків системи сейсмовіброізоляції, істотно нижче в порівнянні з переміщеннями поверхів будівлі без сейсмовіброізоляції.

Значні допустимі горизонтальні переміщення СВБ забезпечуються фізичними властивостями гумових елементів. В даний час найбільшого

поширення набули сейсмовіброізолюючі шаруваті гумометалеві блоки, які забезпечують ефективне гасіння енергії під час землетрусу і техногенних вібрацій.

Відносні горизонтальні переміщення перекриттів суміжних поверхів в сейсмовіброізольованих будівлях можуть знижуватися в 5-10 разів і більше, в порівнянні з переміщеннями в неізольованих будівлях.

Сейсмовіброізоляція дозволяє не тільки істотно знизити динамічні навантаження, а й знизити горизонтальні міжповерхові переміщення (перекоси), що значно зменшує пошкодження несучих конструкцій будівель, зменшує економічні втрати та забезпечує комфортні умови проживання людей. Як правило, всі ці переваги забезпечуються на стадії проектування відповідно до національних нормативних актів. Так, згідно з нормами та стандартом України [2, 3] при проектуванні будинків з сейсмовіброізоляцією необхідно крім спектрального розрахунку виконувати також динамічний розрахунок з використанням акселерограм, отриманих на будівельному майданчику.

Сейсмовіброзахист будівель і споруд дозволяє: знизити динамічні навантаження в 2-3 рази; зменшити відносні горизонтальні міжповерхові переміщення (перекоси поверхів); знизити кошторисну вартість будівництва на 3-6 %; зменшити матеріаломісткість (в основному за рахунок економії арматури і бетону) будівель; знизити трудомісткість будівництва на 4-6 %; розширити сферу застосування типових серій за рахунок забудови районів з підвищеною сейсмічністю та техногенними впливами; при застосуванні сейсмоізоляції в багатоповерхових житлових будинках (9-27 поверхів) за рахунок зниження витрати бетону і арматури досягається економія від 35 тис. до 50 тис. дол. США на один житловий будинок.

НУБіП України

2.1 ВІБРОЗАХИСТ БАГАТОПОВЕРХОВОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ У М. КИЄВІ

Будівельний майданчик розташований в зоні динамічних впливів підземної лінії метрополітену мілкого закладання між станціями «Петрівка» («Почайна») і «Оболонь», та наземного автотранспорту при його русі по Оболонському проспекту. Найбільш відчутні вібрації ґрунту на майданчику будівництва створюють потяги метрополітену. При перебуванні на будівельному майданчику відчувається вібрація ґрунту навіть без інструментального вимірювання. Вплив автотранспорту на коливання ґрунту значно менший, ніж при русі потягів метрополітену.

Ділянка лінії метрополітену між станціями «Петрівка» та «Оболонь» проходить біля будівельного майданчику на відстані 20..30 м від проектованого 27 поверхового житлового будинку. Глибина залягання тунелів відносно рівня землі складає близько 6-10 м.

Рух потягів метро здійснюється по звичайній (не віброізольованій) колії. Динамічний вплив під час проїзду одного потягу метрополітену в межах будівельного майданчику здійснюється на протязі 15…20 с, двох потягів (зустрічних) – до 40…50 с.

З 7 до 10 години, а також з 16 до 19 години рух потягів метрополітену відзначається найбільшим динамічним навантаженням і високою інтенсивністю. При розробленні методики динамічного обстеження та при аналізі записів вібраційних сигналів рух потягів в часи пік враховувався для оцінки динамічного навантаження на ґрунт та палі [12-14].

В період проведення динамічних досліджень можливі варіанти одночасного проїзду потягів метро в протилежних напрямках, що приводить до збільшення часу і динамічного впливу на ґрунт майданчику будівництва.

Додатковим джерелом вібрації є цілодобовий рух автомобільного транспорту вздовж Оболонського проспекту.

Майданчик будівництва розташований вздовж Оболонського проспекту в безпосередній близькості від станції метро «Оболонь». Мінімальна відстань від місця розташування запроектованих житлових будівель до проїжджої частини проспекту становить 25-30 м. Вибраний будівельний майданчик в минулому був вільний від будь яких забудов. Площадка майданчику є рівна, спланована під майбутню забудову.

Натурні вібродинамічні обстеження грунту на вказаному майданчику та дослідних буроін'єкційних паль було проведено Державним підприємством «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК) під час проїзду потягів метрополітену та автотранспорту [12, 14].

Під Оболонським проспектом пролягає ділянка лінії метрополітену неглибокого залягання між станціями метро «Оболонь» та «Петрівка». Близькість розташування станції метро «Оболонь» від будівельного майданчика дозволяє зробити висновок про особливості руху потягів метрополітену біля місця забудови:

а) ділянка метро від станції «Оболонь» до границі будівельного майданчика складає біля 200 м;

б) на цій ділянці потяги метро рухаються в перехідному режимі:

- від'ємним прискоренням (заторможування) при русі в дальньому тунелі,
- з додатнім прискоренням (розгін) при русі по ближньому тунелі,
- можливий одночасний проїзд потягів метрополітену в обох напрямках біля майданчика забудови.

Залізнична колія в тунелі метрополітену на даній ділянці виконана без віброізоляції.

НУБіП України

Динамічний вплив під час проїзду одного потягу метрополітену в межах будівельного майданчику здійснюється на протязі 10 с, двох потягів (зустрічних) – до 60 с.

В період проведення динамічних досліджень можливі варіанти одночасного проїзду потягів метро в протилежних напрямках, що приводить до збільшення часу і динамічного впливу на грунт майданчику будівництва.

Рух по проїзній частині Оболонського проспекту в обох напрямках здійснюється переважно легковим пасажирським наземним автотранспортом. В денний час рух по проспекту достатньо інтенсивний. Проїзд будівельного автотранспорту вздовж майданчика будівництва є епізодичним.

За результатами аналізу джерел вібрації на майданчику будівництва можна зробити такі висновки.

1. Будівельний майданчик житлового 27 поверхового будинку по Оболонському проспекту (біля озера Опечень) розташований вздовж лінії метрополітену між станціями «Петрівка» та «Оболонь». При русі поїздів метрополітену вібрації грунту передаються конструкціям будівлі. Тому динамічні дії метрополітену є причиною підвищених (близьких до резонансних) коливань перекриттів у житлових будинках, розташованих поблизу ліній метрополітену.

2. При перевищенні рівнів вібрації перекриттів в житлових приміщеннях будинків допустимих рівнів за Санітарними нормами, у мешканців будинків може проявлятися (при тривалому впливі вібрації) вібраційна хвороба. Тому для забезпечення допустимих рівнів вібрації за Санітарними нормами [7, 9] необхідно використовувати віброізоляцію будинку.

Технічне рішення. За проектом в якості фундаменту прийняті пальові фундаменти з буроін’єкційних паль діаметром 620 мм, бетон класу С20/25. Довжина паль прийнята рівною 23,95 м. Залізобетонний ростверк товщиною 1200 мм з бетону класу С20/25. Особливістю конструктивного рішення

фундаменту є система віброзахисту у рівні пальового ростверку. На верху кожної палі встановлюється гумовий віброізолятор, який забезпечує зниження проходження вібрації до монолітного ростверку та конструкцій верхньої будови. Гумові віброізолятори виготовляються в Україні на основі натурального каучука. Для житлового 27 поверхового будинку по Оболонському проспекту, за результатами розрахунків, прийнято віброізолятори діаметром 500 мм та висотою 50 мм. Жорсткість віброізоляторів при стиску визначена за результатами випробувань (рис. 2.1) в ДП НДІБК [12,14].

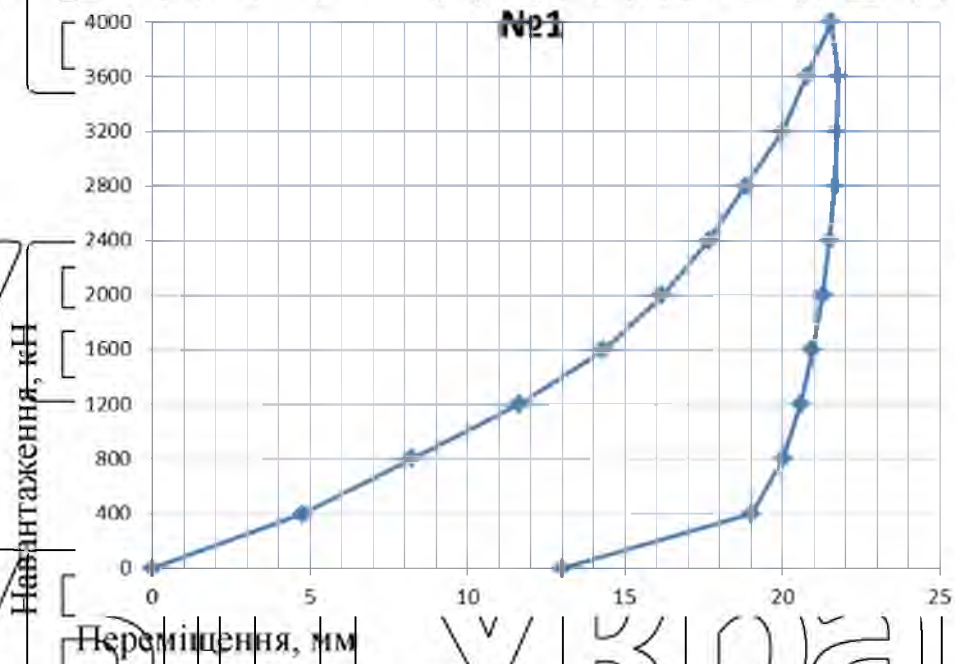


Рисунок 2.1 – Дослідна залежність «вертикальне статичне навантаження – переміщення» зразка гумового віброізолятора при випробуваннях на пресі на стиск до 4000 кН

Робоча і поперечна арматура в конструкціях пальових фундаментів прийнята за класами А400С і А240С.

При проектуванні пальового фундаменту допустиме вертикальне навантаження на палю було прийнято рівним 2250 кН відповідно до матеріалів по статичним випробуванням паль.

Кількість паль, їх заглиблення від рівня підошви ростверку і в шар ІГЕ-14 складають відповідно: n = 257 шт., L = 23,95 м і $h_{загл.}$ = 1,6 м.

При визначенні навантажень на палі крім вертикальних навантажень враховувалися і горизонтальні навантаження, що виникають при вітрових впливах. Проектом передбачувано заглиблення нижніх кінців паль в шар ИГЭ-14 – пісок середньої крупності світло-сірий, кварцевий, неоднорідний, насичений водою, щільний.

Палі моделювалися за допомогою універсальних просторових кінцевих елементів КЕ-10 з жорсткістю характерною для бруса перерізом Ø620 мм. Жорсткісні характеристики грунтової основи по довжині паль моделювалися за допомогою одновузлових кінцевих елементів пружних зв'язків КЕ-56.

2.2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ВІБРОМОНІТОРИНГУ ҐРУНТУ ТА ДОСЛІДНИХ ПАЛЬ

Методика встановлює порядок виконання робіт при проведенні вібромоніторингу дослідних паль та прилеглого до них грунту. Розробка методики досліджень виконувалась на основі нормативних документів [7-9].

Вібромоніторинг виконано для дослідних паль та прилеглого ґрунту для кущів №1 і №2 ближнього ряду та куща №3 дальнього ряду. Перший вибір пов'язаний з тим, що дослідні палі кущів №1 і №2 розташовані найближче до транспортних шляхів і мають відмінності в довжині, відповідно 22 м і 25 м.

Вибір та підготовка віброметричної апаратури. Реєстрація вібросигналів проводилася однокомпонентними віброперетворювачами (акселерометрами) моделі 731А фірми „Wilcoxon research" (США). Для проведення одночасного вібромоніторингу в визначених місцях розміщення датчиків використано до 4 вібродатчиків. В табл. 2.1 представлений перелік апаратури для проведення вібромоніторингу досліджуваних паль та прилеглого ґрунту на майданчику будівництва по Оболонському проспекту.

Таблиця 2.1 – Склад та комплектність віброметричної апаратури для проведення вібромоніторингу

Найменування приладу	Кількість, шт.	Призначення
Віброперетворювач (акселерометр) моделі 731А з кабелем довжиною до 5 м	4	Перетворення механічних коливань в електричний сигнал
Модуль низькочастотної вібрації МИНВ-001 (комплектується спільно з датчиком вібрації)	4	Передача даних вимірювань на базову станцію за допомогою WI-FI і в подальшому на записуючий пристрій
Ноутбук (живлення автономне)	1	Запис сигналів, обробка даних та візуалізація результатів вимірювань
Програмне забезпечення – програма «Сейсмомоніторинг»	1	Запис сигналів, обробка даних, побудова графіків сигналів та їх амплітудних спектрів для проведення аналізу

Вказана в табл. 2.1 віброметрична апаратура була відкалібрована в «Укрметртестстандарт» (м. Київ).

Вимірювальними параметрами при виконанні вібромоніторингу об'єктів дослідження (прилеглого грунту, дослідних паль) є віброприскорення.

а) б)

Рисунок 2.2 – Розміщення датчиків вібрації на досліджуваній палі (а) та на прилеглому грунті (б) при їх вібромоніторингу від транспортних потоків

НУБіП України

Для ідентифікації датчиків вібрації під час записів віброприскорень проведена відповідність між номерами датчиків вібрації та каналами при їх підключенні до записуючої апаратури.

Нормування рівнів віброприскорень, віброшвидкості та вібропереміщень в житлових приміщеннях дано в нормах [7, 9] з метою забезпечення безпеки проживання у будинках. Для нічного часу при непостійної вібрації від метрополітену допустимі рівні вібрації перекриттів у приміщеннях житлових будинків приведені в таблиці 2.2. Порогове значення віброприскорення при визначенні його рівня (у дБ) прийнято рівним 1×10^{-6} м/с^2.

Для виконання вимог [7, 9] необхідно передбачувати відповідну відстань між житловими будівлями та джерелами вібрації, застосування на джерелах та будівлях засобів віброзахисту.

Таблиця 2.2 – Допустимі рівні вібрації в житлових будинках

Параметри	Среднегеометричні частоти октавних полос, Гц					
	2	4	8	16	31,5	63
Віброшвидкість	69	63	57	57	57	57
Віброприскорення	65	65	65	71	77	83
Вібропереміщення	133	121	109	108	97	91

2.3 Результати вібродинамічних обстежень грунту та паль

Результати обстежень – максимальні амплітудні значення віброприскорень при коливаннях по трьох напрямках поверхні грунту та паль куща №2 наведені в табл. 2.3. Аналіз експериментальних даних дозволяє зробити висновок, що максимальні значення віброприскорення грунту при проїзді потягів метрополітену досягає 0,2 м/с^2, дослідних паль до 0,3 м/с^2.

Таблиця 2.3 – Максимальні амплітудні значення віброприскорень грунту та дослідній палі куща №2 при різних видах динамічного впливу

Дата / час	Вид динамічного впливу	Максимальні віброприскорення, м/с^2					
		на грунті			на палі		
22.12.2014		z	x	y	z	x	y
1	2	3	4	5	6	7	8
Термін впливу одного потягу метро 40 с							
11:18	мікросейсміка (1)	0.002			0.002	0.004	0.002
-	(1)+ автотр-т(2)	0.010			0.002	0.004	0.002
-	(1)+(2)+метро (дп)	-	-	-	-	-	-
-	(1)+(2)+метро (бп)	0.140			0.080	0.310	0.300
Термін впливу одного потягу метро 30 с							
11:22	мікросейсміка (1)	0.004			0.002	0.002	0.002
-	(1)+ автотр-т(2)	0.010			0.002	0.004	0.002
-	(1)+(2)+метро (дп)	0.020			0.010	0.035	0.040
-	(1)+(2)+метро (бп)	0.160			0.080	0.400	0.300
Термін впливу одного потягу метро 35 с							
11:26	мікросейсміка (1)	0.002			0.003	0.002	0.002
-	(1)+ автотр-т(2)	0.006			0.003	0.006	0.003
-	(1)+(2)+метро (дп)	0.030			0.020	0.006	0.006
-	(1)+(2)+метро (бп)	0.140			0.080	0.040	0.030
Термін впливу одного потягу метро 30 с							
11:30	мікросейсміка (1)		0.003		0.002	0.002	0.002
-	(1)+ автотр-т(2)		0.006		0.004	0.006	0.006
-	(1)+(2)+метро (дп)		0.032		0.015	0.060	0.050

-	(1)+(2)+метро (бп)		0.140		0.060	0.200	0.200
Термін впливу одного потягу метро 35 с							
11:37	мікросейсміка (1)			0.002	0.002	0.002	0.002
-	(1)+ автотр-т(2)			0.008	0.003	0.007	0.008
	(1)+(2)+метро (дп)						
-	(1)+(2)+метро (бп)			0.170	0.070	0.300	0.250

Примітка. ДП – дальній путь метрополітену; БП – ближній путь метрополітену.

2.4 РОЗРАХУНКОВІ ПАРАМЕТРИ КОЛИВАНЬ БУДИНКУ З СИСТЕМОЮ ВІБРОЗАХИСТУ

Фундаментна плита 27 поверхового будинку має 257 дискретних опор (залізобетонних паль), на оголовках яких розміщуються гумові віброізолятори діаметром 500 мм та висотою 50 мм.

Розрахункові максимальні значення амплітуд коливань ростверку та плит перекриття на різних поверхах приведені у табл. 2.4.

Аналіз розрахункових даних показав, що при влаштуванні віброізоляції рівні вібрації перекриттів не перевищують допустимих за Санітарними нормами для житлових будинків [7, 9]. При відсутності віброзахисту будівлі розрахункові рівні вертикальних вібрацій перекриттів перевищують допустимі значення в 1,5…4 рази (від 2,9 дБ до 13,0 дБ).

Розрахункові значення частот та періодів власних коливань просторової моделі будинку (розрахунки виконано у програмному комплексі ЛІРА САПР [15]) на віброопорах у рівні пальового ростверку та при їх відсутності показують, що коливання віброізольованої будівлі визначається на значно нижчих частотах (до 7 Гц), у порівнянні з невіброізольованою будівлею (частоти до 53 Гц). Тому рівні коливань перекриттів будинку з системою віброзахисту не перевищують допустимі значення.

Жорсткість віброізоляторів у вертикальному напрямку призначається в залежності від частот динамічних впливів транспорту (метрополітену) або землетрусу та частот власних коливань віброізольованої будівлі. Ефективність вібро-та сейсмозахисту будівель і конструкцій забезпечується, якщо виконується співвідношення [23-29]:

$$K_z = \frac{p}{\omega} \geq 4,$$

де p – частота динамічних впливів (вимушених коливань) основи будівлі; ω - частота власних коливань віброізольованої будівлі у напрямку осі Z.

Переважаючі частоти вимушених коливань грунту при проїзді потягів метрополітену знаходяться у діапазоні 30-80 Гц. Тому жорсткість системи віброзахисту 27 поверхового житлового будинку була призначена за умови значення частоти власних вертикальних коливань будинку не більше ω=7,0 Гц.

