

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

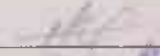
Завідувач кафедри КТБ

О.І.Лапенко

" 17 " лютого 2022 р.

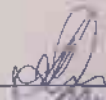
**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)
ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ
"МАГІСТР"**

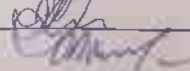
Тема: Аналіз експериментальних даних сталезалізобетонних конструкцій
часторебристих плит перекриття

Виконав: студент  Гайлучик Андрій Олександрович

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

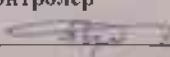
Консультанти з розділів:

Керівник дипломного проекту  О.І. Голоднов

Охорона праці  В.П. Федина

Охорона навколишнього середовища  

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):

О.В.Родченко 

Київ 2022

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ

О. І. Лапенко
" 19 " *ІР* 2022 р.

**ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ**

Студенту Гайдучику Андрію Олександровичу
Курс другий група ЦБ 204М
Спеціальність Промислове і цивільне будівництво
Шифр 192

1. Тема проекту Аналіз сталезалізобетонних перекриттів та їх дослідження

Тему проекту затверджено наказом ректора університету
• від " 20 " 09 2022 р. за № 1582 /ст

2. Вихідні данні до проекту

2.1. Характеристику будинку

2.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

Будівля громадська

2.1.2. Матеріал головних конструкцій залізобетон, бетон С20/25, арматура А240С, А400С,5, цегла, скло,

2.1.3 Інші загальні дані

2.2. Навантаження Згідно ДБН В. 1.2-2:2006. «Навантаження і впливи» постійні та тимчасові навантаження (короточасні та тривалі)

2.3. Район будівництва м. Одеса

2.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 2.1. – Глинисті ґрунти

Фізико механічні властивості ґрунтів

Найменування шару	H, м	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	W	W_L	W_p	φ , °	c , кПа	МПа
Рослинний шар	0,9	1,55	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	2,0	1,54	2,68	0,159	0,24	0,17	20	18	6
Суглинок	1,6	1,71	2,68	0,179	0,28	0,18	22	22	14
Суглинок	1,6	1,8	2,71	0,169	0,30	0,19	23	25	17
Лес	6,0	1,8	2,68	0,169	0,24	0,17	23	27	18

ґрунтові води на відмітці 11 м.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 1,0 м.

2.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика Рельєф ділянки спокійний з ухилом в південно-східному напрямку.

2.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування пісок – з кар'єру (6 км), щебень (гравій), цемент – з заводу (10 км), металоконструкції – з заводу. Транспортування – вантажним спецавтотранспортом.

2.7. Строки будівництва згідно календарного графіка

8. Додаткові данні

3. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

3.1. Вступ Загальні характеристики будівлі та її необхідність і актуальність будівництва

3.2. Аналітичний огляд Актуальність будівництва з урахуванням сучасних вимог до монолітного будівництва

3.3. Архітектурний розділ Об'ємно-планувальне рішення будівлі, конструктивна форма, архітектурно-конструктивне рішення, експлікація приміщень, основні будівельні конструкції

Обсяг графічного матеріалу 3 листи

3.4. Розрахунково-конструктивний розділ розділ містить креслення елементів будинку та розрахунково-конструктивну частину: залізобетонна плита перекриття, залізобетонна колона, залізобетонна балка

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.5. Основи і фундаменти Розрахунок фундаментів стрічкових

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.6. Технологія будівництва (ремонту) Технологія виробництва основних видів будівельно-монтажних робіт

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4. Додатки Ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- | | |
|--------------------------------------|----------------------|
| • Архітектурна частина | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Розрахунково-конструктивна частина | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Технологія будівництва (ремонту) | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Організація будівництва | <u>Голоднов О.І.</u> |
| • Наукова частина | <u>Голоднов О.І.</u> |

Дата видачі завдання 18 09 2022 р., термін закінчення дипломного проекту і надання його до захисту "18" 11 2022 р.

Керівник дипломного проекту Голоднов О.І.

Завдання до виконання прийняв Гайдучик А.О.

ЗМІСТ

Вступ

1. Аналітичний огляд

2. Архітектурна частина

2.1. Характеристика району будівництва

2.2. Архітектурно - планувальне рішення

2.3. Охорона навколишнього середовища

2.4. Санітарне очищення

2.5. Озеленення

2.6. Заходи щодо шумозахисту

2.7. Конструктивні рішення

2.8. Електропостачання

2.9. Електроустаткування

2.10. Зв'язок і сигналізація

2.11. Контроль концентрації газу

2.12. Автоматична установка пожежогасіння. Паркінг

2.13. Основні вимоги по експлуатації і обслуговуванню установок

пожежної автоматики

3. Розрахунково-конструктивна частина

3.1. Опис конструктивного рішення

3.2. Розрахункові навантаження

3.3. Комп'ютерна модель будівлі

3.4. Результати розрахунків

4. Основи та фундаменти

4.1. Характеристика інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов

майданчика будівництва

4.2. Розрахунок несучої здатності паль

4.3. Визначення зусиль в конструктивних елементах фундаменту будівлі

4.4. Результати розрахунків

5. Технічна експлуатація

6. Технологія будівництва
 - 6.1. Загальні положення
 - 6.2. Земляні роботи.
 - 6.3. Технологія зведення монолітного залізобетонного ростверку
 - 6.4. Монтажні роботи
 - 6.5. Визначення параметрів крана
 - 6.6. Операційний контроль якості будівельних робіт
7. Організація будівництва
 - 7.1. Розбиття основної будівлі на захватки
 - 7.2. Визначення номенклатури і об'ємів будівельно-монтажних робіт
 - 7.3. Вибір методу виробництва робіт
 - 7.4. Вибір комплекту машин і механізмів
 - 7.5. Визначення тривалості виконання робіт
 - 7.6. Об'єктний буд. генплан
8. Охорона праці
 - 8.1. Перелік виробничих чинників, що діють у робочій зоні
 - 8.2. Технічні та організаційні заходи для зменшення рівня впливу небезпечних та шкідливих виробничих чинників
 - 8.3. Забезпечення пожежної і вибухової безпеки в розробленому проекті
9. Охорона довкілля
 - 9.1. Заходи щодо екологічної безпеки в календарному плані
 - 9.2. Заходи щодо екологічної безпеки на будгенплані
 - 9.3. Заходи щодо екологічної безпеки в технологічній карті на монолітні роботи
 - 9.4. Загальні заходи щодо екологічної безпеки, що передбачаються в період будівництва проектованого об'єкту
 - 9.5. Заходи щодо охорони навколишнього середовища
 - 9.6. Природоохоронні заходи при будівництві будівель і споруд
10. Науково-дослідна частина
 - 10.1. Аналіз експериментальних досліджень

10.2. Висновки

Висновки

Список літератури

Додатки

РЕФЕРАТ

Представлена дипломна робота на тему „Аналіз експериментальних даних сталезалізобетонних конструкцій часторебристих плит перекриття” складається з пояснювальної записки обсягом сторінки, додатків та - ти листів креслень.

Ціль дипломної роботи – проведення аналізу експериментальних даних сталезалізобетонних конструкцій часторебристих плит перекриття в лінійній та нелінійній постановці, виявлення оптимального способу розрахунку залізобетонних конструкцій, які працюють в плоско-напруженому стані, що найбільш повно враховує вплив основних розрахункових параметрів та їх взаємного впливу.

Методи досліджень – експериментально-теоретичні.

Об’єкт проектування – житлова 9-ти поверхова панельна будівля з повною інфраструктурою обслуговування мешканців комплексу та паркінгом на 125 місць у м. Одеса.

Новизна роботи:

1. Виконаний аналітичний огляд теоретичних та експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій часторебристих плит перекриття.
2. Проведено дослідження фрагменту панельної будівлі та виконані розрахунки за різними методиками, для проведення аналізу.
3. Розроблений спосіб розрахунку з/б конструкцій, які працюють в плоскому напруженому стані, що враховує деформаційні ефекти.

Практична значущість роботи полягає в тому, що запропонований спосіб розрахунку за рахунок найбільш повного моделювання плоского напружено-деформованого стану, що наближається до дійсного, дозволяє отримати в одних випадках більш точні, в інших – більш надійні значення міцності.

ВСТУП

Для створення прийнятних методів розрахунку і конструювання монолітних будівель необхідна детальна інформація про їх деформацію в різних силових ситуаціях. Таку інформацію дають відповідні теоретичні і експериментальні дослідження.

Незважаючи на досить великий список фахівців, що вивчали роботу залізобетонних діафрагм, панелей, обсяг отриманої ними інформації не можна порівняти з аналогічною інформацією, накопиченою для балочних елементів і стержневих конструкцій. Крім того, перш ніж приступити до аналізу інформації, що цікавить нас, слід відмітити, що отримана вона була кожним з авторів, як правило, при випробуванні обмеженої кількості експериментальних зразків, причому випробування ці проводилися різними авторами по неузгоджених методиках. Підсумком цього часто були суперечливі висновки різних дослідників по одних і тих же питаннях. Проте, накопичені дані вже зараз дозволяють по цілому ряду питань сформулювати досить обґрунтовані висновки.

Плоскі залізобетонні конструкції (плити перекриття, діафрагми жорсткості, пілони, стіни, підпірні стінки) займають значний відсоток серед сучасних будівельних конструкцій, але методика їх розрахунку потребує відповідних корегувань деяких факторів, найважливішими з яких є несумісність деформацій бетону і арматури, деформаційні ефекти, що виникають в залізобетоні після появи тріщин. Більшість існуючих методів заснована на лінійній залежності між напруженнями та деформаціями в матеріалі конструкцій. Сучасна методика розрахунку таких конструкцій, запропонована професором Карпенком, незважаючи на свою громіздкість (залізобетон розглядається як анізотропний матеріал), не враховує ці фактори.

При збільшенні навантаження на будівлю відбувається руйнування бетону стикових з'єднань, виникають зсуви і розкриття стиків, перекося

панелей та тріщини в них. Розвиток деформацій в конструкціях будівлі змінюють характер розподілу зусиль в стінах і роблять його відмінним від розподілу в пружній стадії роботи конструкції. Розрахунок пружної системи не в повній мірі дозволяє оцінити дійсну роботу конструкції будівлі.

В той же час тріщиноутворення в конструкціях і деформації стиків знаходяться в межах, які допускають норми проектування і відповідають експлуатаційній стадії роботи будівлі. Тому вивчення конструкції в цій стадії є важливим для визначення деформаційних властивостей.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Огляд досліджень по методах розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням нелінійної деформації

При одночасній дії вертикального і горизонтального навантаження перекриття будівель зазнають згинаючо-зсувних деформацій. Залежно від геометричних параметрів, співвідношення сил, що діють, і деяких інших чинників в механізмі руйнування стін можуть переважати зсувна або згинаюча форма, але кожна з них в чистому вигляді на практиці не зустрічається.

Ознакою переважання згинаючих деформацій є руйнування перекриття по горизонтальних перетинах. Якщо ж вони руйнуються по похилих перетинах, то це свідчить про панувальну роль здвигових деформацій.

Переважає більшість зарубіжних дослідників відстоюють необхідність "подавлення" за допомогою різних засобів зсувного характеру деформацій невисоких стін, вважаючи, що тільки при переважаючих згинаючих деформаціях можна забезпечити необхідну пластичність поведінки конструкцій в умовах складного завантаження. Поза сумнівом, вміння управляти механізмом руйнування стін потрібно розглядати як джерело до оптимального їх проектування.

Окрім міцності конструкцій перекриття експлуатаційна надійність будівель в умовах сейсмічної дії значною мірою залежить від пластичності їх деформацій, диссипативних властивостей і характеру руйнування. Останній буває крихким, що небажано, і пластичним ("м'яким").

Проте велика частина цих досліджень ґрунтується на передумові лінійної залежності між напруженнями і деформаціями матеріалу конструкції.

При збільшенні навантаження на будівлю відбувається руйнування бетону стикових з'єднань, з'являються різного виду зсув і розкриття стикових з'єднань, перекося панелей і тріщини в них. Розвиток деформацій в

конструкціях будівлі змінює характер розподілу зусиль в стінах і робить його відмінним від розподілу в пружній стадії роботи конструкції.

Розроблені методи розрахунку будівель, що знаходяться у стадії розробки, з урахуванням нелінійних властивостей матеріалу конструкцій засновані на використанні дискретних і дискретно-континуальних моделей, таких, що є, як правило, складеними стержнями або оболонками, стержньовими або пластинчастими системами.

Крім того, слід зазначити, що розрахунок великопанельних будівель до теперішнього часу здійснювався шляхом розчленовування їх на окремі плоскі конструктивні елементи. Проте із збільшенням поверховості великопанельних будівель дана розрахункова схема не відображає фактичної роботи конструкції в цілому. Тому певну складність в розрахунках представляє поєднання методів розрахунку, що враховують просторову роботу великопанельних, об'ємно-блокових і монолітних будівель, а також методів, що враховують фактичні властивості матеріалів конструкцій.

Внаслідок того, що розрахунок залізобетонних конструкцій як пружних систем вже давно не задовольняв потреби практики, він неодноразово піддавався критичним зауваженням. Так в 1931 році А.Ф. Лолейт створив основні положення теорії розрахунку по руйнівним зусиллям і розробив передумови для створення теорії міцності бетону і залізобетону. Це послужило початком цілого ряду досліджень радянських учених А.А.Гвоздева, П.П. Баландина, О.Я. Берга, Я.В. Столярова, М.С. Боришанського. П.Л. Пастернака, В.И. Мурашова, Б.Г. Скрамтаєва, М.Я. Штаермана, а також зарубіжних авторів Р. Райса, Ф. Блеку, Ж. Беллами і інших.

У розвитку методів розрахунку статично невизначних сталезалізобетонних конструкцій визначилися два напрямки.

Першим напрямом в розрахунку залізобетонних пластин і оболонок і інших статично невизначних конструкцій з врахуванням нелінійної роботи матеріалу були дослідження, засновані на методі граничної рівноваги. До перших робіт, що відносяться до даних досліджень, слід віднести роботу А.А

Гвоздева. Метод граничної рівноваги, основні напрями якої були викладені в цій роботі знайшли досить широке застосування при розрахунку нерозрізних рам, балок, плит і інших конструкцій і ґрунтується на наступних передумовах:

- деформації конструкції до вичерпання її несучої здатності, мають бути достатньо малі для того, щоб можна було нехтувати змінами геометричних величин, що входять в умови рівноваги;

- зусилля в елементах конструкції мають бути обмежені граничними умовами з досягненням яких деформації цих елементів можуть достатньо сильно зростати.

Подальшим розвитком методів розрахунку залізобетонних конструкцій стали експериментальні і теоретичні дослідження, які враховують, з'явлення і розкриття тріщин. Першою капітальною роботою в цьому напрямі можна рахувати роботу В.И. Мурашова, в якій автор вперше розробив метод розрахунку залізобетонних конструкцій аж до руйнування шляхом введення коефіцієнтів, що враховують роботу арматури і бетону в елементах, пронизаних тріщинами.

Схеми тріщиноутворення враховуються і в роботі И.Е. Милейковского, в якій автор досліджує поведінку залізобетонних (сводов-оболочек). Після появи тріщин в оболонці автор пропонує розраховувати жорсткість елемента з врахуванням коефіцієнта В.И. Мурашова. Таким чином враховується перерозподіл згинаючих моментів, і, на думку автора, збільшується деформативність (свода-оболочки).

В.И. Бондаренко пропонує використовувати в інженерних розрахунках бетонних і залізобетонних конструкцій метод інтегральних оцінок нелінійних властивостей деформації матеріалу конструкції. Як вказує в роботі, цей метод заснований на методах опору матеріалів і розглядає деформації і рівновагу наскрізних перерізів. Тому і модуль деформації матеріалів враховується інтегрально для кожного перерізу і перетворює нелінійні деформації в зміну жорстких характеристик перерізу. При цьому використовується гіпотеза

плоских перетинів і вводиться припущення, що вісь нульових напружень і вісь нульових деформацій суміщені на єдиній нейтральній осі.

Таким чином, використовуючи інтегральний модуль деформації, можна визначити жорсткість залізобетонних перетинів, яка відображає нелінійність деформації залізобетону і залежить від рівня завантаження, тривалості дії навантаження і інших чинників.

У роботі пропонується використовувати метод інтегральних оцінок при розрахунку тонкостінних просторових конструкцій. Авторами вирішувалася задача на згин тонкостінних залізобетонних плит, що нелінійно-деформувалися, з дослідів Ц. Баха і О. Графа. Результати розрахунку по методу інтегральних оцінок порівнювалися з розрахунками методом Галеркіна по пружній схемі і з розрахунками, що враховують жорсткість по В.И. Мурашову. Шляхом зіставлення результатів зроблений висновок про те, що після утворення тріщин напружено-деформований стан плити незадовільно оцінюється методами лінійної теорії пружності або з використанням жорсткості В.И. Мурашова. У той же час точність розрахунку залізобетонних плит за допомогою інтегрального модуля деформацій достатньо велика (розбіжність прогинів з експериментальними не перевищує 5%).

Важливим напрямом в розрахунку статично невизначних залізобетонних конструкцій з урахуванням нелінійних властивостей матеріалу з'явилися теоретичні і експериментальні дослідження, що враховують реальні властивості залізобетону. Вирішення питань поведінки складної залізобетонної конструкції з урахуванням змін, протікаючих в процесі завантаження, стало можливо з швидким розвитком засобів обчислювальної техніки.

Теорія Н.И. Карпенко базується на моделі розрахунку плоских залізобетонних конструкцій, плит і оболонок, які є на початку завантаження нелінійно-пружними ортотропними тілами, які при подальшому збільшенні навантаження переходять в тіла, пронизані тріщинами і розглядаються як анізотропні.

При розрахунку реальних конструкцій з урахуванням процесу тріщиноутворення автор виділяє 4 стадії їх роботи:

- пружня без тріщин;
- пружньопластична без тріщин;
- пружня з тріщинами (робота арматури);
- пружньопластична з тріщинами (врахування розвитку пластичних деформацій в арматурі).

При цьому основний наголос в розрахунку робиться на оцінці напружено-деформованого стану конструкції у стадії роботи її з тріщинами шляхом введення відповідних коефіцієнтів у фізичні стани для залізобетону.

На підставі приведених в роботі розрахунків балок-стінок і плит, які опираються по контуру, а також зіставлення результатів розрахунків з експериментальними даними, автор зробив висновок про те, що теорія деформації залізобетонних конструкцій з тріщинами задовільно описує напружено-деформований стан конструкції з пружної стадії роботи і закінчуючи руйнуванням конструкції. Крім того, на підставі алгоритму розрахунку вдалося отримати теоретичну картину утворення і розвитку тріщин в процесі завантаження близьку до дійсної на підставі експериментальних даних.

Істотним внеском в розвиток методів розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням реальних властивостей матеріалів з'явилася розроблена Г.А. Гениевим теорія пластичності бетону і залізобетону. При розробці цієї теорії автор ставив завдання:

- розробити методи визначення граничної несучої здатності нестержневих конструкцій із залізобетону, що знаходяться в складному напруженому стані, на підставі використання апарату математичної теорії пластичності;
- розробити деформаційну теорію пластичності залізобетону і бетону з використанням її для роботи бетонних і залізобетонних конструкцій, що знаходяться в складному напруженому стані в області експлуатаційних режимів роботи.

Результати теорії можуть використовуватися тільки при короткочасній дії навантаження, оскільки вона не враховує процесу повзучості. Для оцінки граничного стану залізобетонної конструкції використовується критерій міцності, що є узагальненням теорії міцності, оскільки ця теорія здатна відобразити властивості матеріалу, що володіє різним опором на розтяг та стискання.

Умова міцності О. Мора в координатах головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ являє собою конусоподібну поверхню обертання, яка добре апроксимується параболоїдом обертання, вершина якого знаходиться в точці, яка відповідає межі міцності на всесторонній розтяг. З метою подальшого узагальнення умови міцності в умову міцності О. Мора вводиться третій інваріант девіатора напружень. Це рішення добре узгоджується з експериментальними даними, які крім того підтверджують те положення, що граничний стан конструкції залежить від виду напруженого стану конструкції.

Проте, на думку деяких дослідників недоліком теорії є те, що граничний стан сталезалізобетонної конструкції наступить за умови, коли граничний стан виникає одночасно в бетоні і арматурі, що, практично, в реальних умовах виключається.

2. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ

2.1. Характеристика району будівництва

- вітрове навантаження – 500 Па.
- снігове навантаження – 1000 Па.
- ступінь відповідальності будівлі – 2.
- ступінь вогнестійкості будівлі – 2.

2.2. Архітектурно - планувальне рішення

Проектований квартал житлових будинків представлений трьома житловими групами з 4х 9-ти поверхових двосекційних будинків, три з яких об'єднані в один об'єм шляхом застосування блокуючих вставок і підземного паркінгу.

Житлові будинки повнозбірні панельні, розроблені на основі фінської технології:

- із застосуванням тришарових панелей для зовнішніх стін
- з перекриттями з панелей, що виготовляються без опалубним методом із застосуванням попередньо-напружених тросів як робочої арматури.

Для блокування житлових будинків між собою під кутом 135° розроблена вставка-тераса, під кутом 90°- житлова 12-ти квартирна вставка з встроєно-пристроєними приміщеннями соцкульбита на 1-му поверсі.

Склад квартир житлового будинку на секцію 3-2-1-2.

Вставка житлова має на поверсі дві 2-х кімнатні квартири. У житловому будинку кожна секція має сходи С1, крім того передбачені загальні евакуаційні сходи типу С3 до підлоги другого поверху, відкриті з боку фасаду, вихід на які мимо сходово-ліфтового вузла згідно п.4.10. «в» ДБН В.2.2.-15-2005.

Ліфт передбачений згідно ДСТУ ISO 4190-6-2001.

У блокувальній вставці з кожної квартири передбачений вихід на балкон, що має глухий простінок 1,2м. Дві квартири на поверсі секції мають наскрізне провітрювання, дві квартири провітрюються за рахунок застосування шахт

(вентшахт).

Міжквартирні стіни виконуються з пінобетону $\delta = 200\text{мм}$, перегородки міжкімнатні гіпсокартонні за системою KNAUF по металевому каркасу.

Конструктивні несучі стіни – керамзитобетонні панелі $\delta = 160\text{мм}$

Склад зовнішньої стіни:

1. Зовнішній шар (виконується в заводських умовах шляхом формування панелей «обличчям вниз»):

– промитий щебінь мармуру фракцією 5-8мм;

– фарбування акриловою фасадною фарбою зовнішньої грані (частково).

2. Керамзитобетонна панель $\delta = 80\text{мм}$.

3. Утеплювач Panelrock $\gamma = 70\text{кг/м}^3, \delta = 80\text{мм}$.

4. Керамзитобетонна несуча панель $\delta = 160\text{мм}$.

5. Внутрішній шар.

Під частиною трьох житлових будинків, а також за рахунок прибудованої частини на відм. -3.70 в кожній з трьох житлових груп запроєктований паркінг на 70 автомобілів.

В паркінгу передбачені лише парковочні місця без установки розділяючі перегородок (за виключенням місць зберігання автомобілів, розміщених безпосередньо під житловим будинком).

Підлога паркінгу бетонна.

2.3. Охорона навколишнього середовища

На ділянці будівництва передбачені заходи по рекультивациі землі із збереженням ґрунтово-рослинного шару.

Житлові будинки і вбудовані офісні торгові установи не є джерелом забруднення навколишнього середовища. Розміщення паркінгу і горищної котельної на 2-м корпусі виконане з дотриманням санітарних норм і правил.

2.4. Санітарне очищення

У кожній секції житлових будинків передбачений сміттєпровід і мусорокамера з розміщуваним в ній контейнером на 300 л.

Крім того передбачені майданчики, що захищаються, для сміттєвих контейнерів для збору великогабаритного сміття. Система видалення сміття - вивізна.

Сміттєпровід запроектований згідно вимогам ДБН В.2.2-15-2005.

2.5. Озеленення

Передбачені зручні тротуари у тому числі і для мало мобільних груп населення з пристроєм пандусів з ухилами покриття 120 %. Проектом забезпечені нормативні майданчики різного призначення.

При проектуванні кварталу передбачено розміщення наступних майданчиків: для ігор дітей, для відпочинку дорослих, господарські (сушка білизни, чищення килимів).

Майданчики для занять фізкультурою передбачаються на території існуючої спортивної зони.

$$(4 \times 64 + 8) \times 2,9 = 766 \text{ чол.},$$

де 2,9 - коефіцієнт сімейності

Покриття майданчиків різне залежно від функціонального призначення.

Передбачені майданчики для господарських цілей, для установки сміттєвих контейнерів, що захищається суцільною огорожею.

Проектом пропонується сучасне озеленення ділянки з використанням різних прийомів озеленення і застосуванням різноманітного асортименту декоративних деревно-чагарникових, ґрунтопокровних і квіткових культур з метою створення комфортних умов для мешкання жителів.

Всі проектні рішення ухвалені відповідно до ДБН 360-92* «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень».

2.6. Заходи щодо шумозахисту

Ліфтові шахти виконуються із зазором від міжповерхових перекриттів на самостійній підставі. Стіни квартир, суміжних з ліфтовими холами мають додаткову звукоізоляцію. Міжквартирні перегородки виконуються із залізобетону завтовшки 160мм і більше з індексом ізоляції від повітряного шуму 50дб.

Міжкімнатні перегородки виконуються з пазогребневих плит завтовшки 100мм. Перегородки між житловими кімнатами і санвузлами доповнюються каркасами на укосі в 60 мм від пазогребневої перегородки з покриттям гіпсокартонними листами і заповненням МВФ об'ємною щільністю 100-120 кг/м³.

Вікна – металопластикові з ущільненням в притворах із заповненням склопакетом мають індекс ізоляції від повітряного шуму 30 дб.

2.7. Конструктивні рішення

- використовуються багат шарові панелі з одним несучим шаром товщиною 120...200 мм;
- стінові панелі мають з верхньої та нижньої поверхні арматурні випуски (в вертикальній площині), які відгинаються на верхню поверхню плит перекриття для армування “набетонки” перекриття товщиною 80 мм;
- стінові панелі мають вертикальні круглі отвори діаметром 60 мм для встановлення арматурних стрижнів діаметром 20 мм;
- плити перекриття укладаються на верхню опорну (довжиною 65 мм) частину стінової панелі;
- між плитами перекриття в опорній зоні укладаються плоскі арматурні каркаси та виконується бетонування обв'язки;

- виконується монтаж верхньої стінової панелі та бетонування «набетонки» перекриття.

Таким чином, з'єднання перекриття в стінних панелях відбувається за допомогою «набетонки» перекриття і нагельних арматурних стрижнів. Завдяки «набетонці» забезпечується необхідна здвигова жорсткість, не дивлячись на незначно виражену рифлену бічну поверхню плити.

Для забезпечення потрібної сейсмостійкості (згідно діючих норм) були розроблені технічні рішення вузлів спирання плит перекриття на стінові панелі (рис. 2.1.....2.6).

На приведеній схемі наведено нове конструктивне рішення, яке передбачає влаштування бетонного анкера з анкерним пристроєм із арматурного стрижня, що встановлюються і бетонуються в будівельних умовах. Перевага такого рішення полягає в тому, що зусилля розтягу докладене на рівні центра ваги плити перекриття, а застосування анкерного стрижня збільшує його опір на тангенціальні навантаження.

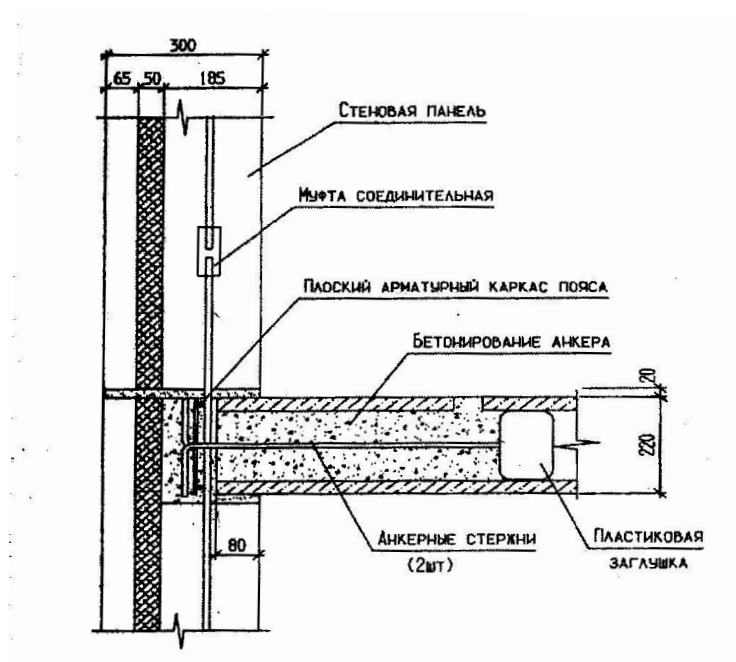


Рис. 2.1 Вузол спирання плит перекриття

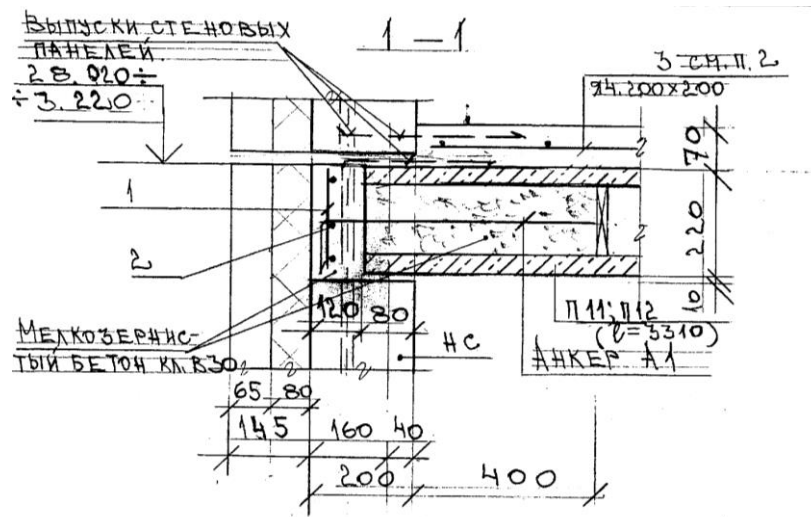
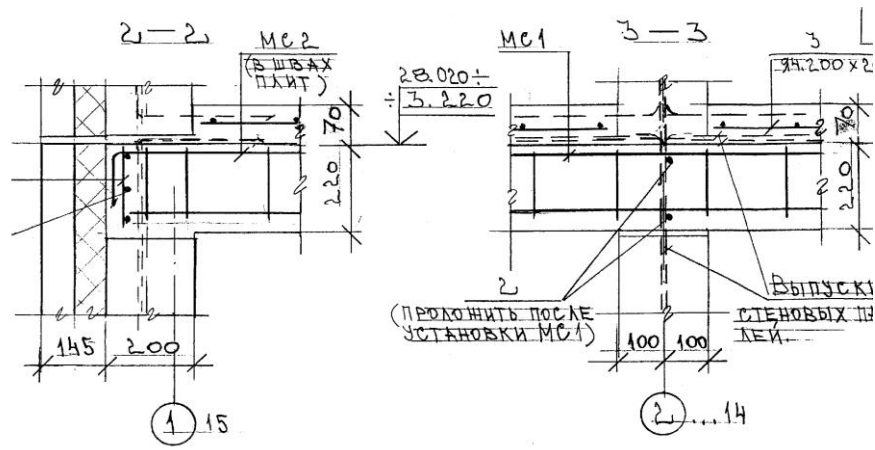


Рис. 2.2 Обпирания плиты перекрытия на внешнюю стену (разрез наведенный по пустоте плиты)



а) б)

Рис. 2.3 Обпирания плиты перекрытия на внешнюю стену (а) та на внутреннюю стену (б) (разрезы наведены по ребру плиты)

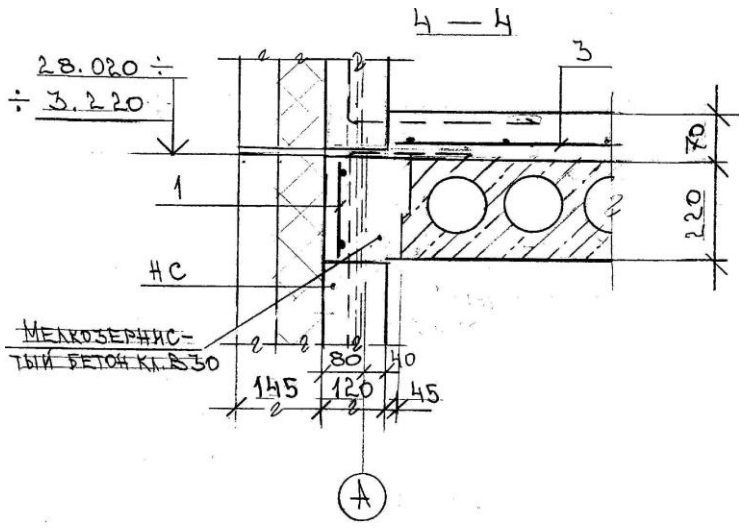


Рис. 2.4 Примикания плиты перекрытия до внешней стены

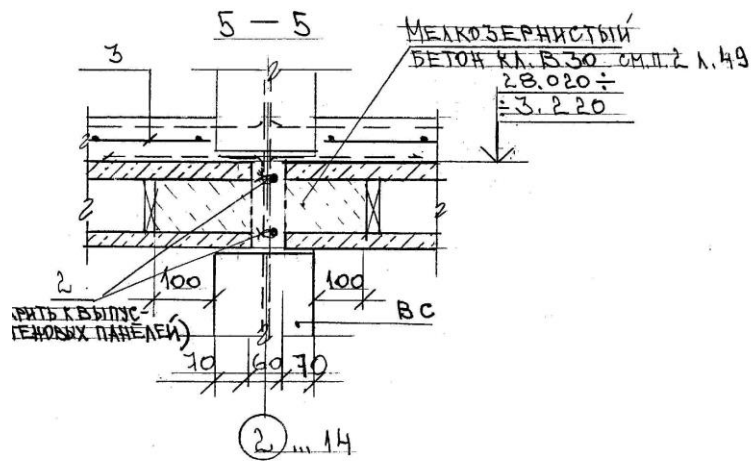


Рис. 2.5 Обпирання багатопустотних плит на внутрішню стіну
(розріз навений вздовж пустот плити)

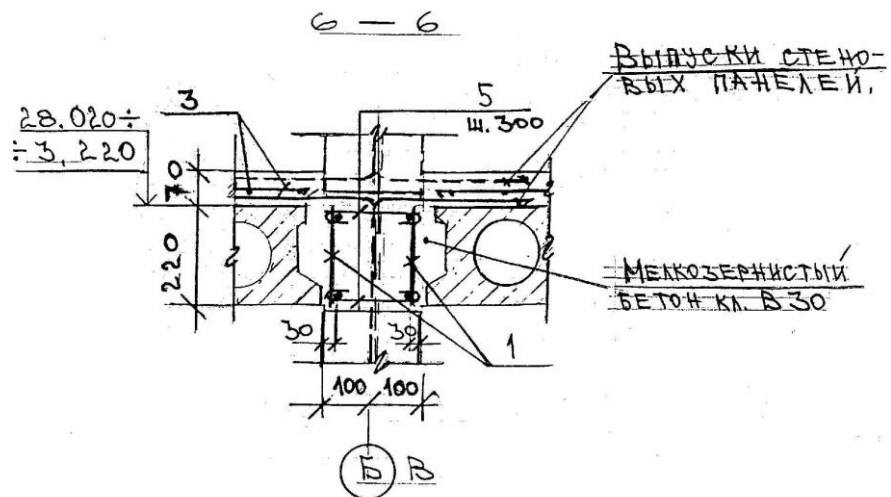


Рис. 2.6 Примикання бокових поверхонь плит до внутрішньої стіни

Згідно з кресленням 07771-1-КЖ-1 [1] будинок має 9-ть поверхів і загальні розміри у плані $L=49,8\text{м}$, $V=15,5\text{м}$. Будинок симетричний відносно поперечної вісі 8, де розташований антисейсмічний шов. Поперечні осі будинку утворюють сітку з кроками 3,3м, 3,4м, 3,5м та 3,9м, а поздовжні - з кроками 5,0м, 4,4м, 4,0м та 2,1м.

За розмірами та конструкцією, без урахування дзеркальності, перший поверх будинку має 21 тип зовнішніх і 40 типів внутрішніх стінових панелей.

За конструкцією зовнішні панелі є тришаровими. Середній шар всіх зовнішніх панелей - утеплювач з товщиною $b_c=80\text{мм}$. Внутрішні панелі за конструкцією є залізобетонні одношарові з товщиною $b_{\text{вн}}=200\text{мм}$. За

зовнішніми ознаками внутрішні панелі різняться між собою геометричними параметрами та наявністю або відсутністю отворів. Армування стінових панелей виконується арматурними стрижнями класу АІІ за ГОСТ 5781 [4] та дротом ВрІ за ГОСТ 6727 [5].

Вузли сполучення панелей між собою (вертикальні стики) виконуються з застосуванням петель-анкерів з арматурної сталі по ГОСТ 5781 [4] $\varnothing 8A1$ та вертикальних стержнів $\varnothing 12A1$. Шпоночні пази в місцях розташування петель-анкерів заповнюються бетоном класу В35 при замонолічуванні вертикальних стиків між панелями, що було підтверджено після закінчення випробувань дослідного фрагмента і демонтажу стінових панелей.

Фундаменти – пальові на монолітному ростверку з випусками для стінових панелей.

Паркінг - стінові заповнення з блоків ФБС з армованими з/б сердечниками. Фундаменти - монолітні з/б стрічки і стовпчасті, колони - монолітні залізобетонні, монолітні ригелі і перекриття, оскільки зверху проїжджа частина.

Деформаційні шви розділяють паркінг на відсіки.

2.8. Електропостачання

Для живлення проектного об'єкту передбачається споруда стаціонарної двохтрансформаторної підстанції 10/0,4 кв з трансформаторами 2х630 кВА.

У місцях перетину з інженерними комунікаціями кабелі мають захист а/ц трубами $d = 100$ мм. У місцях паралельної прокладки з мережами водопостачання і каналізації кабелі прокласти на відстані по горизонталі в св'єту не менше 1м, а паралельно з телефонною каналізацією – на відстані не менше двох метрів.

Електропостачання житлових будинків проектного кварталу здійснюється від різних секцій ТП по кільцевій кабельній лінії з установкою

зовнішніх кабельних ящиків для групи будинків. Кабелі вибрані в нормальному і аварійному режимах по струмовому навантаженню і по втраті напруги.

Кабелі прокладаються в траншеї на глибині -0,7 м від планувальних відміток з тією, з підсипкою піском і покриттям цеглою.

Контури повторних заземлень у кабельних ящиків (опором 10 Ом) глибину 0,7 м і що сполучаються смуговою сталлю перерізом 40x4 мм на зварці.

2.9. Електроустаткування

По ступеню надійності електропостачання житлові будинки відносяться до споживачів II категорії, котельна розташована на горищному поверсі. У проекті прийнята система заземлення – TN-C-S.

Облік електроенергії здійснюється електронними лічильниками, встановленими на поверхових щитах для житлових квартир, для місць загального користування (МЗК). Проектом передбачені наступні види освітлення: робоче, аварійне і ремонтне. Напруга робочого і аварійного освітлення прийнята 220в, ремонтного - 36в. Типи світильників і способи прокладки проводів прийняті відповідно до призначення приміщень і характеристики навколишнього середовища.

Управління робочим і аварійним освітленням сходових кліток і коридорів передбачено від фотореле. Управління робочим і аварійним освітленням підвалу, електрощитової, машинним приміщенням ліфтів і котельної передбачено за допомогою вимикачів. Штепсельні розетки прийняті із заземлюючим контактом і встановлюються на відстані 0,5 м від стояків і радіаторів опалювання на висоті 0,3м в житлових кімнатах і 1,1м у кухнях і котельній. Вимикачі встановлюються на висоті 0,85 м від підлоги. На фасаді будівлі з боку вулиці встановлюється світловий показчик будинку (СПБ) і світловий показчик пожежного гідранта (СППГ).

Розподільні мережі житлових будинків виконуються дротом марки ПВ,

що прокладається в трубі по техпідвальному поверсі відкрито і кабелем марки ВВГ, що прокладається у вінілплатових трубах в каналах будівельних конструкцій.

Групові мережі і мережі освітлення виконуються:

- дротом ПВ у вінілплатових трубах за підвісною стелею і стінами;
- кабелем мазкі ВВГ в коробі для кабельних комунікацій;
- кабелем марки ВВГ в коробі для відкритих комунікацій;
- кабелем марки ВВГ відкрито на скобах.

Металоконструкції електроустановок, що в нормальному стані не знаходяться під напругою, заземляються (приєднуються до РЕ провідника), використавши для цього спеціально прокладену жилу дроту або кабелю того ж перетину, що і робоча жила.

На кухнях і ванних кімнатах виконуються заходи щодо вирівнювання потенціалу, для чого до заземлюючих контактів розеток під'єднуються трубопроводи водопостачання (холодного і гарячого), каналізації і газопостачання. Вирівнювання потенціалів виконується дротом ПВ перерізом 4 мм приховано.

Проектом передбачається основна система зрівнювання потенціалів, що сполучає між собою наступні провідні частини:

- основний захисний заземлюючий провідник;
- основний заземлюючий провідник;
- сталеві труби комунікацій, що входять в будівлю;
- металеві частини будівельних конструкцій, ліфтів, блискавкозахисту, системи центрального опалювання.

З'єднання вказаних провідних частин між собою виконується за допомогою головної заземлюючої шини, в якості якої використовується шина РЕ ВРУ–380/220В житлового будинку.

Передбачається блискавкозахист житлового будинку шляхом накладення на крівлю будівлі блискавко вловлювальної сітки розміром 12х12м із сталі ($d = 8\text{мм}$ і приєднанням її до контурів заземлення блискавкозахисту. Відстань між

блискавко заземлювачами не повинна перевищувати 25 м по периметру будівлі. До блискавко вловлювальної сітки приєднуються всі металеві елементи на кривлі (блискавко вловлювачі димарів котельної, елементи огорожі, трубостойки, пожежні сходи, зони вентсистем і інш.).

Контури заземлення блискавкозахисту виконуються із 3-х вертикальних електродів із сталі пер.63х63х6 мм, L=3м кожен, забитих на дні траншеї завглибшки 0,7м і сполучених між собою сталеву смугою пер.40х5мм. Всі з'єднання блискавкозахисту виконуються на зварці.

Передбачається блискавкозахист димарів. Димарі обрамлені металевими конструкціями і закриті загальною металеву парасолькою по обидві сторони якої встановлюються блискавко вловлювачі з круглої сталі d=12 мм на висоту 1м. Блискавко вловлювачі приварюються до металевих труб і блискавко вловлювальної сітки житлового будинку. Виконується контур заземлення котельної по периметру приміщення смугою сталлю пер.25х4 мм, до якого приварюються котли і ввідний газопровід. Контур заземлення котельної приєднується до контура блискавкозахисту житлового будинку.

Монтажні роботи вести відповідно до вимог ПУЕ-85 і іншими діючими нормами і правилами з дотриманням заходів щодо охорони праці і техніки безпеки.

2.10. Зв'язок і сигналізація

Передбачена телефонізація, радіофікація, телебачення і диспетчерський зв'язок ліфтів для житлових будинків.

Телефонізація - від міської телефонної мережі. Розподільні мережі виконуються кабелем марки ТПП, що прокладається в стояку і по підвалу у вініластових трубах. Абонентська телефонна мережа для котельної виконується дротом марки ТРП у вініластовій трубі, що прокладається в каналі разом з мережами житлового будинку. Абонентські мережі житлового будинку виконуються дротом марки ТРП., які прокладаються від щитів до

введення в квартири в каналах, передбачених в панелях перекриттів.

Телефонні розподільні коробки типу КРТ-10х2 встановлюються в суміщених поверхових щитах (див. схему низькострумових мереж).

Радіомовлення - від міської радіомережі.

Введення радіомережі виконується з радіостійки кабелем ПРППМ 2х1,2мм.

Мережі радіофікації виконуються:

- між поверхами - проводом ПТПЖ 2х1,2 мм у вініпластовій трубі;
- горизонтальна проводка абонентської мережі - дротом ПТПЖ 2х0,6мм сумісні з мережами телефонізації.

Радіорозетки встановлюються на відстані не більше 1 м від електророзеток.

Для прийому телепередач на кривлі встановлюються телеантени колективного користування. Телевізійна мережа виконується кабелем РК-75-9-12АК, що прокладається:

- між поверхами у вініпластовій трубі спільно з дротом радіомережі;
- від щитів до введення в квартири спільно з дротом радіомережі.

Телевізійний підсилювач встановлюється на поверсі машинного приміщення ліфта, телевізійні розподільні коробки – на кожному поверсі в низько струмових щитах.

Диспетчерський зв'язок ліфта житлового будинку передбачений від пульта диспетчерського зв'язку ліфтів. Ввідний щит під'їзду типу ЩП-1 встановлюється в приміщенні машинного відділення ліфта і з'єднується кабелем марки ТПП з ввідним щитом будинку типу Щдб/б.

Мережі диспетчерського зв'язку ліфтів виконуються кабелем марки ТПП, що прокладається по підвалу у вініпластових трубах, від щита під'їзду ЩП-1 до переговорного пристрою на першому поверсі - за перфорованим профілем.

Проектом передбачений пристрій блискавкозахисту телеантен і радіостійок. Лінія заземлення на горизонтальних ділянках прокладається в напівпрохідному даху, а спуск до заземлювача прокладається в стику між

зовнішніми панелями.

2.11. Контроль концентрації газу

Передбачена сигналізація загазованості житлових будинків приміщень тех. поверху і сходової клітки. На тех. поверсі і сходовій клітині встановлюються побутові сигналізатори газу (сигнализатор газа бытовый) СГБ-1-5а, що видають сигнал тривоги досягнувши вибухонебезпечної концентрації газу (20 % НКПР, 1 % за об'ємом). Висота установки сигналізаторів – 0,5м нижче за перекриття.

Сигнал тривоги видається на сигнальний пристрій, розташований на дворовому фасаді корпусу над під'їздом, а так же на дзвінок, що встановлюється в межах сходової клітки. Сигнальний пристрій повинний мати напис на світловому табло: «Увага! Всім покинути приміщення! Аварійний витік газу! Викличте аварійну службу 04».

Живлення системи сигналізації загазованості передбачається по першій категорії надійності, для чого в електрощитовій встановлений блок безперебійного живлення.

Блок безперебійного живлення встановити в щиті, який кріпити на стіні по місцю. Кабельну проводку виконати по стінах на скобах відкрито. Проходи кабелю через перекриття виконати в сталевих гільзах. Кабелі по стінах дворового фасаду і в під'їздах прокласти в металевому рукаві.

Монтажні роботи і заземлення виконати відповідно до вимог Сніп і ПУЕ.

2.12. Автоматична установка пожежогасіння. Паркінг

Автоматична пожежна сигналізація і автоматична установка порошкового гасіння пожежі в робочому проекті запроектована на підставі завдання на проектування, згідно будівельної частини проекту, розробленої відповідно до ДБН В.2.5.-13-98.

У паркінгу виконана автоматична модульна установка порошкового гасіння пожежі.

Паркінг знаходиться в підвалі будинків, категорія по пожежній небезпеці - в. Відносна вологість повітря в приміщенні, що захищається, до 70 % температура - 18 °С, природна вентиляція.

Як прийнятно-контрольний пожежний прилад вибраний прилад ППКП «Варта-1/832» для пожежогасіння і «Тірас-8П» для сигналізації про пожежу в підсобних приміщеннях, які встановлені в кімнаті охорони 1. Прилади живлять самостійними лініями, приховано, без роз'ємних з'єднань. Прилад ППКП «Варта-1/832», забезпечує передачу роздільних сигналів про пожежу і про несправність на пульт центрального спостереження (ПЦС) пожежної охорони, управляє системою димовидалення при пожежі і системою пожежогасіння (дренчерними завісами). Для управління режимами пожежогасіння встановлені пульти управління ПУР-1 для 4х зон. Заземлити прилад ППКП «Варта-1/832», ШЖП «Тірас-8П» і блок живлення ІБП відповідно до їх технічних паспортів і згідно розділу 1,7 ПУЕ.

Для захисту приміщень запроектовані пожежні оповіщувачі: тепловий ППК-7/1, димові Іпк2 і ручні типу Іпр1. Пожежні оповіщувачі встановити на стелі не ближче 0,5м від світильників.

Як установка порошкового пожежогасіння прийняті модулі порошкового пожежогасіння типу «Буран-8» ООО «Эпотос 1», для автоматичного пожежогасіння і СПРУТ-15, для автономного пожежогасіння. Модулі «Буран-8» по ТУ У 4854-006-52459334-2001 з установкою в приміщеннях, що захищаються, на стелі і із зарядом вогнегасного порошку П-2ал або П-2апм по ТУ 6-05766363.001-97 (в кількості 7кг в одному модулі). Час випуску вогнегасного порошку з модуля не більше 10 сек. і пусковим струмом ОДА. Максимальний об'єм приміщення, що захищається одним модулем згідно вищезгаданого ТУ для пожеж класу «В» складає 42 м³.

Шлейфи пожежної сигналізації і ланцюгів запуску виконані вогнестійким кабелем JE-H(St)H...VdE90мм відкритою прокладкою, в коробах і в трубі, якщо

вони проходять через стіни. Напруга в шлейфах - 24В.

У приміщення вахтера передбачити аварійне освітлення виконане світильником «Базука» з вбудованою акумуляторною батареєю.

2.13. Основні вимоги по експлуатації і обслуговуванню установок пожежної автоматики

При експлуатації і обслуговуванні установок пожежної автоматики необхідно дотримувати заходи безпеки, викладені в наступних нормативних документах:

- НАПБ А,01,001-2004 "Правила пожарной безопасности в Украине";
- ДНАОП 0,00-1.21-98 "Правила безопасной эксплуатации электроустановок потребителей";
- пуе "Правила устройства электроустановок";
- ДНАОП 0,00-1.07-94 "Правила устройства и безопасной эксплуатации сосудов, работающих под давлением";

а також в інструкціях з експлуатації установок і по охороні праці, розроблених підприємствами виробниками цих установок, експлуатуючими і обслуговуючими організаціями.

Експлуатацію і обслуговування установок пожежної автоматики слід проводити в строгій відповідності з НАПБ Б.01.004-2000

Забороняється входити в приміщення, що захищаються, після випуску вогнегасного порошку до закінчення провітрювання приміщення пересувною вентиляційною установкою (до ГДК - гранично допустимих концентрацій, встановлених санітарними нормами)

У приміщеннях, що захищаються, необхідно вивісити інструкцію про порядок дій і евакуацію осіб, що працюють в даному приміщенні, при спрацьовуванні установки пожежогасінні.

3. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1 Опис конструктивного рішення

Фундамент будівлі приймаємо свайним з 60 палей діаметром 0,6 м, завдовжки 9,5 м. Мінімальна відстань між осями палей складає 2,1 м, максимальне – 5 м. Палі об'єднуються стрічковим ростверком, завтовшки 500 мм. Сполучення палей з фундаментом передбачено жорстким. Закладення оголовків палей в тіло фундаментної плити складає 50 мм з випусками (анкеровкою) арматури на всю товщину плити.

Несучими конструкціями будівлі, є панельні стіни з монолітного залізобетону, перекриття круглопустотні плити, зверху на плити укладаються арматурні сітки та виконується набетонка 8см.

3.2 Розрахункові навантаження

В процесі розрахунку несучих конструкцій будівлі, враховувалися наступні навантаження:

1. Постійне:

1.1. Постійне від власної ваги залізобетонних конструкцій (паль, фундаментної плити, панелей стін).

1.2. Постійне від ваги плити покриття і покрівельних матеріалів (див.табл.3.1).

Таблиця 3.1

Розрахунок постійного навантаження на плиту покриття

№ П № п	Найменування	Питома вага ρ , кН/м ³	Товщина а, t, м	Характеристичне значення навантаження g_n , кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження g_p , кН/м ²
---------	--------------	--	-----------------	---	---	---

1.	Гідроізоляційний килим	-	-	0,05	1,3	0,07
2.	Цементно-піщана стяжка	18	0,02	0,36	1,3	0,468
1	2	3	4	5	6	7
3.	Теплоізоляція - пінобетон	10	0,2	2,0	1,3	2,6
4.	Пароізоляція – шар руберойду	-	-	0,03	1,3	0,04
5.	Армована бетонна стяжка	25	0,08	2	1,1	2,2
6.	З.б. плита покриття	25	0,2	5,0	1,1	5,5
Всього:				9,44	-	10,878

1.3. Постійне від ваги плити покриття, підлоги(див. табл. 3.2)

Таблиця 3.2

Розрахунок постійного навантаження на покриття від ваги підлоги і плити покриття

№ п/п	Найменування	Питома вага ρ , кН/м^3	Товщина, t , м	Характеристичне значення навантаження g_n , кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження g_r , кН/м^2
1.	Паркетна дубова підлога	10	0,03	0,3	1,1	0,33
2.	Армована бетонна стяжка	25	0,08	2	1,1	2,2
3.	Ж.б. плита покриття	25	0,2	5,0	1,1	5,5
Всього:				7,3	-	8,03

1.4. Бічний тиск ґрунту на стіни паркінгу і обрізи ростверку

(відм.-3.750.-3.250) визначався по формулі:

$$F = F_0 + \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 + 22,51 \cdot 3,75 \cdot \text{tg}^2\left(45 - \frac{18}{2}\right) = 54,56 \text{кН/м}^2,$$

де $F_0 = 10 \text{кН/м}^2$ – тиск на рівні землі;

$\gamma = 22,51 \text{кН/м}^3$ – питома вага ґрунту засипки;

$\varphi = 18$ град – кут внутрішнього тертя ґрунту засипки;

$h = 3,75 \text{м}$ – висота насипу.

2. Тимчасове:

2.1. Снігове навантаження.

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 об'єкт будівництва відноситься до 2-го снігового району з характеристичним значенням снігового навантаження.

$S_0=1000$ Па розрахункове значення снігового навантаження на покриття будівлі складає:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,14 \cdot 1 \cdot 1,0 = 1,14 \text{кН} / \text{м}^2,$$

де $\gamma_{fm} = 1,14$ - коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження; коефіцієнт $C = \mu C_e C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$;

$\mu = 1,0$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття;

$C_e = 1,0$ - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покриття;

$C_{alt} = 1,0$ - коефіцієнт географічної висоти.

2.2 Вітрове навантаження

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 об'єкт будівництва відноситься до 3-го вітрового району з характеристичним значенням вітрового навантаження $W_0=500$ Па. Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначалися з п. 9.4 ДБН по формулі:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де $\gamma_{fm} = 1,14$ - коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження; коефіцієнт C визначався відповідно з п. 9.7 ДБН по формулі:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де $C_{aer} = 0,8$ і $C_{aer} = 0,6$ — аеродинамічні коефіцієнти відповідно для навітряної і підвітряної сторін будівлі;

C_h — коефіцієнт висоти споруди для I типу місцевості;

$C_{alt} = 1,0$ - коефіцієнт географічної висоти (при $H < 0,5$ км.);

$C_{relm} = 1 + 0,6 = 1,6$ - коефіцієнт рельєфу для будівлі, розташованої на пагорбі з ухилом $\varphi = 0,404 > 0,3$;

$C_{dir} = 1,0$ - коефіцієнт напрямку;

$C_d = 0,95$ - коефіцієнт динамічності.

Розрахунок експлуатаційних значень вітрового навантаження для відміток 3,100.+27,900 приведені в таблицях 3.4, 3.5.

Таблиця 3.4

Розрахунок вітрового навантаження на зовнішню стіну будівлі з навітряного боку (активний тиск)

Відмітки	γ_{fe}	C_{aer}	C_h	C_{alt}	$C_{rel, м}$	C_{dir}	C_d	C	$W_o, кН/м^2$	$W_e, кН/м^2$
+3,100	1,14	0,8	2,15	1,0	1,6	1,0	0,95	2,61	0,5	1,48
+6,200	1,14	0,8	2,5	1,0	1,6	1,0	0,95	3,04	0,5	1,73
+9,300	1,14	0,8	2,75	1,0	1,6	1,0	0,95	3,34	0,5	1,9
+12,400	1,14	0,8	2,8	1,0	1,6	1,0	0,95	3,4	0,5	1,94
+15,500	1,14	0,8	3	1,0	1,6	1,0	0,95	3,65	0,5	2,08
+18,600	1,14	0,8	3,1	1,0	1,6	1,0	0,95	3,77	0,5	2,14
+21,700	1,14	0,8	3,22	1,0	1,6	1,0	0,95	3,91	0,5	2,23
+24,800	1,14	0,8	3,35	1,0	1,6	1,0	0,95	4,07	0,5	2,32
+27,900	1,14	0,8	3,5	1,0	1,6	1,0	0,95	4,25	0,5	2,4

Таблиця 3.5

Розрахунок вітрового навантаження на зовнішню стіну будівлі з підвітряного боку

Відмітки	γ_{fe}	C_{aer}	C_h	C_{alt}	$C_{rel, м}$	C_{dir}	C_d	C	$W_o, кН/м^2$	$W_e, кН/м^2$
+3,100	1,14	0,6	2,15	1,0	1,6	1,0	0,95	1,96	0,5	1,11
+6,200	1,14	0,6	2,5	1,0	1,6	1,0	0,95	2,28	0,5	1,29
+9,300	1,14	0,6	2,75	1,0	1,6	1,0	0,95	2,5	0,5	1,42
+12,400	1,14	0,6	2,8	1,0	1,6	1,0	0,95	2,55	0,5	1,45
+15,500	1,14	0,6	3	1,0	1,6	1,0	0,95	2,73	0,5	1,55
+18,600	1,14	0,6	3,1	1,0	1,6	1,0	0,95	2,82	0,5	1,6
+21,700	1,14	0,6	3,22	1,0	1,6	1,0	0,95	2,93	0,5	1,67
+24,800	1,14	0,6	3,35	1,0	1,6	1,0	0,95	3,05	0,5	1,73
+27,900	1,14	0,6	3,5	1,0	1,6	1,0	0,95	3,19	0,5	1,81

Для розрахунку будівлі приймалися 3 схеми завантаження вітровим навантаженням:

1 схема – напрям вітру уздовж буквених осей;

2 схема – напрям вітру уздовж цифрових осей;

2.3. Корисне на перекриття

Граничне розрахункове значення тимчасового корисного короткочасного навантаження на перекриття визначалося у відпов. із п. 6.7. ДБН В.1.2-2:2006 по формулі:

$$P = P_n \cdot \gamma_{fm} = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{кН} / \text{м}^2,$$

де $P_n = 1,5 \text{кН} / \text{м}^2$ – характеристичне значення тимчасового корисного навантаження; $\gamma_{fm} = 1,2$ - коефіцієнт надійності по навантаженню.

Граничне розрахункове значення тимчасового корисного тривалого навантаження визначалося по формулі:

$$P_{dl} = P_k \cdot \gamma_{fm} = 0,35 \cdot 1,2 = 0,42 \text{кН} / \text{м}^2,$$

де $P_n = 0,35 \text{кН} / \text{м}^2$ – квазіпостоянне значення тимчасового корисного завантаження; $\gamma_{fm} = 1,2$ - коефіцієнт надійності по навантаженню.

2.4. Корисна на фундаментну плиту від ваги автомобілів паркінгу

Граничне розрахункове значення тимчасового корисного короткочасного навантаження на фундаментну плиту від ваги автомобілів було прийнято рівним $P = 2,5 \text{кН} / \text{м}^2$.

3. Особливе:

За особливе бралися сейсмічні навантаження. Сейсмічні навантаження визначалися відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2006 – Будівництво в сейсмічних районах України.

Відповідно до спектрального методу розрахункові сейсмічні навантаження S_{ki} в k -ій точці будівлі по прийнятому напрямку сейсмічної дії і i -му тону власних коливань визначалися по формулі

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad S_{0ki} = Q_k a_0 k_{gp} \beta_1 \eta_{ki},$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі, прийнятий рівним 0.4;

k_2 – коефіцієнт відповідальності споруд, прийнятий рівним 1.2;

k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі понад 5 поверхів, прийнятий рівним

$$k_3 = 1 + 0,06(n - 5) = 1 + 0,06(10 - 5) = 1.3;$$

a_0 – відносне прискорення ґрунту, прийнято рівним 0.4 для балльності 9;

$k_{сп}$ – коефіцієнт, що враховує нелінійну деформацію ґрунту, прийнятий рівним 0.7 для ґрунту 3 категорії по сейсмічних властивостях при балльності 9;

Q_k - вага ділянки будівлі, зосереджена в крапці k , визначена з урахуванням розрахункових навантажень на конструкції;

β_i - коефіцієнт динамічності, відповідний i -му тону власних коливань будівлі і що приймається згідно графікам, приведеним в ДБН В.1.1-12:2006;

η_{ik} - коефіцієнт, залежний від форми деформації будівлі при власних коливаннях по i -му тону і від місця розташування навантаження.

При виконанні розрахунку маси формуються автоматично з вертикальних навантажень з урахуванням коефіцієнтів:

0,9 – для постійних навантажень;

0,8 – для тимчасових тривалих;

0,5 – для короткочасних.

Напрями сейсмічних дій прийняті горизонтальними по осях X , Y .

Розрахунок на сейсмічні дії проводився відповідно до ДБН В.1.1-12:2006 по спектральному методу, а також на акселерограму.

3.3. Комп'ютерна модель будівлі

Комп'ютерна модель будівлі, представлена на рис. 3.1, відповідає його конструктивному рішення і включає стержневі (палі) та пластинчасті (перекрыття, стінові панелі, фундаментний ростверк) кінцеві елементи, геометричні параметри яких і положення в конструктивній схемі будівлі приведені в табл. 3.6. Опір ґрунту по бічній поверхні паль і під їх основою

моделюється одноузловими кінцевими елементами (КЕ 51, 56), діапазон пружних значень яких при основних і особливих поєднаннях навантажень приведений в тій же таблиці.

Для реалізації лінійних навантажень від вітру використані фіктивні стержні перетином 1x1см, розташовані в площині перекриттів.

Розрахунок будівлі на сейсмічні навантаження проводився по перших 25-ти формах коливань, з метою урахування нижчих періодів власних коливань будівлі, при яких конструкції можуть увійти в область резонансу з сейсмохвилями.

По розрахункових значеннях зусиль в елементах була підібрана арматура з урахуванням 3-х граничних станів:

- по міцності;
- по жорсткості (граничним деформаціям, прогинам);
- по тріщиностійкості.

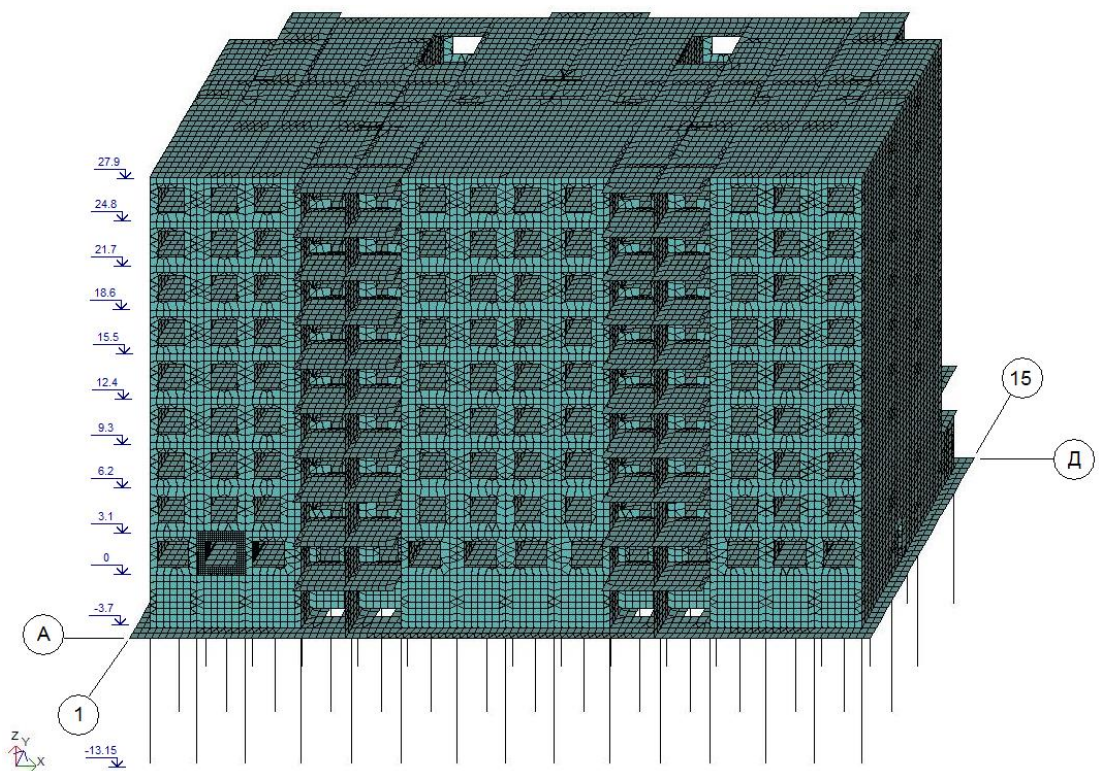


Рис. 3.1 Комп'ютерна модель будівлі загальний вигляд з характерними аплікатами

Елементи комп'ютерної моделі будівлі

№ типу жорсткості	Геометричні параметри	Положення в конструктивній схемі будівлі
1	Пластина Н 20	переkritтя
2	Пластина Н 12	зовнішні стіни
3	Пластина Н 20	внутрішні стіни
4	Пластина Н 50	фундаментна плита
5	Кольцо 60 X 0	сваї
6	КЭ 56 численное	Одноузлові пружні зв'язки, що моделюють отпор ґрунту по бічній поверхні паль уздовж осі X та Y ($R_x=13000\div 50200$), ($R_y=13000\div 50200$)
15	КЭ 51 численное	Одноузлові пружні зв'язки, що моделюють отпор ґрунту під основою паль;
16	Пластина Н 12	зовнішня піддослідна панель
17	Пластина Н 20	внутрішні піддослідні панелі
6	Брус 1 X 1 см	Фіктивні стрижні для реалізації лінійних навантажень від вітру

Фрагменти комп'ютерної моделі на характерних поверхнях приведені на рис. 3.2, 3.3, 3.4.

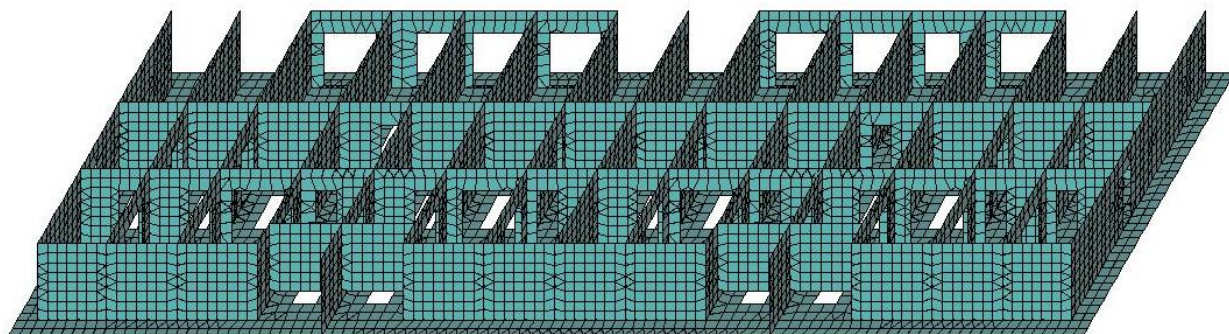


Рис. 3.2 Фрагмент комп'ютерної моделі. Елементи підвального поверху

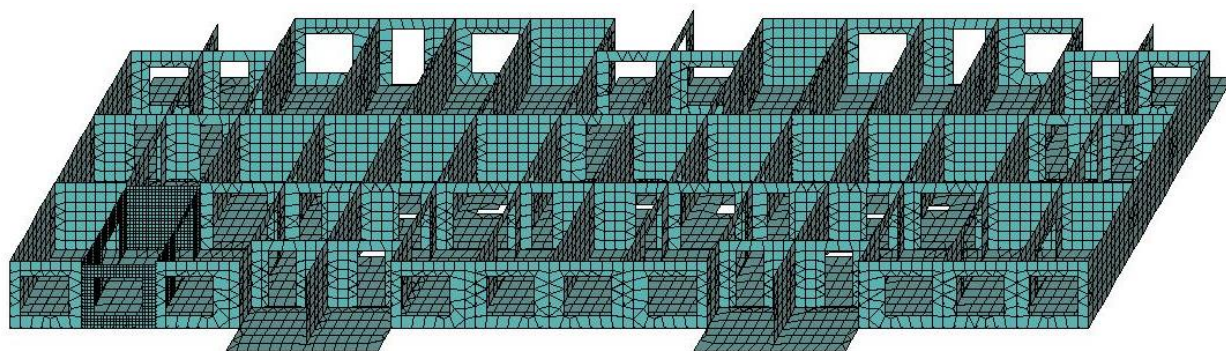


Рис. 3.3 Фрагмент комп'ютерної моделі. Елементи першого поверху

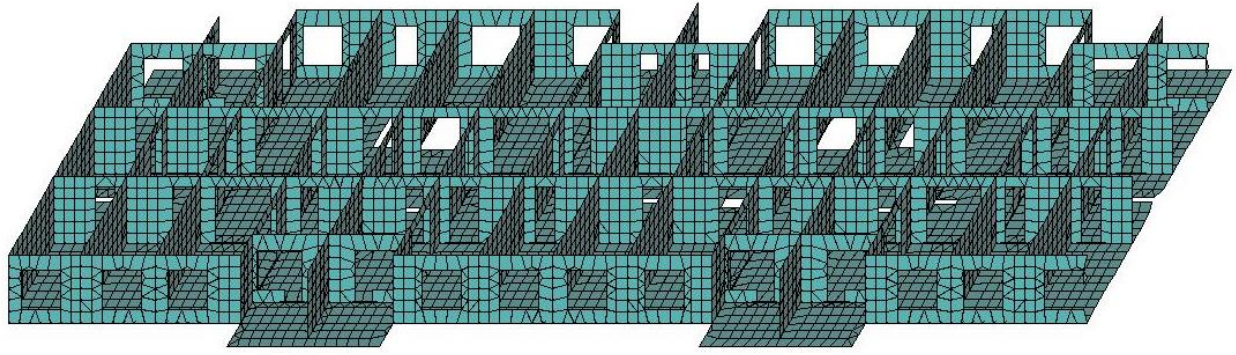


Рис. 3.4 Фрагмент комп'ютерної моделі. Елементи типового поверху

Для оцінки напружено-деформованого стану будівлі розглянуті навантаження, перелік яких і коефіцієнти їх можливих поєднань приведені в табл. 3.7.

Навантаження і коефіцієнти їх розрахункових поєднань

№ за- ружений	Найменування навантажень	kf	кдл	ψ для		
				PCY 1	PCY 2	PCY 3
1	Власна вага несучих конструкцій	1.10	1.00	1.00	1.00	0.90
2	Короткочасне (корисна) навантаження	1.20	0.35	1.00	0.90	0.50
3	Снігове навантаження	2.33	0.35	1.00	0.90	0.50
4	Вітрове навантаження по напрямку буквених осей (вісь X)	5.43	0.00	1.00	0.90	0.00
5	Вітрове навантаження по напрямку числових осей (вісь Y)	5.43	0.00	1.00	0.90	0.00
6	Сейсміка по спектральному методу уздовж осі X	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
7	Сейсміка по спектральному методу уздовж осі Y	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Позначення:

$k_f = \gamma_{fm} / \gamma_{fe}$ - коефіцієнт надійності по навантаженню;
 γ_{fm} – коефіцієнт надійності по граничному значенню навантаження;
 γ_{fe} – коефіцієнт надійності по експлуатаційному значенню навантаження;
 кдл (p_q/p_{ch}) – частка тривалості навантаження;
 ψ - коефіцієнт поєднання навантажень;
 PCY 1 - перше основне розрахункове поєднання зусиль;
 PCY 2 - друге основне розрахункове поєднання зусиль;
 PCY 3 - особливе розрахункове поєднання зусиль.