Таблиця 2.4 – Максимальні віброперемішення плити ростверку та перекриттів будинку з віброзахистом та при його відсутності при впливах потягів метрополітену

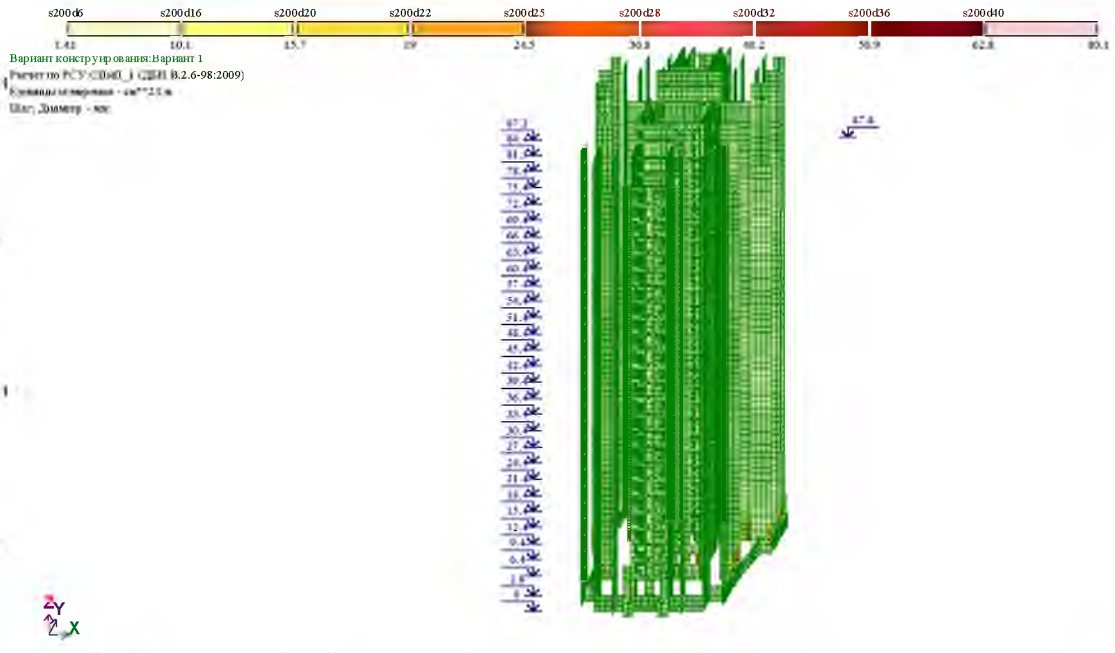
Відмітка за розрахунковою моделлю, м (конструкція)	Амплітуда Z (X), мм	Частота, Гц	Розрахунковий рівень віброперемішення, дБ	Допустимий рівень вібрації [7, 9], дБ	Перевищення допустимого рівня вібрації, дБ
А. Будинок з віброзахистом					
0.00 (плита ростверку)	0,00106	2,2	102,4	123,0	-
6.40 (перекриття 1-го поверху)	0,00316	2,2	111,9	123,0	-
33.40 (перекриття 10-го поверху)	0,00162	2,2	106,1	123,0	-
63.40 (перекриття 20-го поверху)	0,006	2,2	117,5	123,0	-
81.50 (перекриття 26-го поверху)	0,0024 (ось X)	4,6	109,5	111,0	-
Б. Будинок не має віброзахисту					
6.40 (перекриття 1-го поверху)	0,0006	8,9	97,5	99,0	-
6.40 (перекриття 1-го поверху)	0,0005	11,2	95,9	93,0	**2,9**
6.40 (перекриття 1-го поверху)	0,00052	11,8	96,0	93,0	**3,0**
6.40 (перекриття 1-го поверху)	0,00029	25,4	91,2	87,0	**4,2**

6.40 (перекриття 1-го поверху)	0,0008	35,8	100,0	87,0	**13,0**

4 РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ АРМУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДИНКУ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДІАФРАГМ ЖОРСТКОСТІ

4.1 Результати розрахунку армування несучих конструкцій

Розрахунок армування несучих конструкцій будинку проводився за програмою Ліра-Арм програмного комплексу «ЛИРА-САПР» [15] на зусилля, отримані в розрахунках системи «основа – палі- віброізолятори - фундамент - верхня будова» на основне та аварійне сполучення навантажень (враховано сейсмічні навантаження інтенсивністю 6 балів для варіанту відсутності системи вібро – та сейсмозахисту) при розрахункових сполученнях навантажень (РСН). Результати розрахунку армування вертикальних конструкцій (діафрагм жорсткості) будинку наведені на рис. 4.1 – 4.5.



Площадь полной арматуры на 1пм по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 21767

Рис. 4.1 – Розрахункове вертикальне армування діафрагм жорсткості завтовшки 30 см на усіх позначках житлового 27 поверхового будинку

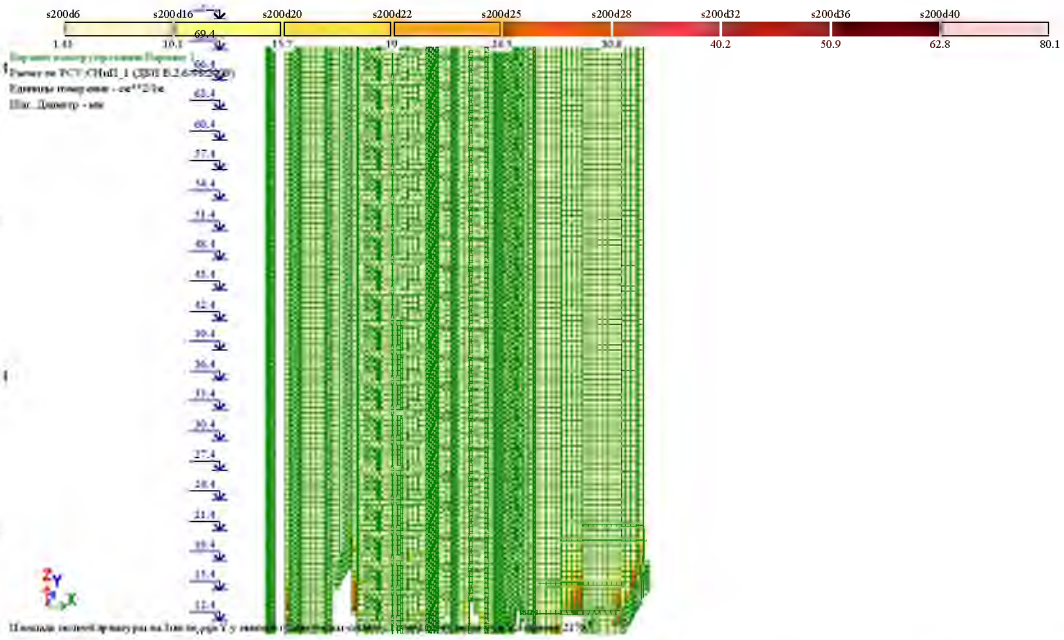
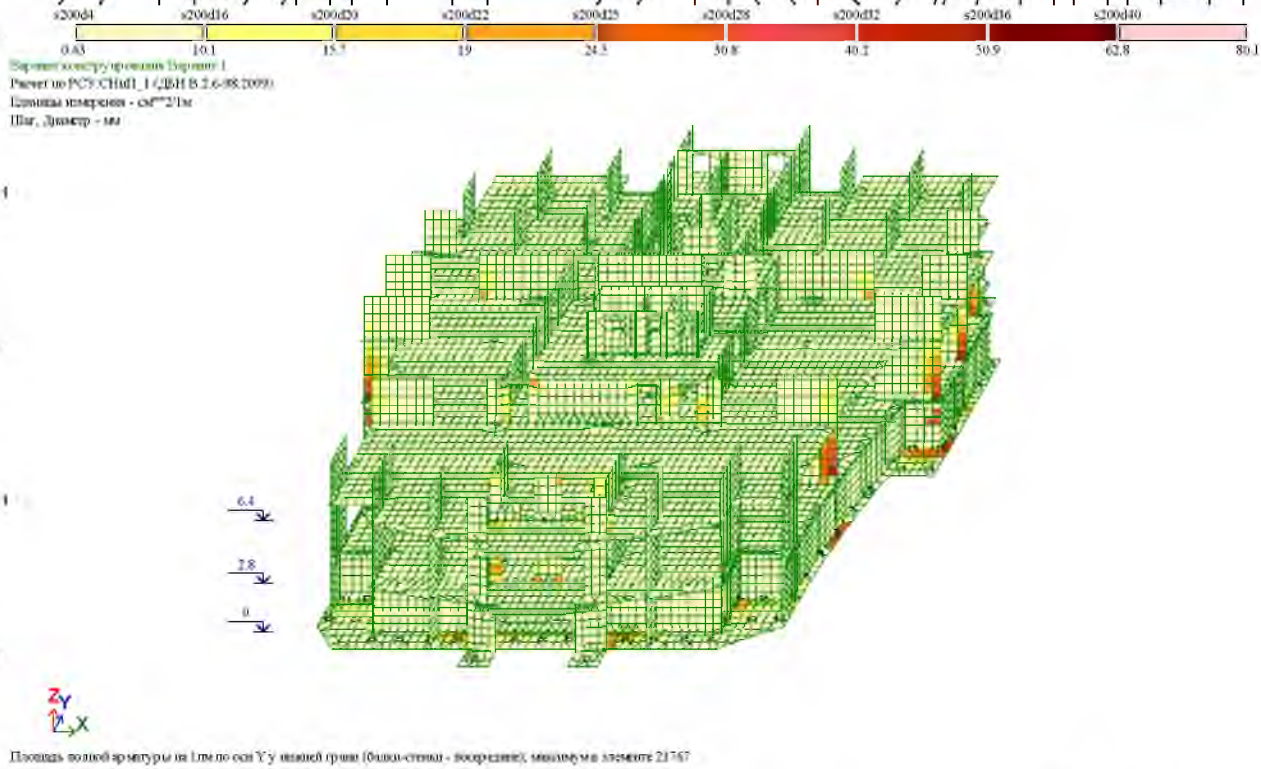


Рис. 4.2 – Розрахункове вертикальне армування діафрагм жорсткості завтовшки 30 см на позначках до 70.00 м



НУБіП України

Рис. 4.3 – Розрахункове вертикальне армування діафрагм жорсткості завтовшки 30 см на позначках до 9.40 м

Рис. 4.4 – Розрахункове вертикальне армування діафрагм жорсткості завтовшки 30 см (ліва грань) на позначках від 2.80м до 6.40 м

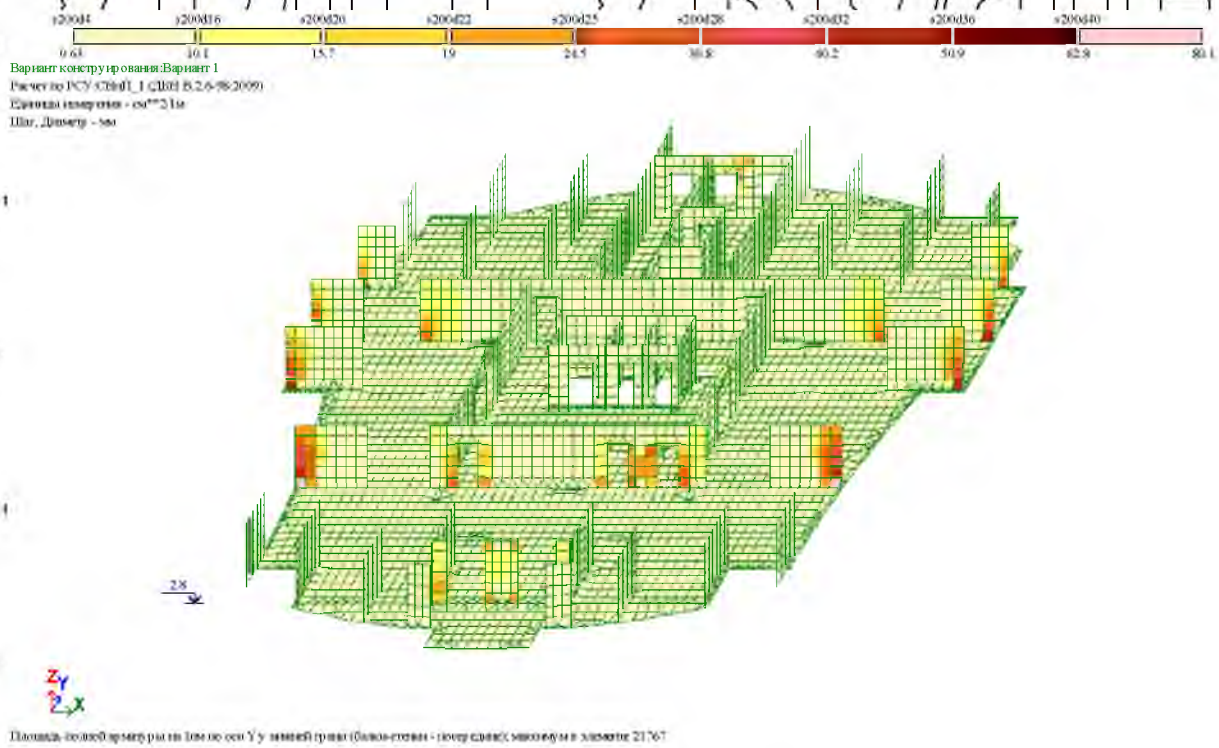


Рис. 4.5 – Розрахункове вертикальне армування діафрагм жорсткості завтовшки 30 см (права грань) на позначках від 2.80 м до 6.40 м

Для варіанту будівництва 27-поверхового будинку без системи вібро- та сейсмозахисту необхідно враховувати сейсмічні навантаження інтенсивністю 6 балів. Згідно ДБН [2] при наявності водонасичених піщаних грунтів нормативна сейсмічність будівельного майданчика збільшується на 1 бал (замість 5 балів – нормативна сейсмічність м. Києва, необхідно приймати 6 балів). Результати розрахунку збільшення армування найбільш завантажених діафрагм жорсткості завтовшки 30 см на різних поверхах будинку при сейсмічних впливах интенсивністю 6 балів (у порівнянні із варіантом без врахування сейсмічних впливів) наведені у табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Збільшення армування (на 1 м^2) діафрагм жорсткості завтовшки 30 см при сейсмічних впливах интенсивністю 6 балів у порівнянні з армуванням без врахування сейсміки

Позн., м	Макс. % армування ($\mu_x+\mu_y$)		Збільшення % армування $\Delta\mu$, %	Збільшення витрат арматури на позн., кг	Вартість додаткового армування, грн.
	Основне сполучення	Аварійне сполучення			
	6 балів	6 балів	6 балів	6 балів	6 балів

9.40	3,0	3,32	0,32	449	
12.40	1,76	3,66	1,9	2668	
15.40	1,5	3,77	2,27	3188	
18.40	1,34	3,81	2,47	3469	
21.40	1,3	3,81	2,51	3525	
24.40	1,25	3,77	2,52	3539	

4.2 Результати розрахунку несучої здатності діафрагм жорсткості при дії сейсмічних навантажень

Чисельні дослідження несучої здатності найбільш завантажених діафрагм жорсткості будинку на позн. +2.80 із врахуванням сейсмічних навантажень виконано у програмному модулі ЛІРА САПР. Результати аналізу отриманих розрахункових даних (рис. 4.6-4.8 та табл. 4.2) дозволяє зробити висновок, що запроектований будинок можливо будувати у районах з розрахунковою сейсмічністю до 6 балів. При розрахунку 8 діафрагм жорсткості (позначка +2.80 м) на вертикальні статичні та горизонтальні сейсмічні навантаження інтенсивністю 7 балів тільки 4 діафрагми мають коефіцієнт запасу 1,4 (табл. 4.2).

При будівництві 27 поверхового будинку у районах сейсмічністю 7 балів необхідно збільшувати перерізи несучих конструкцій (насамперед вертикальних діафрагм жорсткості) та використовувати систему сейсмічного захисту.

НУБіП України

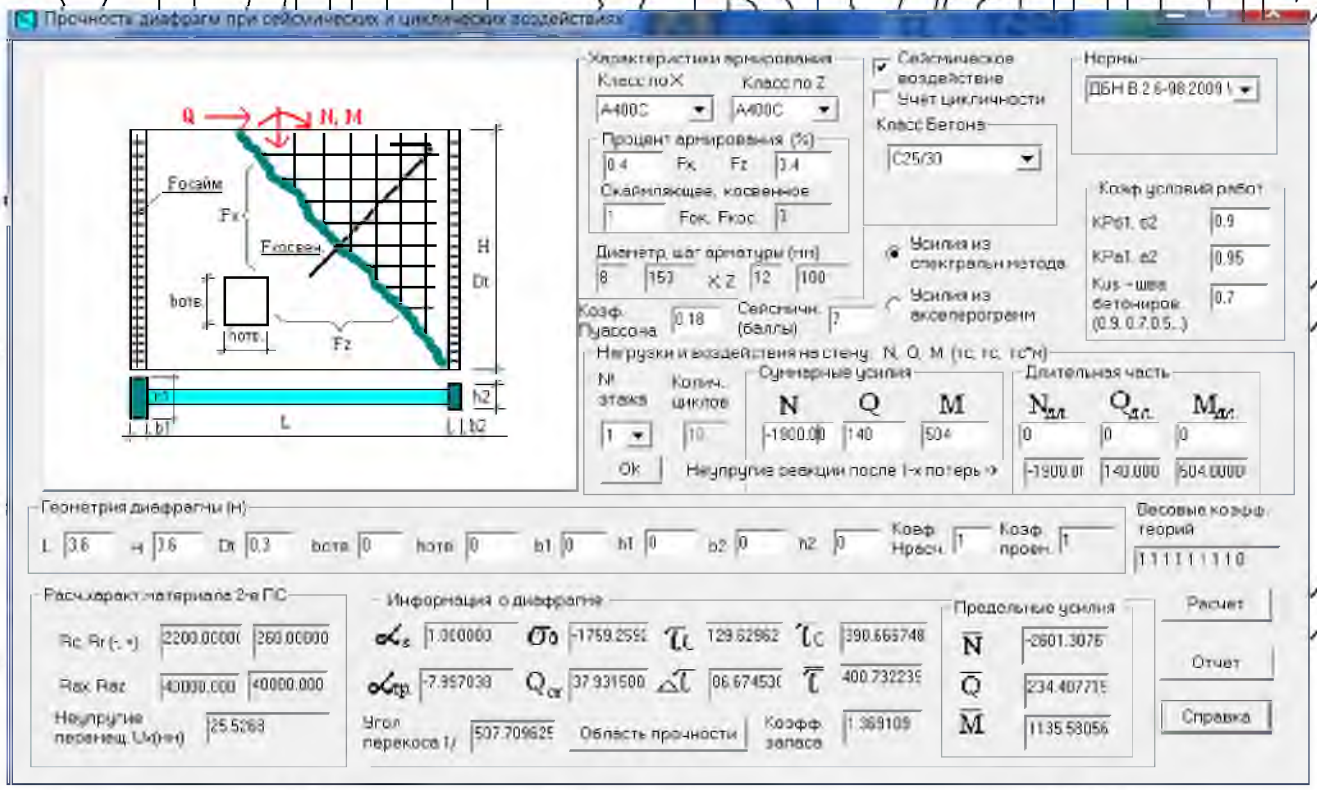


Рис. 4.6 – Вихідні дані та результати розрахунку несучої здатності діафрагми жорсткості (позн. +2.80 м) в осях В/14-16 із розмірами 3,6х3,6х0,3 м при армуванні 0,4% (коефіцієнт запасу k =1,37 при сейсмічних навантаженнях интенсивністю 7 балів)