Примітки:

1. Навантаження (3)÷(7) взаємовиключні.
2. Частка тривалості навантаження визначається відношенням квазіпостійної її частини до характеристичного значення.

Статичні навантаження прийняті відповідно до вимог ДБН [24], а сейсмічні – відповідно до вимог ДБН [2].

3.4 Результати розрахунків

Приведені нижче результати розрахунків отримані за допомогою програмного комплексу Lira-windows [15] і відображають вимоги нормативних документів, що діють в Україні.

При визначенні сейсмічних навантажень число форм власних коливань, що враховуються, має бути таким, щоб сума модальних мас при горизонтальних діях складала не менше 85% їх повної суми. Про здійснення цих вимог свідчать результати, приведені в таблиці 3.8.

Таблиця 3.8

Динамічні параметри комп'ютерної моделі будівлі

Номери форм коливань	Частота коливань Гц	Період Коливань с	Сума модальних мас,% при сейсмічних діях в завантаженнях:	
			X	Y
1	0.812	1.232	0.000	66.806
2	1.609	0.622	48.000	66.806
3	2.484	0.403	48.000	66.806
4	2.786	0.359	48.003	66.806
5	6.767	0.148	69.625	66.806
6	10.060	0.099	69.625	66.810
7	12.763	0.078	80.517	66.810
8	12.997	0.077	80.522	66.917
9	14.361	0.070	80.522	81.447
10	15.032	0.067	80.536	81.569
11	15.061	0.066	80.636	81.574
12	18.875	0.053	80.655	81.575
13	19.096	0.052	80.655	81.648
14	20.165	0.050	80.665	81.658
15	20.611	0.049	81.000	81.658
16	20.846	0.048	81.001	81.658
17	20.872	0.048	81.003	81.712
18	22.031	0.045	85.708	81.713
19	22.444	0.045	85.711	81.797
20	22.561	0.044	85.730	82.045
21	24.873	0.040	85.730	82.045
1	2	3	4	5
22	25.625	0.039	85.738	82.045

23	26.090	0.038	85.738	82.045
24	26.355	0.038	85.806	82.045
25	27.020	0.037	85.808	82.045

Деформативність будівлі при сейсмічних діях, визначувана перекосами поверхів, не повинна перевищувати допустимих значень, залежних від конструктивного рішення. Стосовно даного конструктивного рішення (панельна будівля) допустиме значення перекосу складає $1/250$ висоти поверху. Про здійснення цієї умови свідчать результати, приведені в таблиці 3.9. На рис. 3.5 показані фрагменти анімації по основних формах коливань будівлі.

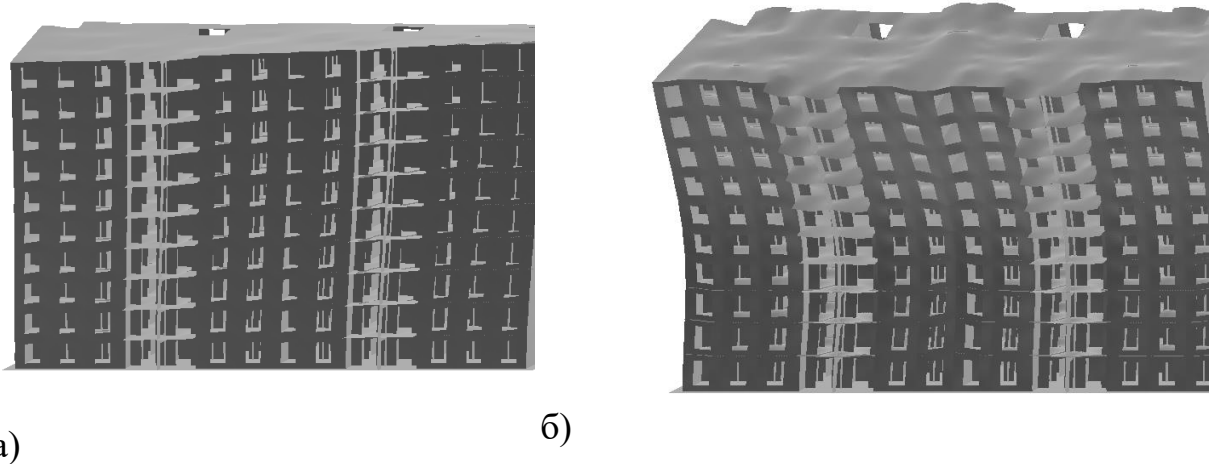


Рис. 3.5 Перші форми власних коливань при сейсмічному впливі по X (а) та по Y (б)

Таблиця 3.9

Деформований стан будівлі при сейсмічних впливах обчислених за спектральним методом ДБН [2]

Z, м	Горизонтальні переміщення вузлів, мм при сейсмічних діях в завантаженнях:		Перекося в межах поверху при сейсмічних діях в завантаженнях:	
	X	Y	X	Y
-3,70	0.3	0.3	-10331	-9432
0,00	0.0	0.0	4458	3554
3,10	0.7	0.8	7284	4658
6,20	1.1	1.5	7142	4196
9,30	1.5	2.2	7263	3989
12,40	1.9	3.0	7690	3963
1	2	3	4	5
15,50	2.3	3.7	8423	4060

18,60	2.7	4.5	9612	4286
21,70	3.0	5.2	11619	4637
24,80	3.2	5.8	16626	5076
27,90	3.4	6.4	9601	4942

Позначення:

Z - аплікати перекриттів з вибраними вузлами розрахункової схеми;

Горизонтальні переміщення - переміщення вибраних вузлів, обчислені за формулою:

горизонтальне переміщення $e = (x^2 + y^2)^{1/2}$

де x і y - переміщення по напрямку осей X і Y;

Перекося в межах поверху - величина, зворотна відношенню висоти поверху до різниці горизонтальних переміщень вузлів, розташованих на одній вертикалі в межах поверху.

Примітка. Останнім рядком таблиці визначається переміщення перекриття останнього поверху будівлі відносно фундаментної плити.

Критерієм міцності залізобетонних конструкцій може служити необхідний коефіцієнт їх армування при невідгідних поєднаннях розрахункових навантажень. За наслідками експериментальних статичних і динамічних досліджень стін будівель встановлено [13], що для виключення крихкого руйнування конструкцій, армування їх не повинно перевищувати 4%. При цьому розрахунок на основні поєднання навантажень має бути виконаний з урахуванням пружних властивостей основи, характерних для статичних дій, а для розрахунків на особливі поєднання навантажень з урахуванням сейсмічних дій слід враховувати динамічну жорсткість ґрунтів. На різних етапах розрахунку ми маємо різну точність визначення армування, для детального ознайомлення приводимо, поетапно, результати армування в чотирьох конструкціях стінових панелей першого поверху (елементи піддослідного фрагменту будівлі), які будуть конструюватися.

Результати підбору арматури в несучих елементах будівлі:

– лінійний по спектральному методу

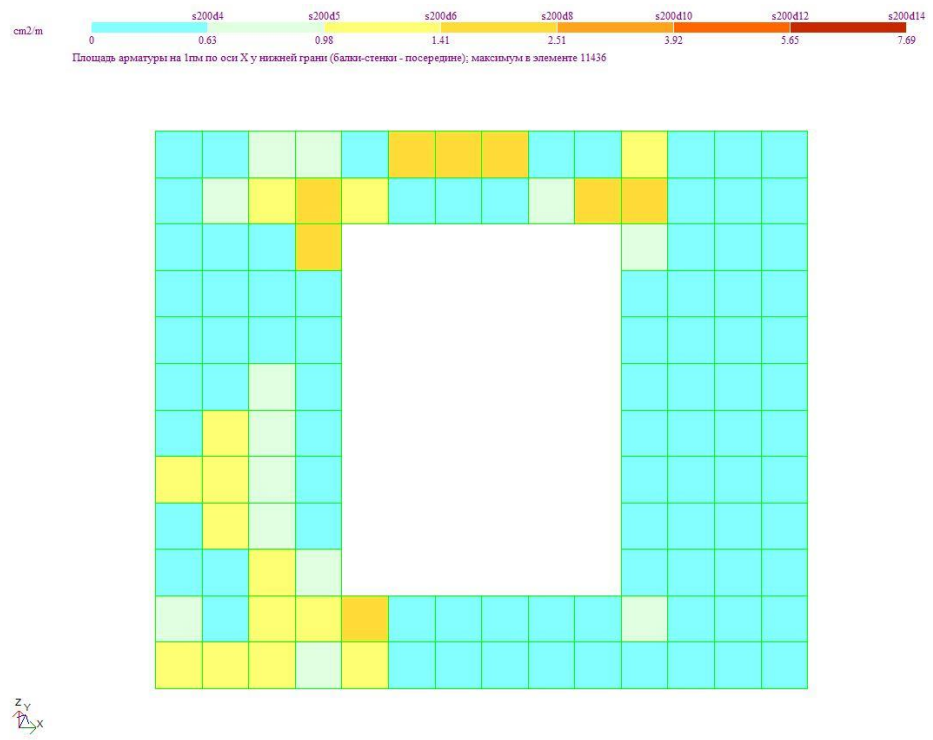


Рис. 3.6 Армування панелі по осі А÷2-3(по X у нижньої грані)

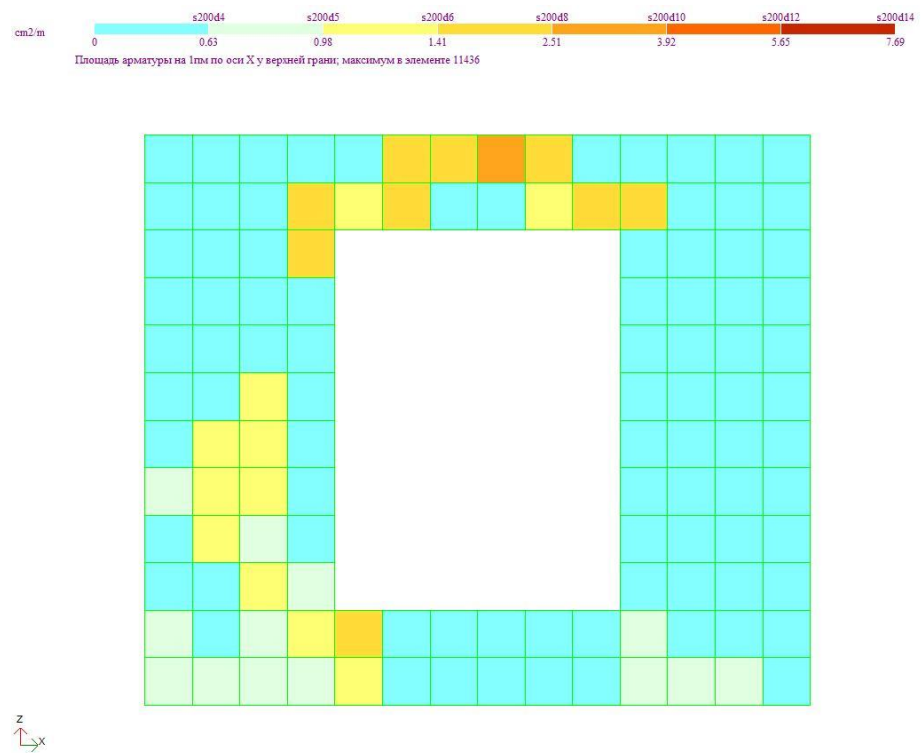


Рис. 3.7 Армування панелі по осі А÷2-3(по X у верхньої грані)

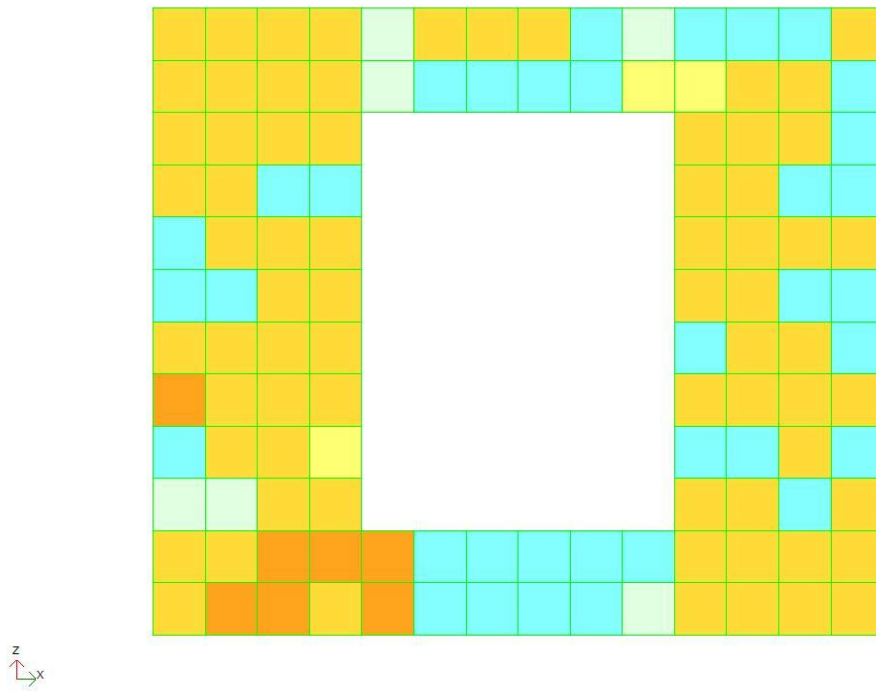


Рис. 3.8 Армування панелі по осі А÷2-3(по Y у нижньої грані)

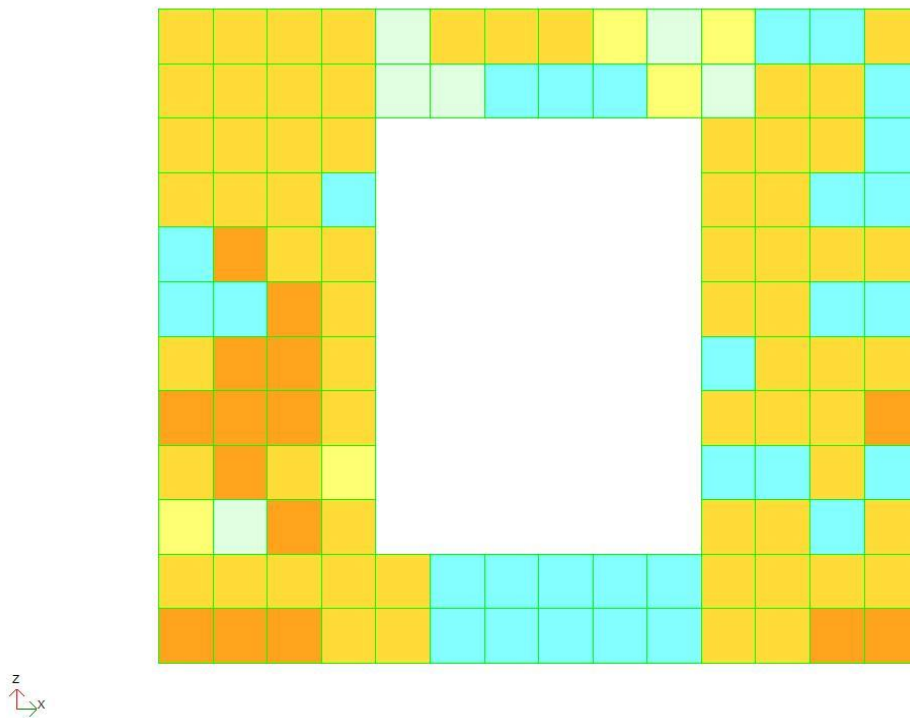


Рис. 3.9 Армування панелі по осі А÷2-3(по Y у верхньої грані)

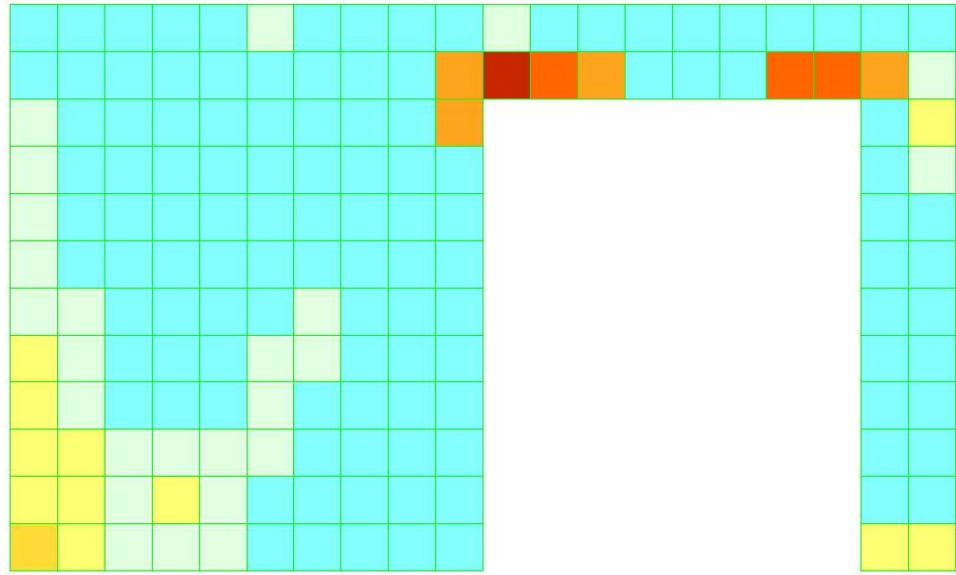
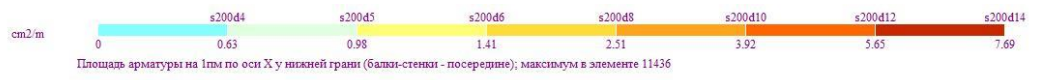


Рис. 3.10 Армування панелі по осі 2÷А-Б(по X у нижньої грані)

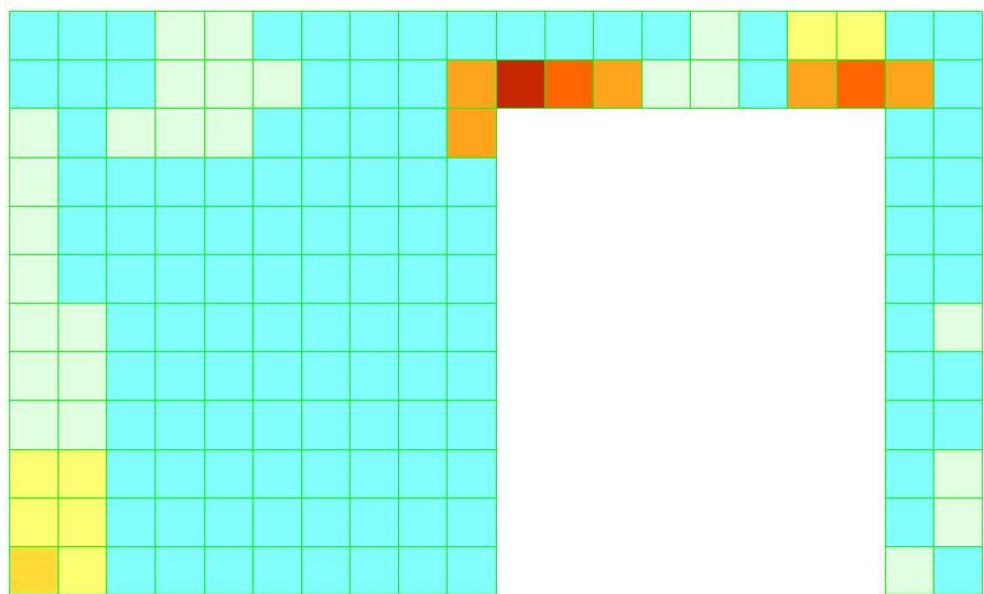
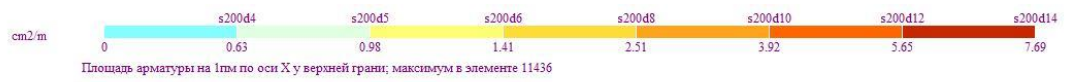


Рис. 3.11 Армування панелі по осі 2÷А-Б(по X у верхньої грані)

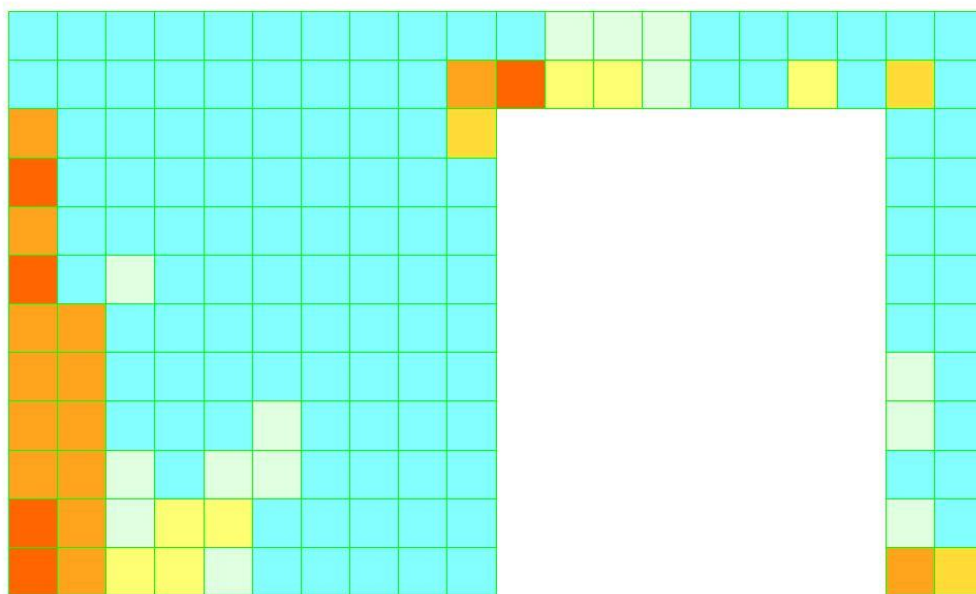
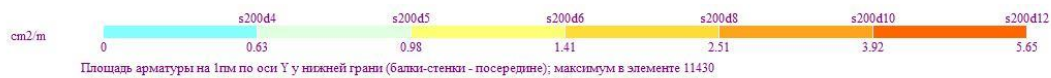


Рис. 3.12 Армування панелі по осі 2÷А-Б(по Y у нижньої грані)

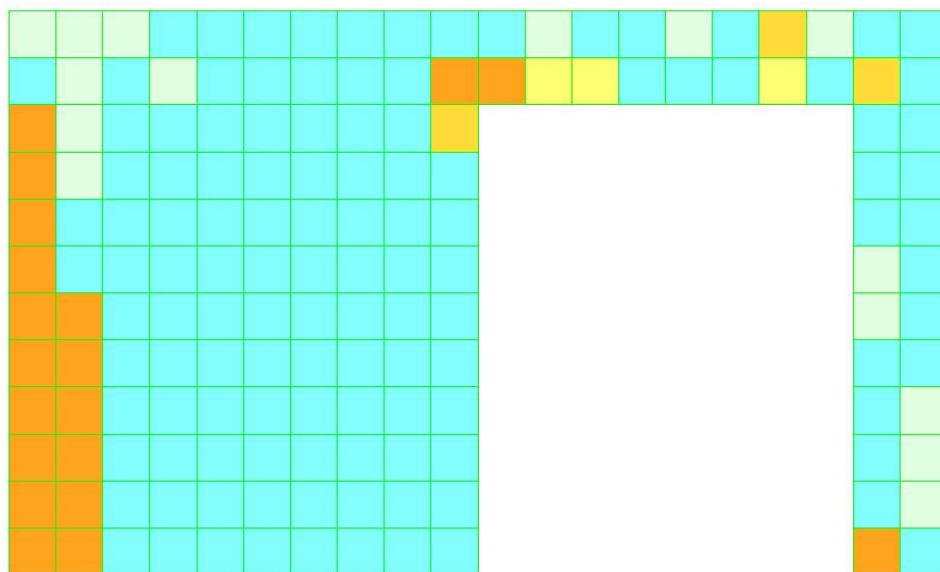


Рис. 3.13 Армування панелі по осі 2÷А-Б(по Y у верхньої грані)

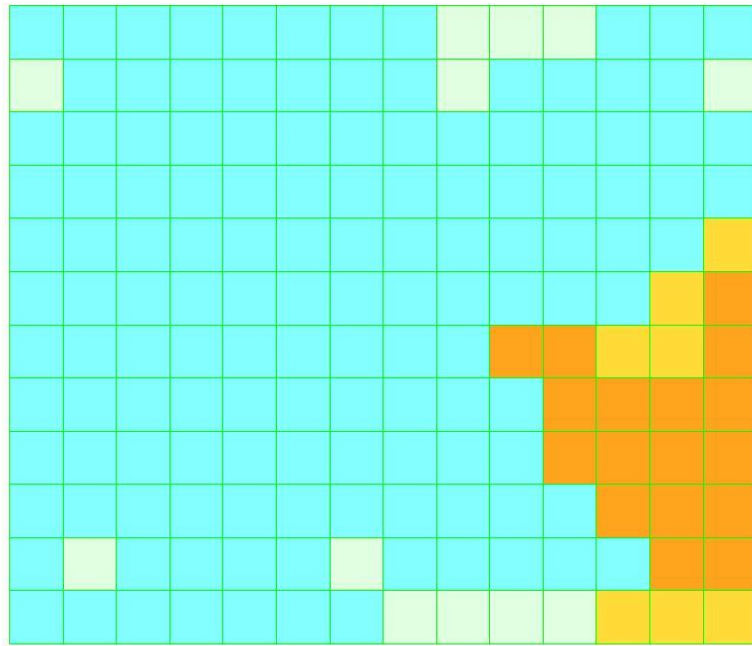
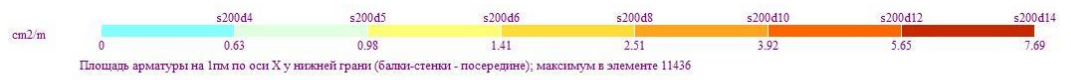


Рис. 3.14 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі X у нижньої грані)

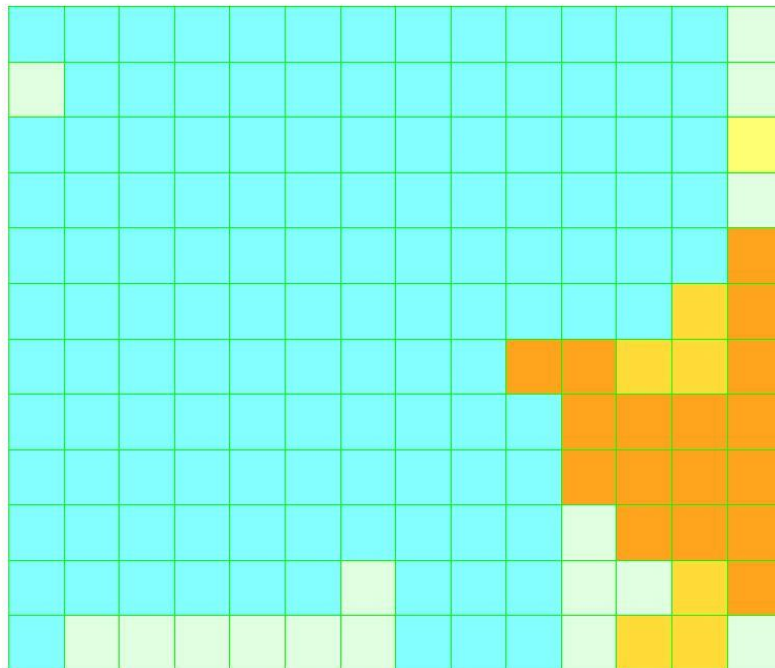
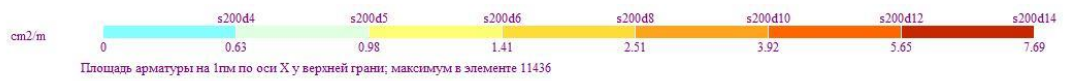


Рис. 3.15 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі X у верхньої грані)

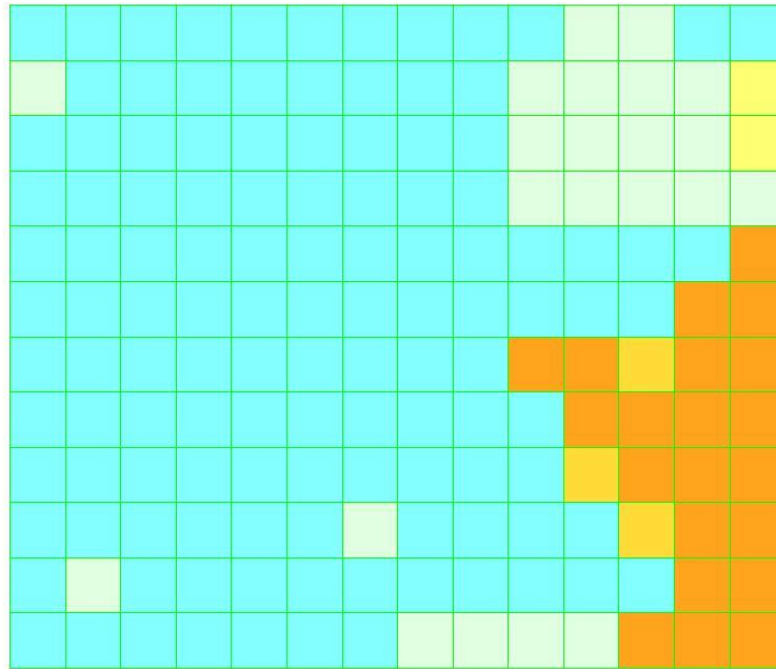


Рис. 3.16 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі У у нижньої грані)

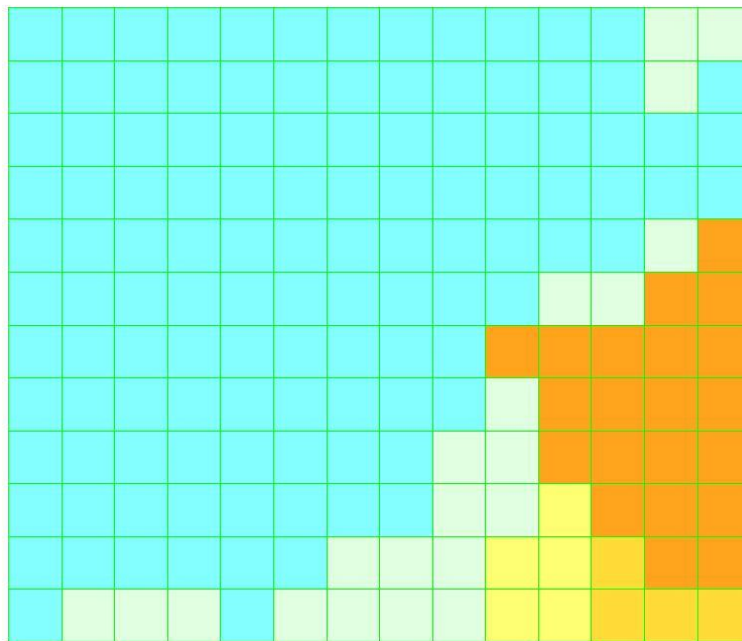
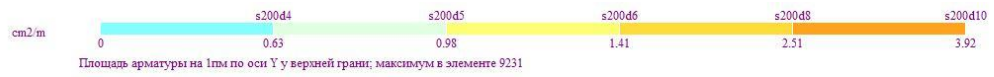


Рис. 3.17 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі У у верхньої грані)

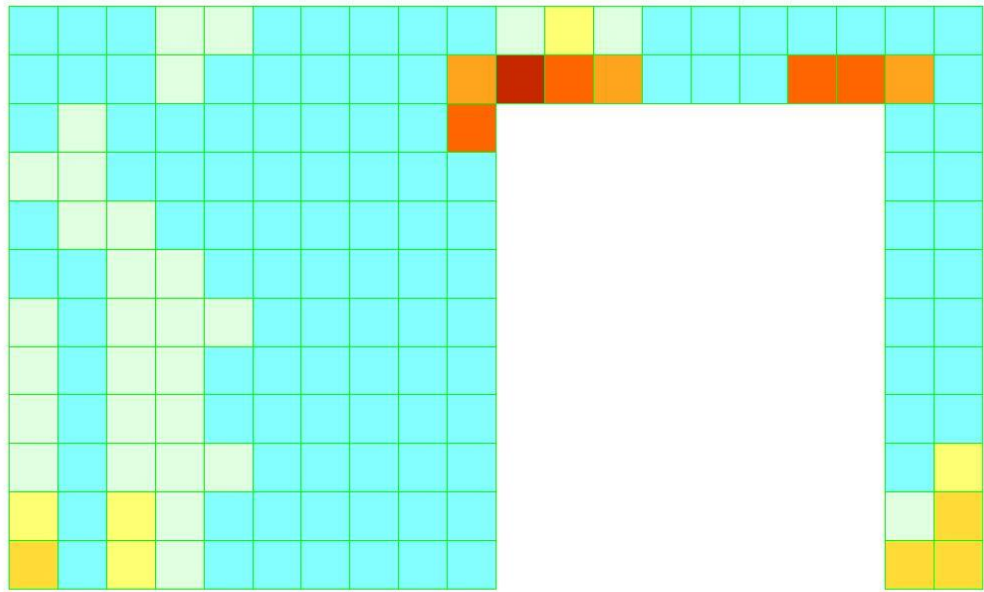
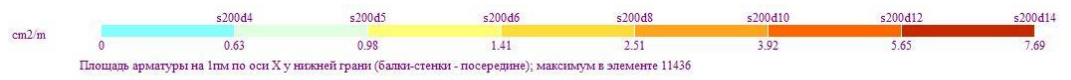


Рис. 3.18 Армование панели по оси 3÷А-Б(по оси X у нижней грани)

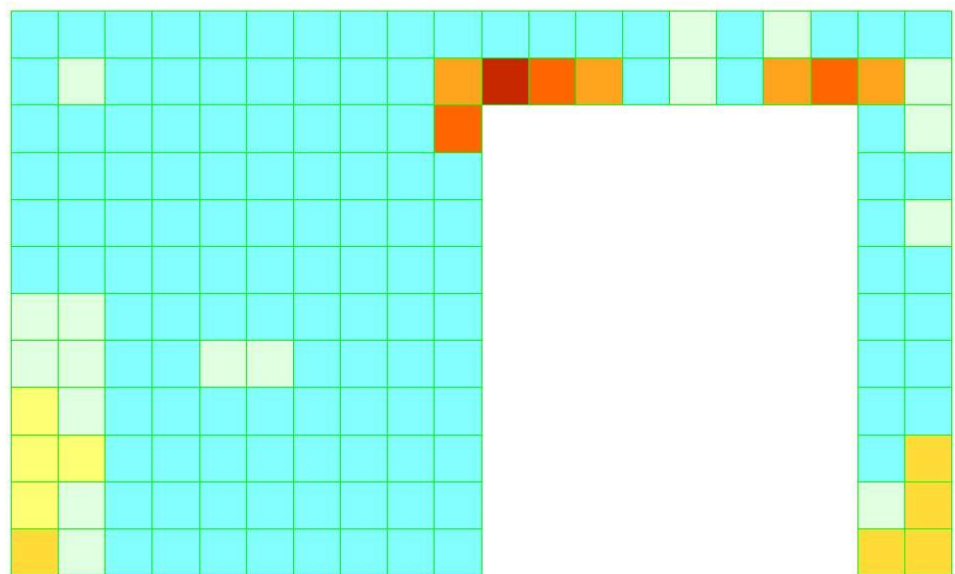
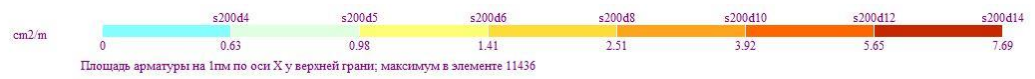