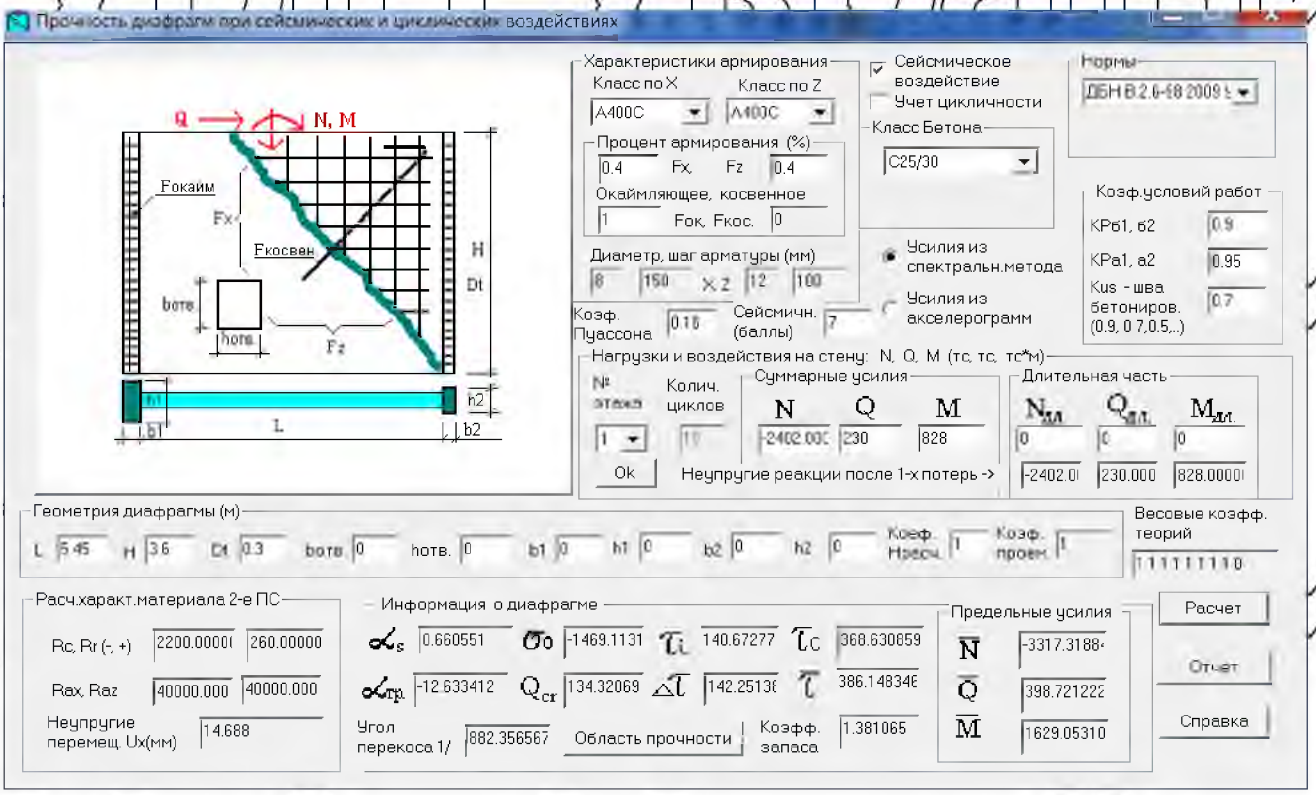


Рис. 4.7 – Вихідні дані та результати розрахунку несучої здатності діафрагми жорсткості (позн. +2.80 м) в осях Г/12-15 із розмірами 5,45х3,6х0,3 м при армуванні 0,4% (коефіцієнт запасу k =1,38 при сейсмічних навантаженнях интенсивністю 7 балів)

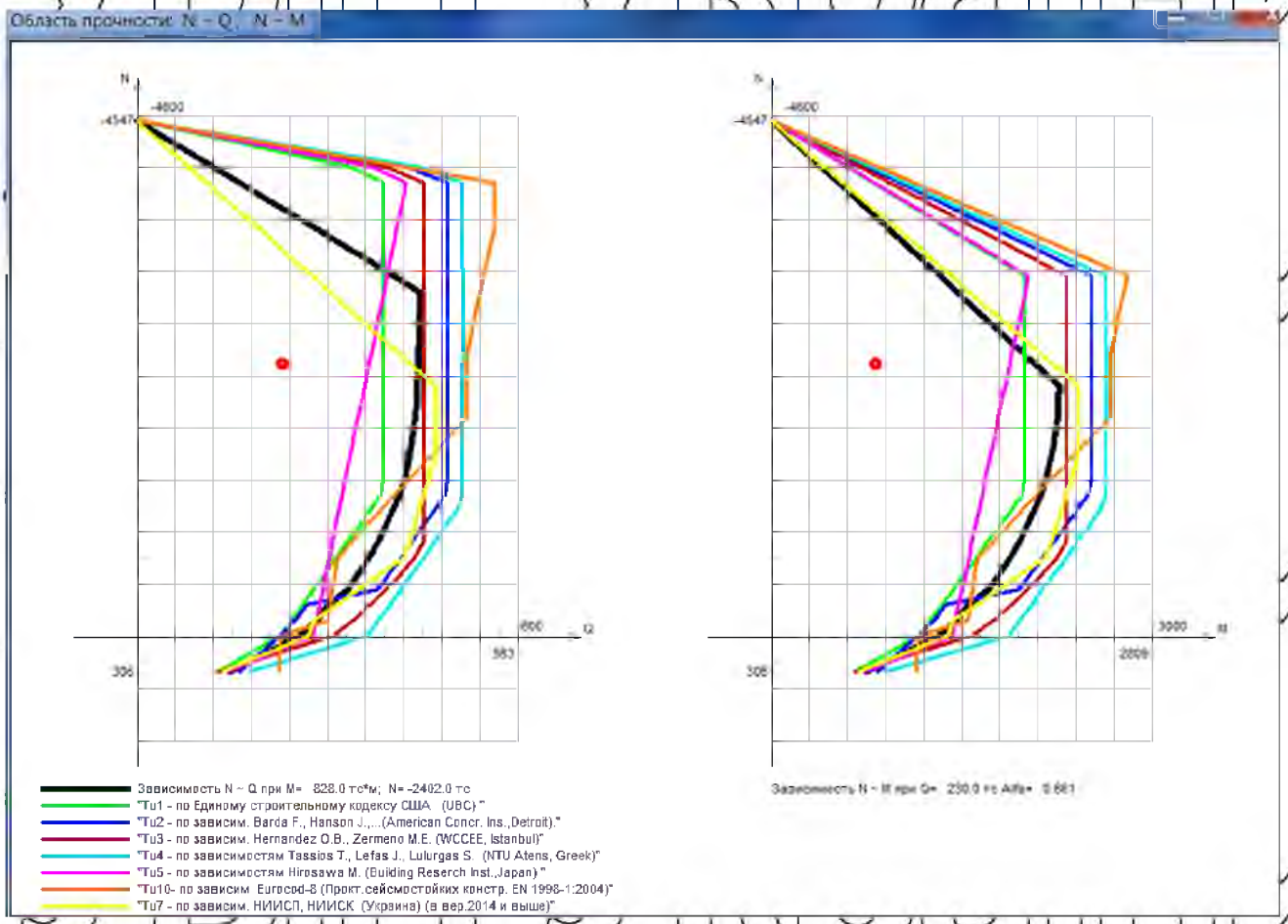


Рис. 4.8 – Результати розрахунку міцності N-Q та N-M діафрагми жорсткості (позн. +2.80 м) в осях Г/12-15 із розмірами 5,45х3,6х0,3 м при армуванні 0,4% та сейсмічних навантаженнях интенсивністю 7 балів

Таблиця 4.2 – Несуча здатність і коефіцієнти запасу діафрагм жорсткості завтовшки 30 см на позн. +2.80 при сейсмічних горизонтальних навантаженнях интенсивністю 7 балів

Позн., м	Розташування діафрагми в осях	Довжина, висота, товщина діафрагми, м	Сумарне навантаження на діафрагму		Несуча здатність діафрагми		Процент армування, %		Коефіцієнт запасу
			Верт. N, кН	Гориз. Q, кН	$\overline{N}$, кН	$\overline{Q}$, кН	Верт.	Гориз.	
+2.80	В/14-16	3,6х3,6х0,3	19000	1400	26010	2340	0,4	0,4	1,4
	Г/12-15	5,45х3,6х0,3	24020	2300	33170	4000	0,4	0,4	1,4

В/3-5	3,6х3,6х0,3	15500	1900	15670	1900	0,4	0,4	1,0
Г/5-7	5,45х3,6х0,3	24970	3000	25080	3660	0,4	0,4	1,0
8/А-Б	2,75х3,6х0,3	11250	1480	11440	2220	0,4	0,4	1,0
8/Д-Ж	10,4х3,6х0,3	34390	1780	47460	9680	0,4	0,4	1,4
7/В-Г	3,3х3,6х0,3	15200	2430	23450	2450	0,4	0,4	1,0
11/Д-Ж	10,4х3,6х0,3	34490	2080	47350	9690	0,4	0,4	1,4

4.3 РОЗРАХУНКОВІ КОЕФІЦІЄНТИ ЗАПАСУ БУДІВЛІ ПО ПЕРЕКИДАННЮ ПРИ ВІТРОВИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

Коефіцієнт запасу 27 поверхової будівлі по перекиданню при вітрових навантаженнях визначався за формулою:

$$K=My/Mп,$$

де My – мінімальний утримуючий момент від постійного навантаження відносно крайнього ряду віброізоляторів;

Мп – максимальний перекидний момент від вітрових горизонтальних навантажень.

Стосовно до розрахункової моделі будинку мінімальні утримуючі моменти:

- навколо осі X My=6361140 кНм;
- навколо осі Y My=7711750 кНм.

Максимальні перекидні моменти від вітрових навантажень:

- навколо осі X Мп=59670 кНм;
- навколо осі Y Мп=51770 кНм.

При цьому коефіцієнт надійності по перекиданню навколо осі X:

$K_X=6361140/59670=107.$

Те саме, навколо осі Y:

$K_Y=7711750/51770=149.$

НУБіП України

ВИСНОВКИ

За результатами динамічних досліджень паль і поверхні ґрунту майданчика будівництва житлового 27 поверхового будинку по Оболонському проспекту у м. Києві, а також чисельних досліджень просторової моделі будівлі з системою віброзахисту та при її відсутності можна зробити наступні висновки:

1. Співставлення дослідних значень рівнів віброприскорень з допустимими показав, що при впливах потягів метрополітену рівні вібрації паль та ґрунту перевищують допустимі значення [7, 9] для житлових будинків, розташованих на відстані 20-30 м від лінії метрополітену, на 2…11 дБ (до чотирьох разів). Це підтверджує необхідність влаштування системи віброзахисту плити пальового ростверку та стін підвалу, що дозволяє знизити рівні вібрації конструкцій і забезпечити комфортні умови проживання у будинку. Значення максимальних віброприскорень поверхні ґрунту та паль на будівельному майданчику сягає до 30 см/с^2 при русі потягів метрополітену.

2. За результатами випробувань гумових віброізоляторів, проведених в ДП НДІБК [12, 14], отримано фактичні жорсткісні та демпфуючі характеристики ізоляторів діаметром 500 мм та висотою 50 мм, які використано при динамічних розрахунках просторової моделі будинку.

3. Виконані чисельні дослідження просторової моделі 27 поверхового будинку та розроблені рекомендації по влаштуванню системи віброзахисту запроектованого житлового будинку. Розрахунок будівлі виконувався по комплексній схемі «ґрунтова основа – палі – віброопори – фундамент – верхня будова» при статичних та динамічних навантаженнях від метрополітену.

4. Аналіз результатів розрахунку пальового фундаменту показав наступне:

4.1. За проектом в якості фундаменту прийняті пальові фундаменти з буроінєкційних паль діаметром 620 мм, бетон С20/25. Довжина паль прийнята рівною 23,95 м. Залізобетонний ростверк товщиною 1200 мм з бетону С20/25. Робоча і поперечна арматура в конструкціях пальових фундаментів прийнята за

НУБіП України

класами А400С і А240С. Особливістю конструктивного рішення фундаменту є наявність в головній частині між палями та ростверком гумових віброізоляторів.

4.2. При проектуванні пальового фундаменту допустиме вертикальне навантаження на палю було прийнято рівним 2250 кН відповідно до матеріалів по статичним випробуванням паль. Кількість паль, їх заглиблення від рівня підошви ростверку і в шар ІГЕ-14 складають відповідно: n = 257 шт., L = 23,95 м і $h_{загл.}$ = 1,6 м.

4.3. При розрахунках у ПК ЛІРА палі моделювалися за допомогою універсальних просторових кінцевих елементів КЕ-10 з жорсткістю, характерною для бруса перерізом Ø620 мм. Жорсткісні характеристики грунтової основи по довжині паль моделювалися за допомогою одновузлових кінцевих елементів пружних зв'язків КЕ-56.

5. З метою забезпечення комфортних умов проживання у будинку розроблена схема застосування та порядок встановлення гумових віброізолюючих опор системи віброзахисту будинку в рівні пальового фундаменту. Розрахункова частота власних вертикальних коливань будинку на віброопорах дорівнює 6,3-7,2 Гц, що у 3…12 разів менше частот вимушених коливань грунту (20-80 Гц) при впливах потягів метрополітену. Аналіз розрахункових даних показав, що при влаштуванні віброізоляції рівні вібрації перекриттів не перевищують допустимих за Санітарними нормами для житлових будинків [7, 9]. При відсутності віброзахисту будівлі розрахункові рівні вертикальних вібрацій перекриттів перевищують допустимі значення в 1,5…4 рази (від 2,9 дБ до 13,0 дБ).

6. Розрахункові коефіцієнти запасу по перекиданню будинку при вітровому навантаженні дорівнюють: навколо поперечної осі X k_x = 107,0; навколо повздовжньої осі Y k_y = 149,0.

7. За результатами аналізу експлуатації гумових віброізоляторів при дії статичних та динамічних навантажень гарантійний строк експлуатації системи

віброзахисту будинку не менше сімдесяти п’яти років [22-29]. При цьому необхідно відмітити, що вологе середовище сприяє подовженню строку експлуатації гумових віброізоляторів.

Рекомендації. Крім встановлення гумових віброізоляторів на оголовках паль, для захисту конструкцій житлового будинку від вібрацій горизонтального напрямку, що поширюються по грунту під час руху потягів метрополітену, рекомендується реалізувати віброізоляцію за допомогою податливого матеріалу (пінополістиролу щільністю 25..30 кг/м^3 у вигляді плит товщиною 100 мм), що розміщується на усіх зовнішніх бокових поверхнях фундаментної плити та стін підземних поверхів до влаштування грунтової зворотної засипки.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

Вихідні дані проектування багатоповерхового житлового будинку з вбудовано-прибудованими приміщеннями у м. Києві

2.1. Об'ємно - планувальне рішення

Запроектована будівля має складну форму в плані. Розміри в осях становлять «А-Ж» - 26,3 м, в осях «1-18» - 32,4 м. Будівля запроектована 27-поверховою висотою 85,1м.

Висота 1-го поверху – 3,3м. Висота 1-го поверху – 2,7м. Висота технічного поверху – 5,2м. Загальна висота будівлі – 85,1м.

Будівля оснащена підвалом. Висота підвалу – 2,46м.

У будівлі передбачені основні (головні), пожежні сходи. Головні сходи двохмаршеві, в кожному марші по 9 сходинок. Залежно від призначення, сходи відповідають вимогам пропускної спроможності, пожежній безпеці, міцності, індустріальності та економічності.

Будівля має два головні входи у вестибюлі – з північного і південного боку будівлі, додаткові входи в будівлю.

У зв'язку зі своїм функціональним призначенням, окрім загальноприйнятого набору стандартних приміщень, багатоповерховий житловий будинок має в своєму складі офісні приміщення на першому поверсі.

У підвальному приміщенні розташовані технічні приміщення.

2.2. Архітектурно-конструктивне рішення

Запропоноване конструктивне вирішення будівлі є монолітний залізобетонний каркас. Огороджуючі самонесучі конструкції зовнішніх стін виконуються двошаровими з повнотілої цегли і утеплювача.

Міжповерхове і горищне перекриття прийняті з монолітного залізобетону.

Фундаменти: ростверк по буроін'єкційним палям. Палі висотою - 24,0 м, перерізом - Ø 0,62 м. Ростверк складної форми висотою - 1,2 м.

Стіни та пілони підвалу: монолітні залізобетонні стіни та пілони товщиною - 0,3м, висотою – 2,46м. Вертикальна гідроізоляція – обмазка бітумом за 2 рази. Горизонтальна гідроізоляція – два шари руберойду.

Каркас будівлі: виконаний із монолітних залізобетонних стін та пілонів товщиною - 0,3м, висотою – 2,46м. Перекриття – плоске з монолітного залізобетону. Товщина перекриття – 0,3м.

Огороджуюча конструкція зовнішніх стін: самонесучі, з повнотілої цегли завтовшки 250 мм із зовнішнім утеплювачем 120 мм, повітряним прошарком 40мм та фасадною системою «Scanrok» 25мм.

Перегородки: влаштовані з газоблоків 160мм. Отвори після розводки комунікацій в стінах і перегородках замонолітити бетоном на дрібному заповнювачі, до початку оздоблювальних робіт.

Сходи: прийняті збірні залізобетонні марші і майданчики. Марші прийняті із сходами під накладні проступи. Елементи сходів з'єднуються між собою за допомогою закладних деталей. Шви закладаються цементно-піщаним розчином. Сходові клітки забезпечуються денним та штучним освітленням.

Вікна і двері: прийняті металопластикові з однокамерним склопакетом по індивідуальним розмірам. Верх вікон максимально наближений до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнати. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні по напряму руху на вулицю, виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі.

Підлоги: в житлових будівлях повинні задовольняти вимогам міцності, опору зносу, достатньої еластичності, безшумності, зручності прибирання. Конструкція підлоги розглянута як звукоізолююча здатність перекриття плюс

звукоізоляція конструкції підлоги. Склад підлоги і товщина шарів вказані в експлікації підлог.

Покрівля: проектом прийнята плоска покрівля. Несучою конструкцією є монолітна залізобетонна плита покриття. Склад покрівлі: монолітна залізобетонна плита покриття 200мм, ухилоутворюючий шар керамзитобетону 20-150мм, цементно-піщана стяжка 40мм, праймер бітумний, гідроізоляція, єврорубероїд.

Відмостка: Для відведення поверхневих вод навколо будівлі виконується асфальтобетонна відмостка шириною 1м з ухилом від будівлі 2%. Відмостка виконується по ущільненому грунту і щебеневій основі товщиною 100мм.

Зовнішнє оздоблення: Оздоблення фасаду - фасадною системою «Scanrok». Блоки вікон і дверей покривають олійними фарбами або емалями.

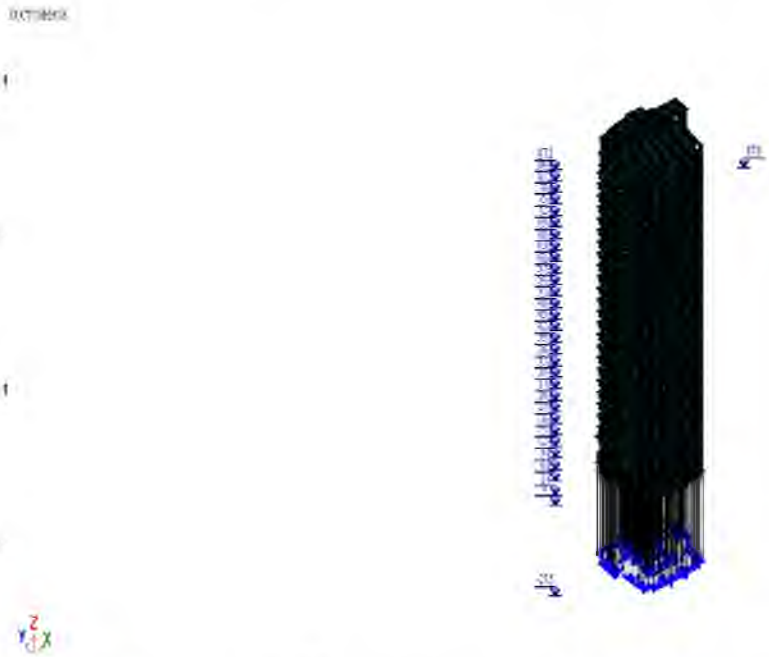
Внутрішнє оздоблення: в житлових кімнатах стіни штукатуряться і обклеюються шпалерами. Стіни коридорів фарбують водоемульсійними фарбами. Стіни санвузлів глазурованою плиткою. Стелі натяжні.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

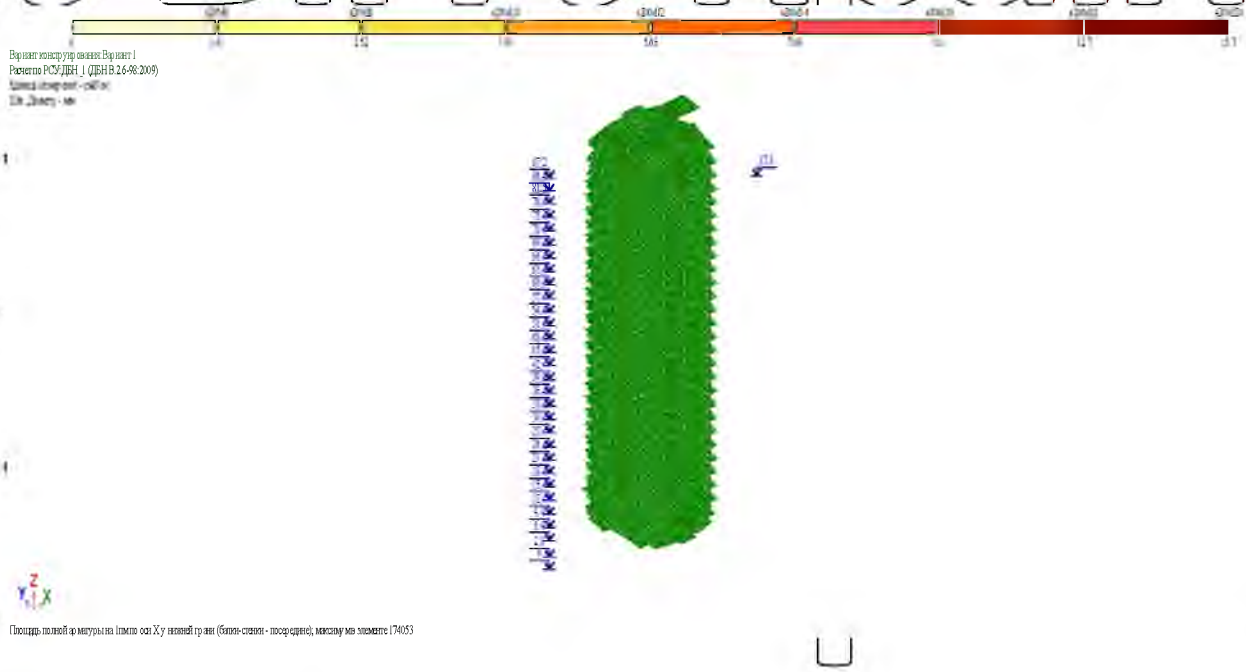
3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

В дипломному проекті розраховано наступні конструктивні елементи будівлі: плита/перекриття, стіна. Для розрахунку даних конструкцій і будівлі в цілому застосуємо програмний комплекс Ліра-Сапр, що призначений для розрахунку монолітних залізобетонних будівель.

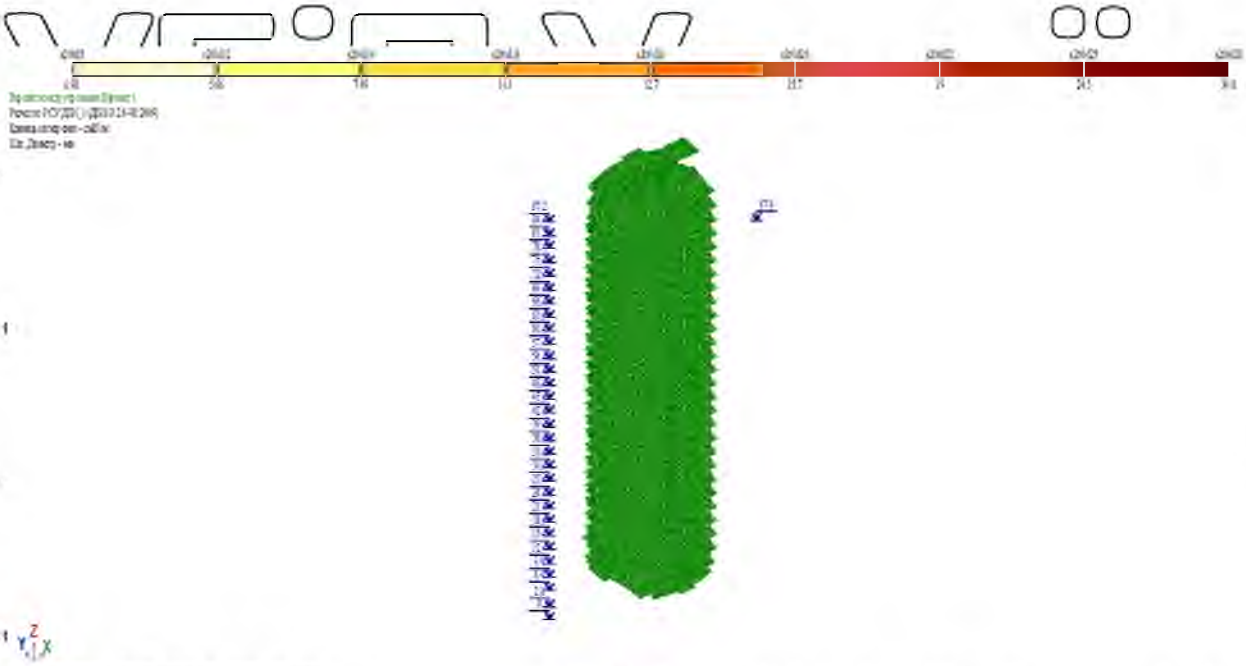


Просторова розрахункова модель системи "основа-палі-віброізолятори-фундамент-верхня будова"

НУБіП України



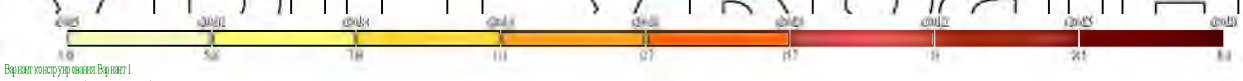
Площа повної арматури на 1мп по вісі X у нижній грані



Площа повної арматури на 1мп по вісі X у верхній грані

НУБіП України

НУБіП України

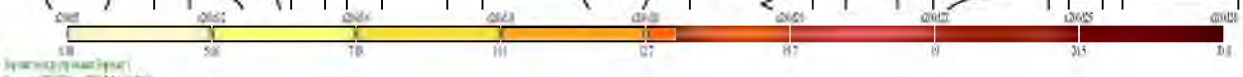


Вариант конструирования: Вариант 1
Расчетно РСУ ДБН 1 (ДБН В.2.6-98:2009)
Единицы измерения - см^2/1 м
Шаг, Диаметр - мм

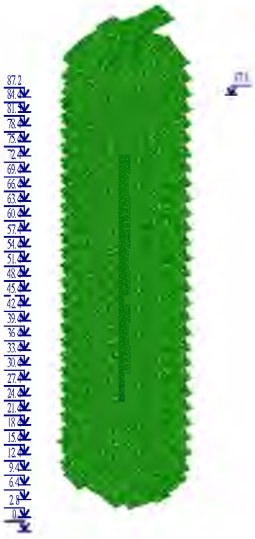
Площадь полной арматуры на 1пмпо оси Y у нижней грани (бинн-спинн - посредине), максимум на элементе 18599

Площа повної арматури на 1мп по вісі Y унижній грані

НУБіП України



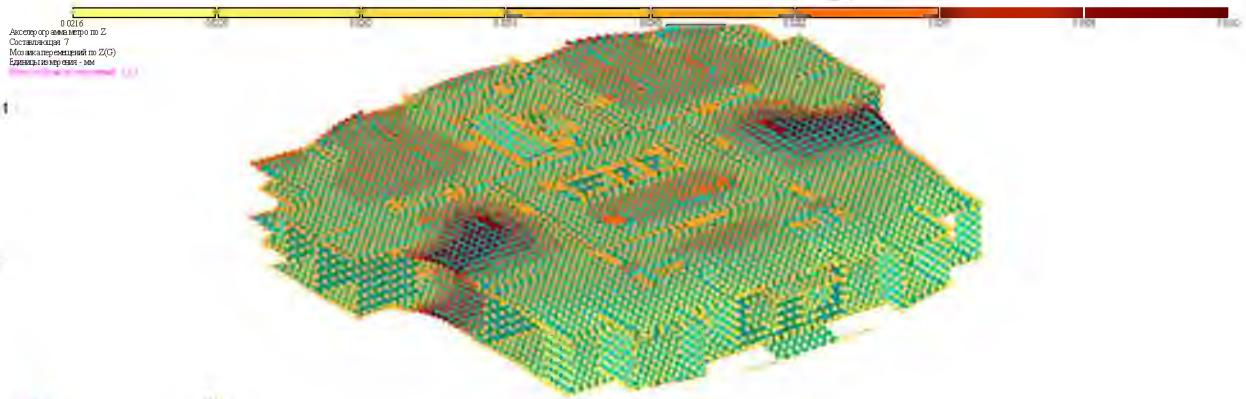
Единицы измерения - см^2/1 м
Шаг, Диаметр - мм



Площа повної арматури на 1мп по вісі Y у верхній грані

НУБіП України

Вертикальні переміщення перекриття від статичних навантажень



Вертикальні переміщення перекриття від динамічних впливів потягів метрополітену

НУБіП України

НУБіП України

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

4.1. КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ І ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ ПО ГРУНТУ

За проектом в якості фундаменту прийняті пальові фундаменти з буроін'єкційних паль діаметром 620 мм, бетон С20/25. Довжина паль прийнята рівною 23.45 м. Залізобетонний ростверк товщиною 1200мм з бетону С20/25. Особливістю конструктивного рішення фундаменту є наявність в головній частині між палями та ростверком віброгасників товщиною 500 мм.

Робоча і поперечна арматура в конструкціях пальових фундаментів прийнята за класами А400С і А240С.

Схема пальового поля для секції № 1 представлена на рис. 3.1.

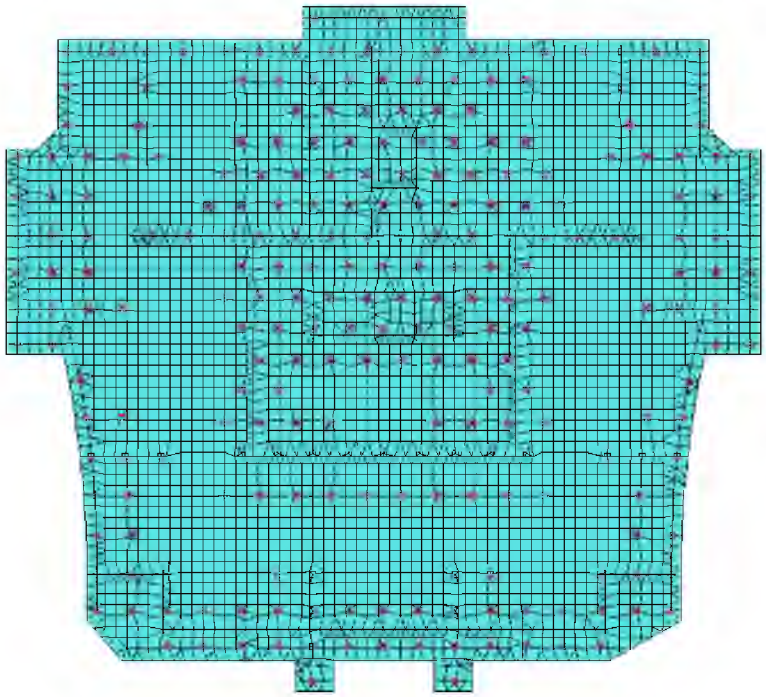


Рисунок 3.1 – Схема пальового поля та ростверків секції №1

При проектуванні пальового фундаменту допустиме вертикальне навантаження на палю було прийнято рівним 225 тс відповідно до матеріалів по статичним випробуванням паль [1].

Кількість паль, їх заглиблення від рівня підошви ростверку і в шар ІГЕ-14 складають відповідно: n = 257 шт., L = 23.95 м і hзагл. = 1.6 м.

При визначенні навантажень на палі крім вертикальних навантажень враховувалися і горизонтальні навантаження, що виникають при вітрових впливах.Проектом предусмотрено заглубление нижних концов свай в слой ИГЭ-14 – пісок середньої крупності світло-сірий, кварцовий, неоднорідний, насичений водою, щільний [3].

При виконанні розрахунків пальових фундаментів прийнята наступна планувальна відмітка грунту основи -99.60 м, що вище рівня низу ростверку на 3.4 м. Палі моделювалися за допомогою універсальних просторових кінцевих елементів КЕ-10 з жорсткістю характерною для бруса перерізом Ø620 мм. Жорсткісні характеристики грунтової основи по довжині паль моделювалися за допомогою одновузлових кінцевих елементів пружних зв'язків КЕ-56.

Модель секції №1 представлена на рис. 2.1.

Розрахунок віброізольованій будівлі на пальовому фундаменті виконувався по комплексній схемі «грунтова основа – палі – віброізелятори - верхня будова».

При горизонтальних впливах на палі (вітрові навантаження) слід визначати момент виникнення граничної рівноваги грунту, коли паля переміщаючись щодо нерухомого грунту, викликає зростання у ньому горизонтальних напружень (п.8.5.2.30 [8]).

Граничне значення горизонтального тиску на грунт по бічній поверхні паль при заданому вертикальному напруженні $\sigma_{пр}$ визначається за відомою в механіці грунтів формулою [10]. У розрахунках приймаємо мінімальне значення товщі

грунтів, розташованих вище над позначкою закладення підошви ростверку, що відповідає позначці поверхні ґрунту 99.60 м в зоні свердловини №12:

$$\Sigma_{гран}=\sigma_2=\rho\,(z+h)\,tg^2(45^\circ+\frac{\varphi}{2})+2c\,tg(45^\circ+\frac{\varphi}{2}),$$

де $h=q/\rho$;

q - довантажувач розглянутого шару грунту $q= 1.445*3.4=4.913$ т/м^2;

ρ - щільність грунту $\rho=1.445$т/м^3;

z_I – розрахункова глибина розглянутого шару (z=1.9/2=0. 95) прийнята для найбільш навантаженого верхнього шару грунту.

Для варіанту основного сполучення навантажень:

$\varphi_I = 31°$; $C_I = 0.0$ т/м^2,

$\sigma_{гран}=19.61$ т/м^2;

$\sigma^{розр}$ - значення максимального розрахункового горизонтального тиску палі на грунт по її бічній поверхні ($\sigma^{розр}=3.06$ т/м^2), що не перевищує граничне напруження в грунті.

4.2 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ І ЇХ ОСНОВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

Відповідно до Додатка П, п.П.1 [8] осадку одиночної палі s1 під дією вертикального навантаження Р (рисунок 3.2) визначаємо за методикою розрахунку осадки палі як стрижня в пружному півпросторі з використанням гіперболічній залежності функції S=f(P):

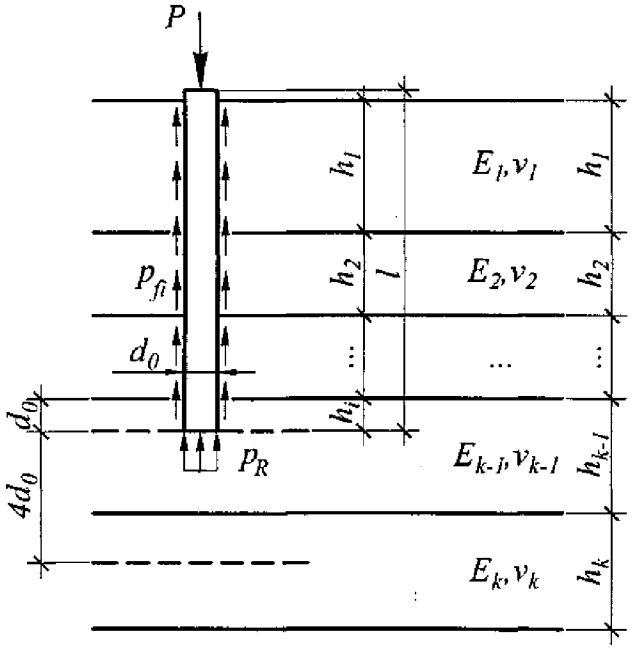
$$S1=\frac{Se(Pu-Pe)P}{Pe(Pu-P)},$$

де Se - пружна складова опади палі, яка визначається за графіком функції S=f(P);

Pe - навантаження на палю, тс, яка обмежує лінійну ділянку осадки голови палі (границя пропорційності);

Pu - величина граничного опору палі.

При цьому використовується нелінійний графік осідання палі S, мм від навантаження P, тс для куща №3 (рис. 3.3), який отримано при натурних статичних випробуваннях паль [1].