Рис. 3.19 Армование панели по оси 3÷А-Б(по оси X у верхней грани)

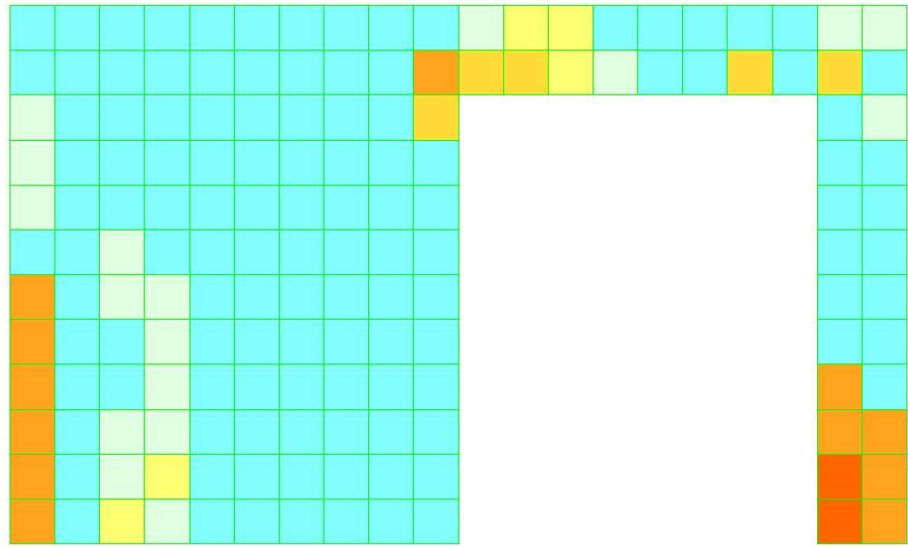


Рис. 3.20 Армование панели по оси 3÷А-Б(по оси Y у нижней грани)

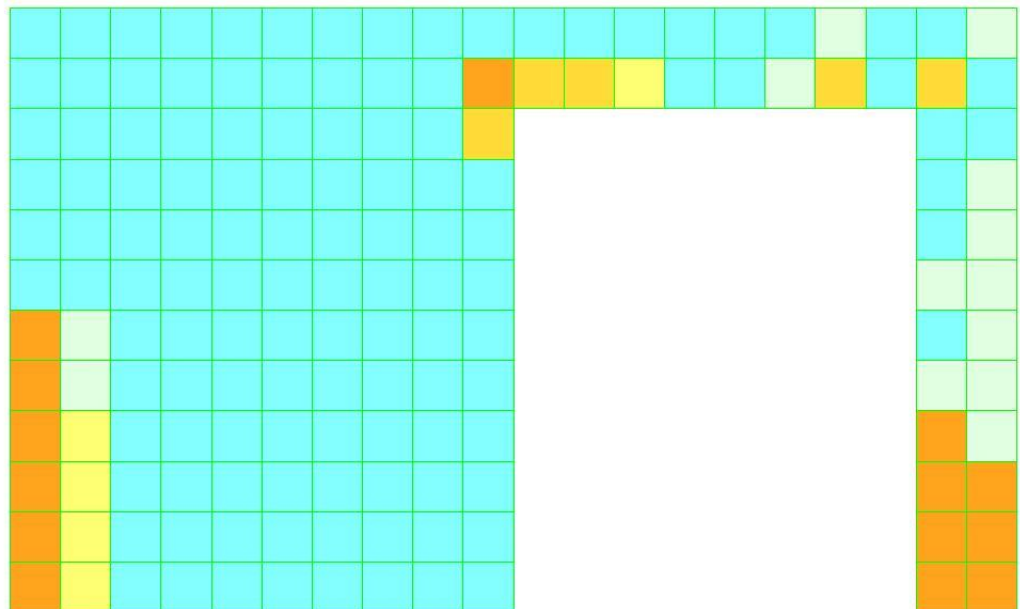


Рис. 3.21 Армование панели по оси 3÷А-Б(по оси Y у верхней грани)

– лінійний на акселерограму

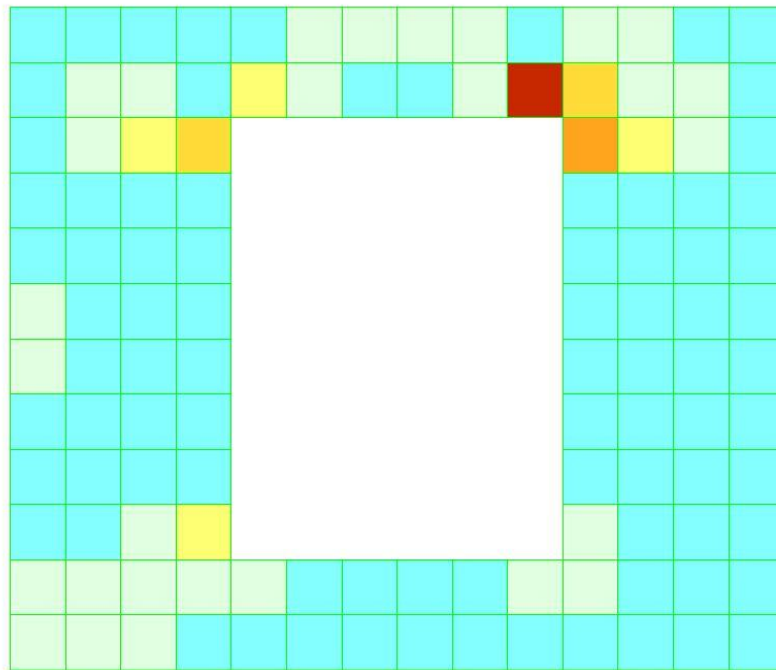
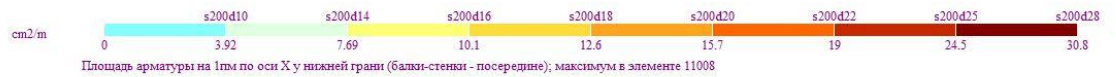


Рис. 3.22 Армування панелі по осі А÷2-3(по осі X у нижньої грані)

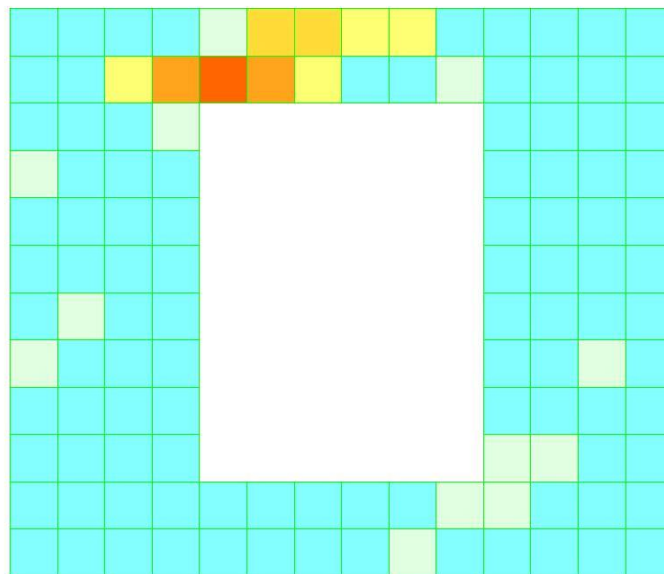


Рис. 3.23 Армування панелі по осі А÷2-3(по осі X у верхньої грані)

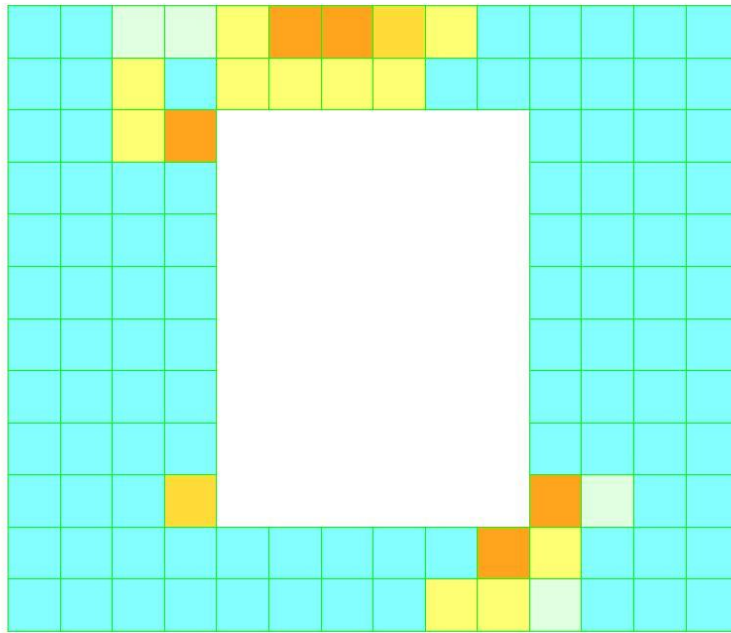
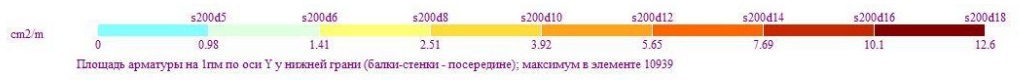


Рис. 3.24 Армування панелі по осі А÷2-3(по осі Y у нижньої грані)

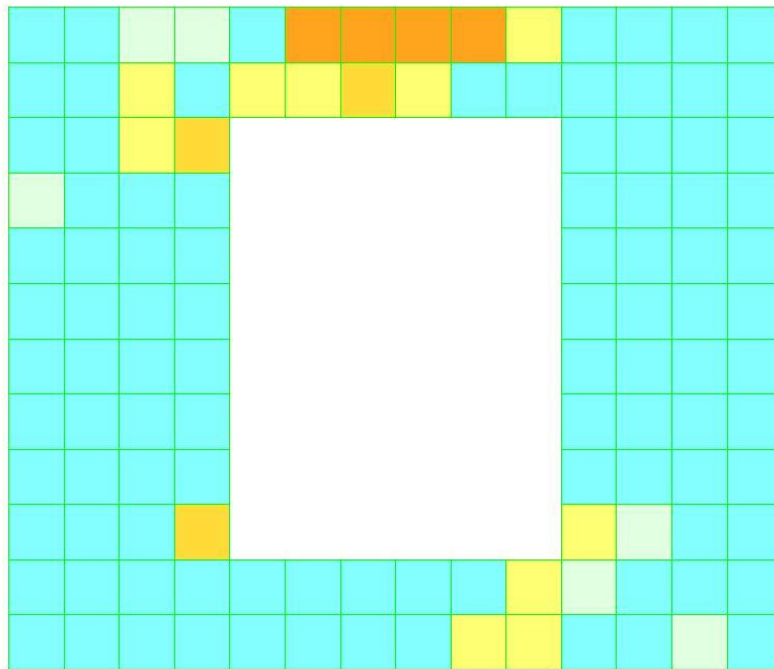
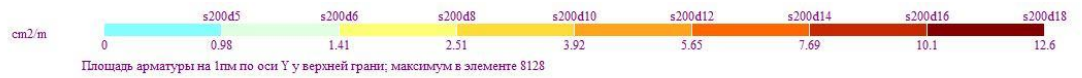


Рис. 3.25 Армування панелі по осі А÷2-3(по осі Y у верхньої грані)

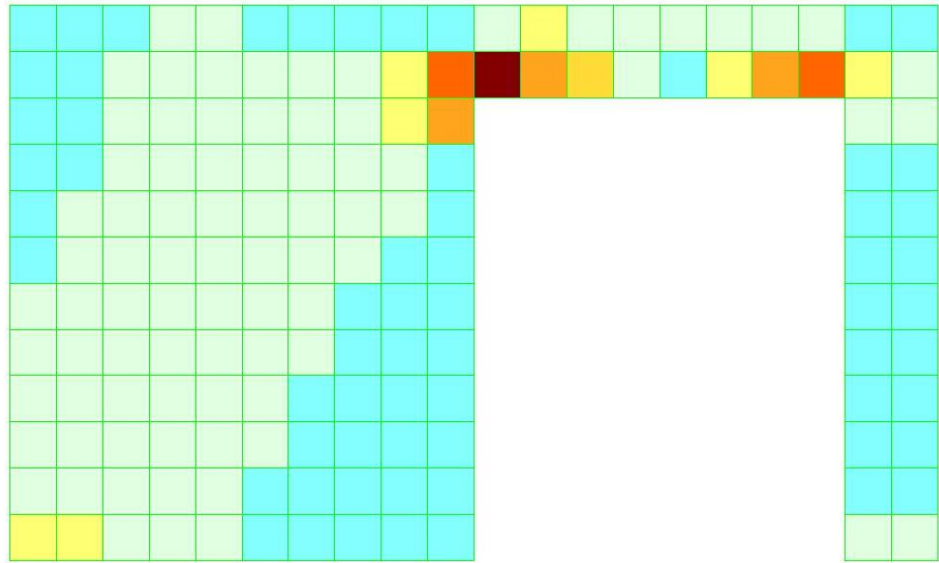
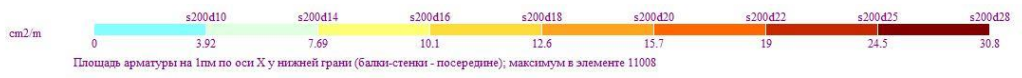


Рис. 3.26 Армування панелі по осі 2÷А-Б(по осі X у нижньої грані)

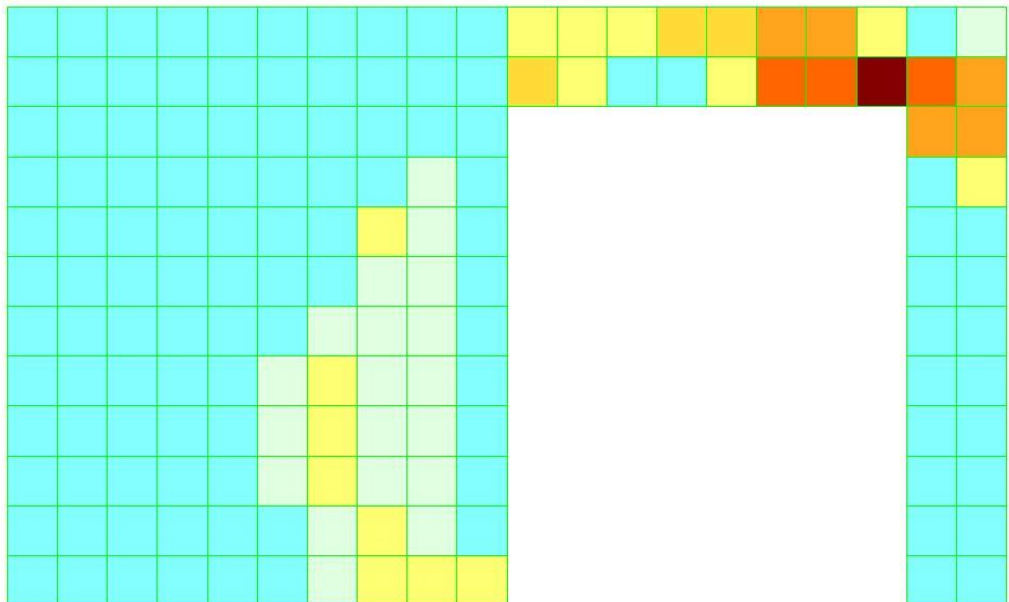
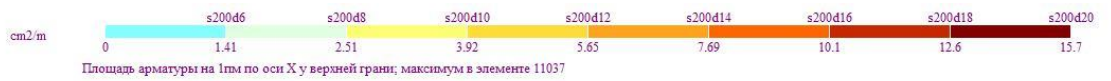


Рис. 3.27 Армування панелі по осі 2÷А-Б(по осі X у верхньої грані)

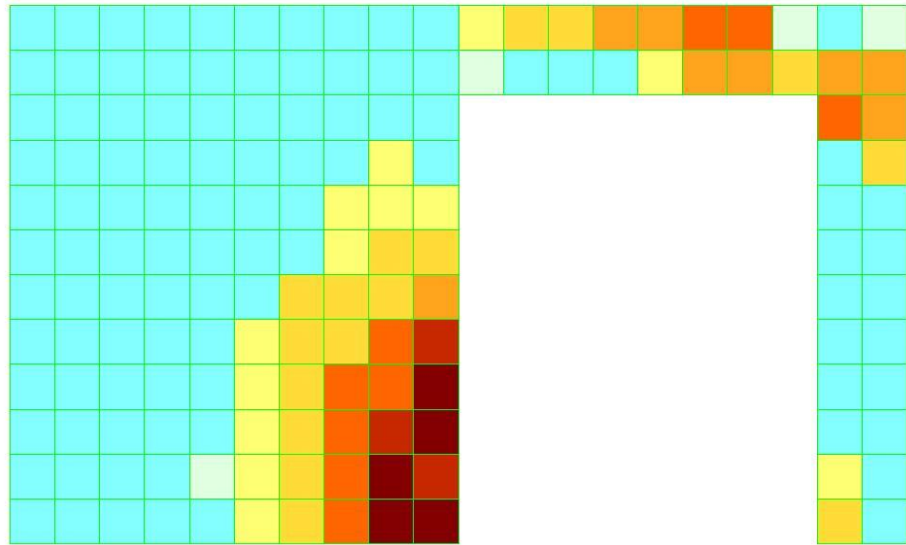
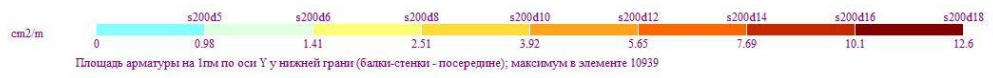


Рис. 3.28 Армования панели по оси 2÷А-Б(по оси Y у нижней грани)

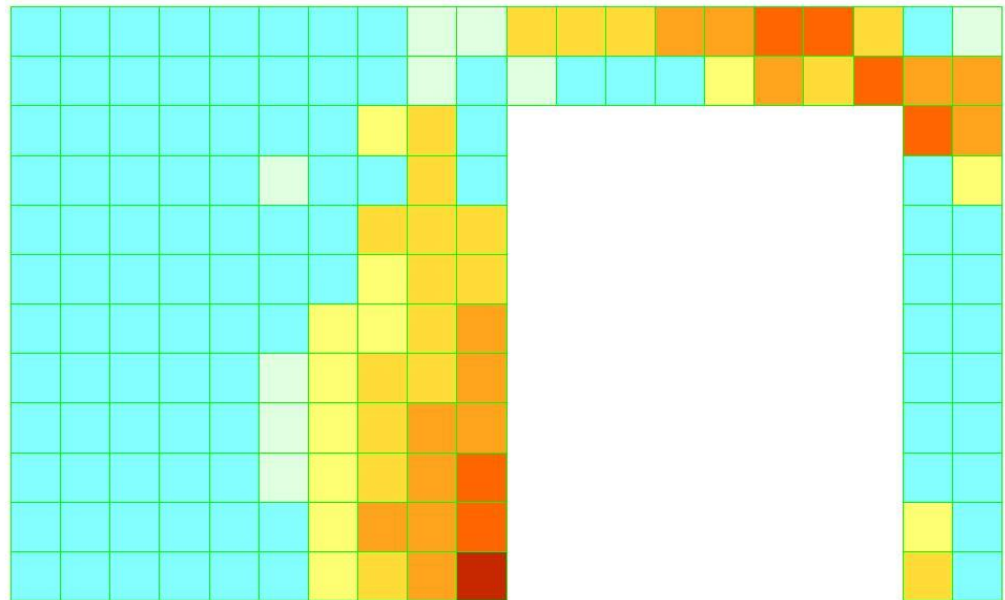
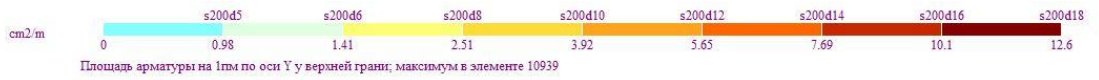


Рис. 3.29 Армования панели по оси 2÷А-Б(по оси Y у верхней грани)

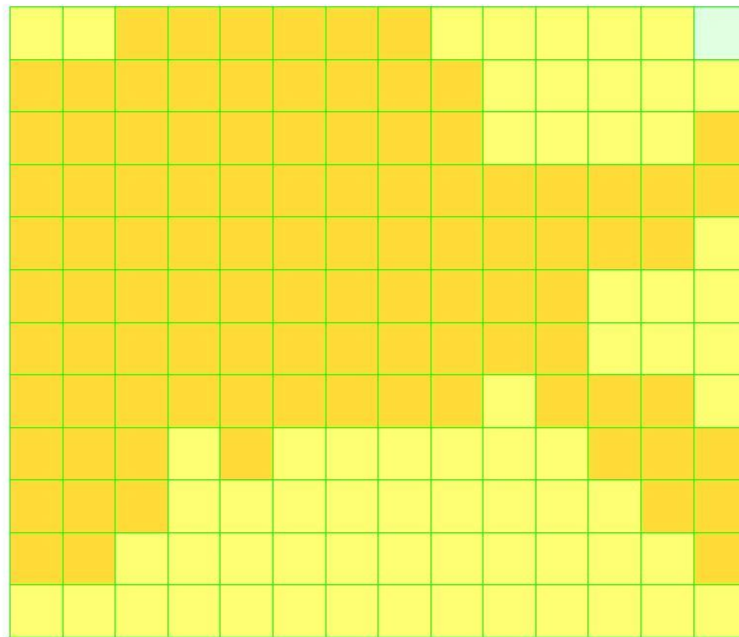
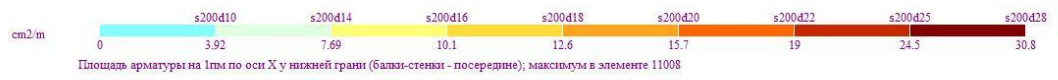


Рис. 3.30 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі X у нижньої грани)

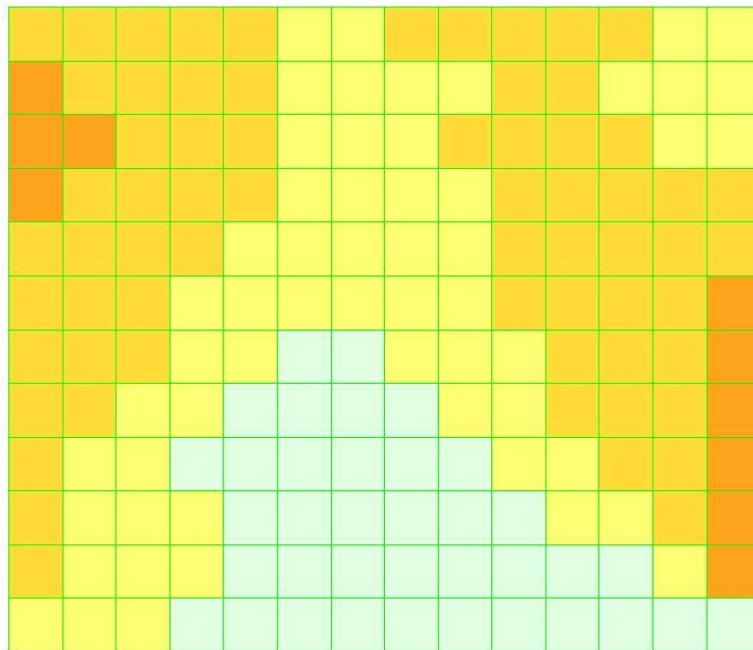
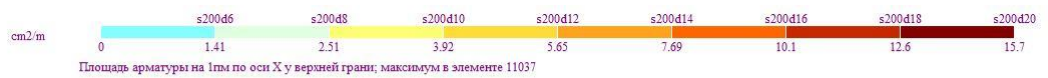


Рис. 3.31 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі X у верхньої грани)

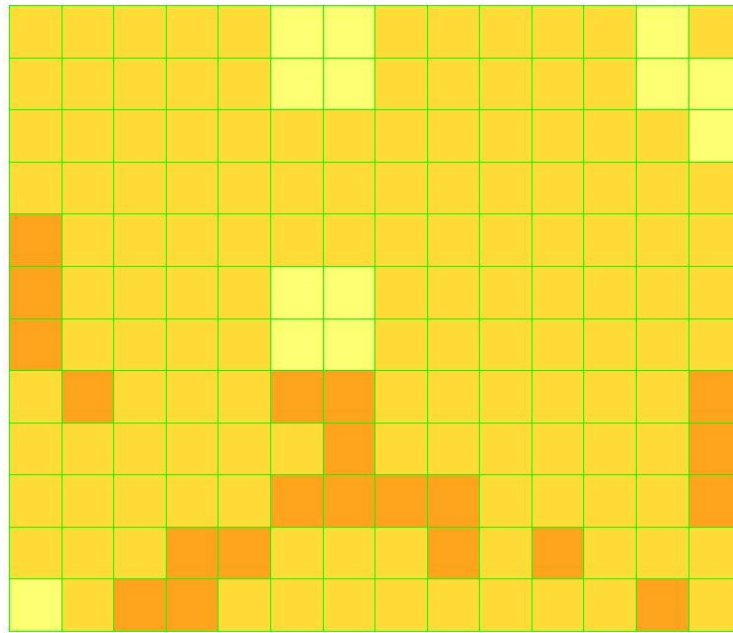
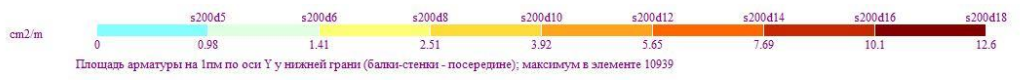


Рис. 3.32 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі У у нижньої грані)

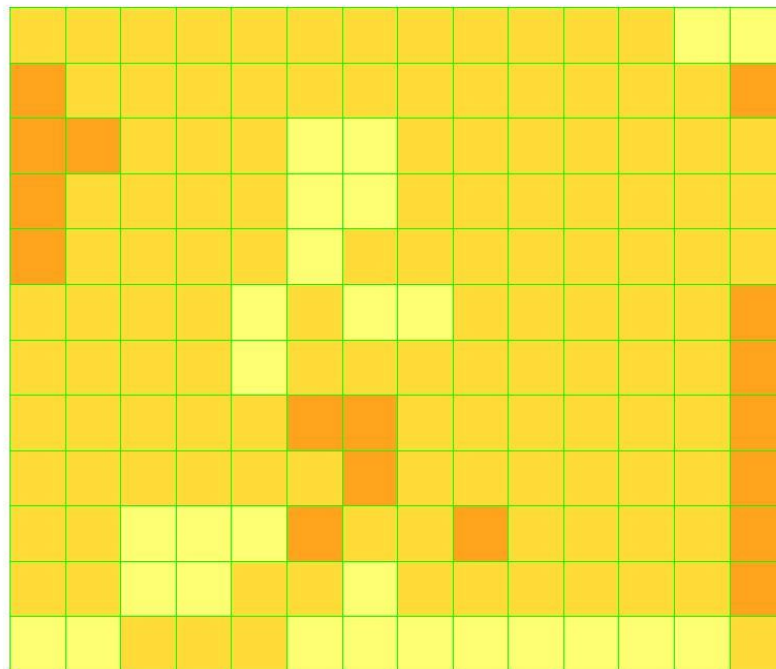
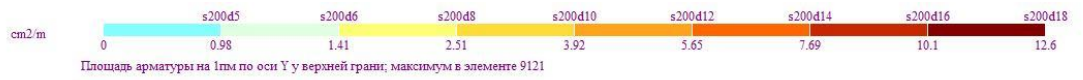


Рис. 3.33 Армування панелі по осі Б÷2-3(по осі У у верхньої грані)

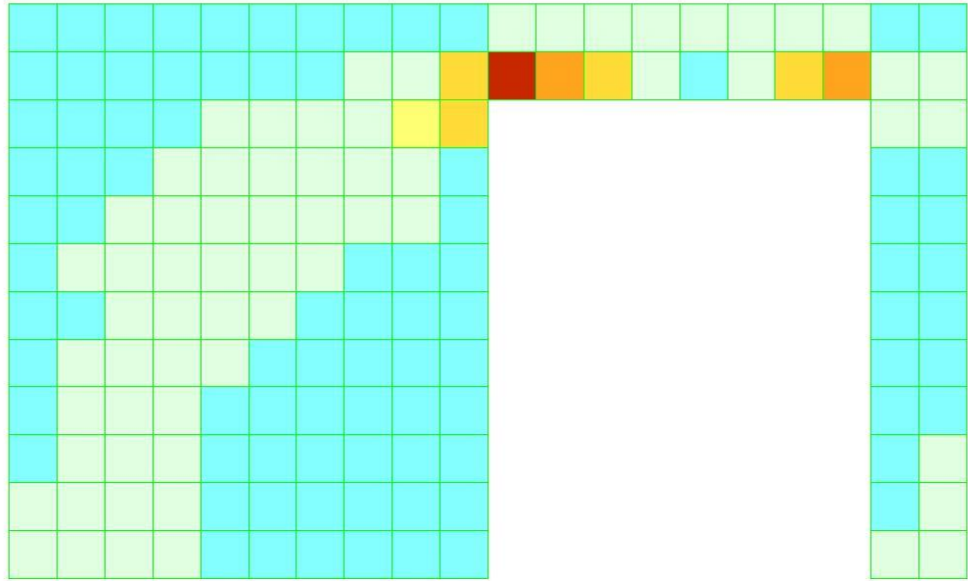
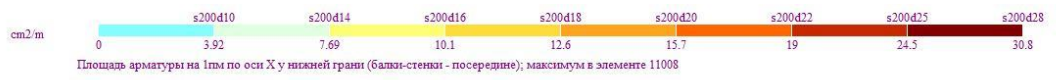


Рис. 3.34 Армування панелі по осі 3÷А-Б(по осі X у нижньої грані)

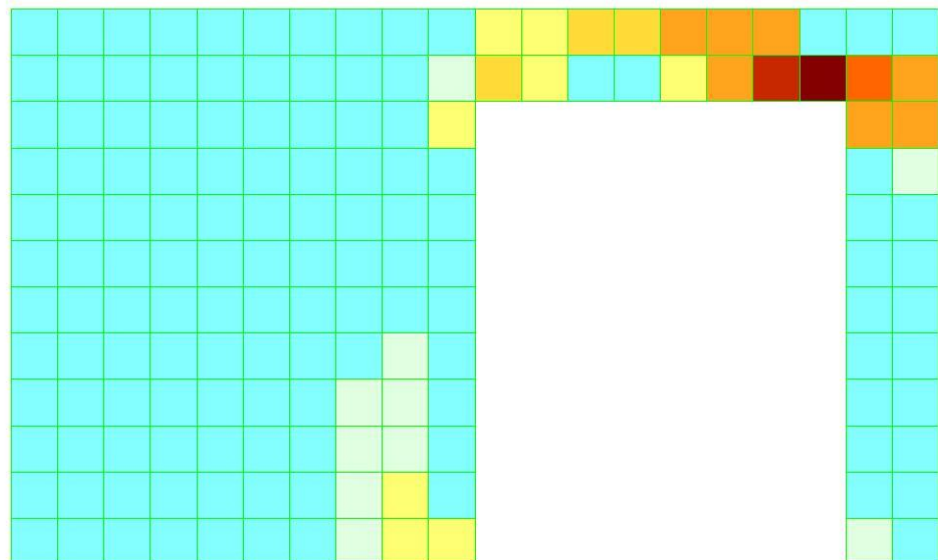
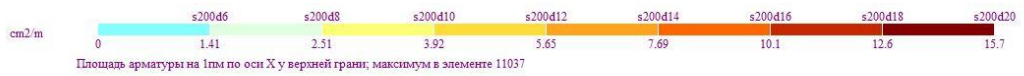


Рис. 3.35 Армування панелі по осі 3÷А-Б(по осі X у верхньої грані)

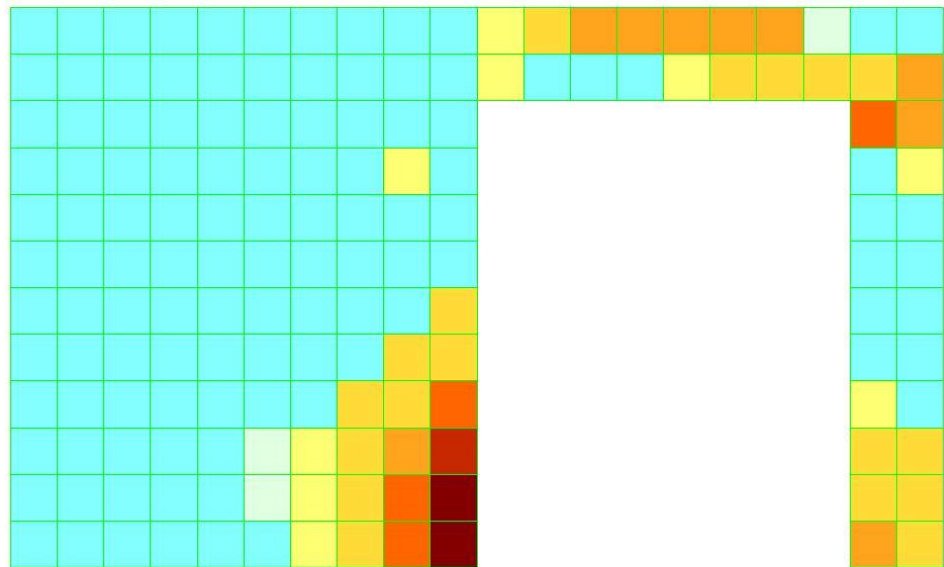


Рис. 3.36 Армования панелі по осі 3÷А-Б(по осі Y у нижньої грані)

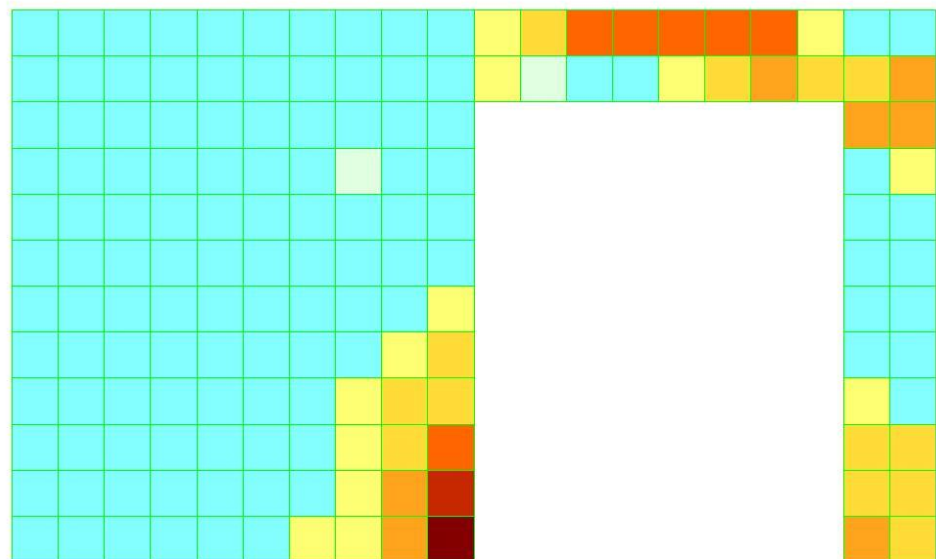


Рис. 3.37 Армования панелі по осі 3÷А-Б(по осі Y у верхньої грані)

4. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

4.1 Характеристика інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва

Абсолютні відмітки ділянки знаходяться в межах 0,7...1,7 м. У геологічній будові території беруть участь палеогенові відкладення, літологічні представлені могутньою товщею глин, що практично не містять залишків фауни, з рідкісними прослоями пісковиків і вапняків. Корінні відкладення повсюдно перекриті могутньою товщею піщано-глинистих відкладень четвертинного віку і техногенних ґрунтів.