P – вертикальне навантаження на палю $P = P_f + P_R$; P_f – частину навантаження, що передається на грунтову основу бічною поверхнею палі, $P_f = u\Sigma p_{fi}h_i$; u – периметр палі; p_{fi} – питомий опір і-го шару ґрунтової основи по боковій поверхні палі; h_i – товщина і-го шару ґрунту, який контактує з бічною поверхнею палі; P_R – частина навантаження, що передається на грунтову основу нижнім кінцем палі, $P_R = p_R A$; p_R – питомий опір ґрунтової основи під нижнім кінцем палі, визначається в межах одного діаметра вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі; A – площа обпирання палі на ґрунт.

Рисунок 3.2 – Розрахункова схема для визначення осідання вертикально навантаженої палі в грунтовій основі

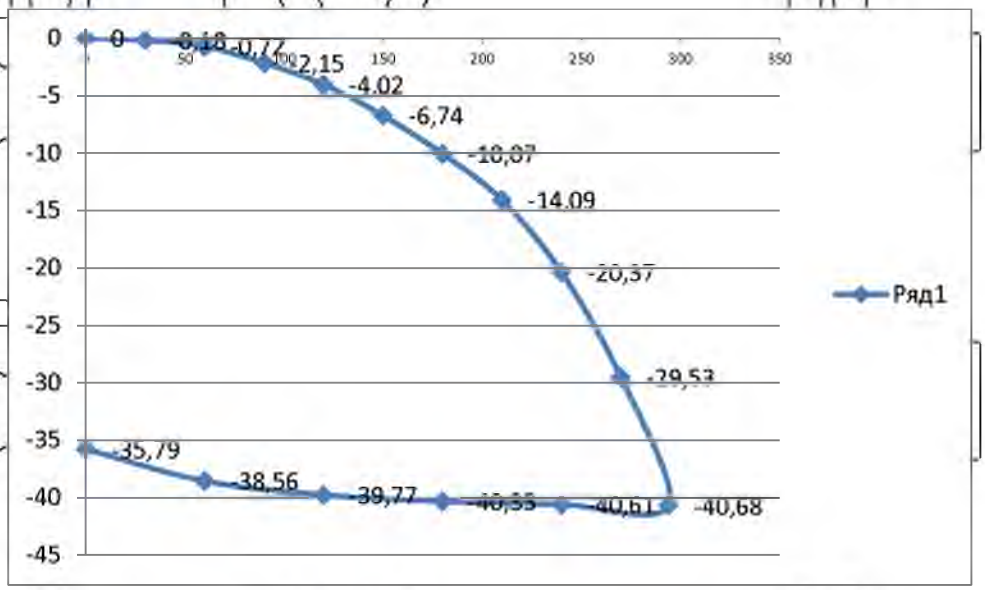


Рисунок 3.3 – Графік залежності осадки палі S, мм (по вертикалі) від навантаження P, тс. Статичне випробування дослідної палі куща №3

Аналіз матеріалів Заключення про несучу здатність випробувальних буроін'єкційних залізобетонних паль кущів №1-4 за результатами польових статичних випробувань паль [1] засвідчив:

- відсутні данні про абсолютну відмітку голови дослідних паль, яка має першорядне значення при прийнятті рішення про несучу здатність паль;

- автори документу допустились помилки при обгрунтуванні несучої здатності паль відповідно до формули (2) [43], а саме ними було прийнято в розрахунках максимальне значення граничного осідання будівлі в якості середньої осадки. Для даної будівлі шириною 27 м при граничному значенні відносної різниці осадки [ΔS / Lu] = 0.003, граничне значення середньої осадки може дорівнювати 15-27 * 0.003 * 100 = 6.9 см. Крім того, в розрахунковій моделі будинку заглиблення п'яти паль від відмітки низу ростверку становить 23.95 м,

що більше L = 22 м на 1.95 м (дослідні палі №2 і №3) і менше L = 25 м на 1.05 м (дослідні палі №1 і №4). Слід також враховувати п.5.1.4 [13], де значення коефіцієнта ξ (перехід від граничного значення середнього осідання фундаменту будівлі $S_{u, mt}$ до величини осідання палі) може бути уточнено за результатами спостережень за осіданням будівель, побудованих на пальових фундаментах у подібних грунтових умовах.

Таким чином, **при умові, що прийнята відмітка голови дослідних паль дорівнює відмітці дна котловану,** прогнозована величина несучої здатності паль для прийнятої розрахункової моделі будівлі з буроінєкційними палями з глибиною заглиблення п'яти паль 23.95 м від відмітки низу ростверку буде дорівнювати орієнтовно **Fd=297.3 тс і N=247.75 тс.**

Між іншим, згідно з ДСТУ «Грунти. Методи польових випробувань палями» [12] навантаження при статичних випробуваннях паль повинна бути доведена до 40 мм.

Модуль деформації ґрунту (див. рис. 3.2) визначаємо за формулою:

$$E=(1-b)K_fE_f+K_pbE_p,$$

де Ef – середній в межах довжини палі модуль деформації грунтової основи, тс/м2, яка контактує з бічною поверхнею палі, що визначається за формулою:

$$Ef = \frac{\sum_{i=1}^{n} Eihi}{\sum hi},$$

де Ei - модуль деформації і-го соя грунтової основи в межах бічній поверхні палі, тс/м2;

hi - товщина і-го шару грунту основи в межах бічній поверхні сваи, м;

Ep - модуль деформації під нижнім кінцем палі, тс / м2, визначається в межах одного діаметра вище і чотирьох діаметрів нижче позначки нижнього кінця палі;

kE - відношення усереднених модулів деформації під нижнім кінцем і в межах бічній поверхні палі

$$kE=EP/Ef;$$

НУБіП України

kf - коефіцієнт умов роботи грунту уздовж бічної поверхні палі;

kp - коефіцієнт умов роботи грунту під нижнім кінцем палі;

Осадка і-й палі у фундаменті визначаємо за методикою, яка враховує взаємний вплив паль у фундаменті (рис.3.4)

$$Si = S1 + \sum_{j=1}^{n} Pj * Sij,$$

де S1 - власна осаду одиночної палі від навантаження Р;

Pj - навантаження на j-у палю у фундаменті;

Sij - осадка і-ї палі під дією одиночного навантаження на j-у палю в фундаменті, яка знаходиться за формулою:

$$Sij = 2(1 + \mu)\frac{wj*kb}{El},$$

де wj – коефіцієнт, що визначається за таблицею Д.1.3 [8] в залежності від наведеного радіуса палі r = d0 / 2l (d0 - діаметр круглої або сторона квадратної палі);

kb - коефіцієнт, що визначається за таблицею П.1.4 [8].

В результаті попередніх підрахунків були отримані і застосовані наступні параметри: E=2828.3 тс/м2, kp=1.05, kf=1.3, b=0.073, Ep=3000 тс/м2, μ=0.2, Se=1.959 мм, kE=1.3914, hзагл=27.35 м, Pu=367.5 тс, Pe=1102.5 тс.

Середня осадка пальового фундаменту секції №1від дії вертикального навантаження, яка знайдена за вище наведеними формулами, склала 25.6 мм. Максимальна осадка паль секції від дії вертикального навантаження склала 34.2 мм, мінімальна – 15.65 мм.

Середнє значення нормативної величини реактивного отпору паль від дії вертикального навантаження дорівнює 196.84 тс, максимальне значення – 201.91 тс, мінімальне значення – 191.02 тс.

Середнє значення розрахункової величини реактивного отпору паль від дії вертикального навантаження дорівнює 235.38 тс, максимальне значення – 241.41 тс, мінімальне значення – 228.37 тс.

Гранична величина максимальної осадки для проектованої будівлі становить 15 см (табл.І.1, [10]). Таким чином, розрахункова величина максимальної осадки будівлі не перевищує гранично допустимого значення.

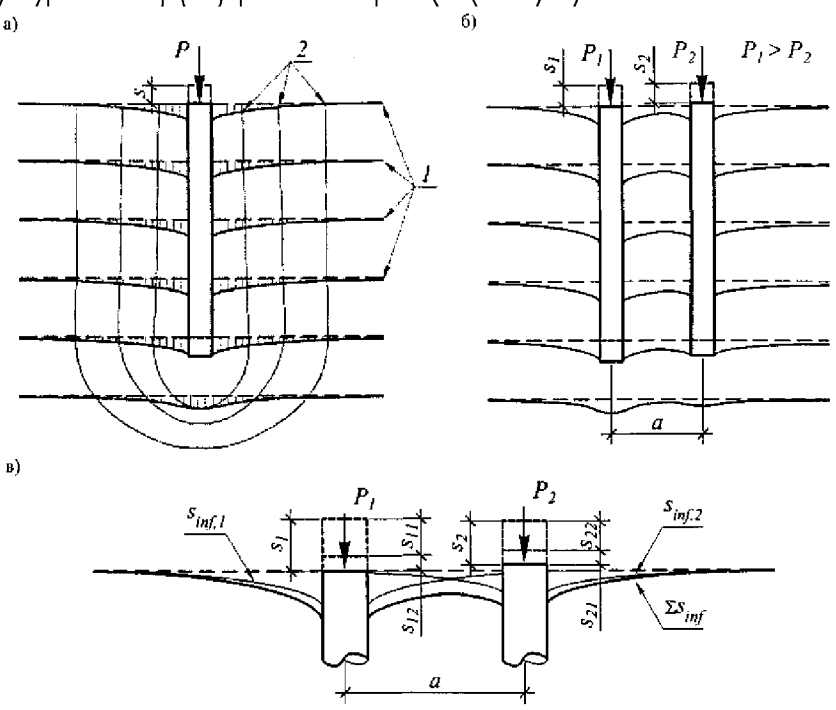
Горизонтальне переміщення секції №1 на позначці 87.8 м становить:

- за рахунок нерівномірності осадок від ексцентриситету дії вертикальних навантажень – **(+2.52 мм по осі ОХ та 14.3 мм по осі ОУ);**
- за рахунок вітрового впливу з урахуванням нерівномірності осад від ексцентриситету додатки вертикальних навантажень – (**+9.79 мм по осі ОХ та 24.1 мм по осі ОУ**);

Максимальні переміщення голови паль в горизонтальній площині складають:

- по осі ОХ – 0.325мм;
- по осі ОУ – 0.332 мм.

Максимальне значення відносної різниці осідань ростверку дорівнює 0.00017 (в напрямку осі ОХ), що значно менше граничного параметру ΔS/L=0.003 [10].



s – осідання оголовка палі від навантаження Р; 1 – вертикальні переміщення шарів грунту навколо палі; 2 – ізолінії вертикальних переміщень грунту; Р1, Р2 – вертикальне навантаження на першу і другу палю;s1, s2 – осідання відповідно

НУБіП України

першої та другої палі; s11, s22 – осідання паль від навантажень, які додаються до їх оголовків; s12, s21 – осідання першої палі від впливу другої і другий від впливу першої відповідно; sinf,1, sinf,2 – вертикальні переміщення грунту основи від навантаження на першу і другу палі відповідно; Σsinf – сумарне вертикальне переміщення грунту основи від навантаження на палі.

а) – переміщення одиночній палі і навколишнього її грунту основи; б) – переміщення паль і оточуючого їх грунту основи під дією зосереджених сил з урахуванням взаємного впливу; в) – розподіл переміщень оголовків паль і поверхні ґрунтової основи з урахуванням їх взаємного впливу.

Рисунок 3.4– Схеми розподілу переміщень паль і оточуючого їх грунту основи з

урахуванням взаємного впливу

Ізополя вертикальних переміщень ростверку з урахуванням роботи на стиск віброізоляторів наведені на рис. 3.5.

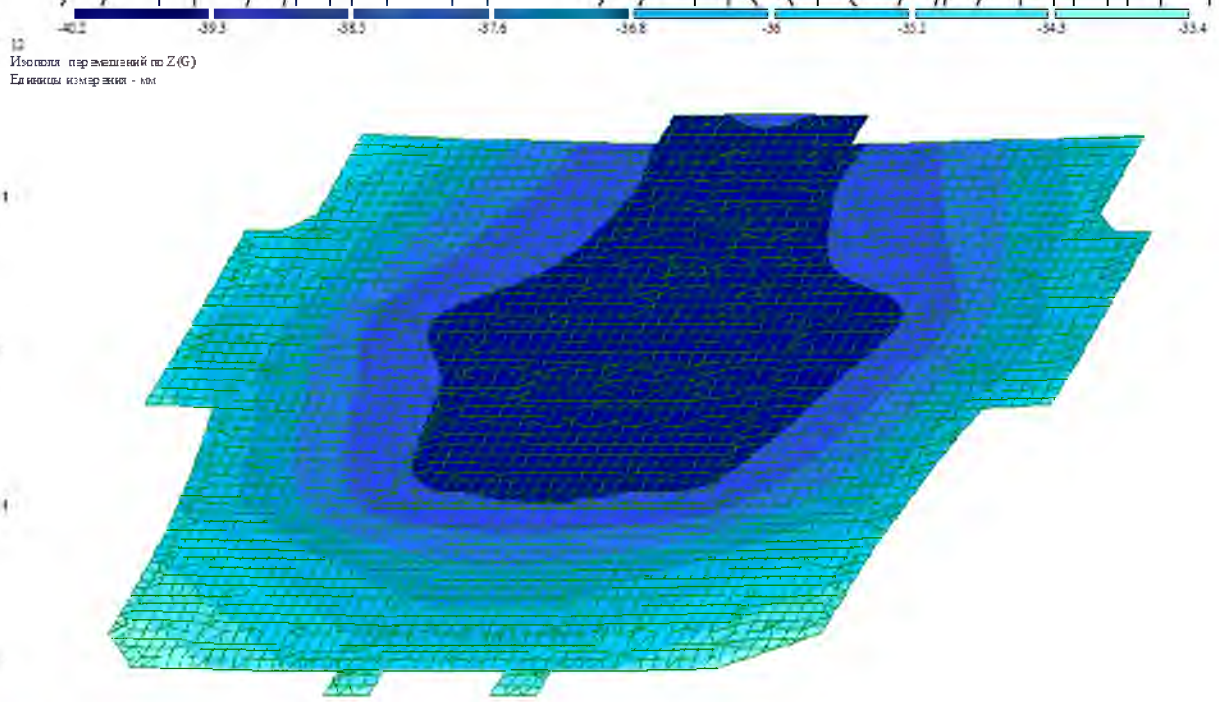


Рисунок 3.5 — Ізополя вертикальних переміщень ростверку при вертикальних навантаженнях

основного завантаження з урахуванням роботи на стиск віброізоляторів

4.3 ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

У відповідності з діючими нормативними документами [6,8] розрахунок будівлі повинен виконуватися за двома групами граничних станів: за несучою здатністю і за деформаціями фундаменту як системи «основа-фундамент-будівля». Визначення характеристик жорсткості підстави для проектованої будівлі відноситься до розрахунків по другій групі граничних станів. Відповідно до п.1.3 [8] навантаження призначаються відповідно до умов експлуатації аналізованих конструкцій і розрахункової групи граничних станів, тобто ставляться до експлуатаційним розрахунковим нагоди.

Розрахункові значення постійних навантажень (вага конструкцій та грунтів), а також змінних (короткочасні і тривалі) приймаються рівними нормативному значенню, помноженому на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f.

Комп'ютерний розрахунок системи «основа - фундамент - верхня будова» виконаний на програмному комплексі Ліра-САПР 2013 [5] з реалізацією метода змінних коефіцієнтів жорсткості основи.

На рисунку 2.1 показаний загальний вигляд розрахункової схеми. У розрахунковій схемі використовуються три види кінцевих елементів:

1) двовузлові стрижневі кінцеві елементи з шістьма ступенями свободи у вузлах для моделювання паль і стін будівлі;плоские четырех- и трех узловые конечные элементы для моделирования плиты ростверка;

2) одновузлові КЕ для введення пружних зв'язків вздовж/навколо глобальної або локальних осей координат вузла (56 тип КЕ), що застосовуються при моделюванні паль з грунтовою основою.

У розрахунковій схемі будівлі враховані: власна вага конструктивних елементів будівлі; ко-рисні та вітрові навантаження. Величини навантажень наведені в розділі 2.2 даного звіту. Їх сполучення визначалося за ДБН [6,7], комбінації навантажень з урахуванням коефіцієнтів відповідальності [7], які наведені в табл. 2.6.

Розрахункова схема грунтової основи вибрана з урахуванням найбільш істотних факторів, що визначають напружений стан і деформації основи і конструкцій будівлі (статичної схеми споруди, характеру грунтових нашарувань, властивостей грунтів основи, можливості їх зміни в процесі будівництва та експлуатації будівлі.

Розрахункові значення горизонтальних коефіцієнтів жорсткості Кх; Ку грунту на бічній поверхні палі визначалися за формулами [8]:

$$K_x = K_y = K * Z / \gamma_c * h * d,$$

де - К - коефіцієнт пропорційності, т /м^4, що приймається в залежності від виду грунту, що оточує палю, по табл. Н.8.1 [7];

НУБіП України

Z- глибина розміщення перерізу палі в грунті, м, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від підошви ростверку;

γc - коефіцієнт умов роботи, γc = 1;

h - висота розрахункового перерізу палі, м;

d - діаметр палі

Значення коефіцієнтів жорсткості основи в горизонтальному напрямку наведені у таблиці 3.3, відповідно до положень [8].

Таблиця 3.3 – Розрахунок горизонтальних жорсткостей в перетинах паль

№ перетину	Товшина шару, м	Глибина перетину, м	K, тс/м^4	C_z, тс/м^3	γ_c	K_{xy}, тс/м
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	1492	373	1	0
1	0.5	1.9	1492	2834.8	1	1320.98
2	1.9	2.55	1492	3804.6	1	2099.85
3	0.65	3.55	1656	5878.8	1	4384.17
4	1.0	5.05	1416	7150.8	1	6863.22
5	1.5	6.55	1576	10322.8	1	9491.69
6	1.5	8.15	1576	12844.4	1	5560.13
7	1.6	8.15	842.5	6866.375	1	3619.38
8	1.6	9.75	842.5	8214.375	1	6113.32
9	1.0	10.75	782.5	8411.875	1	8281.60
10	1.4	12.15	1576	19148.4	1	14293.33
11	1.4	13.55	1576	21354.8	1	10791.36

№ перетину	Товшина шару, м	Глибина перетину, м	K, тс/м^4	C_z, тс/м^3	γ_c	$K_{x,y}$, тс/м
1	2	3	4	5	6	7
12	0.4	13.95	1200	16740	1	6099.89
13	0.8	14.75	1020	15045	1	7774.06
14	1.2	15.95	436	6954.2	1	6557.54
15	1.2	17.15	436	7477.4	1	13156.58
16	1.7	18.85	1800	33930	1	19745.43
17	1.0	19.85	1376	27313.6	1	21955.30
18	1.4	21.25	1576	33490	1	16640.25
19	0.6	21.85	436	9526.6	1	13902.01
20	1.6	23.45	1376	32267.2	1	10030.512

Розрахункові значення вертикальних коефіцієнтів жорсткості грунтової основи Kzi під п’ятою кожної палі визначалися за формулою

$$Kzi=Pi/Si,$$

де Pi - навантаження на основу під п’ятою і-ю палі, т;

Si – осадка і-ї палі, знайдена за методикою наведеній у розділі 3.2.

Значення вертикальних коефіцієнтів жорсткості основи під п’ятою паль знаходяться в інтервалі величин 6853.047 т/м – 14736.33 т/м при середньому значенні вертикального коефіцієнту жорсткості 9208.7 т/м.

Розрахунок пальових фундаментів виконаний з урахуванням просторової роботи системи «основа - фундамент - верхня будова».

Максимальні і мінімальні значення зусиль в палях (вони виділені темним кольором) в рівні їх оголовків і відповідні їм інші розрахункові зусилля в палях наведені в таблиці 3.4. Максимальні і мінімальні значення зусиль в ростверку

(вони виділені темним кольором) і відповідні їм інші розрахункові зусилля наведені в таблиці 3.5.

Таблиця 3.4 – Екстремальні зусилля в рівні верху паль від розрахункових сполучень завантажень

Критерій пошуку	Зусилля в елементі N, тс	My, тс·м	Qz, тс	Mz, тс·м	Qy, тс	Напрямок навантаження
1	2	3	4	5	6	7
При основних сполученнях навантажень (РСН)						
Nmin	**-275.369**	0	-0.20085	0	-0.29434	II осн W по осі +Y
Nmax	**-157.329**	0	-0.17446	0	-0.01522	I осн W по осі +X
My,min		**0**		0		
My,max		**0**		0		
Qz,min	-261.754	0	**-0.371**	0	-0.0742	II осн W по осі +X
Qz,max	-257.407	0	**0.379**	0	-0.07626	II осн W по осі -Y
Mz,min		0				
Mz,max		0				
Qy,min	-245.848	0	-0.1703	0	**-0.307**	I осн W по осі +X
Qy,max	-212.954	0	-0.098	0	**0.327**	I осн W по осі -Y

НУБіП України

Аналіз результатів розрахунку показав:

- навантаження на палі при основних сполученнях навантажень не перевищують несучу здатність паль при їх роботі на стиск і висмикування, тобто -N=-275.37 тс < -Nd =-247.75 * 1.2 = = -297.3 тс (з урахуванням дії ветрових навантажень, п.8.5.2.25 [8]), висмикувальні навантаження відсутні, тобто +N = 0 тс.

З метою уточнення осадок і фактичної величини несучої здатності паль необхідно у відповідності з діючими в Україні нормами [8, 12, 13] виконати на майданчику будівництва контрольні випробування паль на статичні навантаження з доведенням величини переміщення паль до 40 мм.

4.4 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ

За проектом в якості фундаменту прийняті пальові фундаменти з буроінєкційних паль діаметром 620 мм, бетон С20/25. Довжина паль прийнята рівною 23.45 м. Залізобетонний ростверк товщиною 1200мм з бетону С20/25. Особливістю конструктивного рішення фундаменту є наявність в головній частині між палями та ростверком віброгасників товщиною 500 мм.

Робоча і поперечна арматура в конструкціях пальових фундаментів прийнята за класами А400С і А240С.

При проектуванні пальового фундаменту допустиме вертикальне навантаження на палю було прийнято рівним 225 тс відповідно до матеріалів по статичним випробуванням паль [1].

Кількість паль, їх заглиблення від рівня підошви ростверку і в шар ІГЕ-14 складають відповідно: n = 257 шт., L = 23.95 м і hзагл. = 1.6 м.

При визначенні навантажень на палі крім вертикальних навантажень враховувалися і горизонтальні навантаження, що виникають при вітрових впливах.Проектом предусмотрено заглубление нижних концов свай в слой ИГЭ-

НУБіП України

14 – пісок середньої крупності світло-сірий, кварцовий, неоднорідний, насичений водою, щільний [3].

При виконанні розрахунків пальових фундаментів прийнята планувальна відмітка ґрунту основи - 99.60 м, що вище рівня низу ростверку на 3.4 м.

Палі моделювалися за допомогою універсальних просторових кінцевих елементів КЕ-10 з жорсткістю характерною для бруса перерізом Ø620 мм. Жорсткісні характеристики ґрунтової основи по довжині паль моделювалися за допомогою одновузлових кінцевих елементів пружних зв'язків КЕ-56.

Аналіз матеріалів Заключення про несучу здатність випробувальних буроін'єкційних залізобетонних паль куштів №1-4 за результатами польових статичних випробувань паль засвідчив:

- відсутні данні про абсолютну відмітку голови дослідних паль, яка має першорядне значення при прийнятті рішення про несучу здатність паль;

- автори документу допустились помилки при обґрунтуванні несучої здатності паль відповідно до формули (2), а саме ними було прийнято в розрахунках максимальне значення граничного осідання будівлі в якості середньої осадки.

Таким чином, **при умові, що прийнята відмітка голови дослідних паль дорівнює відмітці дна котловану** прогнозована величина несучої здатності паль для прийнятої розрахункової моделі будівлі з буроінєкційними палями з глибиною заглиблення п'яти паль 23.95 м від відмітки низу ростверку буде дорівнювати орієнтовно **Fd=297.3 тс і N=247.75 тс.**

Розрахунок пальових фундаментів виконаний з урахуванням просторової роботи системи «основа - фундамент - верхня будова» з урахуванням взаємного впливу паль на осідання кожної з 257 паль.

Аналіз результатів розрахунку показав:

- навантаження на палі при основних сполученнях навантажень не перевищують несучу здатність паль при їх роботі на стиск і висмикування, тобто -N=-275.37 тс <-Nd =-247.75 * 1.2 = -297.3 тс (з урахуванням дії ветрових навантажень, п.8.5.2.25 [8]), висмикувальні навантаження відсутні, тобто +N = 0 тс.

- значение максимального расчётного горизонтального давления сваи на грунт по её боковой поверхности в уровне верха свай ($\sigma^{розр}$=3.06 т/м^2), что не превышает предельного значения напряжения в грунте, т.е. $\sigma_{гран}$=19.61 т/м^2.

- середня осадка пальового фундаменту секції №1від дії вертикального навантаження, яка знайдена за вище наведеними формулами, склала 25.6 мм. Максимальна осадка паль секції від дії вертикального навантаження склала 34.2 мм, мінімальна – 15.65 мм.
- середнє значення нормативної величини реактивного отпору паль від дії вертикального навантаження дорівнює 196.84 тс, максимальне значення – 201.91 тс, мінімальне значення – 191.02 тс.
- середнє значення розрахункової величини реактивного отпору паль від дії вертикального навантаження дорівнює 235.38 тс, максимальне значення – 241.41 тс, мінімальне значення – 228.37 тс.
- гранична величина максимальної осадки для проєктованої будівлі становить 15 см (табл.І.1, [10]). Таким чином, розрахункова величина максимальної осадки будівлі не перевищує гранично допустимого значення.
- горизонтальне переміщення секції №1 на позначці 87.8 м становить:
  - за рахунок нерівномірності осадок від ексцентриситету дії вертикальних навантажень – **(+2.52 мм по осі ОХ та 14.3 мм по осі ОУ);**
  - за рахунок вітрового впливу з урахуванням нерівномірності осад від ексцентриситету додатки вертикальних навантажень – (**+9.79 мм по осі ОХ та 24.1 мм по осі ОУ**);
- максимальні переміщення голови паль в горизонтальній площині складають:
  - по осі ОХ – 0.325мм;
  - по осі ОУ – 0.332 мм.
- максимальне значення відносної різниці осідань ростверку дорівнює 0.00017 (в напрямку осі ОХ), що значно менше граничного параметру $\Delta S/L$=0.003 [10].
- значення вертикальних коефіцієнтів жорсткості основи під п'ятою паль знаходяться в інтервалі величин 6853.047 т/м – 14736.33 т/м при середньому значенні вертикального коефіцієнту жорсткості 9208.7 т/м.

НУБіП України

Таблиця 1 - Специфікація до схеми розташування верхньої арматури ростверку

Позиція	Позначення	Найменування		Додаткова потреба
Верхня арматура ростверку				
№№	Арматура	Проектне значення	Розрахункове значення	
1	ДСТУ 3760-2006 (марка сталі 35 ГС)	Ø14 А400С	Ø16 А400С	В зоні верхньої арматури: - між осями Д-Ж/8-11 в напрямку осі ОХ Ø16 А400С з кроком 200 мм; - між осями А-В/3-5 та А-В/3-5 в напрямку осі ОХ Ø18 А400С з кроком 200 мм; - між осями А-В/8-11 в напрямку осі ОХ Ø12 А400С з кроком 200 мм; - між осями А-В/8-11 в напрямку осі ОУ Ø12 А400С з кроком 200 мм;
2	"	Ø12 А400С	Ø28А400С	
3	"	Ø16 А400С	Ø22 А400С	
4	"	Ø16 А400С	Ø22 А400С	
5	"	Ø16 А400С	Ø18 А400С	
6	"	Ø16 А400С	Ø20 А400С	
7	"	Ø12 А400С	Ø16 А400С	
8	"	Ø16 А400С	Ø18 А400С	
9	"	Ø16 А400С	Ø18 А400С	
10	"	Ø12 А400С	Ø22 А400С	
11	"	Ø12 А400С	Ø22 А400С	

Таблиця 2 - Специфікація до схеми розташування нижньої арматури ростверку

Позиція	Позначення	Найменування		Додаткова потреба
Нижня арматура ростверку				
№№	Арматура	Проектне значення	Розрахункове значення	
1	ДСТУ 3760-2006 (марка сталі 35 ГС)	Ø16 А400С	Ø16 А400С	В зоні нижньої арматури:

2	"	Ø20 А400С	Ø25 А400С	- між осями Г-Е/8-11 в напрямку осі ОХ Ø22 А400С з кроком 200 мм; - між осями Б-В/8-11 в напрямку осі ОХ Ø18 А400С з кроком 200 мм; - між осями Б-В/3-5 та Б-В/14-16 в напрямку осі ОХ Ø12 А400С з кроком 200 мм;
3	"	Ø25 А400С	Ø36 А400С	
4	"	Ø12 А400С	Ø22 А400С	
5	"	Ø20 А400С	Ø22 А400С	
6	"	Ø20 А400С	Ø30 А400С	
7	"	Ø12 А400С	Ø20 А400С	
8	"	Ø12 А400С	Ø25 А400С	
9	"	Ø20 А400С	Ø32 А400С	
10	"	Ø12 А400С	Ø22 А400С	
11	"	Ø12 А400С	Ø22 А400С	
12	"	Ø12 А400С	-	
13	"	Ø12 А400С	Ø20 А400С	
14	"	Ø16 А400С	Ø25 А400С	
15	"	Ø12 А400С	Ø28 А400С	
16	"	Ø12 А400С	-	
17	"	Ø12 А400С	Ø36 А400С	
18	"	Ø12 А400С	Ø30 А400С	

НУБіП України

Таблиця 3 - Специфікація до схеми розташування поперечної арматури ростверку

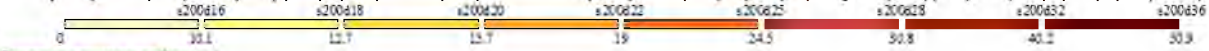
Позиція	Позначення	Найменування		Примітка
№№	Арматура	Проектне значення	Розрахункове значення	
Какаси плоскі				
КР-1				
1	ДСТУ 3760-2006 (марка сталі 35 ГС)	Ø16 А400С	Ø16 А400С	
2	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-2				
3	"	Ø12 А400С	Ø15 А400С	
2	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-3				
3	"	Ø12 А400С	Ø16 А400С	
4	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-4				
1	"	Ø16 А400С	Ø16 А400С	
5	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-5				
3	"	Ø12 А400С	Ø16 А400С	
5	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-6				
1	"	Ø16 А400С	Ø16 А400С	
6	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-7				
3	"	Ø12 А400С	Ø16 А400С	

НУБіП України

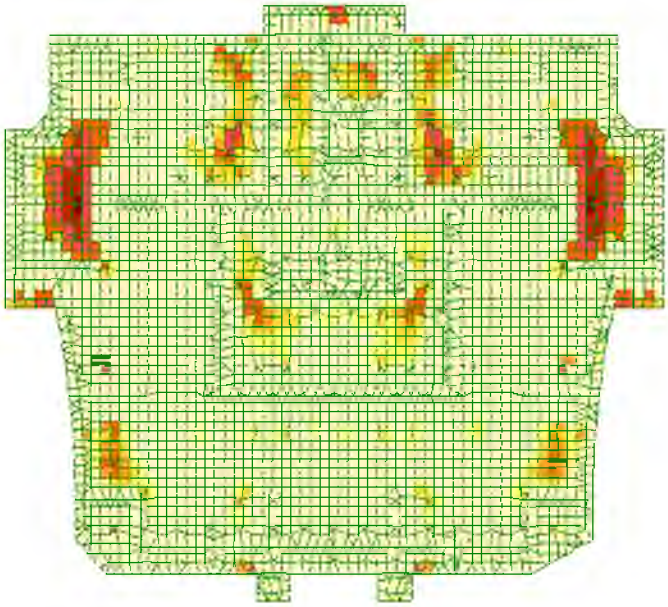
7	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-8				
1	"	Ø16 А400С	Ø16 А400С	
8	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-9				
1	"	Ø16 А400С	Ø16 А400С	
9	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-10				
1	"	Ø16 А400С	Ø16 А400С	
10	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-11				
1	"	Ø16 А400С	Ø16 А400С	
11	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	
КР-12				
3	"	Ø12 А400С	Ø12 А400С	Підтримуючий каркас встановлюється з кроком 400х400
12	"	Ø10 А400С	Ø10 А400С	

НУБіП України

НУБіП України



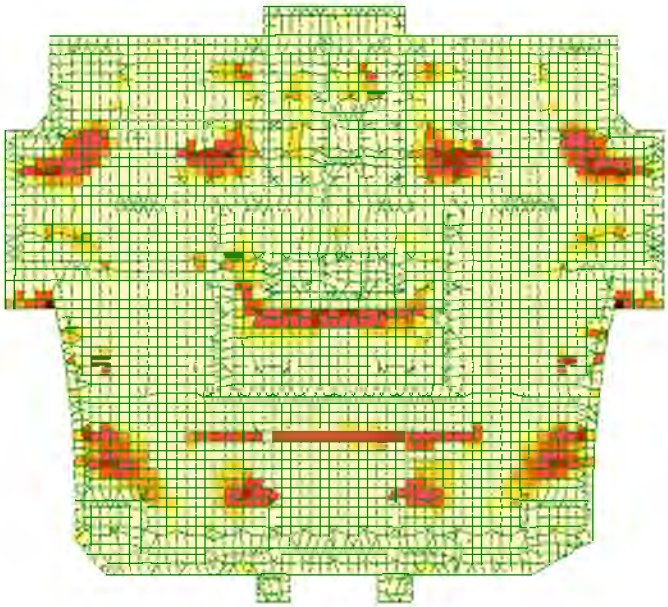
Варианс конструирования Вариант 1
Расчет по РСН (ДБН В.2.6-98:2009)
Единицы измерения - см**2/м
Шаг, Диаметр - мм



Площадь арматуры на 1пм по оси X у верхней грани, максимум в элементе 13187

НУБіП України

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

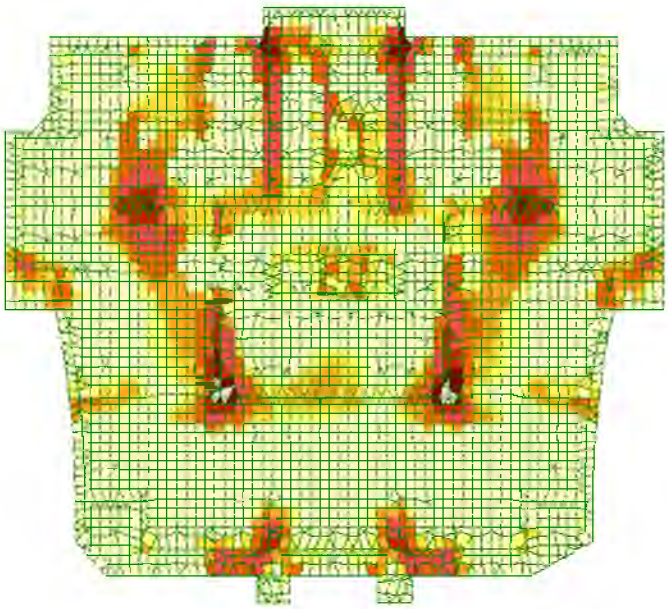


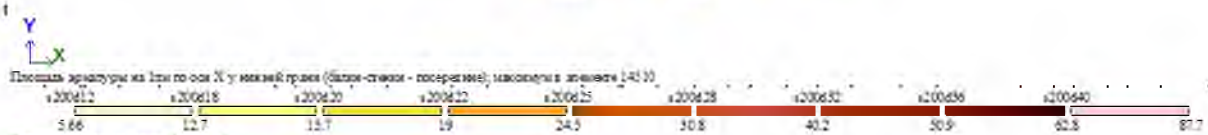
Площадь арматуры на 1пм по оси Y у верхней грани, максимум в элементе 12237

НУБіП України

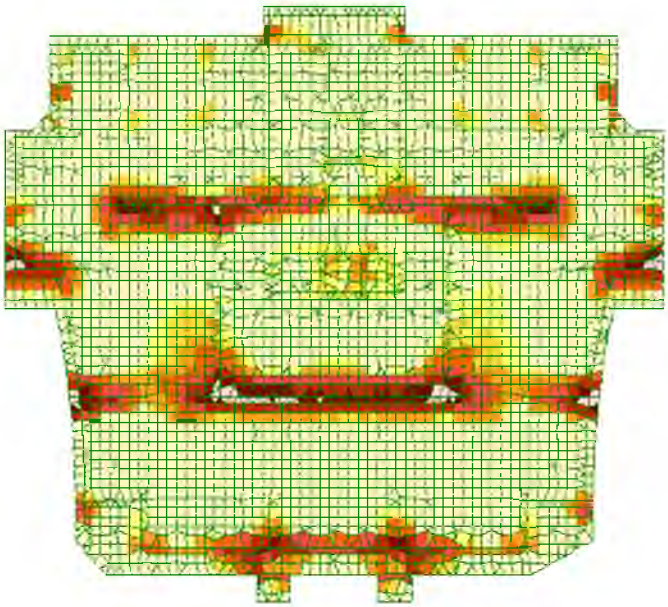
НУБіП України

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





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

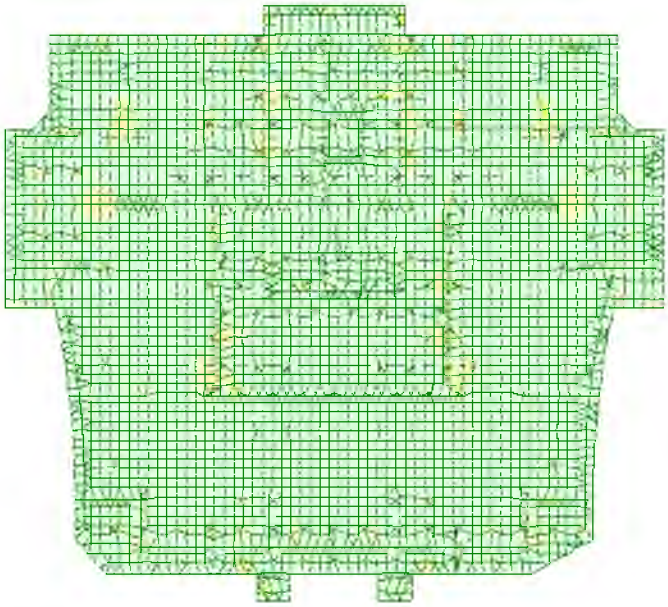


Площадь арматуры на 1пм по оси Y у нижней грани (балки-стенки - поперечная); максимум в элементе 10614