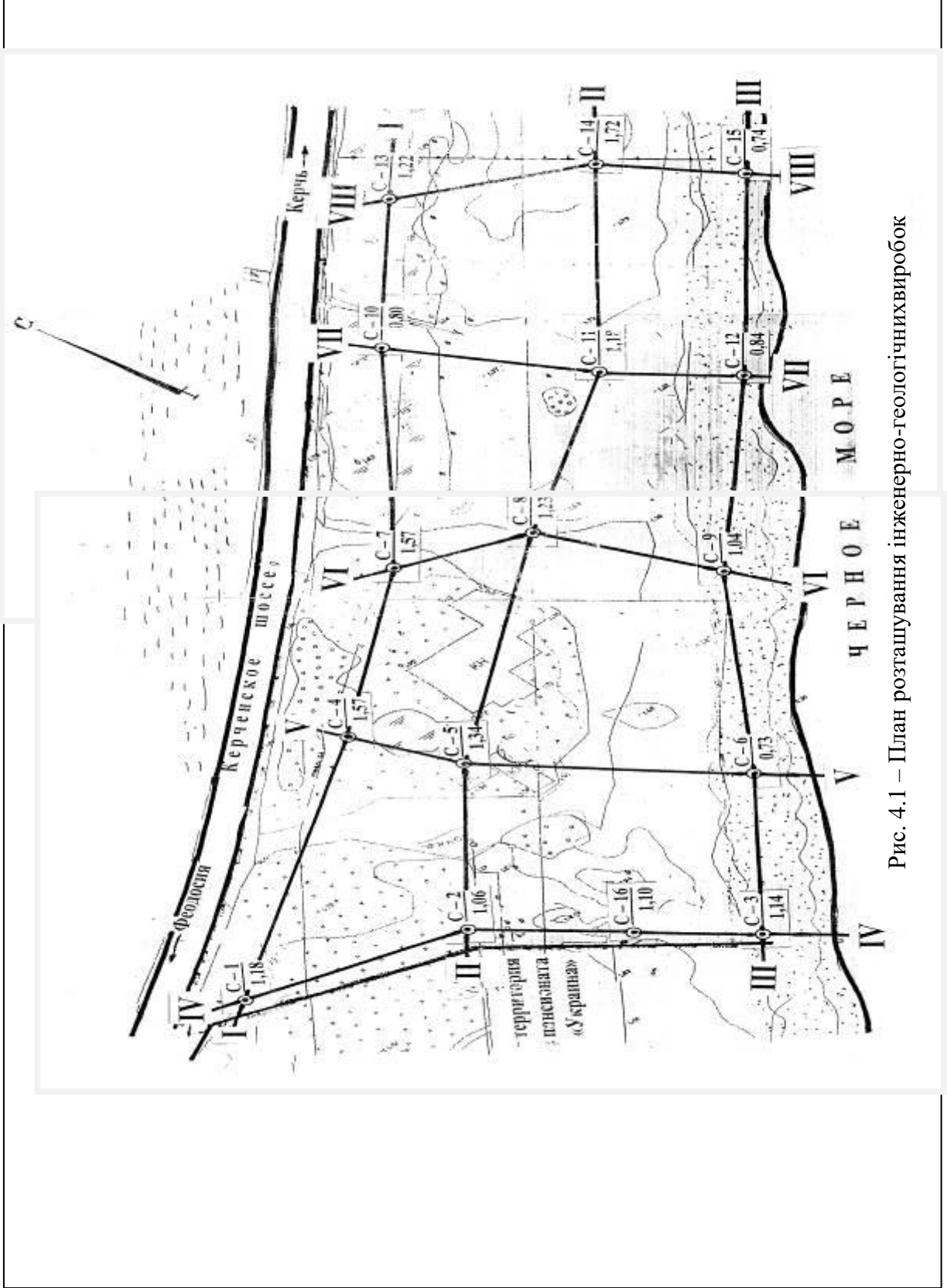


Рис. 4.1 – План розташування інженерно-геологічних вивробок

У геологічному розрізі ділянки виділено 9 інженерно-геологічних елементів ґрунтів:

ІГЕ 1а – насипні глинисті ґрунти. Потужність складає 1,2 м. Ґрунти мають локальне розповсюдження і представлені твердою глиною.

ІГЕ 1б – черепашкові різнозернисті глинисті піски з включеннями будівельного сміття, коріння рослин до 10 %. Потужність шару досягає 1,0 м.

ІГЕ 2 – мякопластична мулиста глина, має лінзоподібний залягаючий характер. Потужність від 0,4 до 1,8 м.

ІГЕ 3 – рихлий середньозернистий, черепашковий, маловологий і водонасичений пісок. Потужність від 0 до 2,2 м.

ІГЕ 4 – гравелистий черепашковий водонасичений пісок середньої щільності. Піски мають суцільне розповсюдження і потужність від 2,8 до 9,4. У інтервалі глибин 4,9 ... 5,2 м відмічено прослойки зцементованого маломіцного вапняку-черепашника, потужність до 0,2 м.

ІГЕ 5 – середньозернистий черепашковий водонасичений пісок середньої щільності. Піски розвинені майже повсюдно, за винятком центральної частини ділянки. Потужність від 0 до 3,7 м.

ІГЕ 6 – текучепластична мулиста глина з домішкою органіки до 10 %. Потужність від 0,7 до 1,4 м, є слабкими ґрунтами.

ІГЕ 7 – напівтверда глина з включеннями щебеня вапняку та піску. Глини мають суцільне розповсюдження і потужність від 0,8 до 17 м. Для глин характерне різке збільшення їх потужності у бік моря.

ІГЕ 8 – тверда шарувата глина. Глини мають суцільне розповсюдження, але різко занурюються у бік моря. Максимально розкрита потужність глин складає 9,3 м. Глини сильнонабухаючі.

Сейсмічність ділянки згідно ДБН В.1.1-12:2006 складає 8 балів. Категорія ґрунтів по сейсмічних властивостях III. Розрахункове значення сейсмічності ділянки складе 9 балів.

Інженерно-геологічні розрізи представлені на рис. 4.2,...4.9.

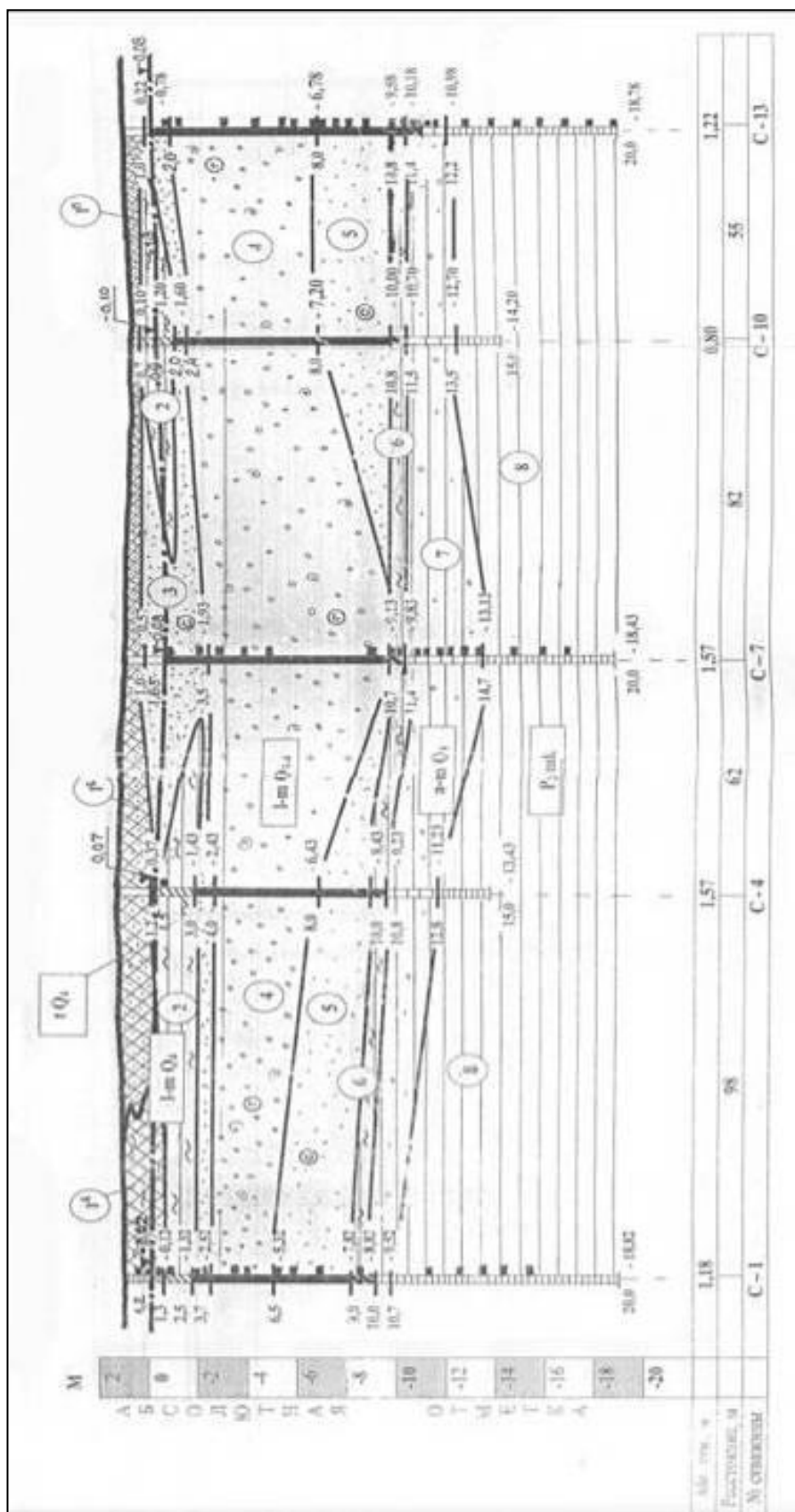


Рис. 4.2 Инженерно-геологичний розріз по лінії I-I

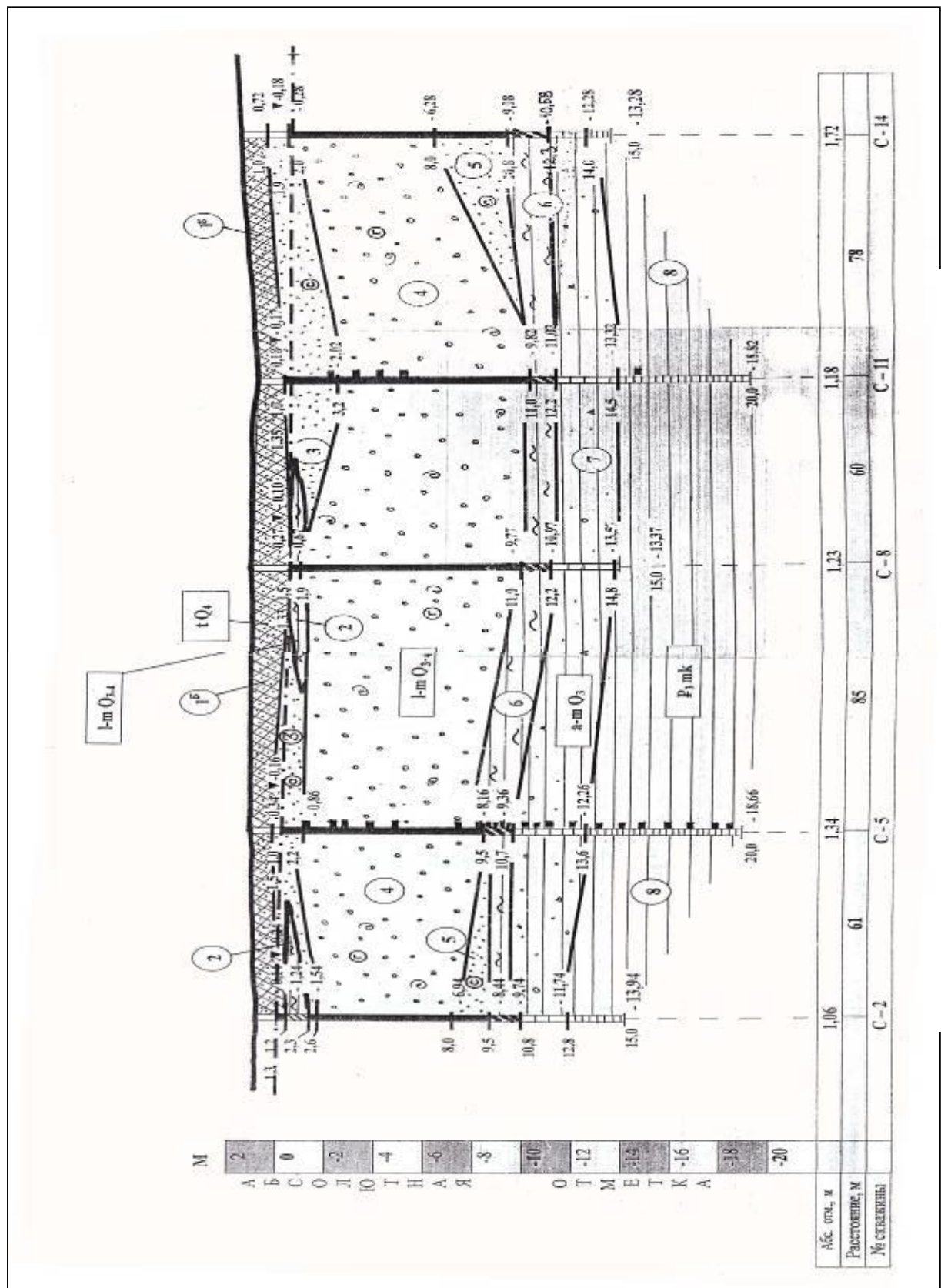


Рис. 4.3 Инженерно-геологический разрез по линии -II

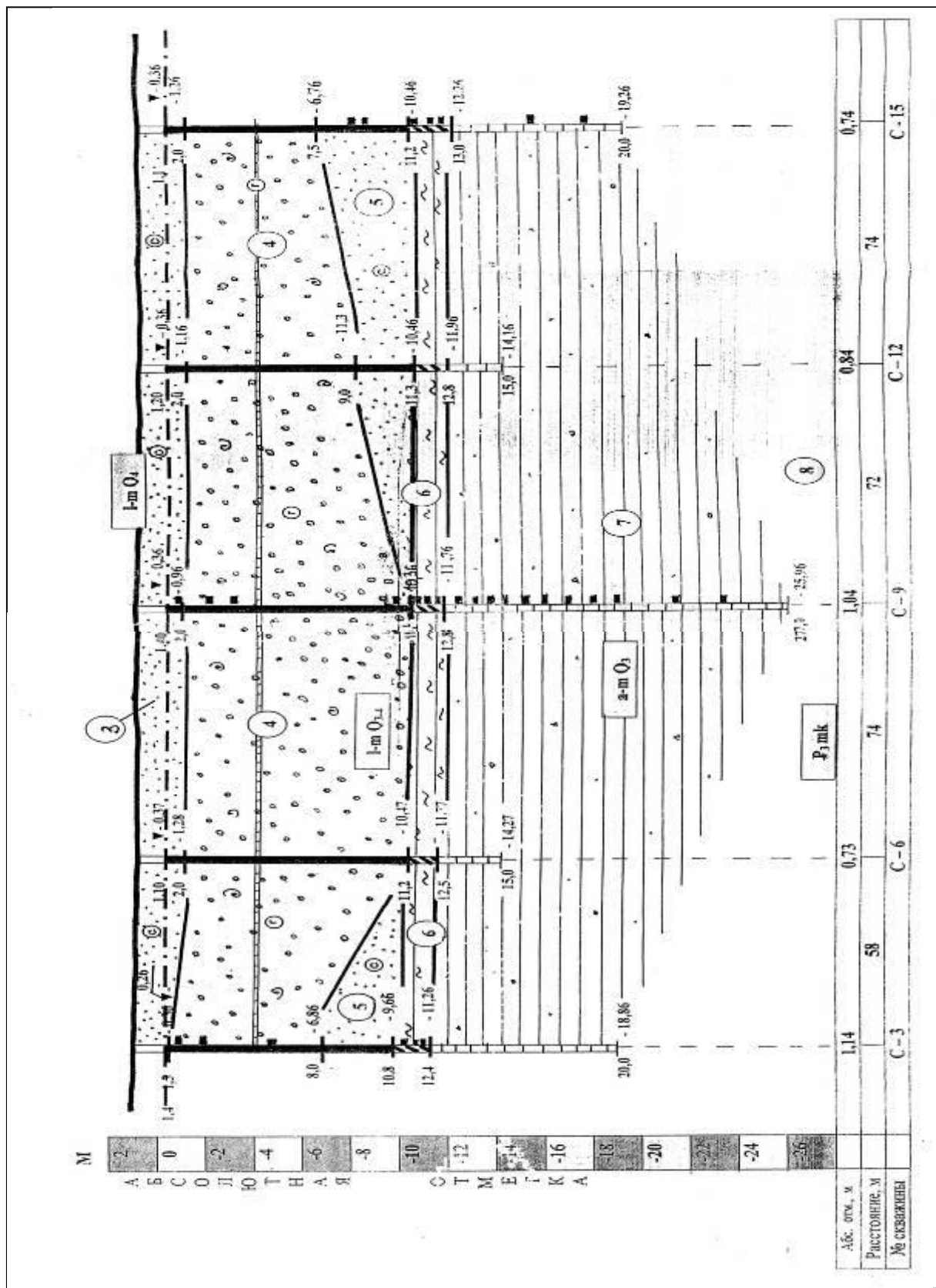


Рис. 4.4 Инженерно-геологичний розріз по лінії ІІ-ІІІ

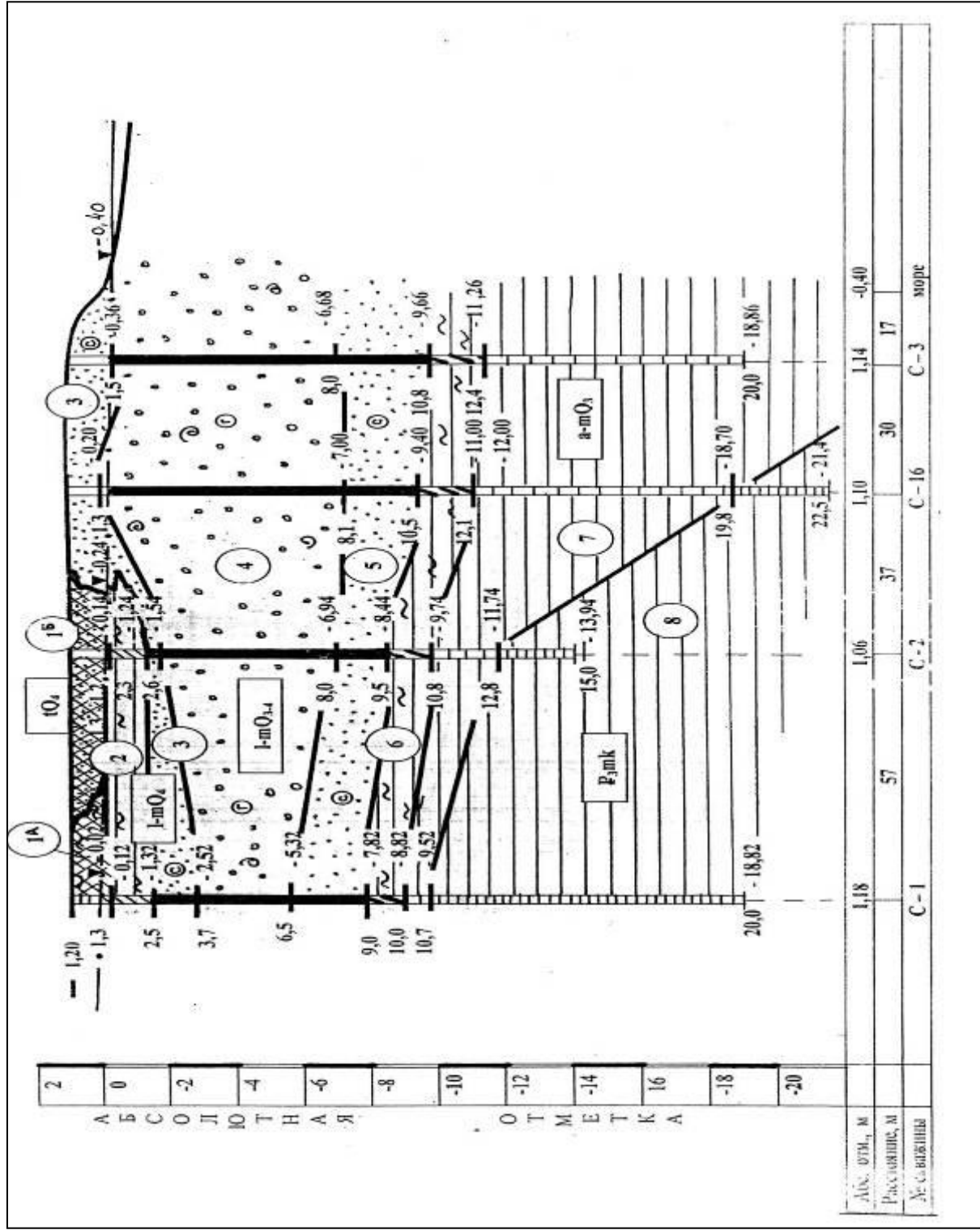


Рис. 4.5 Инженерно-геологический разрез по линии IV-IV

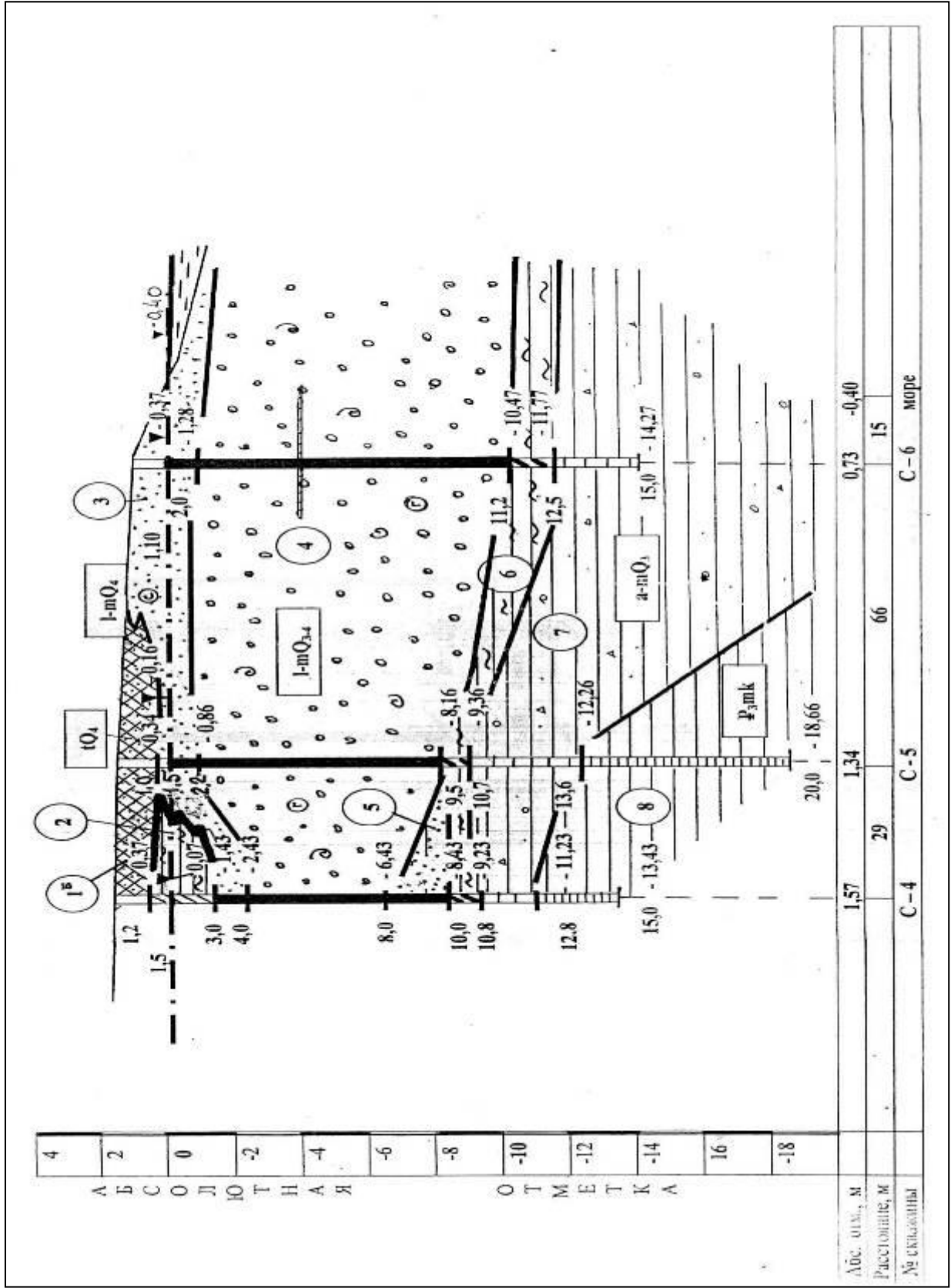


Рис. 4.6 Инженерно-геологичний розріз по лінії V-V

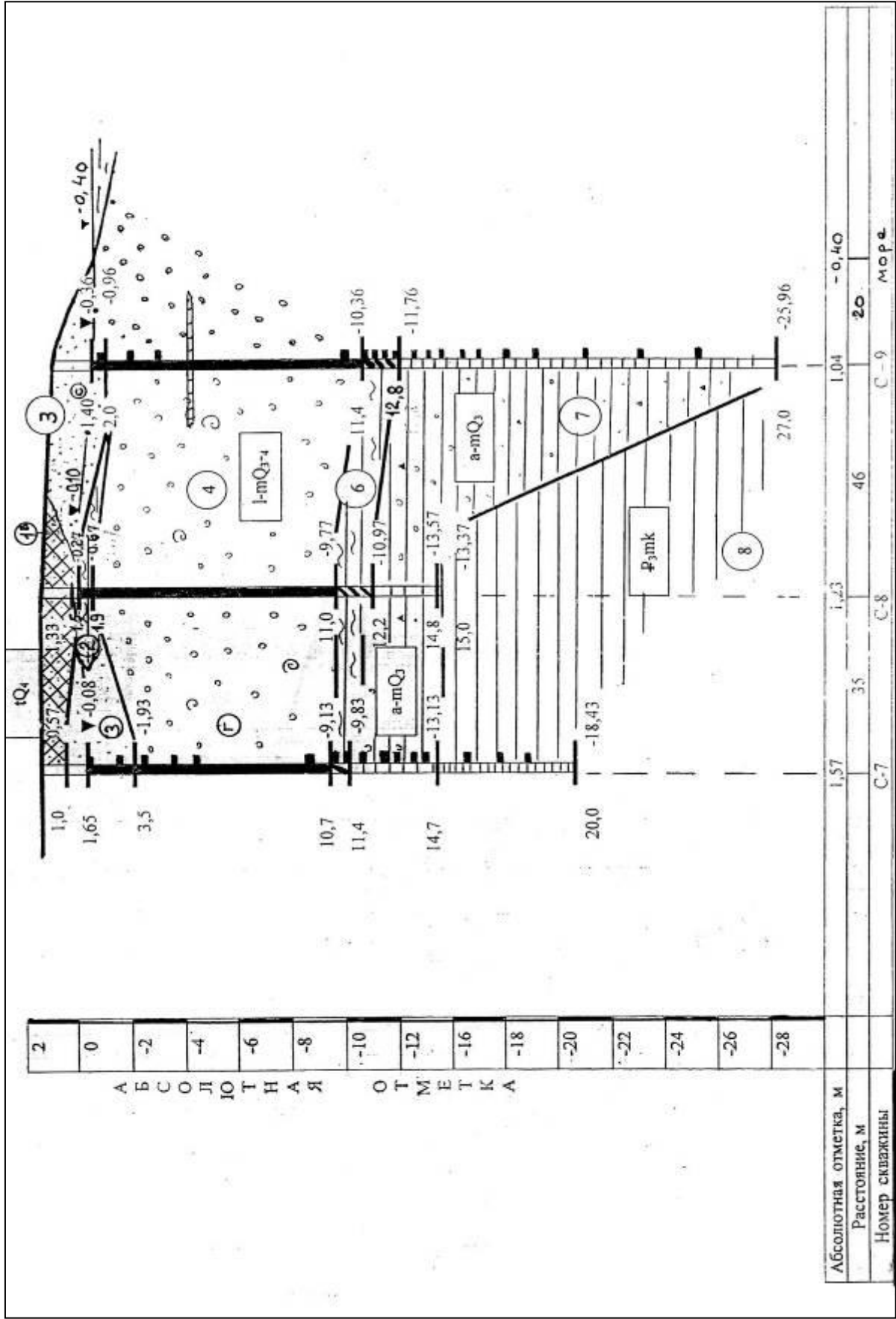


Рис. 4.7 Инженерно-геологический разрез по линии VI-VI

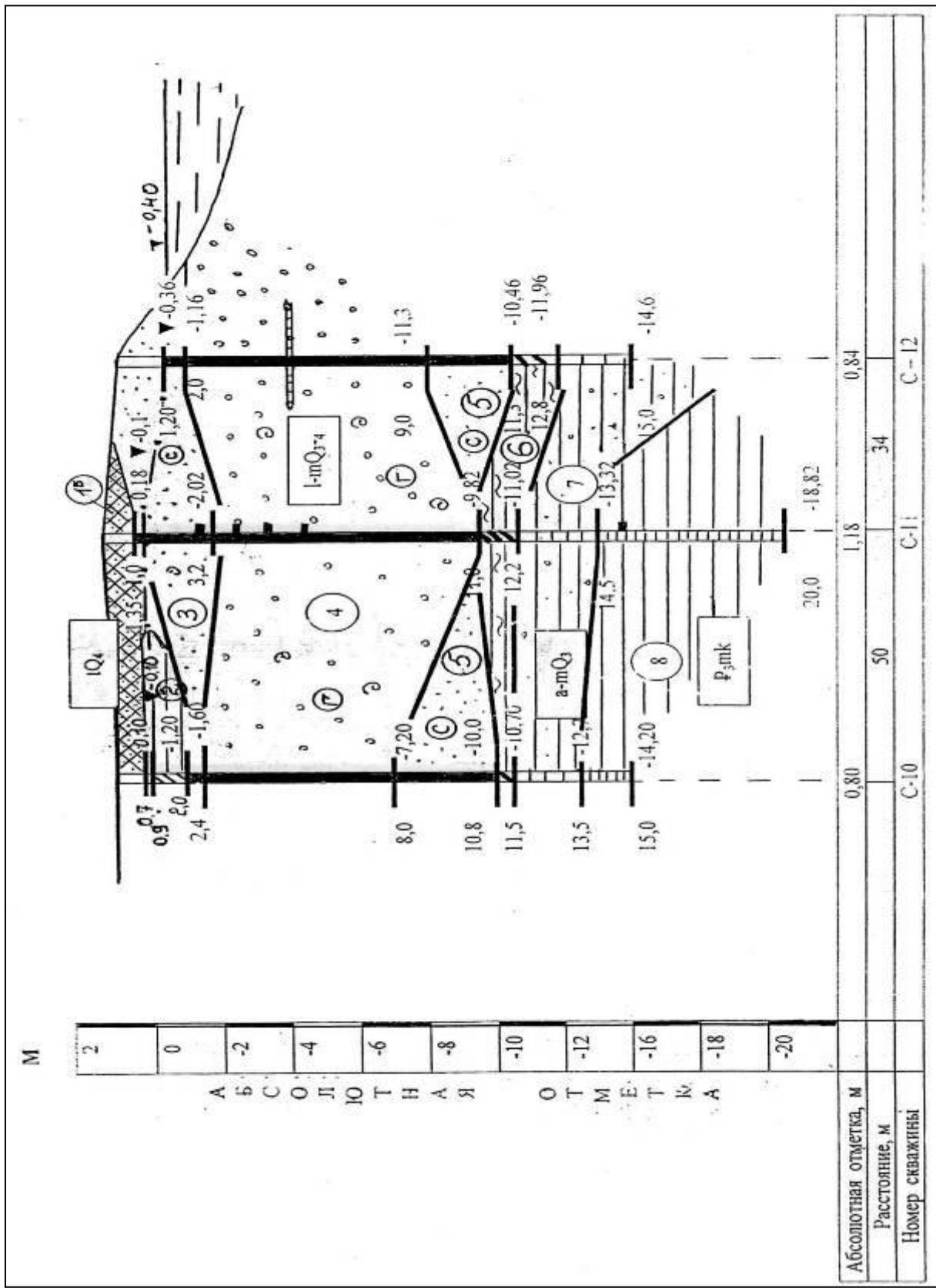


Рис. 4.8 Інженерно-геологічний розріз по лінії VII-VII

У гідрогеологічному відношенні майданчик будівництва характеризується наявністю підземних вод з вільною поверхнею на глибині 1,1..1,6 м (абс. відмітки 0,02...0,36 м) залежно від висоти рельєфу і планового положення свердловини відносного уріза моря.

Відносним водоупором для водоносного горизонту є глини (ІГЕ-7), що залягають на глибині 8-13 м. Потужність водоносного горизонту складає 8,5.11,5 м. Живлення горизонту здійснюється за рахунок морських вод, атмосферних опадів і техногенних вод. З морськими водами горизонт має тісний гідравлічний зв'язок. Невисоке положення рівня вод щодо рівня моря (-0,40 м) свідчить про незначні ухили водної поверхні, а відповідно і слабкій дренуватості території, не дивлячись на високі коефіцієнти фільтрації водовмісних ґрунтів. Положення рівня підземних вод в значній мірі залежить від явища приливу та відливу на морі.

При сильних і тривалих вітрах південного напрямку і висоті хвиль до 2,0-2,5 м можлива величина підйому рівня підземних вод на всій ділянці до 0,5...0,8 м від встановленого.

По хімічному складу води хлоридно-сульфатно-натрієві з мінералізацією від 5,4 до 26,3 г/л, що близько до складу морських вод. Мінімальна мінералізація підземних вод характерна для північної частини ділянки і верхньої частини водоносного горизонту. Тут у верхній частині горизонту потужність до 1,0 м відмічається наявність залягання лінз прісніших вод, плаваючих на солоних морських водах. Для оцінки агресивності вод до залізобетону слід використовувати показники складу морських і солоніших вод. Фізико-механічні характеристики ґрунтів представлені в таблиці 4.1.

За наслідками геологічних досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Інженерно-геологічні умови ділянки обмежено-сприятливі за ґрунтовими, гідрогеологічними та сейсмічними умовами.
2. Як несучий шар для свайного фундаменту рекомендується використовувати ІГЕ 8.

3. Підземні води розкриті на глибині 1,2.1,6 м. Максимально можлива величина підйому рівня може скласти 0,8 м.

4. Нормативна сейсмічність майданчика будівництва – 7 балів, розрахункова – 9. Категорія ґрунту по сейсмічних властивостях -III.

Фундамент будівлі проектуємо свайний, на 60-х палях діаметром 600 мм, завдовжки 9,5 м. Голови паль об'єднані плитковим ростверком завтовшки 500 мм.

4.2. Розрахунок несучої здатності паль

Несуча здатність буронабивних паль, визначається за результатами розрахунків по ДБН.

Палі по несучій здатності ґрунтів, розраховуються виходячи з умови:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

де N – розрахункове навантаження, кН (тс), яке передається на палю;

F_d – несуча здатність, кН(тс), визначена у відповідності п.4.6 [26];

γ_k – коефіцієнт надійності, що приймається по вказівках п.3.10 [26] $\gamma_k = 1,4$.

Несуча здатність, кН(тс), набивної і бурової палі, а також палі-оболонки, занурюваної з виємкою ґрунту і заповнюваної бетоном, що працюють на стискуєче навантаження, слід визначати по формулі

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі; у разі спирання її на глинисті ґрунти із ступенем вологості $S_r < 0,9$ і на лесові ґрунти $\gamma_c = 0,8$ у решті випадків $\gamma_c = 1$;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі $\gamma_{cR} = 1$;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа (тс/м²),

A - площа опирання палі, м², що приймається рівною: для набивних і бурових паль без розширення – площі поперечного перетину палі; для набивних і бурових паль з розширенням – площі поперечного перетину – площі поперечного перетину розширення в місці найбільшого його діаметру; для паль-оболонки, що заповнюються бетоном, - площі поперечного перетину оболонки бруто;

u - периметр поперечного перетину стовбура палі, м;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі, залежний від способу утворення свердловини і умов бетонування, приймається по таблиці 5 [26];

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, кПа (тс/м²), приймається по таблиці 2 [26];

h_i - товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м.

Розрахунковий опір R кПа (тс/м²), ґрунту під нижнім кінцем палі слід приймати для глинистих ґрунтів в підставі набивної і бурової палі з розширенням і без розширення, палі-оболонки, занурюваної з повним видаленням ґрунтового ядра, і палі-оболонки, занурюваної із збереженням ґрунтового ядра на висоту 0.5 м і більш:

$$R = 0.75\alpha_4(\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h);$$

$$R = (\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h),$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються по таблиці. залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту основи, визначеної відповідно до вказівок ДБН

γ_1' - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³ (тс/м³), при основі палі (при водонасичених ґрунтах);

γ_1 - усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³ (тс/м³), розташованих вище за нижній кінець палі (при водонасичених ґрунтах);

d - діаметр, м, набивної і бурової палі, діаметр розширення (для палі з розширенням), палі-оболонки або діаметр свердловини для палі-стовпа, замоноліченого в ґрунті цементно-піщаним розчином;

h - глибина закладення, м, нижнього кінця палі або її розширення, відраховуєма від природного рельєфу або рівня планування, для опор мостів – від дна водоймища після його загального розмиву при розрахунковому паводку.

Розрахунок несучої здатності ґрунтів основи палі, для інженерно-геологічних умов виконаний відповідно до вимог ДБН.

При проектуванні свайних фундаментів в сейсмічних районах свайні фундаменти будівель і споруд повинні розраховуватися на особливе поєднання навантажень по граничних станах першої групи [26].

При розрахунку несучої здатності паль, на стискуюче або висмикуюче навантаження F_{eq} значення R і f_i слід помножити на знижуючі коефіцієнти умов роботи ґрунту основи $\gamma_{eq 1}$ ($\gamma_{eq 1} = 0,95$) і $\gamma_{eq 2}$ ($\gamma_{eq 2} = 0,75$), приведені в таблиці. 18 [26]. Значення R слід також умножати на коефіцієнт умов роботи $\gamma_{eq 3}$ ($\gamma_{eq 3} = 1$), що приймається згідно [26].

Розрахункова глибина h_d , до якої не враховується опір ґрунту по бічній поверхні палі, визначається по формулі (3.5), але приймається не більше $3/a_e$ [26].

$$h_d = \frac{a_1(H + a_e a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{a_e} \gamma_1 \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 \right)},$$

де a_1, a_2, a_3 – безрозмірні коефіцієнти, рівні відповідно 1,2; 1,2 і 0 – при жорсткому закладенні палі в низький ростверк [4];

H, M – розрахункові значення відповідно горизонтальної сили, кН (тс), і згинального моменту, кН·м (тс·м), прикладених в палі в рівні поверхні ґрунту при особливому поєднанні навантажень з урахуванням сейсмічних навантажень [25];

a_e – коефіцієнт деформації, 1/м, визначається по рекомендуємому додатку, 1 [26];

b_p – умовна ширина палі, м, визначається по рекомендуємому додатку, 1 [26];

γ_1 – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³ (тс/м³), визначається у водонасичених ґрунтах з урахуванням;

φ_1, c_1 – розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя ґрунту, град. і питомого зчеплення ґрунту, кН/м² (тс/м²), приймаються відповідно до вказівок, п.п. 3.5 і 11.5.

Визначення розрахункової глибини h_d при дії сейсмічних навантажень слід проводити, приймаючи значення розрахункового кута внутрішнього тертя ϕ_1 зменшеними для розрахункової сейсмічності 7 балів – на 2° , 8 балів – на 4° , 9 балів – на 7° [26].

Результати розрахунку несучої здатності буронабивних паль, приведені в таблицях 4.2., 4.3.

Таблиця 4.2

Розрахунок несучої здатності буронабивних паль

Глибина підлоги шаруючи, м	Тип і вид ґрунту	Показник текучості глинистого ґрунту. Кут внутрішнього тертя піщаного ґрунту	Сопротивл. під нижнім кінцем палі, R, кПа	$\gamma_{CR} R A$, кН	Глибина середини шаруючи, м	f_i , кПа	$\gamma_{CF} f_i h_i$, кН	$\sum_u \gamma_{CF} f_i h_i$, кН	Довжина палі, м	F_d , кН	$N = F_d / \gamma_k$, кН
2.50	(ІІЕ-3)	23.000	227.2	178.43	0.25	35.0	12.3	38.5	0.50	216.9	154.9
3.00	(ІІЕ-3)	23.000	263.6	207.00	0.75	35.0	12.3	77.0	1.00	284.0	202.8
3.50	(ІІЕ-4)	27.000	464.9	365.14	1.25	36.8	12.9	117.4	1.50	482.5	344.7
4.00	(ІІЕ-4)	27.000	521.2	409.38	1.75	40.3	14.1	161.6	2.00	571.0	407.9
4.50	(ІІЕ-4)	27.000	568.1	446.16	2.25	43.5	15.2	209.5	2.50	655.6	468.3
5.00	(ІІЕ-4)	27.000	612.8	481.28	2.75	46.5	16.3	260.6	3.00	741.9	529.9
5.50	(ІІЕ-4)	27.000	657.7	516.56	3.25	49.3	17.2	314.7	3.50	831.3	593.8
6.00	(ІІЕ-4)	27.000	700.9	550.52	3.75	51.8	18.1	371.7	4.00	922.2	658.7
6.50	(ІІЕ-4)	27.000	742.5	583.15	4.25	53.8	18.8	430.8	4.50	1013.9	724.2
7.00	(ІІЕ-4)	27.000	782.3	614.45	4.75	55.3	19.3	491.5	5.00	1106.0	790.0
7.50	(ІІЕ-4)	27.000	820.5	644.43	5.25	56.5	19.8	553.6	5.50	1198.1	855.8
8.00	(ІІЕ-4)	27.000	861.5	676.62	5.75	57.5	20.1	616.9	6.00	1293.5	923.9
8.50	(ІІЕ-5)	27.000	901.4	707.92	6.25	58.5	20.5	681.2	6.50	1389.1	992.2
9.00	(ІІЕ-6)	27.000	940.1	738.34	6.75	59.5	20.8	746.6	7.00	1484.9	1060.7
9.50	(ІІЕ-6)	23.000	605.4	475.47	7.25	60.5	21.2	813.1	7.50	1288.6	920.4
10.00	(ІІЕ-7)	23.000	623.7	489.83	7.75	61.5	21.5	880.7	8.00	1370.6	979.0
10.50	(ІІЕ-8)	0.930	625.0	490.87	8.25	6.0	2.1	887.3	8.50	1378.2	984.4
11.00	(ІІЕ-8)	0.930	650.0	510.51	8.75	6.0	2.1	893.9	9.00	1404.4	1003.2
11.50	(ІІЕ-8)	0.140	1290.0	1013.16	9.25	63.9	22.4	964.2	9.50	1977.3	1412.4

Таблиця 4.3

Розрахунок несучої здатності буронабивних паль, з урахуванням сейсмічних дій

Глибина підлоги шаруючи, м	Тип і вид ґрунту	Показник текучості глинистого ґрунту. Кут внутрішнього тертя піщаного ґрунту	Сопрогівл. під нижнім кінцем палі, R, кПа	$\gamma_{CR} R A$, кН	Глибина середини шаруючи, м	f_i , кПа	$\gamma_{CF} f_i h_i$, кН	$\sum \gamma_{CF} f_i h_i$, кН	Довжина палі, м	F_d , кН	$N = F_d / \gamma_k$, кН
2.50	(ПГЕ-3)	23.000	227.2	178.43	0.25	35.0	-	0.0	0.50	178.4	127.4
3.00	(ПГЕ-3)	23.000	263.6	207.00	0.75	35.0	-	0.0	1.00	207.0	147.9
3.50	(ПГЕ-4)	27.000	464.9	365.14	1.25	36.8	-	0.0	1.50	365.1	260.8
4.00	(ПГЕ-4)	27.000	521.2	409.38	1.75	40.3	-	0.0	2.00	409.4	292.4
4.50	(ПГЕ-4)	27.000	568.1	446.16	2.25	43.5	-	0.0	2.50	446.2	318.7
5.00	(ПГЕ-4)	27.000	612.8	481.28	2.75	46.5	-	0.0	3.00	481.3	343.8
5.50	(ПГЕ-4)	27.000	657.7	516.56	3.25	49.3	-	0.0	3.50	516.6	369.0
6.00	(ПГЕ-4)	27.000	700.9	550.52	3.75	51.8	-	0.0	4.00	550.5	393.2
6.50	(ПГЕ-4)	27.000	742.5	583.15	4.25	53.8	-	0.0	4.50	583.2	416.5
7.00	(ПГЕ-4)	27.000	782.3	614.45	4.75	55.3	17.4	54.7	5.00	669.1	478.0
7.50	(ПГЕ-4)	27.000	820.5	644.43	5.25	56.5	17.8	110.6	5.50	755.0	539.3
8.00	(ПГЕ-4)	27.000	861.5	676.62	5.75	57.5	18.1	167.5	6.00	844.1	602.9
8.50	(ПГЕ-5)	27.000	901.4	707.92	6.25	58.5	18.4	225.4	6.50	933.3	666.6
9.00	(ПГЕ-6)	27.000	940.1	738.34	6.75	59.5	18.7	284.3	7.00	1022.6	730.4
9.50	(ПГЕ-6)	23.000	605.4	475.47	7.25	60.5	19.1	344.1	7.50	819.6	585.4
10.00	(ПГЕ-7)	23.000	623.7	489.83	7.75	61.5	19.4	405.0	8.00	894.8	639.2
10.50	(ПГЕ-8)	0.930	625.0	490.87	8.25	6.0	1.9	410.9	8.50	901.8	644.1
11.00	(ПГЕ-8)	0.930	650.0	510.51	8.75	6.0	1.9	416.9	9.00	927.4	662.4
11.50	(ПГЕ-8)	0.140	1290.0	1013.16	9.25	63.9	20.1	480.1	9.50	1493.2	1066.6

4.3 Визначення зусиль в конструктивних елементах фундаменту будівлі

Розрахунок конструкцій і основи ґрунту по граничних станах першої і другої груп слід виконувати з урахуванням найбільш несприятливих поєднань навантажень або відповідних до них зусиль.

Ці поєднання встановлюються з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для даної стадії роботи конструкції або основи ґрунту з урахуванням можливості появи різних схем прикладення тимчасових навантажень або за відсутності деяких з навантажень.

Для оцінки проектного рішення по програмному комплексу ЛПРА виконаний розрахунок запроєктованого свайного фундаменту споруди. Програмний комплекс ЛПРА реалізує метод кінцевих елементів. Розрахунок виконаний для просторової системи будівлі. У розрахункових схемах використовуються три види кінцевих елементів:

- двохвузлові стрижньові кінцеві елементи з шістьма ступенями свободи у вузлах для моделювання паль;
- одновузлові кінцеві елементи, які задають зв'язок кінцевої жорсткості для моделювання ґрунтової основи, в яку заводяться палі;
- плоскі чотирьох і трьохвузлові кінцеві елементи для моделювання ростверка, стін та перекриття будівлі.

Розрахункові значення коефіцієнтів жорсткості c_z ґрунту на бічній поверхні палі в горизонтальному напрямі без урахування сейсмічних дій визначалися по формулі

$$c_z = \frac{K_z}{\gamma_c},$$

$$K_{x,y} = C_z * A,$$

де K - коефіцієнт пропорційності, кН/м⁴ (тс/м⁴), що приймається залежно від виду ґрунту, що оточує палю;

z - глибина розташування перетину палі в ґрунті, м, для якої визначається коефіцієнт постелі, по відношенню до поверхні ґрунту при високому ростверку або до підшви ростверка при низькому ростверку;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

A - вантажна площа палі, м².

Розрахункові значення коефіцієнтів жорсткості $K_{x,y}$ ґрунту на бічній поверхні палі в горизонтальному напрямі з урахуванням сейсмічних дій визначалися по формулі

$$K_{x,y} = C_{x,red} A_{x,i},$$

где

$$C_{x,red} = 0,7 K_{z,yz},$$

$$K_{z,yz} = \frac{K_{z,red}}{A_p},$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{C_{p,m} u}{E_b A_p}},$$

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b},$$

$$C_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} C_{p,k} l_k}{l},$$

$$C_z^* = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right),$$

$$K_{z,red} = N E_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta} l)}$$

де $A_{x,i}$ – вантажна площа, м²;

A_p – площа поперечного перетину палі, м²;

u – периметр поперечного перетину палі, м;

E_b – модуль пружності матеріалу паль, кПа;

C_z^* – коефіцієнт пружного рівномірного стискування ґрунту, кН/м³

$C_{p,k}$ – питомий пружний опір ґрунту на бічній поверхні палі в k – м шарі

l_k – товщина k -го шару ґрунту, м;

l – глибина занурення палі в ґрунт, м;

b_0 – коефіцієнт, m^{-1} , що приймається рівним для піщаних ґрунтів 1, для супісків і суглинків 1,2, для глин 1,5 ;

E – модуль деформації ґрунту під подошвою фундаменту, кПа, визначуваний відповідно до вимог [25];

$$A_{10} = 10 \text{ м}^2;$$

A – площа умовного фундаменту однієї палі, m^2 і u – периметр поперечного перетину палі, м;

th – тангенс гіперболічний.

Для визначення початкових значень коефіцієнтів жорсткості виконувався двохстадійний розрахунок паль стосовно умов можливого розвитку першої і другої стадій напружено-деформованого стану системи «паля-ґрунт». Коефіцієнт умов роботи γ_c прийнятий рівним 1.

Розрахункові значення коефіцієнтів жорсткості основи в горизонтальному напрямі приведені в таблиці 4.4, 4.5.

Таблиця 4.4

Коефіцієнти жорсткості основи в горизонтальній площині при моделюванні паль

Товщина шару, м	Z, м	K, кН/м ⁴	Cz, кН/м ³	Kz, кН/м ²	Kuz, тс/м
1.0	0.50	18000	9000	7200	
1.0	1.50	18000	27000	21600	2160
1.0	2.50	50000	125000	100000	10000
1.0	3.50	50000	175000	140000	14000
1.0	4.50	50000	225000	180000	18000
1.0	5.50	50000	275000	220000	22000
1.0	6.50	50000	325000	260000	26000
1.0	7.50	50000	375000	300000	30000
1.0	8.50	50000	425000	340000	34000
1.0	9.50	18000	171000	136800	13680

Таблиця 4.5

Коефіцієнти жорсткості основи в горизонтальній площині

Товщина слоя, м	Z_i , м	K_i , кН/м ⁴	σ_p , кН	Е, кПа	C^*_z , кН/м ³	σ_i , м ⁻¹	σ_p , м, кН/м ³	$\beta_{ср}$, 1/м	$K^*_{гред}$, кН/м,	$K_{гред}$, кН/м,	$K_{гуд}$, тс/м	$C_{гред}$, тс/м	$K_{гуд}$, тс/м
1.0	0.50	18000	15000	32000	219319	0.0122							
1.0	1.50	18000	15000	32000	219319	0.0122	625	0.01179	169705	169705	16970	11879	11879
1.0	2.50	50000	30000	32000	219319	0.0122	1875	0.02041	238499	238499	23830	16695	16695
1.0	3.50	50000	30000	32000	219319	0.0122	3125	0.02635	302342	302342	30234	21164	21164
1.0	4.50	50000	30000	32000	219319	0.0122	4375	0.03118	361883	361883	36188	25332	25332
1.0	5.50	50000	30000	32000	219319	0.0122	5625	0.03536	417660	417660	41766	29236	29236
1.0	6.50	50000	30000	32000	219319	0.0122	6875	0.03909	470122	470122	47012	32909	32909
1.0	7.50	50000	30000	40000	274149	0.0152	8125	0.04249	530908	530908	53091	37164	37164
1.0	8.50	50000	30000	40000	274149	0.0152	9375	0.04564	576697	576697	57670	40369	40369
1.0	9.50	18000	30000	40000	274149	0.0152	10625	0.04859	620287	620287	62029	43420	43420

ξ - коефіцієнт, що приймається для забивних паль і паль-оболонок $\xi = 0.6$,
а для решти всіх видів паль $\xi = 0.3$;

η_1 - коефіцієнт, рівний одиниці, окрім випадків розрахунку фундаментів споруд розпорів, для яких $\eta_1 = 0.7$;

η_2 - коефіцієнт, що враховує частку постійного навантаження в сумарному навантаженні, визначуваний по формулі

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n}M_c + M_t},$$

де M_c - момент від зовнішніх постійних навантажень в перетині фундаменту на рівні нижніх кінців паль, кНм (тсм);

M_t - то ж, від зовнішніх тимчасових розрахункових навантажень, кНм (тсм);

\bar{n} - коефіцієнт, що приймається $\bar{n} = 2.5$, за винятком випадків розрахунку:

а) особливо відповідальних споруд, для яких при $l \leq 2.6$, приймається $\bar{n} = 4$ і при $l \geq 5$ приймається $\bar{n} = 2.5$; при проміжних значеннях l значення \bar{n} визначаються інтерполяцією;

б) фундаментів з однорядним розташуванням паль на позакентрово прикладене вертикальне стискуюче навантаження, для яких слід приймати $\bar{n} = 4$ незалежно від значення l .

Рішення задачі виконувалося методом послідовних ітерацій, на кожному кроці якої проводилася перевірка несучої здатності ґрунту і тиску по бічній поверхні паль. Ітераційний процес виконувався до тих пір, поки не була досягнута умова забезпечення стійкості ґрунту в горизонтальному напрямі по всій довжині палі. Після досягнення збіжності ітераційного процесу був виконаний розрахунок за визначенням зусиль в палях.

Визначення результатів виконане для заданих розрахункових поєднань навантажень (РСН), приведених в табл. 4.6. У табл. 4.7 приведені екстремальні значення зусиль і згинальних моментів, в палях для заданих розрахункових поєднань навантажень.

Таблиця 4.6

Розрахункове поєднання навантажень

Завантаження		РСН		
		1	2	3
1	Постійне	X	X	X
2	Короткочасне	X	X	X
3	Сейсміка по X		X	
4	Сейсміка по Y			X

4.4. Результати розрахунків

Таблиця 4.7

Екстремальні значення зусиль в палях

Розрахункове поєднання навантажень	Значення зусиль		Значення моментів				Повздовжні сили, т	
	Qy, т		My, тм		Mz, тм			
	min	max	min	max	min	max	min	max
РСН 1	-5,656	12,377	-8,702	7,189	-21,192	9,684	-58,988	-75,516
РСН 2	-8,476	18,036	-22,087	1,929	-30,883	14,513	-84,24	-89,167
РСН 3	-4,394	63,352	-18,083	15,137	-88,475	9,474	-103,6	-31,252

На рис. 4.10 . 4.15 показані ізополя моментів по M_x і M_y у фундаментній плиті будівлі. На рис 4.16 приведено осідання ростверка будівлі.

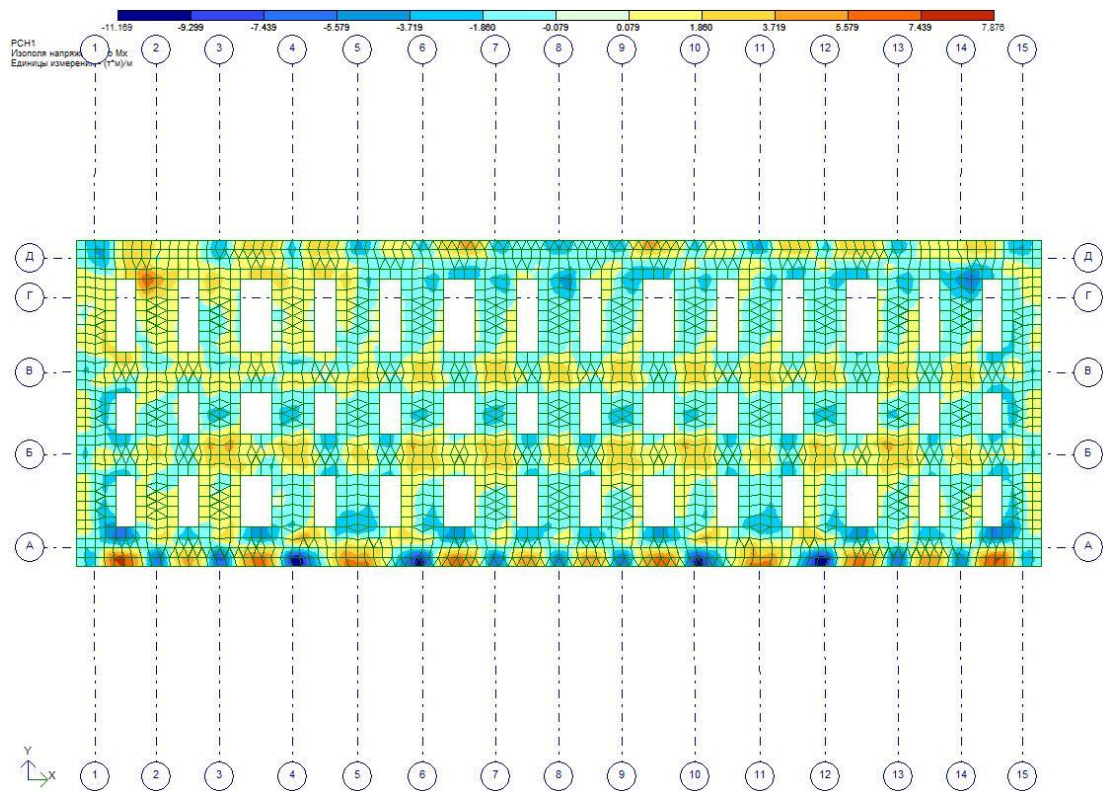


Рис. 4.10 Ізополі моментів M_x у фундаментній плиті будівлі (PCN 1)

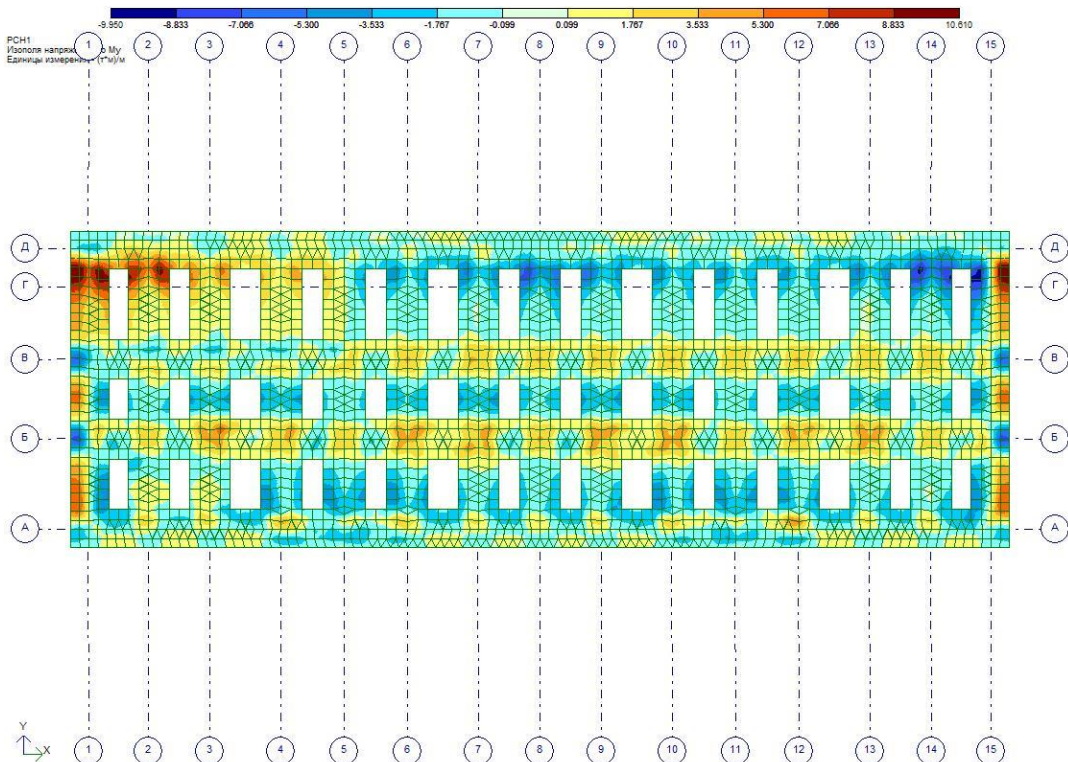


Рис. 4.11 Ізополі моментів M_y у фундаментній плиті будівлі (PCN 1)

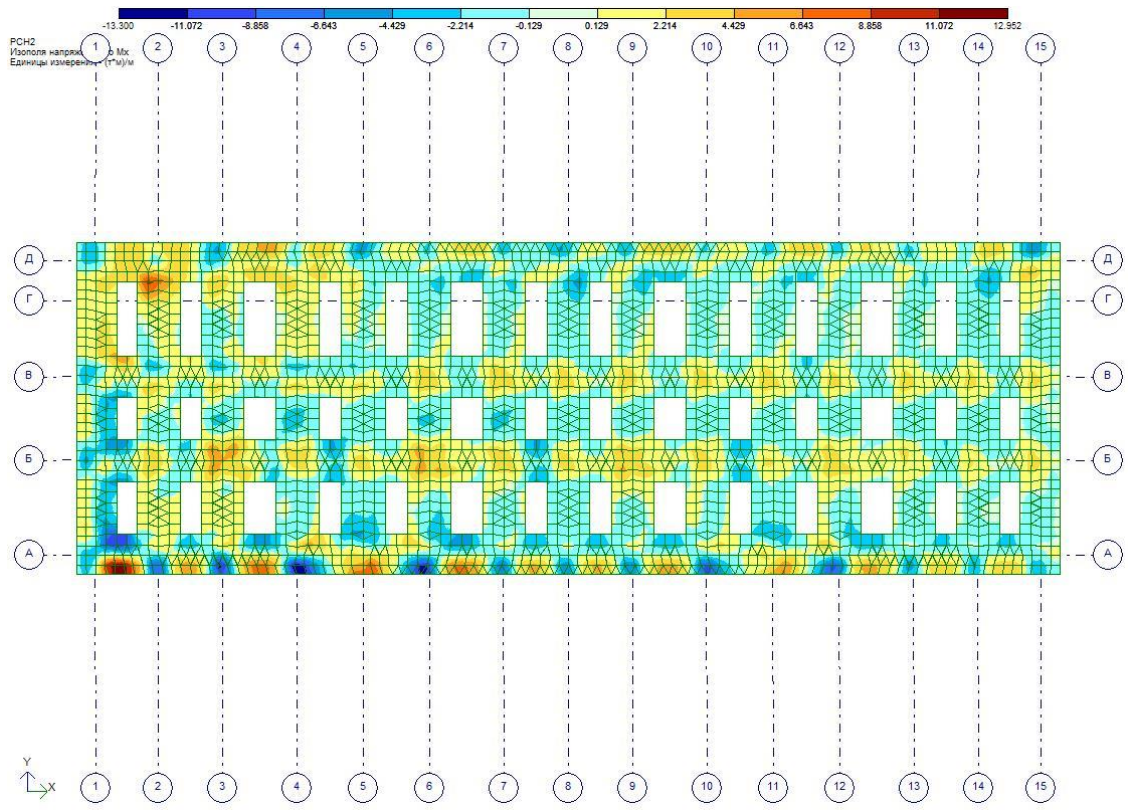


Рис. 4.12 Изополю моментов M_x у фундаментній плиті будівлі (РСН 2)

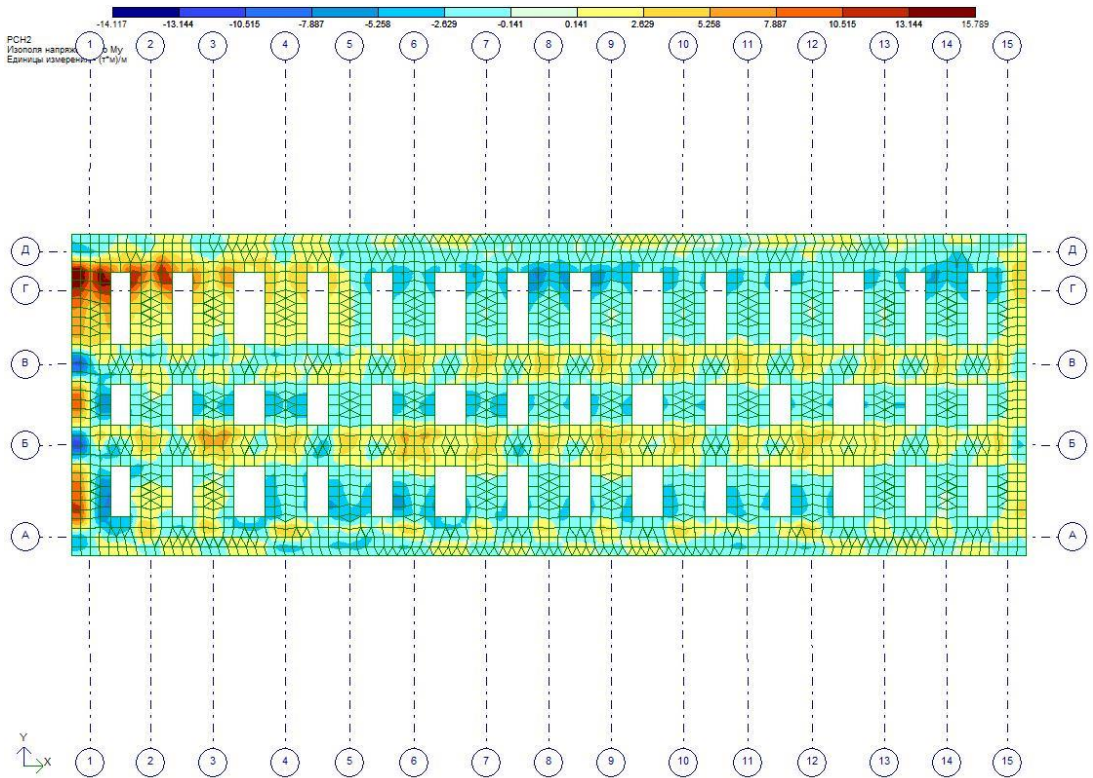


Рис. 4.13 Изополю моментов M_y у фундаментній плиті будівлі (РСН 2)

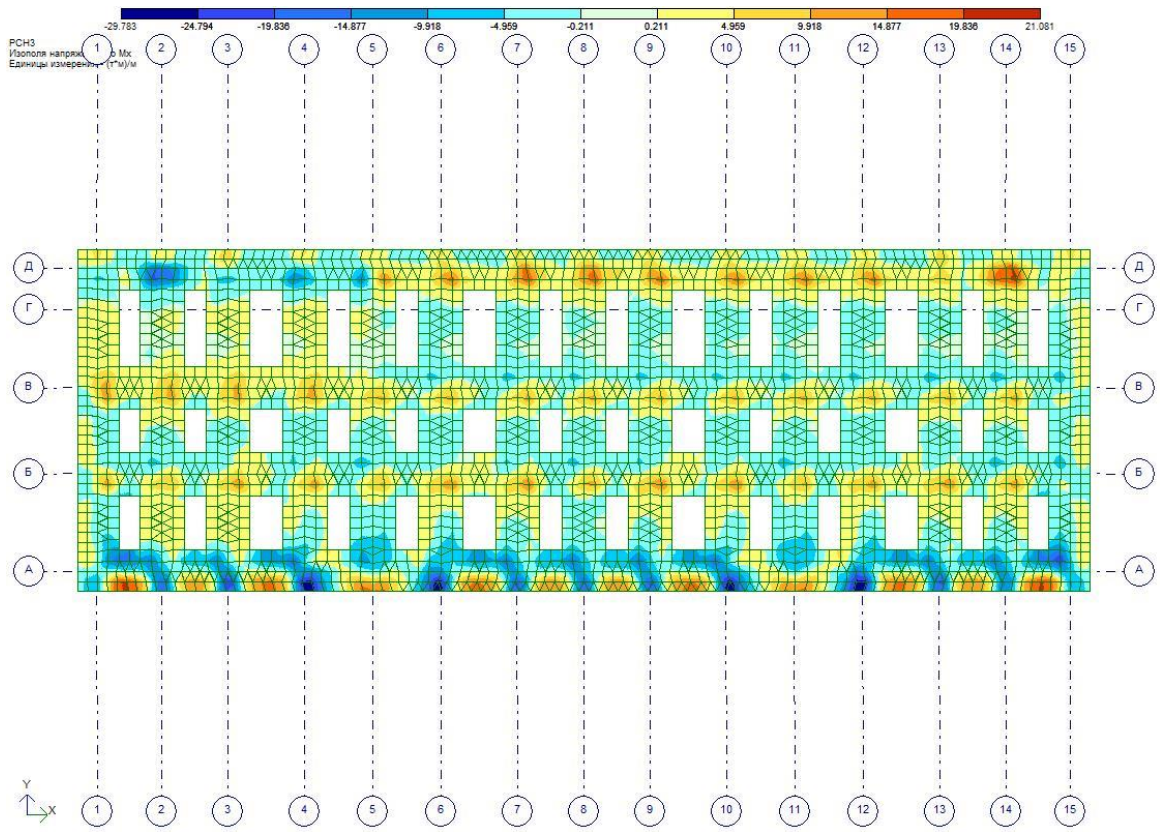


Рис.4.14 Изополю моментов M_x у фундаментній плиті будівлі(PCN 3)

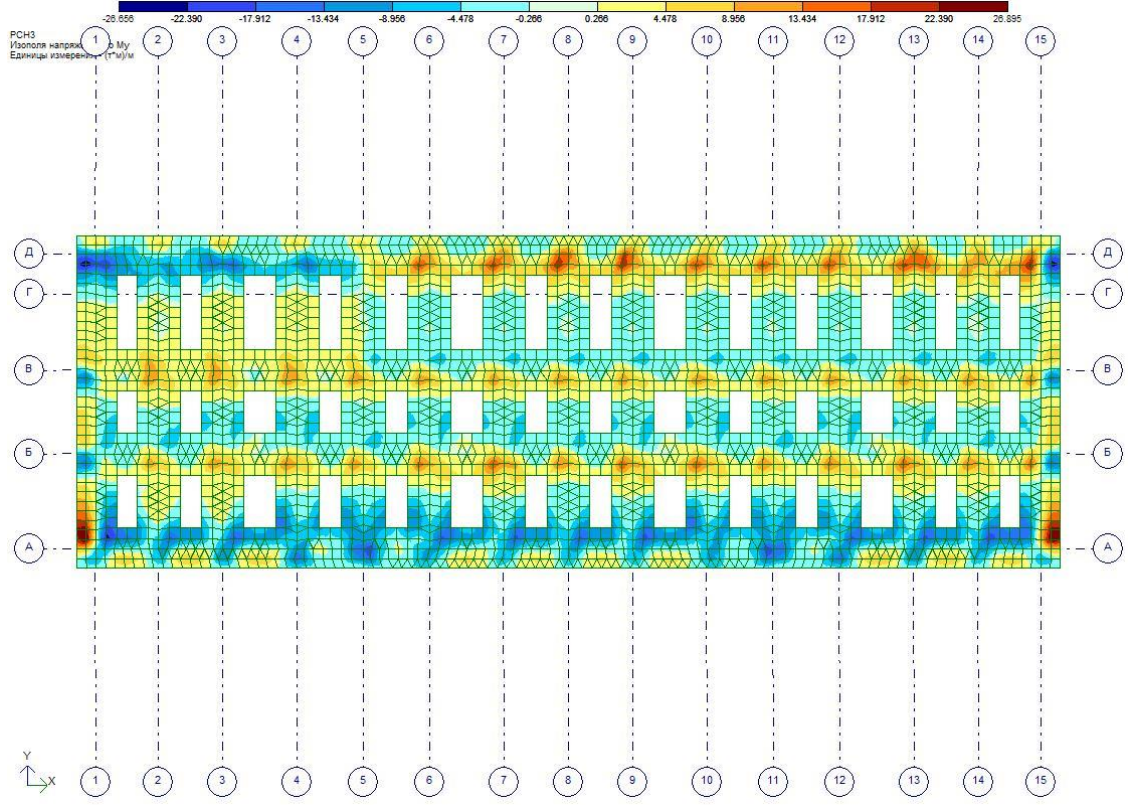


Рис. 4.15 Изополю моментов M_y у фундаментній плиті будівлі (PCN 3)