НУБіП України

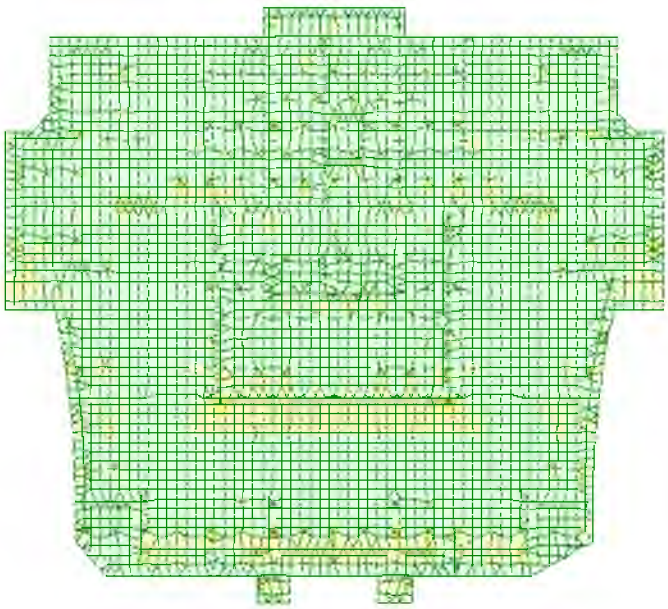
НУБіП України

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



Площадь поперечной арматуры вдоль оси X при шаге 100 см максимум в элементе 10418

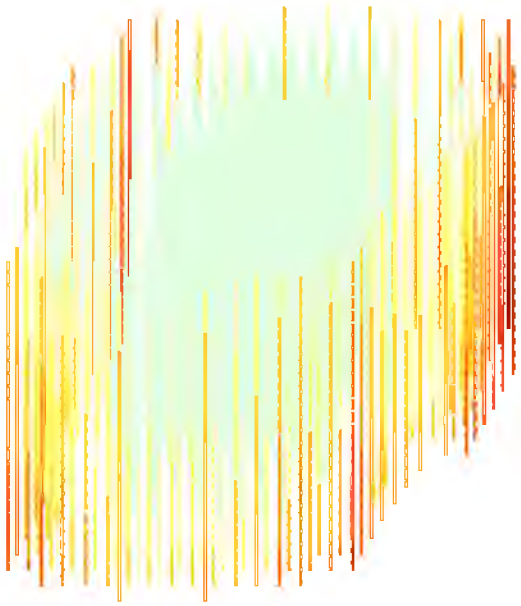
Вариант конструирования:Вариант 1
Расчет по РСН (ДБН В.2.6-98:2009)
Единицы измерения - см**2/1м
Шаг, Диаметр - мм



Площадь поперечной арматуры вдоль оси Y при шаге 100 см максимум в элементе 10814

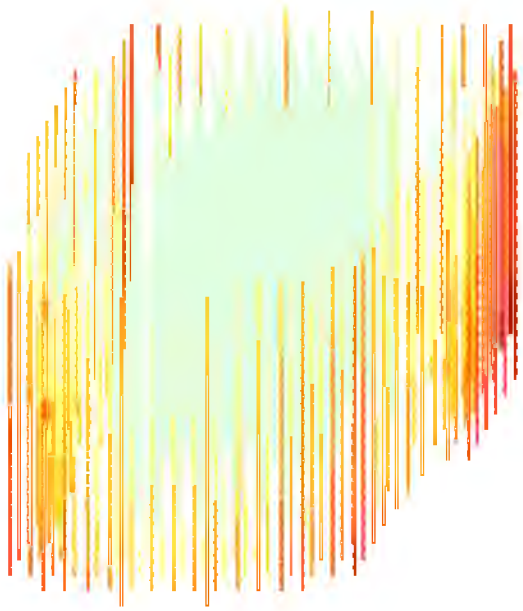
НУБіП України

Вариант конструирования Вариант 1
Расчет по РСН (ДБН В.2.6-98:2009)



Процент армирования Несимметричное армирование . Максимум 0.80 в элементе 511

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



Площадь арматуры А11 . Несимметричное армирование . Максимум 21.80 в элементе 511.

НУБіП України

НУБіП України

5. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

До початку влаштування фундаментної плити-ростверку повинні бути виконані наступні роботи:

організовано відвід поверхневих вод від котловану;

улаштовано під'їзні колії й автодороги;

позначено шляхи руху механізмів, місця складування арматурних сіток і укрупнення опалубки, підготовлені монтажне оснащення й пристосування;

виконано бетонну підготовку під фундаменти;

завезено арматурні сітки, каркаси й комплекти опалубки в кількості, що забезпечує безперебійну роботу не менш, ніж протягом двох змін;

складено акти приймання підстави фундаментів відповідно до виконавчої схеми;

улаштовано тимчасове електроосвітлення робочих місць і підключені електрозварювальні апарати;

зроблено геодезичну розбивку осей і розмітку положення фундаментної плити відповідно до проекту; на поверхню бетонної підготовки фарбою нанесені ризики, що фіксують положення робочої площини щитів опалубки.

До складу робіт, розглянутих картою, входять: допоміжні, опалубні, арматурні, бетонні роботи.

Весь комплекс робіт виконується у відповідності зі СНиП 3.03.01-87.

НУБіП України

Розвантаження й розкладку арматурних сіток, армокаркасів, елементів опалубки, а також монтаж армокаркасів, сіток і панелей опалубки виконують за допомогою автокрана КС-4572.

Складання опалубних панелей роблять на монтажних площадках у певній послідовності:

щити укладають робочою поверхнею долілиць, у місцях установки монтажних і робочих кріплень кладуть дерев'яні рейки;

роблять вивірку габаритних розмірів панелей, по контурі панелей прибивають дерев'яні бруски-обмежники;

щити з'єднують між собою пружинними скобами або елементами;

у місцях розташування дерев'яних рейок щити з'єднують болтами;

у дерев'яних рейках у місцях пропуску стяжок просвердлюють отвору діаметром 18 - 20 мм;

поверх щитів розкладають схватки;

схватки із щитами з'єднують натяжними гаками із клиновим або гвинтовим запором;

поверх схваток перпендикулярно їм укладають зв'язку твердості, для чого використовують ті ж схватки;

схватки зі зв'язками з'єднують болтами;

на верхньому ярусі схваток зміцнюють монтажні петлі;

до нижніх ярусів схваток або зв'язкам твердості прикріплюють підкоси, що забезпечують стійкість панелей у вертикальному положенні.

Опалубку збирають із укрупнених щитів на температурний блок 37,2 (44,35 м.

Арматурні роботи виконуються в наступній черговості:

установлюють нижні сітки на фіксатори, що забезпечують захисний шар бетону по проекті;

укладають армокаркаси;

установлюють верхні сітки на каркаси;

укладають окремі арматурні стрижні.

При укладанні арматурних сіток і каркасів до останніх варто кріпити щити опалубки через отвори в дерев'яних рейках дротом.

У межах температурного блоку бетонування фундаментної плити ведеться змінними захватками. Кількість змінних захваток визначається виходячи із продуктивності прийнятих механізмів для бетонування.

У межах змінної захватки бетонування варто робити без перерви. При влаштуванні робочого шва на границях змінних захваток як опалубка рекомендується застосовувати металеву ткану сітку із дрібними осередками.

Подача бетонної суміші до місця укладання виробляється за допомогою автобетононасосу. Бетонування плити за допомогою автобетононасосу в сполученні з необхідною кількістю автобетонозмішувачей виконується на першій захватці із брівки котловану, на наступних захватках - із забетонованих раніше захваток фундаментної плити.

Бетонна суміш повинна мати осадку конуса в межах 4 - 12 см. Склад бетонної суміші підбирають у будівельній лабораторії. Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3 - 0,5 м.

Кожний шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами. Перекриття попереднього шару бетону наступним повинне бути виконане до початку схоплювання бетону в попередньому шарі.

Заходу щодо догляду за бетоном у період набору міцності, порядок і строки їхнього проведення, контроль за виконанням цих заходів необхідно здійснювати відповідно до вимог СНиП 3.03.01-87. Відкриті поверхні бетону плити необхідно захистити від втрат вологи шляхом поливання водою або вкриття їхніми вологими матеріалами. Строки витримування й періодичність поливання призначає будівельна лабораторія.

При провадженні робіт у зимових умовах вживають заходів по забезпеченню нормального твердіння бетону при очікуваній середньодобовій температурі зовнішнього повітря нижче 5 °С и мінімальній добовій температурі нижче 0 °С у відповідності зі СНиП 3.03.01-87.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

Калькуляція трудозатрат

№ п/п	Найменування технологічних процесів	Обгрунт.	Одиниці виміру	Кількість	Норма часу		На обєм робіт			
					л-год	м-год	л-год	м-год	л-дн	м-дн
1	Установка опалубки	Е4-1-34	$м^2$	181,56	0,45	-	81,70	-	10,21	-
2	Подача арматури краном	Е1-7	100 т	0,96	13,00	6,40	12,53	6,17	1,57	0,77
3	Установка та вязка арматури окремими стержнями діаметром 16мм	Е4-1-46	т	96,37	8,00	-	770,94	-	96,37	-
4	Подача бетонної суміші автобетононасосом	Е4-1-48	100 $м^3$	9,44	18,00	6,10	169,88	57,57	21,23	7,20
5	Укладання бетонної суміші	Е4-1-49	м3	943,78	0,22	-	207,63	-	25,95	-
6	Догляд за бетонною поверхнею	Е4-1-54	100 м2	13,48	0,62	-	8,36	-	1,04	-
7	Демонтаж опалубки	Е4-1-34	м2	181,56	0,26	-	47,21	-	5,90	-

НУБіП України

Контроль якості виконання робіт по влаштуванню ростверку

Найменування процесів, що підлягають контролю	Предмет контролю	Інструмент і спосіб контролю	Періодичність контролю	Відповідальний за контроль	Технічні критерії оцінки якості
Приймання арматур	Відповідність арматурних сіток і каркасів проекту по паспорті	Візуально	До початку установки сіток і каркасів	Виконавець робіт	Відповідно до вимог Дст або ТУ (робітники креслення)
Складування арматурних сіток і каркасів	Правильність складування, зберігання	Те ж	До установки сіток і каркасів	Майстер	Відповідно до вимог СНиП III-4-80
Установка сіток і каркасів	Відповідність проекту	«	У процесі установки	Те ж	Відповідно до проекту
Приймання опалубки й сортування	Наявність комплектів елементів опалубки. Маркування елементів	«	У процесі розвантаження	Виконавець робіт	Відповідно до ППР
Установка опалубки	Відповідність установки елементів опалубки проекту. Відхилення положення, що допускаються, установленої опалубки стосовно осей і оцінок. Правильність положення вертикальних площин	Теодоліт, нівелір, рулетка, висок	Після установки опалубки	Майстер, геодезична служба	Відповідно до вимог СНиП 3.03.01-87 і проектом
Укладання бетонної суміші	Якість бетонної суміші	Конус СтройЦНИЛпресс (ПСОВІ-500). Лабораторний контроль	До бетонування	Майстер, лаборант	Те ж

НУБіП України

Найменування процесів, що підлягають контролю	Предмет контролю	Інструмент і спосіб контролю	Періодичність контролю	Відповідальний за контроль	Технічні критерії оцінки якості
	Правильність технології укладання бетонної суміші	Візуально	У процесі укладання	Майстер	
	Крок перестановки й глибина занурення вібраторів, правильність установки вібраторів, товщина бетонного шару при ущільненні	Візуально, сталева лінійка	У процесі ущільнення	Майстер	Відповідно до вимог СНиП 3.03.01-87 і проектом
Догляд за бетоном при твердінні	Дотримання вологого й температурного режимів	Термометр, влагомір. Лабораторний контроль	У процесі твердіння	Те ж, лаборант	Те ж
Розбирання опалубки	Технологічна послідовність розбирання елементів опалубки	Візуально, лабораторний контроль	Після набору міцності бетоном	«	«
Підготовка опалубки	Очищення елементів опалубки від бетонних напливів	Візуально	Після розбирання опалубки	Майстер	«

НУБіП України

НУБіП України

6. Календарний графік будівництва

Календарний графік віробництва робіт - елемент планування будівництва об'єктів, складова частина проекту організації будівництва (ПОБ) і проекту виробництва робіт (ПВР).

Календарний план виробництва робіт - ключовий документ ПВР.

Тобто будують лінійні календарні графіки для узгодження робіт окремих бригад, на яких по осі абсцис указують пікети траси, а по осі ординат - час.

Рух кожної бригади зображують лінією, що вказує, коли ця бригада буде працювати на тім або іншому кілометрі або пікеті.

Від якості його розробки значною мірою залежить успіх реалізації всього проекту.

Його призначення - розробка й здійснення найбільш раціональної моделі організації й технології робіт у часі й просторі на об'єкті, виконуваних різними виконавцями при безперервному й ефективному використанні виділених трудових, матеріальних і технічних ресурсів з метою введення об'єкта в дію в нормативний термін.

Лінійний календарний графік.

Лінійний календарний графік (графік Гангу) - це таблиця "роботи (об'єкти) - час", у якому тривалість робіт зображується у вигляді горизонтальних відрізків ліній. Перевага линійних графіків: їхня наочність і простота.

Лінійний графік забезпечує можливості оптимізації будівельно-монтажних робіт із всіляких критеріїв, у т.ч. по рівномірності використання робочої сили, механізмів, будівельних матеріалів і т.д.

Графік дозволяє перевірити ряд питань організації робіт:

- правильну послідовність роботи на кожному кілометрі
- відповідність руху загону по трасі потужності бригади й обсягу робіт на кожному кілометрі,

- достатність довжини ділянки, виділеного кожній бригаді для одночасної ефективної роботи всіх вхідних у його склад машин, на захватках, що відповідають технологічним картам виконання робіт,

- погодженість лінійних і зосереджених робіт у часі таким чином, щоб бригадам не доводилося вертатися для доробок через те, що в цих місцях підготовка виявилася недостатньої для роботи лінійної бригади; так, наприклад, будівля штучного спорудження повинна бути закінчена до підходу бригади, що будує дорожнє полотно.

За графіком визначають потребу в механізмах, транспорті й робітниках на кожен день роботи. Для перевірки якості побудованого лінійного графіка будують графіки потреби в робітниках, машинах і транспорті на кожен день. Ці графіки не повинні мати розривів, які показують, що в окремі дні деякі бригади не забезпечені фронтом робіт, не повинні мати піків, що свідчать про неправильність планування, так як одержати додаткові механізми або транспортні засоби на короткий час буде неможливо й, отже, складений графік нереальний.

Розробка такого графіка включає наступні етапи:

- складання переліку необхідних робіт,

- визначення їхніх методів виробництва й обсягів,

- визначення трудомісткості кожного виду робіт шляхом розрахунків: тут необхідно приділяти особливу увагу реальності проведених розрахунків, обліку конкретних умов роботи. Умови можуть сильно відрізнятися від прийнятих у нормах, тому укладач плану повинні бути знайомі фактичні умови будівництва.

- складання вихідного варіанта графіка, тобто попереднє визначення тривалості й календарних строків виконання кожної роботи з відображенням цих строків на графіку,

• оптимізація вихідного графіка, тобто забезпечення рівномірної потреби в ресурсах робочої сили, забезпечення своєчасного закінчення будівництва, установлення остаточних календарних строків робіт і чисельності виконавців.

Добре складений календарний план характеризується рівномірною протягом усього року потребою в робочій силі й транспорті, а також високому річному виробітку на кожну машину. Виконання цього завдання досяжно при налагодженій роботі підсобних баз, що забезпечують можливість звістки роботу на базах узимку й замінити більшість будівельних робіт на площадці складальними роботами верб заздалегідь виготовлених елементів будівельних конструкцій, широко застосовуючи поточно-швидкісний метод будівництва.

На основі складеного лінійного графіка визначають потребу в будівельних матеріалах і напівфабрикатах (бетонні суміші, частини збірно-розбірних конструкцій, цегли і т.п.). Виходячи з потреби в будівельних матеріалах і напівфабрикатах, визначається потужність баз підсобно-допоміжного виробництва і їхня продуктивність.