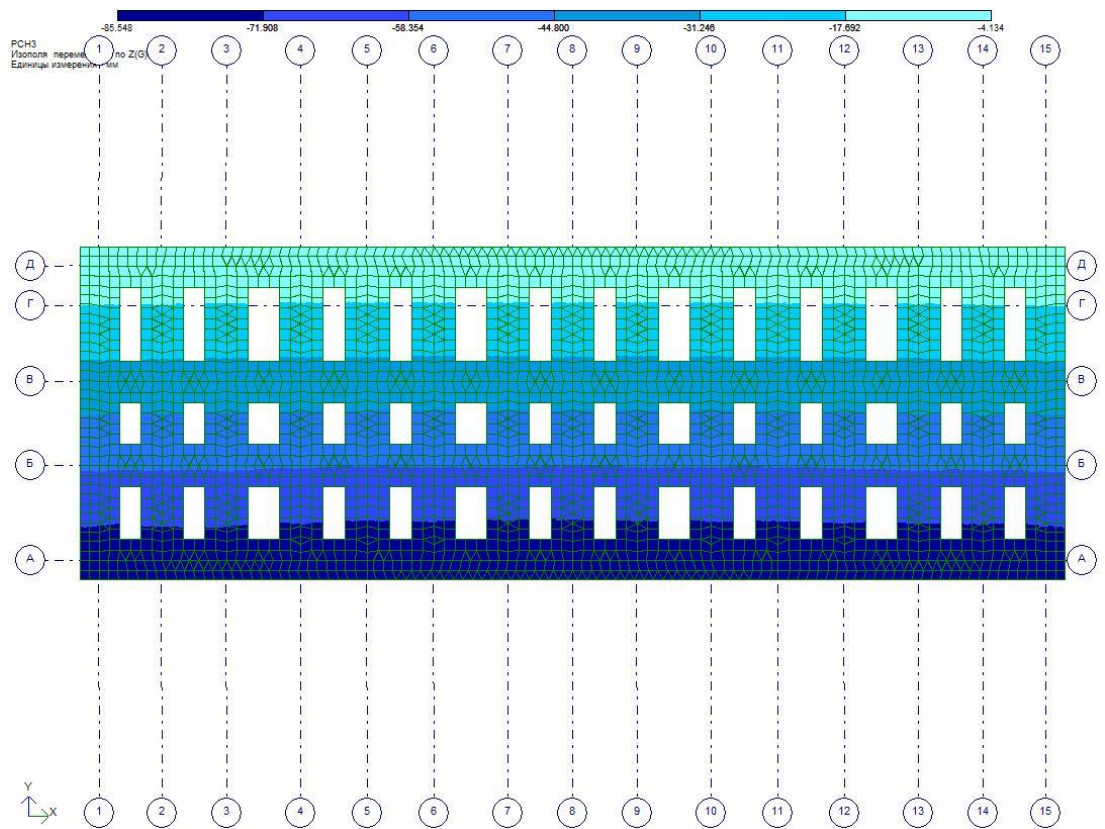


Рис. 4.16 Осідання ростверка будівлі

На рис. 4.17...4.20 приведені результати армування ростверка

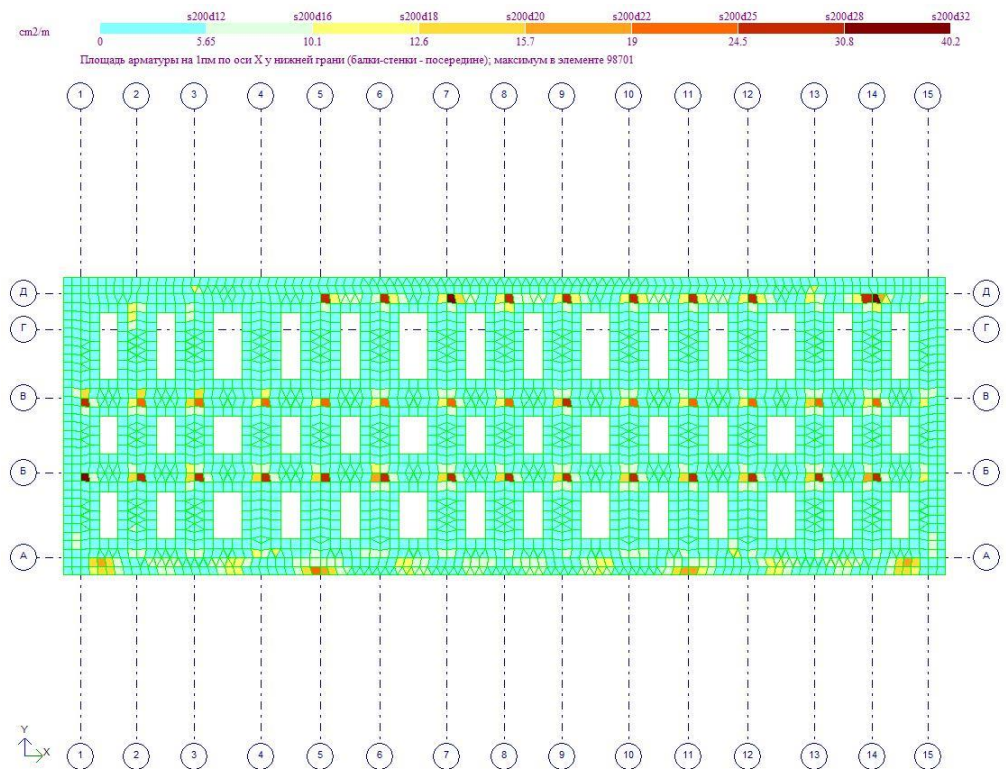


Рис. 4.17 Площа арматури на 1 пм по осі X у нижньої грані (особливе поєднання навантажень)

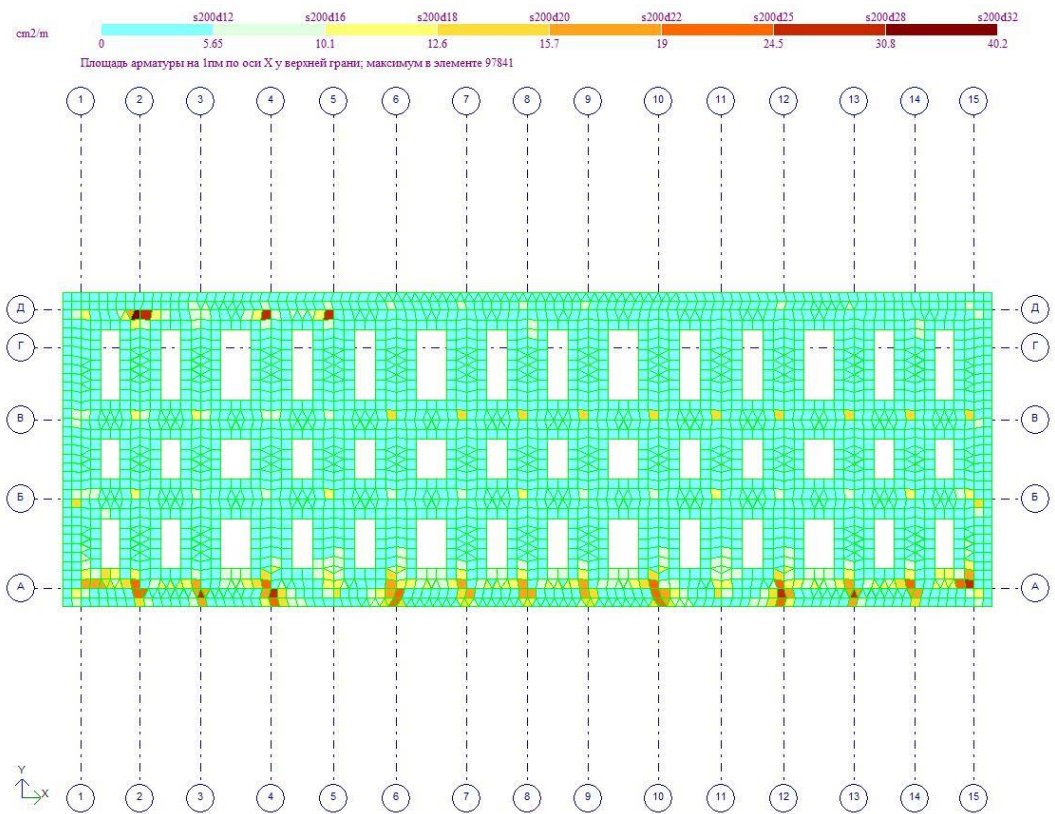


Рис. 4.18 Площа арматури на 1 пм по осі X у верхньої грані
(особливе поєднання навантажень)

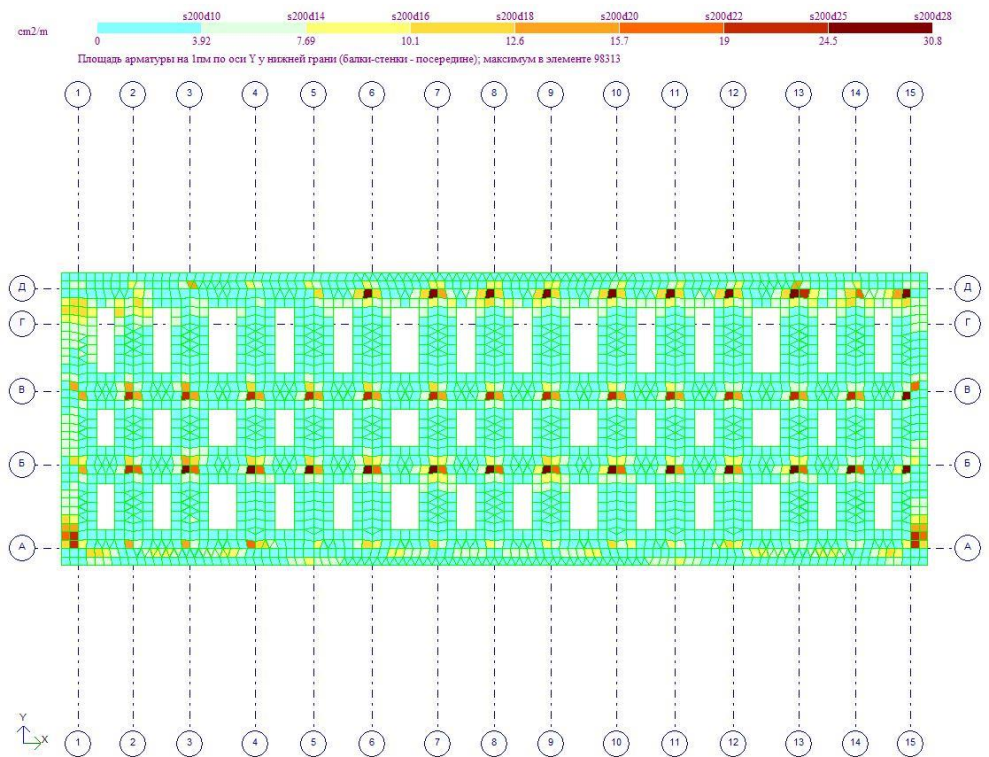


Рис. 4.19 Площа арматури на 1 пм по осі Y у нижньої грані
(особливе поєднання навантажень)

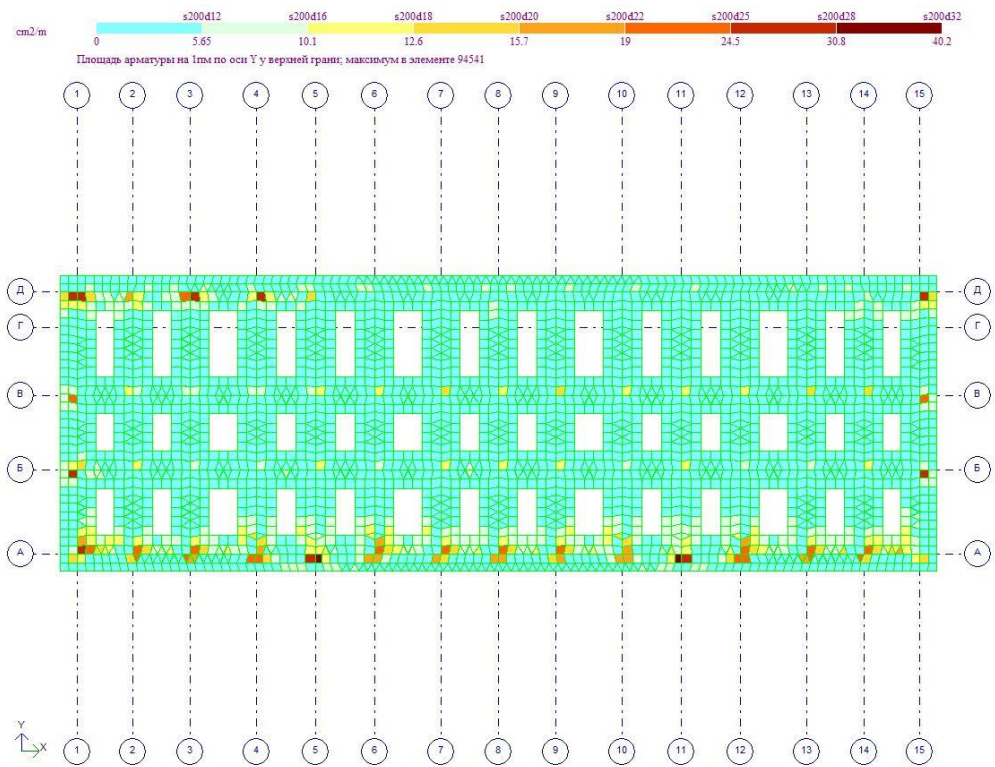
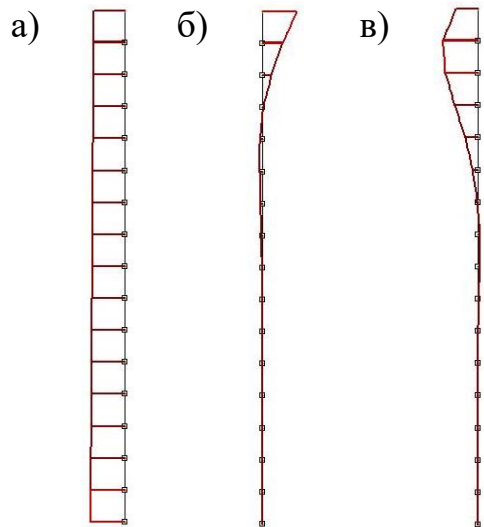


Рис. 4.20 Площа арматури на 1 пм по осі Y у верхньої грані
(особливе поєднання навантажень)

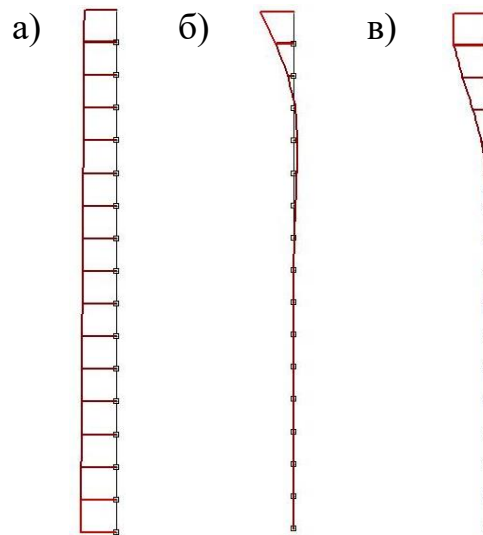


а) Вертикальне навантаження на палю, $N = -103,6 \text{ т}$

б) Момент M_y ; $M_{y_{\max}} = 0,0078 \text{ т*м}$, $M_{y_{\min}} = -0,089 \text{ т*м}$ в палі

в) Момент M_z ; $M_{z_{\max}} = 7,79 \text{ т*м}$, $M_{z_{\min}} = -89,29 \text{ т*м}$ в палі

Рис. 4.21 Зусилля в палі з максимальними стискуючими зусиллями N

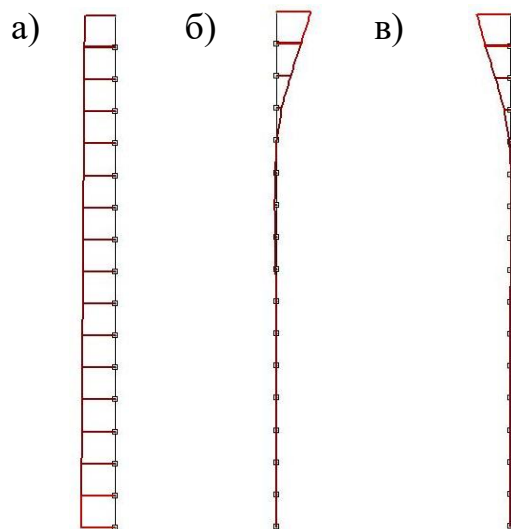


а) Вертикальне навантаження на палю, $N = -99,96$ т

б) Момент M_y ; $M_{y_{\max}} = 1,579$ т*м, $M_{y_{\min}} = -18,08$ т*м в палі

в) Момент M_z ; $M_{z_{\max}} = 6,68$ т*м, $M_{z_{\min}} = -76,53$ т*м в палі

Рис. 4.22 Зусилля в палі з максимальними моментами M_y



а) Вертикальне навантаження на палю, $N = -58,94$ т

б) Момент M_y ; $M_{y_{\max}} = 0,0016$ т*м, $M_{y_{\min}} = -0,019$ т*м в палі

в) Момент M_z ; $M_{z_{\max}} = 9,474$ т*м, $M_{z_{\min}} = -88,475$ т*м в палі

Рис. 4.23 Зусилля в палі з максимальними моментами M_z

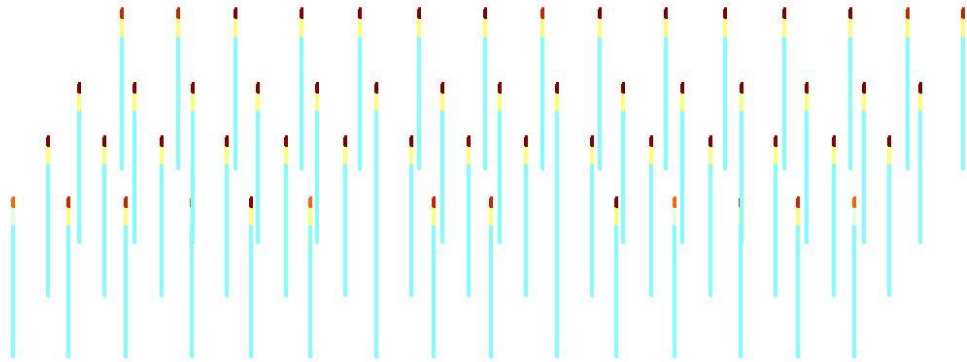
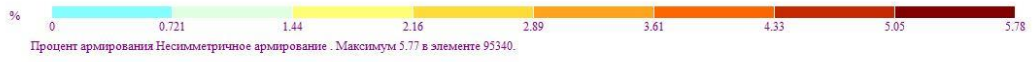


Рис. 4.24 Відсоток армування паль(особливе поєднання навантажень)

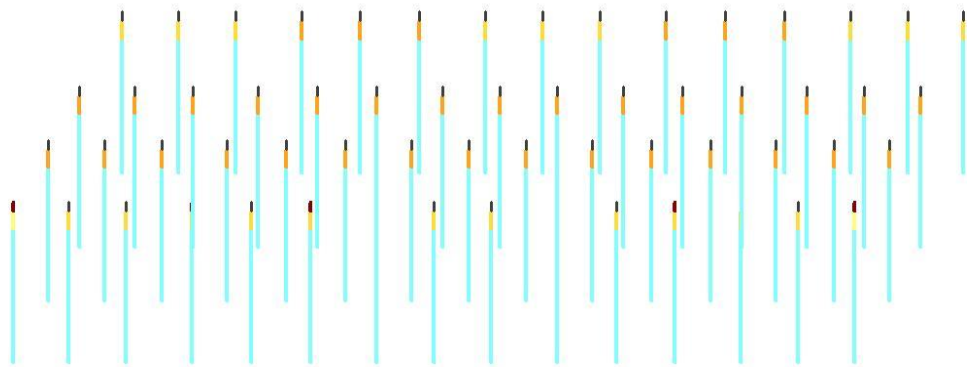
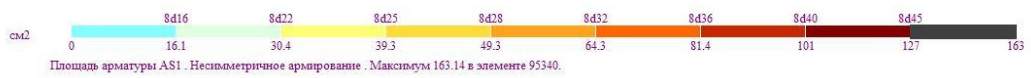


Рис. 4.25 Площа арматури паль(особливе поєднання навантажень)

На підставі результатів розрахунків, можна зробити наступні висновки:

1. Несуча здатність палі, забезпечує сприйняття максимальних навантажень при особливому поєднанні навантажень з урахуванням сейсмічних впливів (відповідно до [26]).

2. При сейсмічних навантаженнях значення згинаючих моментів, в ростверку складають $M_{x_{max}} = 21,08 \text{ (т*м) /м}$ (РСН 3), $M_{x_{min}} = -29,78 \text{ (т*м)/м}$ (РСН 3), $M_{y_{max}} = 26,89 \text{ (т*м) /м}$ (РСН 3), $M_{y_{min}} = -26,65 \text{ (т*м)/м}$ (РСН 3), що необхідно враховувати при армуванні ростверка.

3. За наслідками розрахунку несуча здатність палі, при особливому поєднанні навантажень, складає 106,66 т. Максимальне навантаження, передаване на палю, отримане в результаті розрахунку при особливому поєднанні навантажень складає 103,6 т, що не перевищує розрахункову несучу здатність палі. Висмикуючі зусилля не перевищують несучу здатність палі, по бічній поверхні;

4. Максимальне осідання фундаменту будівлі складає: - 85 мм, що не перевищує допустиме значення осадки ($s_{max, u} = 100 \text{ мм}$), максимальна відносна різниця осадки складає $\Delta s / L_{max} = 0,001 < (\Delta s / L)_U = 0,002$, що не перевищує допустимі граничні деформації основи [26].

5. ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ

Згідно Постанови КМ України від 05.05.1997 року, № 409 «Про забезпечення безпечної та надійної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж» Держбуд та Держнаглядохоронпраці України затвердили низку нормативних документів метою яких є підвищення рівня технічного обслуговування будівельних конструкцій, забезпечення експлуатаційної придатності будівель, споруд та інженерних мереж з параметрів фізико-технічного стану, довговічності та морального зносу.

Повинні бути забезпечені чотири головні групи якостей запроєктованої будівлі:

- функціональна – будівля повинна щонайкраще відповідати своєму призначенню, а тому періодично необхідно робити перепланування, модернізацію і реконструкцію;

- технічна – будівля повинна успішно протистояти зовнішнім і внутрішнім впливам, бути ремонтпридатною; тому необхідно стежити за технічним станом конструкцій, робити захист, підсилення, а при необхідності – заміну;

- архітектурна – будівля повинна щонайкраще відповідати положенню по забудові як об'єкт огляду його людьми, тому зовнішній її вигляд повинний бути завжди в відмінному, відповідному призначенню, розташуванню в забудові і т.п.;

- економічна – зведення й експлуатація будівлі повинні здійснюватися з мінімальними витратами сил і засобів.

Будівля, що підлягає реконструкції, відповідно до визначальних експлуатаційних вимог:

- має високу надійність, тобто виконує задані їм функції у визначених умовах експлуатації протягом заданого часу, при збереженні значень своїх основних параметрів у встановлених межах;

- є зручною і безпечною в експлуатації, що досягається раціональними плануваннями приміщень і розташуванням входів, сходів, ліфтів, засобів

пожежегасіння, причому для ремонту і заміни великогабаритного технологічного устаткування в будинку передбачені люки, прорізи і кріплення;

- є зручною і простою у технічному обслуговуванні і ремонті, тобто дозволяє здійснювати його на можливо великому числі ділянок, має зручні підходи до конструкцій, введення інженерних мереж без демонтажу і розбирання для оглядів і обслуговування з гранично низькими витратами на допоміжні операції, дозволяє застосовувати передові методи праці, сучасні засоби автоматизації і механізації, збірно-розбірні пристрої для обслуговування важкодоступних конструкцій, а також має пристосування для кріплення колисок, джерел струму та ін.;

- є ремонтпридатною, тобто конструкції будівлі пристосовані до виконання усіх видів технічного обслуговування і ремонту без руйнування суміжних елементів і з мінімальними витратами праці, часу, матеріалів;

- має максимально можливий і близький еквівалентний для всієї конструкції міжремонтний термін служби;

- більш економічна у процесі експлуатації, що досягається застосуванням матеріалів і конструкцій з підвищеним терміном служби, а також мінімальними витратами на опалення, вентиляцію, кондиціонування, висвітлення і водопостачання;

- має зовнішній архітектурний вигляд, що відповідає її призначенню, розташуванню в забудові, а також приємна для огляду.

Технічне обслуговування і ремонт (технічна експлуатація) будинків являють собою безперервний динамічний процес, реалізацію визначеного комплексу організаційних і технічних заходів по нагляду, догляду та усім видам ремонту для підтримки їх у справному, придатному до використання по призначенню стані в перебігу заданого терміну служби.

Першорядне значення в експлуатації будинків має своєчасний контроль їхнього технічного стану, перевірка справності будівельних конструкцій та інженерного устаткування. Такий регулярний, причому не тільки візуальний, але (при необхідності) й інструментальний контроль запобігає передчасному

виходу будинку з ладу, дозволяє обґрунтовано планувати і проводити профілактичні заходи по їх заощадженню.

При проектуванні будинку експлуатаційні якості визначаються вибором матеріалів, розрахунком конструкцій, об'ємно-планувальним рішенням, інженерним устаткуванням відповідно до призначення будинку, і виділеними асигнуваннями.

При зведенні будинку прийняті в проекті значення параметрів експлуатаційних якостей матеріалізуються, їхня вірогідність перевіряється приладами і по їхніх числових значеннях можна підтвердити, що побудований будинок відповідає задуманому в проекті.

При експлуатації будинку головне завдання полягає в підтримці передбачених проектом і матеріалізованих при будівництві експлуатаційних якостей на заданому рівні. Вони повинні цілком відповідати призначенню будинку, що забезпечується визначеними будівельними конструкціями й інженерним устаткуванням.

Таким чином, установленням значень параметрів експлуатаційних якостей (ПЕЯ) і розробкою інструкції з технічної експлуатації завершується проектування будинків, за допомогою вироблених у проекті ПЕЯ контролюється їхнє зведення; по відповідності фактичних значень ПЕЯ проектному будинкові приймається в експлуатацію і шляхом підтримки ПЕЯ на заданому рівні здійснюється їхня технічна експлуатація протягом установленого терміну служби.

Ефективність експлуатації та її економічність залежать від багатьох факторів, зокрема значною мірою від професійної підготовки осіб, її здійснюючих, від їхнього уміння побудувати експлуатацію на науковій основі.

Особи, зайняті експлуатацією і ремонтом будинку, повинні добре знати його пристрій, умови роботи конструкцій, технічні нормативи на матеріали та конструкції, необхідні для ремонту. Вони за допомогою приладів, а також по зовнішньому вигляді й ознакам повинні вміти хоча б приблизно оцінювати технічний стан будинку й окремих його конструкцій, вміти виявляти уразливі

місця, з яких може початися його руйнування, вибирати найбільш ефективні способи і засоби його попередження й усунення, не порушуючи по можливості, використання будинку по призначенню.

Ефективна експлуатація будинків, тобто постійний кваліфікований нагляд за ними, періодична оцінка їхнього технічного стану (діагностика пошкоджень) та попередження початку розвитку пошкоджень, своєчасне проведення профілактичного та відбудовного ремонтів можливі тільки при вивченні конструкцій спорудження, особливостей його пристрою та роботи, експлуатаційних вимог та ступеня їхнього фактичного задоволення, уміння виявити уразливі місця, з яких можливо початок розвитку пошкоджень, та інше.

Працівники експлуатаційної служби повинні ретельно вивчати проект будинку; у ході будівництва контролювати якість виконання всіх робіт, вивчати отримані від будівельників виконавчі креслення й інструкцію з експлуатації будинку, вести на кожному спорудженні паспорт, журнал обліку технічного стану (ЖТС) та інші документи, необхідні в процесі експлуатації Б і С.

У проекті будинку передбачені вимоги щодо надійності, капітальності, довговічності і заданих умов експлуатації як усього будинку, так і окремих його елементів, з'єднань конструкцій та основ; це досягається вибором матеріалів і конструкцій, спеціальними захисними заходами для забезпечення вогнестійкості, морозостійкості, корозійної стійкості, захисту від конденсаційного зволоження та гниття, відводу води, провітрювання та т.п.

При проектуванні конструкцій і будинку в цілому передбачаються заходи для зменшення негативного впливу факторів, обумовлених провадженням робіт.

Вимоги ДБН зводяться до того, щоб величини зусиль, напружень, деформацій, переміщень, розкриття тріщин, а також величини зусиль від інших факторів та впливів не перевищували граничних значень, установлених нормами. При цьому в розрахунках враховуються ймовірні несприятливі характеристики матеріалів та можливі вигідні величини та сполучення

навантажень і впливів, а також умов експлуатації й особливості роботи конструкцій та основ, при дотриманні усіх вимог нормативних документів, стандартів, технічних умов, пропонованих до якості матеріалів, виробів, провадження робіт.

Досягнення конструкціями граничних станів, установлених нормами, не представляє небезпеки для людей, але служить межею, по досягненні якої будинки не можуть більше використовуватися по своєму призначенню без проведення спеціальних відновлюючих робіт. Щоб повніше врахувати особливості дійсної роботи матеріалів, елементів та з'єднань конструкцій і основ, а також будинку в цілому, при розрахунках вводиться коефіцієнт умов роботи n , а щоб компенсувати недостатню вивченість роботи граничних станів окремих видів конструкцій та основ, вводиться коефіцієнт надійності K_n , коефіцієнт несприятливих сполучень навантажень та впливів k_n , коефіцієнт перевантаження k_n та інше, чисельні значення яких установлені нормативними документами по проектуванню конструкцій, основ, Б і С.

Для використання будинків по призначенню в них повинні підтримуватися необхідні температурно-вологісні умови та визначений комфорт, що забезпечуються не тільки справними будівельними конструкціями, але й діючими системами теплопостачання та каналізації. На створення таких умов у будинках і підтримка будівельних конструкцій та інженерного устаткування в справному стані спрямована діяльність експлуатаційної служби.

До методів контролю фізико-технічних параметрів будинків відносяться: спостереження за тріщинами в конструкціях, контроль місцевих і загальних деформацій, а також визначення: міцності конструкцій; товщини трубопроводів при контролі за корозією; вологості деревини й інших матеріалів; товщини лакофарбового покриття; повітропроникності стиків та конструкцій; теплозахисні якості конструкцій: звукоізолююча здатність огорожуючих конструкцій; місць пошкодження схованої гідроізоляції.

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1 Загальні положення

Метою даного розділу є вибір найбільш раціональних економічно доцільних методів безпечного виробництва робіт.

Визначення об'ємів робіт – початковий етап проекту виробництва робіт. Цей пункт припускає аналіз технічного проекту, робочих креслень будівлі з технологічних позицій раціонального ведення робіт. Специфікація використовується для підрахунків об'єму робіт по основних, допоміжних і транспортних процесах, які є основними частинами всього будівельно-монтажного виробництва.

6.2 Земляні роботи

Земляні роботи виконуються при споруді будь-якої будівлі або споруди і складають значну частину їх вартості і трудомісткості. Земляні споруди створюються шляхом утворення виїмок в ґрунті або зведення з нього насипів. Виїмки, що розробляються тільки для добування ґрунту називаються розрізом, а насипи, утворені при відсипанні зайвого ґрунту, – відвалом.

У цивільному і промисловому будівництві земляні роботи виконуються при влаштуванні траншей і котлованів. Виконання таких об'ємів робіт можливе лише із застосуванням високопродуктивних раціонально підібраних машин.

Розробка траншей і котлованів проводиться по робочих відмітках, винесених в натуру за допомогою колків-візирів.

Ширина котлованів і траншей по дну визначається з урахуванням ширини конструкції, гідроізоляції, опалубки і кріплення з додаванням 0,2 м.

Для уникнення захаращування майданчика відвала ґрунтом весь ґрунт від розробки котлованів і траншей, необхідний для зворотної засипки переміщується на відстань до 50 м і складається у відвал, а решта ґрунту вантажиться в автотранспорт і вивозиться.

Розробка ґрунту здійснюється за допомогою одноковшового екскаватора ЕО4121, при цьому допускається недобір ґрунту 150 мм. Ґрунт, що залишився після механізованої розробки допрацьовується в ручну без застосування механізованих інструментів.

Зворотна засипка проводиться бульдозером. Ущільнення ґрунту пошарове, здійснюється пневмотрамбователем.

6.3 Технологія зведення монолітного залізобетонного ростверку

Процес зведення монолітного залізобетонного ростверку є комплексним процесом в який входять:

- 1) пристрій опалубки;
- 2) установка арматурних каркасів;
- 3) подача і укладання бетонної суміші в опалубку;
- 4) витримка і догляд за бетоном;
- 5) зняття опалубки після досягнення бетоном фундаменту певної міцності.

Допоміжний процес – транспортування арматурних каркасів, опалубки і бетонної суміші.

Опалубка – тимчасова допоміжна конструкція, що забезпечує задані геометричні розміри і контури бетонного елемента конструкції.

Опалубка повинна відповідати наступним вимогам:

- 1) бути досить міцною;
- 2) не змінювати форму в робочому положенні;
- 3) сприймати технологічні навантаження і тиск бетонної суміші без зміни основних геометричних розмірів;

4) бути технологічною, тобто легко встановлюватися і розбиратися.

6.3.1 Техніка безпеки при виробництві робіт

Не допускається розміщення на опалубці устаткування і матеріалів, не передбачених проектом, а також перебування людей, що не беруть участь в процесі виробництва робіт. Вмонтовувані елементи опалубки звільняють від крюка підйомного механізму тільки після їх повного закріплення. На робочому місці опалубників повинні бути створені безпечні умови праці. У місцях складування опалубки ширина проходів повинна бути не менше 1 м.

6.3.2 Армування монолітного залізобетонного ростверку

Армується ростверк арматурними стержнями що зварюються в сітки та арматурними блоками, які доставляються на майданчик з ЖБК. На будівельному майданчику їх зварюють в просторові каркаси.

Монтаж арматурних виробів складається з наступних технологічних операцій:

- 1) розвантаження і подача виробів безпосередньо в споруди або на майданчик тимчасового складування;
- 2) установка в проектне положення і закріплення стиків електрозварюванням;
- 3) перевірка виконаних робіт і здача їх майстрові.

6.3.3 Устаткування подачі і розподілу бетонної суміші

Способи транспортування бетонної суміші залежно від вживаних засобів можуть бути порційними і безперервними. Порційне транспортування здійснюється з використанням автосамоскидів.