Головний недолік лінійних графіків: складність їхнього коректування при порушеннях первісних строків робіт або зміні умов їхнього проведення. Ці недоліки усуваються при іншій формі календарного планування - сіткових графіках.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

Відомість трудовитрат

№ п/п	Найменування робіт	Об'єм	Один. вим.	трудо по норме		на об'єм робіт				Трудомісткість	Дней	Рабочих
				л-год	м-год	л-год	м-год	л-дн	м-дн			
1	Планировка площадей бульдозерами мощностью 79 кВт [108 л.с.] за 1 проход	7,33	1000 м2	0,39	0,39	2,86	2,86	0,36	0,36	1,00	1	1
2	Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами одноковшовыми дизельными на гусеничном ходу с ковшом вместимостью 1,25 [1,25-1,5] м3, группа грунтов 2	3,26	1000 м3	44,42	19,04	144,89	62,11	18,11	7,76	20,00	5	4
3	Разработка грунта в отвал экскаваторами "драглайн" или "обратная лопата" с ковшом вместимостью 1,25 [1,4-1,5] м3, группа грунтов 2	1,58	1000 м3	29,98	14,99	47,31	23,66	5,91	2,96			
4	Разработка грунта вручную в траншеях шириной более 2 м и котлованах площадью сечения до 5 м2 с креплениями при глубине траншей и котлованов до 3 м, группа грунтов 2	2,25	100м3	503,2		1132,34		141,54	0,00	140,00	5	28
5	Устройство железобетонных буронабивных свай диаметром до 500-600 мм в неустойчивых водонасыщенных грунтах 2	752,42	м3	21,56	6,1	16222,23	4589,78	2027,78	573,72	2030,00	58	35

НУБіП України

	группы установкой СБУ, длина свай до 12 м											
6	Устройство бетонной подготовки	1,35	100м3	195,75	10,6	263,92	14,29	32,99	1,79	280,00	8	35
7	Устройство фундаментных плит железобетонных плоских	9,44	100м3	259,55	75,31	2449,57	710,76	306,20	88,84			
8	Установка блоков стен подвалов массой более 1,5 т	8,31	100шт	150,8	132,1	1253,15	1097,75	156,64	137,22	152,00	4	38
9	Установка блоков стен подвалов массой до 1,5 т	1,39	100шт	118,47	80,36	164,67	111,70	20,58	13,96			
10	Устройство гидроизоляции обмазочной битумной мастикой в один слой толщиной 2 мм	7,13	100м2	38,39		273,90		34,24	0,00	38,00	1	38
11	Добавлять на каждый последующий слой гидроизоляции обмазочной битумной мастикой толщиной 1 мм	7,13	100м2	12,96		92,47		11,56	0,00			
12	Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 79 кВт [108 л.с.] с перемещением грунта до 5 м, группа грунтов 2	1,58	1000 м3	10,37	10,37	16,36	16,36	2,05	2,05	2,00	1	2
13	Укладка плит перекрытий площадью более 5 м2 при	1,18	100шт	332,05	87,75	391,82	103,55	48,98	12,94	48,00	4	12

НУБіП України

	наибольшей массе монтажных элементов до 5 т											
14	Установка лестничных площадок с опиранием на стену при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,02	100шт	343,65	71,08	6,87	1,42	0,86	0,18			
15	Установка лестничных маршей при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,04	100шт	319	92,73	12,76	3,71	1,60	0,46			
16	Кладка наружных стен толщиной 640 мм из кирпича (керамического)(силикатного)(пустотелого) с облицовкой лицевым кирпичом при высоте этажа до 4 м	331,85	м3	8,01	0,77	2658,09	255,52	332,26	31,94			
17	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с заполнением керамзитобетоном толщиной 510 мм при высоте этажа до 4 м	272,78	м3	6,75	0,84	1841,26	229,13	230,16	28,64	576,00	18	32
18	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с заполнением керамзитобетоном толщиной 380 мм при высоте этажа до 4 м	39,12	м3	8,06	0,9	315,29	35,21	39,41	4,40			
19	Кладка наружных и внутренних стен из кирпича (керамического)(силикатного) с	43,96	м3	14,01	1,25	615,92	54,95	76,99	6,87	168,00	14	12

	утеплением теплоизоляционными плитами общей толщиной 250 мм при высоте этажа до 4 м											
20	Кладка перегородок кирпичных армированных толщиной в 1/2 кирпича (керамического)(силикатного)(пустотелого) при высоте этажа до 4 м	3,41	100м2	225,94	10,04	770,39	34,23	96,30	4,28			
13	Укладка плит перекрытий площадью более 5 м2 при наибольшей массе монтажных элементов до 5 т	1,27	100шт	332,05	87,75	421,70	111,44	52,71	13,93			
14	Установка лестничных площадок с опиранием на стену при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,04	100шт	343,65	71,08	13,75	2,84	1,72	0,36	48,00	4	12
15	Установка лестничных маршей при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,04	100шт	319	92,73	12,76	3,71	1,60	0,46			
16	Кладка наружных стен толщиной 640 мм из кирпича (керамического)(силикатного)(пустотелого) с облицовкой лицевым кирпичом при высоте этажа до 4 м	326,61	м3	8,01	0,77	2616,11	251,49	327,01	31,44	576,00	18	32

НУБіП України

НУБіП України

17	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с заполнением керамзитобетоном толщиной 510 мм при высоте этажа до 4 м	244,23	м3	6,75	0,84	1648,58	205,16	206,07	25,64			
18	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с заполнением керамзитобетоном толщиной 380 мм при высоте этажа до 4 м	28,62	м3	8,06	0,9	230,70	25,76	28,84	3,22			
19	Кладка наружных и внутренних стен из кирпича (керамического)(силикатного) с утеплением теплоизоляционными плитами общей толщиной 250 мм при высоте этажа до 4 м	50,17	м3	14,01	1,25	702,92	62,72	87,87	7,84	168,00	14	12
20	Кладка перегородок кирпичных армированных толщиной в 1/2 кирпича (керамического)(силикатного)(пустотелого) при высоте этажа до 4 м	3,75	100м2	225,94	10,04	847,00	37,64	105,88	4,70			
13	Укладка плит перекрытий площадью более 5 м2 при наибольшей массе монтажных элементов до 5 т	1,27	100шт	332,05	87,75	421,70	111,44	52,71	13,93	48,00	4	12

НУБіП України

14	Установка лестничных площадок с опиранием на стену при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,04	100шт	343,65	71,08	13,75	2,84	1,72	0,36			
15	Установка лестничных маршей при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,04	100шт	319	92,73	12,76	3,71	1,60	0,46			
16	Кладка наружных стен толщиной 640 мм из кирпича (керамического)(силикатного)(пустотелого) с облицовкой лицевым кирпичом при высоте этажа до 4 м	326,61	м3	8,01	0,77	2616,11	251,49	327,01	31,44	576,00	18	32
17	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с заполнением керамзитобетоном толщиной 510 мм при высоте этажа до 4 м	244,23	м3	6,75	0,84	1648,58	205,16	206,07	25,64			
18	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с заполнением керамзитобетоном толщиной 380 мм при высоте этажа до 4 м	28,62	м3	8,06	0,9	230,70	25,76	28,84	3,22			
19	Кладка наружных и внутренних стен из кирпича (керамического)(силикатного) с утеплением теплоизоляционными плитами	15,75	м3	14,01	1,25	212,21	18,93	26,53	2,37	84,00	7	12

	общей толщиной 250 мм при высоте этажа до 4 м											
20	Кладка перегородок кирпичных армированных толщиной в 1/2 кирпича (керамического)(силикатного)(пустотелого) при высоте этажа до 4 м	2,20	100м2	225,94	10,04	497,55	22,11	62,19	2,76			
13	Укладка плит перекрытий площадью более 5 м2 при наибольшей массе монтажных элементов до 5 т	1,37	100шт	332,05	87,75	455,900	120,48	56,99	15,06			
14	Установка лестничных площадок с опиранием на стену при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,04	100шт	343,65	71,08	13,75	2,84	1,72	0,36	48,00	4	12
15	Установка лестничных маршей при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,04	100шт	319	92,73	12,76	3,71	1,60	0,46			
16	Кладка наружных стен толщиной 640 мм из кирпича (керамического)(силикатного)(пустотелого) с облицовкой лицевым кирпичом при высоте этажа до 4 м	436,14	м3	8,01	0,77	3493,48	335,83	436,69	41,98	576,00	18	32
17	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с	164,80	м3	6,75	0,84	1112,39	138,43	139,05	17,30			

НУБіП України

НУБіП України

	заполнением керамзитобетоном толщиной 510 мм при высоте этажа до 4 м											
18	Кладка наружных и внутренних кирпично-бетонных стен с заполнением керамзитобетоном толщиной 380 мм при высоте этажа до 4 м	11,58	м3	8,06	0,9	93,35	10,42	11,67	1,30			
13	Укладка плит перекрытий площадью более 5 м2 при наибольшей массе монтажных элементов до 5 т	1,31	100шт	332,05	87,75	434,99	114,95	54,37	14,37	48,00	4	12
14	Установка лестничных площадок с опиранием на стену при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,08	100шт	343,65	71,08	27,49	5,69	3,44	0,71			
15	Установка лестничных маршей при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	0,08	100шт	319	92,73	25,52	7,42	3,19	0,93			
21	Утепление покрытий керамзитом	96,38	м3	4,28	0,72	412,49	69,39	51,56	8,67	48,00	6	8
22	Устройство выравнивающих стяжек цементно-песчаных толщиной 15 мм	12,85	100м2	38,39	4,6	493,32	59,11	61,67	7,39	56,00	7	8
23	Устройство кровель скатных из трех слоев кровельных рулонных материалов на битумной мастике	12,85	100м2	23,07	1,36	296,46	16,71	37,06	2,09	32,00	4	8

24	Утепление фасадов минеральными плитами толщиной 100 мм и отделка декоративным раствором по технологии CEREZIT, стены гладкие	40,76	100 м2	479,94	0,11	19564,57	4,48	2445,57	0,56	2432,00	76	32
25	Окраска фасадов дисперсионной краской	40,76	100м2	168,5	0,61	6868,84	24,87	858,60	3,11	832,00	26	32
26	Улучшенная штукатурка (цементно-известковым)(цементным) раствором по камню и бетону стен	191,48	100м2	122,1	8,53	23380,23	1633,36	2922,53	204,17	2880,00	180	16
27	Высококачественная окраска потолков белилами по сборным конструкциям, подготовленным под окраску	10,30	100м2	99,49	1,07	1024,42	11,02	128,05	1,38	128,00	16	8
28	Высококачественная окраска стен белилами по штукатурке	12,11	100м2	120,61	0,64	1459,99	7,75	182,50	0,97	176,00	22	8
29	Высококачественная окраска стен колером масляным разбеленным по штукатурке	16,48	100м2	120,61	0,64	1987,82	10,55	248,48	1,32	248,00	31	8
30	Заполнение оконных проемов в стенах жилых и общественных зданий готовыми блоками из металлопластика свыше 2 до 3 м2	82,16	100 м2	113,35	6,02	9313,39	494,63	1164,17	61,83	1152,00	72	16

НУБіП України

НУБіП України

31	Установка дверей с тепловой изоляцией в кирпичных стенах	1,77	100м2	436,46	15,71	770,88	27,75	96,36	3,47	96,00	12	8
32	Устройство покрытий на цементном растворе из плиток керамических многоцветных	10,30	100м2	167,48	17,34	1724,49	178,54	215,56	22,32	208,00	26	8

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

7. ОХОРОНА ПРАЦІ

До початку будівельно-монтажних робіт кожний об'єкт повинен бути забезпечений проектною документацією з організації будівництва і виконання робіт.

Без такої документації будівельно-монтажні роботи проводити неприпустимо. Проектні рішення з техніки безпеки повинні бути конкретними і відповідати реальним умовам роботи. В спеціальному розділі проекту проведення робіт (ППР) повинні бути відображені особливо важливі вимоги правил охорони праці і заходи щодо забезпечення їх виконання. Ці заходи повинні містити технічні рішення і основні організаційні заходи щодо забезпечення безпечного проведення робіт і санітарно-гігієнічного обслуговування працюючих.

У ППР повинно бути визначено:

1. Місця розміщення тимчасової огорожі, установки кранів, розташування ліній електропередач, доріг, проходів, санітарно-побутових приміщень.
2. Місця складування будівельних конструкцій і матеріалів.
3. Межі небезпечних зон.
4. Перехідні пішохідні містки і мости для руху автотранспорту через траншеї.
5. Схеми електропостачання і освітлення будівельного майданчика і робочих місць, із зазначенням типів світильників і місця їх установки.
6. Технологічна послідовність виконання робіт із зазначенням кількості робітників, їх спеціальності, необхідних засобів захисту.
7. Підмостки й інші засоби підмощування, вантажопідйомні майданчики із зазначенням навантажень, що допускаються на них, способів їх кріплення.
8. Безпечні проходи до робочих місць і способи підйому на поверхи будівель, що зводяться.
9. Безпечна послідовність вантажопідйомних операцій.
10. Розміри небезпечної зони для руху будівельних машин і транспортних засобів

у межах призми обвалення укосів і виїмок.

11. Крутизна укосів виїмок глибиною більше 5 м.

12. Конструкція кріплення вертикальних стінок котлованів і траншей глибиною більше 3 м.

13. Способи ущільнення грунту поблизу будівельних конструкцій.

14. Перелік особливо небезпечних робіт, на виконання яких робітникам необхідно видавати письмовий наряд-допуск.

15. Послідовність розбирання ковзного опалублення.

16. Організація робочих місць монтажників будівельних конструкцій.

17. Розташування і зони дії монтажних механізмів

18. Методи і пристосування для безпечної роботи монтажників: послідовність технологічних операцій при монтажі будівельних конструкцій; місця і способи тимчасового кріплення елементів, які монтуються; послідовність установки, закріплення і стропування збірних конструкцій; технологія демонтажу конструкцій; машини і механізми для переміщення будівельних матеріалів, конструкцій і вантажно-захватні пристосування до них; схеми стропування вантажів, які переміщуються краном; протипожежні заходи і засоби пожежогасіння; типи санітарно-побутових приміщень із зазначенням їх складу, кількості та місць установки;

заходи безпеки при роботі з токсичними речовинами; заходи щодо зниження виробничого шуму, вібрації та ін.

Для попередження небезпеки падіння з висоти працюючих у ППР повинно бути передбачено скорочення обсягів операцій верхолазів.

Для попередження небезпеки падіння з висоти виробів і матеріалів при переміщенні їх кранами повинно бути передбачено:

1) тара для переміщення штучних і сипучих матеріалів;

2) вантажозахватні пристосування;

3) способи стропування;

4) пристосування для стійкого зберігання елементів конструкцій (піраміди, касети);

5) способи видалення відходів і будівельного сміття;

6) необхідність використання захисних перекриттів або козирків при виконанні робіт по одній вертикалі.

НУБіП України

НУБіП України

ВИСНОВКИ

За результатами виконаних досліджень конструкцій будинку можна зробити наступні висновки.

1. За результатами віброметричних досліджень зареєстровані максимальні рівні вібрації плит перекриття будинку для третього поверху (при зведених 4-ох поверхах), 7-го, 15-го та 20 поверхів (при зведених 25-ти поверхах) не перевищують допустимих значень в октавних смугах від 2 Гц до 63 Гц і складють 79 дБ в октаві 63 Гц, що на 4 дБ (1.5 рази) менше допустимого значення 83 дБ.
2. За результатами інструментальних досліджень міцності бетону залізобетонних пилонів, діафрагм і плит перекриттів каркасу отримано наступні результати:

- фактичні коефіцієнти варіації міцності бетону в обстежених конструкціях в межах нормативного значення (0,135) і свідчать про однорідність міцності бетону.
- фактична міцність бетону у пілонах і стінах першого п’ятого, десятого, п’ятнадцятого і двадцятого поверхів, а також у плитах перекриттів підвалу четвертого поверху і дев’ятого поверхів відповідає проектному класу С25/30.
- фактична міцність бетону в перекриттях чотирнадцятого і дев’ятнадцятого поверхів відповідає класу С20/25, що нижче від проектного класу (С25/30). У зв’язку з цим рекомендується виконати випробування статичним навантаженням перекриття 14-го поверху для визначення фактичних прогинів конструкцій та порівняти їх із допустимими значеннями, встановленими нормативними документами [5,12].

3. При перевірочних розрахунках будівлі для конструкцій (крім плит перекриттів чотирнадцятого і дев'ятнадцятого поверхів) рекомендується прийняти проектний клас міцності бетону (С25/30). Для плит перекриттів чотирнадцятого і дев'ятнадцятого поверхів рекомендується прийняти клас міцності бетону С20/25.
4. За результатами чотирьох циклів геодезичних спостережень, виконаних в період з 26.11.2015 р. по 20.05.2016 р., зафіксовано осідання фундаментів будівлі в межах від 24 до 36 мм, що не перевищує граничного значення 150 мм, встановленого у таблиці И.1 [7].
5. За результатами робіт з авторського супроводу влаштування системи віброзахисту будинку визначені статичні та динамічні характеристики гуми захисних опор, які були використані для віброзахисту житлового будинку (модулі пружності та зсуву, коефіцієнт поглинання коливань); виконані лабораторні випробування по визначенню жорсткості на стиск і зсув модельних зразків, виготовлених із захисних опор, застосованих для віброзахисту житлового будинку.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

Характеристика джерел	Приклади бібліографічного опису
Книги: — один автор	1. Нілеп О. Рекомендації по проектуванню планетаріїв та масових астрономічних обсерваторій. — М.: Стройиздат, 1988. — 104с. 2. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для техникумов.— 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1989. — 506 с.
— два автори	3. Жилые здания. Конструктивные системы и элементы для индустриального строительства : Пособие для учебного проектирования / И. А. Шерешевский. — Издание стереотипное. — Москва : Архитектура-С, 2005. — 123 с., ил. 4. Монолітне залізобетонне перекриття: навчальний посібник / І. І. Кирпа, О. А. Тищенко; Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2015. – 88 с.
	5. А.Ф.Гаевий, С.А.Усик «Курсове і дипломне проектування»

НУБіП України

	6. Методичні вказівки по теплотехнічному розрахунку зовнішніх огороджувальних конструкцій будівель різного призначення. Укладачі: каид. техн. наук, проф. Глікман М.Т., асс. Арсірій А.М.
— чотири автори	7. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е. Ромашкина М.А. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. // Электронное издание, 2017г., – 535 с.
— п’ять і більше авторів	8. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекритий со стальным профилированным настилом: А.П. Васильев, В.И. Игнатьева, Б.В. Кучер, Ю.З. Гельман, В.Н. Голосов и др.- М: Стройиздат 1987. — 36с.
Нормативні документи зі стандартизації	9. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві
	10. ДБН В.2.2-15-2005 Житлові будинки. Основні положення.
	11. ДБН В.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди. Основні положення.
	12. ДБН В.2.2-28:2010 Будинки адміністративного та побутового призначення

Нормативні документи зі стандартизації	13. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.
	14. ДБН В.2.5-56:2014 Системи протипожежиого захисту
	15. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
	16. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування
	17. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування.
	18. ДБН В.2.5-75:2013 Каналізація зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування.
	19. ДБН В.2.6-31: 2016 Теплова ізоляція будівель
	20. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
	21. ДБН Б.2.2-9-9:2009 Громадські будівлі та споруди. Основні положення
	22. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів
	23. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва
	24. Стандарт житлово-комунального господарства України «Правила визначення фізичного зносу житлових будинків СОУ ЖКГ 75.11 – 35077234. 0015 :2009» – 20, 24 с.

НУБіП України

Нормативні документи зі стандартизації	25. ДБН 360-92** Планування і забудова міських і сільських поселень
	26. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія.
	27. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНБ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.
	28. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
	29. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурный. Для железобетонных конструкций.
	30. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Ґрунти. Класифікація. К.: Держкоммістобудування. 2008. – 24 с.
	31. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
	32. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд
	33. ДБН В.2.5-28-2006 Природне і штучне освітлення
	34. ДБН А.2.2-1-2003 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд.
	35. ДСанПіН 2.2.7.029-99 Гігієнічні вимоги щодо поводження з промисловими відходами та

НУБіП України

	визначення їх класу небезпеки для здоров'я населення
	36. ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва
	37. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві
	38. ДСТУ 12.0.004-90 Організація навчання безпеки праці
	39. ДСТУ 12.4.011-89 Засоби захисту працівників. Загальні вимоги і класифікація.
Нормативні документи зі стандартизації	40. ДСП 201-97 Державні санітарні норми по охороні атмосферного повітря населених пунктів
	41. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва.
	42. ДСТУ 12.0.003-74*. (СТ СЕВ 790-77) “ССБТ. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори класифікації.
	43. ДСТУ Б А.3.2-13:2011 Будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги.
	44. НПАОП 0.00-1.01-07 Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів
	45. ДСТУ Б Д.2.2-ХХ:2012. Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи

НУБіП України

	46. ДСТУ Б Д.2.3-ХХ:2012. Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи
	47. ДСТУ Б Д.2.4-ХХ:2012. Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи
	48. ДСТУ Б Д.2.6-ХХ:2012. Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконалагоджувальні роботи
	49. ДСТУ Б Д.2.7-1:2012. Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів
Нормативні документи зі стандартизації	50. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування
	51. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
	52. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.

НУБіП України