Для інтенсифікації вивантаження бетонної суміші використовуємо поворотну баддю. Завантажуємо її за допомогою самоскида. Потім, кран піднімає баддю у вертикальній площині і подає її до місця вивантаження. Корпус бадді забезпечений полозами, які служать направляючими при підйомі бадді у вертикальне положення. Для запобігання зависанню бетонної суміші на корпус бадді встановлюють навісний вібратор.

При подачі бетонної суміші краном, приймаються заходи проти мимовільного відкриття затворів бадд'ї. При вивантаженні бетонної суміші з бадд'ї рівень низу бадді повинен знаходитися не вище за 1 м від бетонованої поверхні. Забороняється стояти під баддею під час її установки і переміщення.

6.3.4 Укладання бетонної суміші

Технологічний процес бетонування складається з підготовчих, допоміжних і основних операцій.

Підготовчі операції – готують територію об'єкту, під'їзні шляхи, місця розвантаження, ємкості для прийому бетонної суміші перед прийомом бетонної суміші.

Основні операції: укладання бетонної суміші

Допоміжні операції – очищають від грязі і від іржі, що відшаровується, арматуру, заставні деталі, анкерні болти.

До початку бетонування повинні бути виконані по фронту і прийняті по акту опалубка і арматура фундаментів в кількості, достатній для безперервного бетонування протягом 1-2 змін, а також випробувані всі пристосування для подачі і ущільнення бетону.

Прийом і подача бетонної суміші до місця укладання проводиться в поворотних баддях, ємкістю 1 м³ при вантажопідйомності крана 5 т. Бадді під завантаження встановлюються на переносний настил для запобігання втрат розчину.

Ущільнення бетонної суміші проводиться з дотриманням вимогою СНиП III-VI-62 п.п. 4.35 ч 4.43.

При тривалих перервах в укладанні бетонної суміші цементну плівку в робочих швах фундаменту видаляють за допомогою водоповітряної форсунки струменем води під натиском 3-5 атмосфер.

Бетонні і монолітні залізобетонні конструкції проводяться відповідно до робочих креслень, з дотриманням вимог ДБН «Бетонних і монолітних залізобетонних конструкцій».

Безпосередньо перед бетонуванням опалубка повинна бути очищена від сміття і бруду, а арматура від іржі.

Спуск бетонної суміші з висоти, для запобігання розшарування, повинен проводитися з дотриманням наступних правил:

- 1) висота вільного скидання бетонної суміші не повинна перевищувати 2 м;
- 2) спуск бетонної суміші з висоти більше 2 м повинен здійснюватися по віброжолобах, похилих лотках і жолобах, які забезпечують повільне сповзання бетонної суміші без розшарування.

Бетонні роботи підземної частини будівлі в основному полягають в пристрої підстиляючого шару під підлоги. Перед пристроєм підстиляючого шару проводять ущільнення основи щебенем, який доставляється на майданчик автотранспортом.

Після завершення робіт з підготовки основи на ділянці, проводять роботи по влаштуванню підстиляючого шару. Бетонування підстиляючого шару здійснюється смугами по 2 м. Ущільнення проводиться за допомогою глибинних вібраторів.

6.3.5 Контроль якості і приймання робіт

В процесі бетонування майстер або виробник робіт (виконроб) повинні вести спостереження за виробництвом робіт згідно ДБН, а результати спостереження записувати в журнал бетонних робіт по встановленій формі.

6.3.6 Ущільнення бетонної суміші

Ущільнення бетонної суміші при укладанні її в конструкції робиться для отримання щільного, міцного і довговічного бетону. Ущільнення бетонної суміші проводиться, як правило, вібраторами, для чого в свіжоущільнену бетонну суміш занурюється вібратор, який передає суміші свої коливання. Під дією коливань бетонна суміш починає текти, добре заповнюючи опалубку; при цьому витісняється повітря з суміші. В результаті виходить щільний бетон. Ущільнення бетонної суміші може проводитися глибинними і поверхневими вібраторами. Для ущільнення бетонної суміші в ростверках, як правило,

застосовується глибинний вібратор з гнучким валом з вбудованим електродвигуном.

6.4 Монтажні роботи

Виробництво будівельно-монтажних робіт ведеться потоковим методом по ділянках (захваткам) і по ярусах, що дає можливість суміщати в часі будівельно-монтажні процеси і інші роботи.

Розбиваємо будівлю на три захватки. Роботи по циклу вище за відмітку нуля виконуються краном баштовим МСК-10-20.

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівель і споруд забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці, ділянці) на поверхах (ярусах), над якими проводиться переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або устаткування.

При зведенні односекційних будівель або споруд одночасне виконання монтажних і інших будівельних робіт на різних поверхах (ярусах) допускається за наявності між ними надійних (обгрунтованих відповідним розрахунком на дію ударних навантажень) міжповерхових перекриттів по письмовому розпорядженню головного інженера, після здійснення заходів, що забезпечують безпечне виконання робіт, і за умови перебування безпосередньо на місці робіт спеціально призначених осіб, відповідальних за безпечне виробництво монтажу і переміщення вантажів кранами, а також за здійснення контролю за виконанням кранівником, стропильником і сигнальником виробничих інструкцій по охороні праці.

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положення, близьке до проектного.

Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель або міток тих, що забезпечують їх правильну строповку і монтаж.

Очищення тих, що підлягають монтажу елементів конструкцій слід проводити до їх підйому.

Елементи вмонтовуваних конструкцій або устаткування повинні утримуватися під час переміщення від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій і устаткування під час їх підйому і переміщення.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

Расстроповку елементів конструкцій і устаткування, встановлених в проектне положення, слід проводити після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщати встановлені елементи конструкцій або устаткування після їх расстроповки, за винятком випадків, обґрунтованих в ПВР, не допускається.

Не допускається виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більш, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт. Роботи по переміщенню і установці вертикальних панелей і подібних ним конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більш.

Не допускається знаходження людей під вмонтовуваними елементами конструкцій і устаткування до установки їх в проектне положення і закріплення.

При необхідності знаходження тих, що працюють під вмонтовуваним устаткуванням (конструкціями) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку тих, що працюють.

Навісні монтажні майданчики, сходи і інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, слід встановлювати і закріплювати на вмонтованих конструкціях до їх підйому.

Монтаж сходових маршів і майданчиків будівель і споруд, а також вантажопасажирських будівельних підйомників (ліфтів) повинен здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах слід негайно встановлювати огорожі.

6.5. Визначення параметрів крана

Висота підйому крюка, м

$$H_1 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4,$$

де h_1 -висота будівлі, що зводиться: $h_1=27,9$ м;

h_2 -запас по висоті – 1 м;

h_3 -товщина плити – 0,22 м;

h_4 -висота стропів – 3 м;

$$H = 27,9 + 0,22 + 1 + 3 = 32,12 \text{ м.}$$

Необхідна вантажопідйомність:

$$Q \geq q_1 + q_2 + q_3,$$

де q_1 -максимальна маса вмонтованого елемента – 2,25 т – плита;

q_2 -маса вантажозахватних пристроїв – 0,15 т;

q_3 -маса відтяжки канатів – 0,1 т;

$$Q = 2,25 + 0,15 + 0,1 = 2,5 \text{ т.}$$

Виліт стріли баштового крана $L_{б.к.}$:

$$L_{б.к.} = \frac{a}{2} + b + c + \frac{d}{2},$$

де a – ширина підкранового шляху – 6 м;

b – відстань від будівлі до першої рейки – 3 м;

c – ширина будівлі – 15,5 м;

$$L_{\text{б.к.}} = \frac{6}{2} + 3 + 13,8 + \frac{1,2}{2} = 20,4\text{м.}$$

d – ширина балконної плити – 1,2 м;

По довідковій літературі підбираємо відповідний кран. У нашому випадку по розрахованих параметрах доцільно застосовувати кран МСК-10-20.

Характеристики вибраного крана:

- 1) максимальна вантажопідйомність – 10 т;
- 2) максимальний виліт стріли $L_{\text{б.к.}}$ – 20 м;
- 3) виліт стріли при максимальній вантажопідйомності $L_{\text{б.к.}}$ – 16,5 м;
- 4) максимальна висота підйому вантажу – 46 м;
- 5) база і колія 6,5×7

В цілях інтенсифікації виробництва робіт на всіх захватках, приймаємо кількість потрібних кранів, рівним 2 шт.

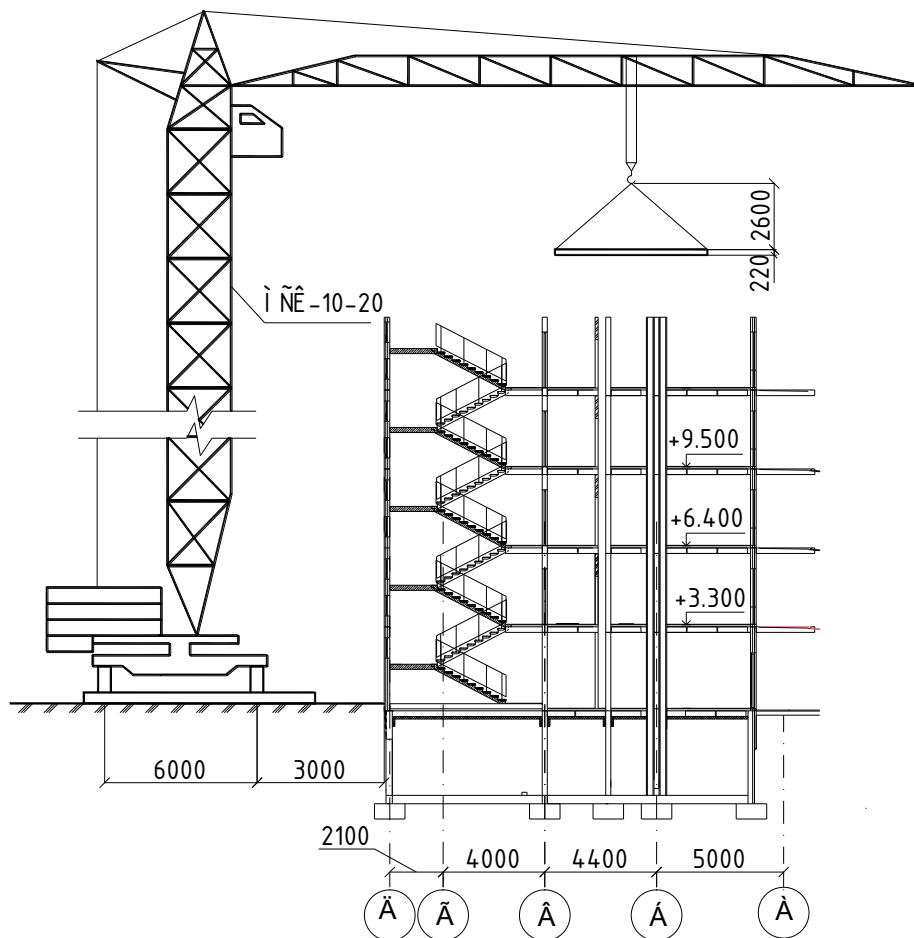


Рис. 6.1 До вибору баштового крана

6.6. Операційний контроль якості будівельних робіт

Операційний контроль якості робіт при будівництві житлового будинку виконується відповідно до ДБН.

Відхилення від проектного положення плит не повинне перевищувати норм, встановлених в ДБН.

Зсув в плані плит, відносно їх проектного положення на опорних поверхнях – 10 мм.

Різниця відміток лицьових поверхонь двох суміжних плит перекриття в стику – 5 мм.

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Розробка проекту проводиться по питаннях організації і планування будівельного виробництва на стадіях проекту організації будівництва і проекту виконання робіт. Ухвалювані рішення направлені на скорочення тривалості будівництва; скорочення трудомісткості, матеріаломісткості і вартості будівельно-монтажних робіт; зростання продуктивності праці; раціональне використання ресурсів і охорону навколишнього середовища.

Відповідно до завдання на учбовий дипломний проект в даній частині розглянута тільки стадія проекту виконання робіт (ПВР).

Підготовчий період

1. Організаційні заходи.

1.1. Забезпечення виробництва робіт:

- ПВР в повному об'ємі, затвердженому до виконання;
- Наказ про призначення відповідального виконавця робіт;
- Накази про призначення відповідальних осіб за:
 - збереження в справному стані вантажозахватних пристосувань і тари;
 - відповідального за електрогосподарство;
 - охорону праці на об'єкті;
 - збереження кабельних трас і комунікацій;
 - безпечне виконання робіт і переміщення вантажів вантажопідйомними механізмами;
 - пожежну безпеку на об'єкті і виконання санітарних норм;

Копії наказів прикласти до ПВР, з розписами виконавців, з ознайомленням наказів.

1.2. Забезпечити об'єкт необхідною виробничою документацією:

- Комплект робочих креслень, виданих замовником до виконання робіт;
- Загальний журнал робіт;
- Журнал авторського нагляду;
- Журнал монтажних робіт;
- Журнал зварювальних робіт;
- Журнал реєстрації ввідного інструктажа по охороні праці;
- Журнал реєстрації інструктажа на робочому місці;
- Журнал огляду вантажозахватних пристосувань і тари;
- Журнал вхідного контролю матеріалів, що доставляються;
- Збірка інструкцій по охороні праці по професіях і видах робіт;

1.3. Отримати необхідну дозвільну документацію на проведення будівельно-монтажних робіт.

1.4. Прийняти по акту будівельний майданчик.

1.5. Підготувати і встановити паспортну дошку об'єкту, плакати, знаки безпеки і так далі.

2. Виконати наступні роботи підготовчого періоду:

2.1 Встановити тимчасову огорожу по всьому периметру будмайданчика, із сталевого профільованого настилу по дерев'яних стійках, що відповідає вимогам ДСТУ.

2.2 Розмістити і обладнати тимчасові приміщення і споруди для будівельників: штаб будівництва, приміщення для переодягання робочих, майстерні і склади (контейнери), приміщення для прийому їжі, контейнери для збору побутового сміття і так далі.

2.3 Очистити будівельний майданчик від будівельного сміття, виконати планування;

2.4 Влаштувати тимчасові ґрунтощобневі дороги і покриття з інвентарних дорожніх плит;

2.5 Забезпечити будівельний майданчик інженерними комунікаціями: Вода, Каналізація, Водостік, Теплопостачання, Телефонізація.

2.6 Змонтувати електроустановку.

2.7 Встановити миття для коліс автомашин, типу «Мойдодир», на основних виїздах з будівельного майданчика;

2.8 Організувати майданчик для складування конструкцій і матеріалів з покриттям, що виключає замочування виробів;

2.9 Провести розбиття осей проектованої будівлі і винести висотну відмітку;

2.10 Встановити знаки безпеки, дорожнього руху, застережливі плакати, що забороняють;

- Встановити сигнальні огорожі небезпечних зон;
- Змонтувати зовнішнє освітлення будівельного майданчика;
- Виконати роботи нульового циклу будівлі;
- Виконати заходи протипожежної безпеки, і охорони довкілля.

Згідно ДБН, до складу ПВР на виконання окремих видів робіт входять:

– технологічні карти виконання робіт на монтаж ж/б конструкцій і схеми операційного контролю якості, дані про потребу в основних матеріалах, напівфабрикатах, конструкціях і виробках, а також використовуваних машинах, пристосуваннях і оснащенні;

- календарний план виконання робіт;
- будівельний генеральний план об'єкту;
- записка пояснення з необхідними розрахунками, обґрунтуваннями і техніко-економічними показниками.

Елементи проекту виконання робіт (ПВР)

7.1. Розбиття основної будівлі на захватки

Розбиття будівлі на захватки проводиться залежно від конструктивної і об'ємно-планувальної схеми будівлі, послідовності здачі частин будівлі під монтаж технологічного устаткування.

7.2. Визначення номенклатури і об'ємів будівельно-монтажних робіт

Номенклатура будівельно-монтажних робіт повинна охоплювати всі основні роботи по зведенню будівлі. Всі роботи необхідно розбити на окремі цикли:

- ✓ нульовий;
- ✓ монтажний;
- ✓ роботи завершуючого циклу.

7.3. Вибір методу виробництва робіт

Вибір методу виробництва робіт проводиться з урахуванням їх об'єму, заданих термінів введення в експлуатацію об'єкту будівництва, можливості застосування тих або інших механізмів, трудомісткості і собівартості робіт, можливості потокової їх організації.

Потоковим методом називатиме такий метод організації робіт, при якому постійні склади бригад оснащеними спеціальними машинами і механізмами, виконують послідовно одні і ті ж роботи на різних захватках, при цьому роботи різних бригад максимально поєднуються з часом.

Організація потокового методу будівництва на об'єкті здійснюється таким чином:

1. Весь фронт робіт розбивається на окремі ділянки або захватки приблизно з однаковим будівництвом.
2. Розбивається складний виробничий процес на прості операції і доручається їх виконання окремим бригадам або ланкам.
3. Бригади або ланки рівномірно пересуваються по фронту робіт і переходять із захватки на захватку.

4. Перша бригада весь час починає технологічні процеси, а остання завершує.

7.4. Вибір комплекту машин і механізмів

7.4.1. Вибір комплекту машин для земляних робіт

Комплект машин і механізмів для виробництва земляних робіт визначається об'ємами і характером земляних робіт, термінами їх виконання, розмірами земляної споруди, групою ґрунтів, собівартістю робіт і ін. З урахуванням цього визначаються найменування, марки і необхідна кількість машин для земляних робіт, марки і кількості автосамоскидів для транспортування ґрунту.

7.4.1.1. Вибір землерийних машин

Приймаємо бульдозери:

- ✓ ДЗ-17, базова машина Т-100, потужність двигуна 79кВт;
- ✓ ДЗ-104, базова машина Т-4а, потужність двигуна 96 кВт.

Приймаємо екскаватор зворотна лопата ТЕ-3М:

- ✓ ємкість ковша 0,65 м³;
- ✓ найбільша глибина копання котловану 9 м;
- ✓ потужність двигуна 80 кВт.

7.4.1.2. Вибір автомобілів – самоскидів

Необхідна кількість автосамоскидів в зміну:

$$n = \frac{V_{об} \cdot t_u}{V_k \cdot 8,2};$$

$$\text{де } t_u = t_b + t_p + t_{mp} = \frac{V_k}{\Pi_p} + t_p + \frac{2 \cdot L}{V_{cp}}$$

де $V_{об}$ - об'єм ґрунту, котрий потрібно вивезти за зміну, м³;

$V_k = 6,5 \text{ м}^3$ - ємкість кузовів використовуваних самоскидів;

$t_{ц}$ - час одного повного циклу роботи автосамоскида, година;

$t_{в}$ - час вантаження одного автосамоскида в годину;

$t_{р} = 0,033$ ч - час на розвантаження і маневри;

$L = 2000$ м - відстань транспортування ґрунту;

$P_{р} = 6,2$ м³/ч - годинна продуктивність екскаватора;

$V_{ср} = 60$ км/ч - середня швидкість автосамоскида в обидва кінці.

Об'єм ґрунту, який необхідно вивезти в зміну, визначається таким чином:

$$V_{об} = \frac{V_{зр}}{t \cdot n_{зм}}$$

де $V_{гр}$ – об'єм ґрунту, який розробляється для транспортування, м³;

t – тривалість розробки ґрунту, днів;

$n_{зм}$ – кількість змін.

Приймаємо 1 самоскид КрАЗ – 256 з наступними характеристиками:

- ємкість кузова – 6,5 м³;
- вантажопідйомність – 11 т;
- потужність двигуна – 176,5 кВт;
- максимальна швидкість з підйомним навантаженням – 65 км/год.

7.4.2. Вибір комплекту машин для монтажних робіт

7.4.2.1. Техніко-економічне порівняння варіантів механізації монтажу

Проводиться за собівартістю одиниці продукції.

Для визначення собівартості одиниці продукції необхідно знати вартість маш-зм кожного крана, яка визначається по формулі:

$$C_{м.зм.} = B_{е.п.} + \frac{B_n}{T_{з.майд.}} + B_{е.змін.},$$

де $B_{е.п.}$ – постійні експлуатаційні витрати, грн., рівні для гусеничних і пневмоколісних кранів 2,38 і 3,64 відповідно;

$B_{п}$ – витрати, пов'язані з перебазуванням механізму, грн., рівні для гусеничних і пневмоколісних кранів 4,08 і 5,28 відповідно;

$B_{e.змін.}$ – змінні експлуатаційні витрати, грн., рівні для гусеничних і пневмоколісних кранів 19,31 і 24,69 відповідно;

$T_{з.майд.}$ – кількість змін роботи крана на будмайданчику.

Для гусеничного монтажного крана:

$$C_{м.зм.} = B_{e.п.} + \frac{B_n}{T_{з.майд.}} + B_{e.змін.} = 2,38 + \frac{4,08}{2} + 19,31 = 22,29 \text{ грн.}$$

Для пневмоколісного крана:

$$C_{м.зм.} = B_{e.п.} + \frac{B_n}{T_{з.майд.}} + B_{e.змін.} = 3,64 + \frac{5,28}{2} + 24,69 = 29,11 \text{ грн.}$$

Собівартість одиниці продукції визначається по формулі:

$$C_{од.пр.} = \frac{1,08 \cdot \sum T_{зм.} \cdot C_{м-зм.} + 1,7 \cdot \sum Z_n + \sum C_{пут.}}{V_k},$$

де 1,08 – коефіцієнт накладних витрат на експлуатацію машин і одноразові витрати;

1,7 – коефіцієнт накладних витрат на заробітну плату;

$\sum Z_n$ – сума заробітної плати робочих;

$\sum C_{пут.}$ – сума витрат на влаштування доріг самохідних кранів (для гусеничних кранів 0,4 грн/м, для пневмоколісних - 4,07 грн/м);

V_k – об'єм монтажних робіт в т.

Для гусеничного монтажного крана:

$$C_{од.пр.} = \frac{1,08 \cdot 6,8 \cdot 22,29 + 1,7 \cdot 17238 + 0,4 \cdot 1160}{3023,1} = 9,91 \text{ грн/т.}$$

Для пневмоколісного крана:

$$C_{од.пр.} = \frac{1,08 \cdot 6,8 \cdot 29,11 + 1,7 \cdot 17238 + 4,07 \cdot 1160}{3023,1} = 11,33 \text{ грн/т.}$$

За мінімальною собівартістю одиниці продукції вибираємо гусеничні монтажні крани.

7.4.2.2. Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу конструкцій

Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу стінних панелей

Вантажопідйомність крана визначається по формулі:

$$Q_{кр} = Q_{ел} + Q_{ос} = 9,6 + 0,046 = 9,646 \text{ т}$$

де $Q_{ел}$ – маса найважчого елемента (в даному випадку – маса стінової панелі, $Q_{п.} = 9,6$ т), т;
 $Q_{ос}$ – маса монтажного оснащення, т (вибираємо при заданій масі конструкції траверсу масою 46 кг заввишки 5 м).

Висота підйому крюка

Визначається по формулі:

$$H_{кр} = h_0 + h_3 + h_{гр} + h_{ос} = 28 + 0,5 + 3 + 5 = 36,5 \text{ м}$$

де h_0 – перевищення опори монтуємого елемента над рівнем стоянки крана, м;
 h_3 – запас по висоті, необхідний за умовами монтажу для занесення конструкції для монтажу або перенесення її через змонтовані конструкції, м;
 $h_{гр}$ – висота елемента в монтажному положенні (висота верхньої стінної панелі), м;
 $h_{ос}$ – висота оснащення (висота від верху вмонтовуваного елемента до низу крюка в робочому положенні), м.

Виліт стріли

Для стріловидного устаткування визначається по формулі:

$$L_c = l_1 + l_2$$

де l_1 – половина колії крана, м;
 l_2 – відстань від найближчої опори крана до осі вмонтовуваної конструкції, м.

Визначається по формулі:

$$l_2 = \frac{H_{кр} + h_{п} - h_{ш}}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{36,5 + 1,79 - 2}{3,732} \approx 9,72 \text{ м}$$

де $h_{п}$ - висота полиспаста, м;

$h_{ш}$ - висота шарніра кріплення стріли від рівня стоянки крана, м.

$$L_c = 1,5 + 9,72 = 11,22 \text{ м}$$

У нашому випадку по розрахованих параметрах доцільно застосовувати кран МСК-10-20. Характеристики вибраного крана:

- б) максимальна вантажопідйомність – 10 т;
- 7) максимальний виліт стріли $L_{б.к.}$ – 20 м;
- 8) максимальна висота підйому вантажу – 46 м;
- 9) база і колія 6×7

7.5. Визначення тривалості виконання робіт

Для визначення тривалості будівельно-монтажних робіт розробляється картка-визначник робіт, яка є основним документом для розробки мережевого графіка будівництва. Трудомісткість, машиноємність і тривалість робіт визначається на основі ДБН Д.2.2-99 «Ресурсні елементні кошторисні норми».

Всі механізовані роботи, що виконуються з використанням крупних будівельних машин, виконуються, як правило, у дві зміни. Виключенням може бути невелика машиноємність процесу.

Залежно від виду робіт, вимог технології їх виконання і тривалості будівництва, змінність інших робіт може бути прийнята рівною 2 або 1.

При визначенні тривалості окремих будівельних процесів розрізняють механізовані і немеханізовані процеси.

Проектні трудомісткість і машиноємність робіт повинні дорівнювати або бути менше нормативних.

7.6. Об'єктний будівельний генеральний план

Об'єктний будівельний генеральний план дає детальні рішення по організації будівництва об'єкту і території, що примикає до нього.

7.6.1. Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будівель

Найменування і кількість тимчасових будівель залежить від кількості тих, що працюють. Максимальна кількість тих, що працюють визначається з

розрахунку мережевого графіка. При цьому умовно приймається, що в найбільш завантажену зміну працюють 70% робочих і 80% ІТП, службовців і МОП.

7.6.2. Розрахунок складів будівельних матеріалів і конструкцій

Тип і розміри складів визначаються найменуванням і кількістю складованих матеріалів, виробів і конструкцій, нормами запасу і методами складування.

Потреба ($Q_{\text{заг}}$) визначається з урахуванням ухвалених об'ємно-планувальних рішень. Час використання (T) даних матеріалів і конструкцій визначається по мережевому графіку будівництва об'єкту. Норма запасу матеріалу (T_n) залежить від виду транспорту і відстані перевезення.

Кількість матеріалів і конструкцій, що підлягають складуванню, визначається по формулі:

$$Q_{\text{ск}} = \frac{Q_{\text{заг}}}{T} \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2,$$

Де $K_1 = 1,1$ – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів;

$K_2 = 1,3$ – коефіцієнт нерівномірності виробничого споживання матеріалів.

Звідси:

$$F_{\text{ск}} = \frac{Q_{\text{ск}}}{q \cdot K_3},$$

де q – норма складування матеріалів і конструкцій на 1 м^2 склади;

K_3 – коефіцієнт використання складу, приймається залежно від складованих матеріалів і конструкцій.

7.6.3. Розрахунок тимчасового водопостачання

Розрахунок тимчасового водопостачання на стадії ПВР зводиться до визначення потреби води для виробничих ($Q_{\text{вир}}$), господарських ($Q_{\text{госп}}$) і пожежних ($Q_{\text{пож}}$) цілей, а також визначенню діаметру водопровідної напірної мережі.

Витрата води для виробничих цілей:

$$Q_{\text{вир}} = 1,2 \cdot \sum \frac{Q_{\text{сп}} \cdot k_1}{8,2 \cdot 3600},$$

де 1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати;

$Q_{\text{сп}}$ – середня виробнича витрата води в зміну, л;

$k_1 = 1,6$ – коефіцієнт змінної нерівномірності витрати води.

Витрата води для господарсько-побутових цілей:

$$Q_{\text{госп}} = \frac{R_{\text{max}}}{3600} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_1}{8,2} + n_2 \cdot k_2 \right)$$

де R_{max} – найбільша кількість робочих в зміну;

$n_1 = 12,5$ л – норма споживання води на 1 людину в зміну для майданчиків без каналізації;

$n_2 = 30$ л – норма споживання води на прийом одного душу;

$k_1 = 0,35$ – коефіцієнт, що враховує відношення тих, що користуються душем, до найбільшої кількості робочих в зміну.

Витрата води для протипожежних цілей визначається з розрахунку одночасної дії не менше двох пожежних гідрантів з витратою води 5 л/сек на кожен струмінь:

$$Q_{\text{пож}} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ л/сек.}$$

Така витрата води приймається для об'єктів з площею до 10 га.

Загальна витрата води:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{пож}} = 6,6 + 0,78 + 10 = 17,38 \text{ л/с.}$$

Оскільки витрата води на протипожежні цілі перевищує потреби на виробничих і господарсько-побутових, то розрахунок діаметру трубопроводу виконуємо тільки виходячи їх пожежних потреб, які є визначальними.

Діаметр тимчасового водопроводу на введенні:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{пож}}}{\pi \cdot V \cdot 1000}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10}{3,14 \cdot 1,75 \cdot 1000}} = 0,085 \text{ м}$$

де $V = 1,75$ м/с – швидкість руху води по трубах малого діаметру.

Приймаємо діаметр водопроводу рівним 100 мм.

7.6.4. Розрахунок тимчасового електропостачання

Розрахунок електричних навантажень (P_n) проводиться по встановленій потужності електроприймачів і коефіцієнтам попиту з диференціацією по видах споживачів.

$$P_n = \alpha \cdot \left(\sum \frac{k_1 \cdot P_c}{\cos \varphi_c} + \sum \frac{k_2 \cdot P_m}{\cos \varphi_m} + \sum k_3 \cdot P_{об} + \sum P_{он} \right),$$

де $\alpha = 1,05$ – коефіцієнт, що враховує втрати в мережі;

k_1, k_2, k_3 – коефіцієнти попиту;

P_c – потужність силових споживачів, кВт;

P_T – потужність для технологічних потреб, кВт;

$P_{об}$ – потужність пристроїв освітлення внутрішнього, кВт;

$P_{он}$ – потужність пристроїв освітлення наружного, кВт.

Визначивши потрібну потужність, вибираємо джерело живлення - трансформаторна підстанція СКТП-560 потужністю 560 кВА і габаритними розмірами 2,27 x 3,4 м.

Необхідна кількість прожекторів для освітлення будівельного майданчика розраховується по наступній формулі:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_l},$$

де p – питома потужність (при освітленні прожекторами ПЗС-45 – $p = 0,3$ Вт/м²•лк);

E – освітленість (2 лк), лк;

S – розмір майданчику, що підлягає освітленню, м;

P_l – потужність лампи прожектора, Вт ($P_l = 1500$ Вт)

$$n = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 20736}{1500} \approx 9 \text{ шт}$$

7.6.5. Теплопостачання ,будівельного майданчика і будівлі

Для обігріву майданчика будівництва буде використана місцева стаціонарна котельня.

8. ОХОРОНА ПРАЦІ

8.1. Небезпечні та виробничі шкідливі фактори при виконанні монтажних робіт на висоті

Перед початком монтажних робіт приймаються заходи, що забезпечують потоковість і безпеку монтажу, до яких відносяться: зборка, випробування і налагодження монтажного устаткування, підготовка монтажних пристосувань. Основною вимогою безпеки до стропування є забезпечення правильного положення конструкції в просторі при її транспортуванні і монтажі.

До монтажу конструкції можна приступати тільки при наявності проекту провадження робіт, затвердженого головним інженером будівництва. У цьому проекті повинні бути відбиті наступні рішення по техніці безпеки: організація робочих місць і проходів; послідовність технологічних операцій; методи і пристосування для безпечної роботи монтажників; розташування і зони дії монтажних механізмів; огороження монтажних зон; способи і послідовність складування будівельних матеріалів і елементів спорудження.

Елементи і конструкції, що не володіють достатньою твердістю, повинні бути тимчасово посилені до їхнього підйому. Спосіб посилення повинний бути зазначений у проекті провадження робіт.

На монтажника при монтажі панелей можуть впливати небезпечні та виробничі фактори:

- підвищений рівень шуму;
- підвищений рівень вібрації;
- підвищена температура в робочій зоні;
- недостатнє освітлення робочої зони;
- розміщення робочого місця на значній висоті, відносно поверхні землі;
- рухомі вироби, заготовки та матеріали;

Підвищений рівень шуму на будівельному майданчику виникає за рахунок роботи будівельних механізмів, подачі, строповки та встановлення конструкції в проектне положення.

По характеру спектру шум підрозділяють:

- широкополосний з постійним спектром, шириною не більше однієї октави;

- тональний, в спектрі якого змінюються дискретні тони.

По тимчасовим характеристикам шум підрозділяють на:

- постійний, рівень звуку якого за 8-часовий робочий день змінюється з часом не більш ніж на 5дБ.

- не постійний, рівень звуку якого за 8-часовий робочий день змінюється з часом більш ніж на 5дБ.

Найбільше підвищеним шумовим характеристикам піддаються при монтажних роботах робочий персонал крану, в даному випадку, водій гусеничного крану, на якого діє еквівалентна кількість звуку 65дБ. Допустиме значення еквівалентного звукового тиску в даному випадку не повинно перевищувати 61дБ.

Підвищений рівень вібрації неблагоприємно впливає на організм людини, але під час будівельного процесу вібрації уникнути практично не можливо. Головними розповсюджувачами вібрацій являються будівельні машини, які працюють за рахунок двигунів, які і розповсюджують ці коливання. З вище написаного зрозуміло, що оператори будівельної техніки найбільш підвергаються дії вібрації.

Кількісні критерії і показники неблагоприємної дії вібрації на працівників під час робочого процесу встановлюються санітарними нормами і нормативними документами. Допустима амплітуда вібропереміщень на робочих місцях операторів кранів не повинна перевищувати $1,4m^{-3}$. При виконанні монтажних робіт на крані СКГ40/63 при використанні потужності крану більш ніж на 85% амплітуда вібропереміщень досягає до значення $1,6m^{-3}$

, а це трохи перевищує норми, що з часом погіршує уважність оператора і його здоров'є в цілому.

Оптимальні і допустимі величини мікроклімату відіграють також неабияку роль на будівельному майданчику, так як людський організм виконує безпосередній будівельний процес, а на нього першочергово впливають показники мікроклімату, такі як, температура повітря, вологість та швидкість вітру.

В кабінах і за пультами управління технологічними процесами при виконанні робіт операторського типу зв'язаних з нервово емоційним навантаженням повинен бути діапазон температури $22 - 24^{\circ}C$, відносна вологість повітря 40-60%, швидкість переміщення не більше 1м/с.

Відносна вологість повітря оператора крану в нашому випадку 50% і швидкість переміщення повітря 0,6м/с, що відповідає нормам. А температура повітря в кабіні оператора крану інколи досягає $29^{\circ}C$, що перевищує норму і небагатоприємно впливає на його уважність, що може ставити під загрозу безпеку інших осіб задіяних в монтажних роботах, або осіб перебуваючих на будівельному майданчику.

Недостатнє освітлення робочої зони спостерігається в вечірній період часу. При недостатньому освітленні ускладнюється процес монтажу, за рахунок не достатньої видимості машиністом крану, зони куди саме необхідно подавати конструкцію в проектне положення.

Нормативна освітленість робочої зони повинна бути не менше 2лк незалежно від використаних джерел світла, і освітленість доріг на будівельному майданчику також повинна бути не менше 2лк.

На даному будівельному майданчику в період сутінок норма освітленості доріг досягає 2,2лк, що є достатнім показником. А в робочій зоні норма освітленості 1,8лк, що не відповідає нормативному показнику.

При монтажі опалубки на верхніх поверхах велику кількість роботи виконують робітники монтажники висотники, які перебувають на значній

висоті над рівнем землі. Їхня робота потребує неабиякої уважності та зосередженості.

Захисні огороження повинні відповідати міцності і стійкості при дії горизонтальної зосередженої сили не менше 700 Н (70кгс), прикладеної в будь якій точці по висоті огороження в середині прольоту. При виконанні монтажу даної конструкції захисні огороження в верхній точці середини прольоту витримують максимально 580 Н (58кгс), що не відповідає нормативному показнику і може призвести до падіння монтажника висотника.

Процес будівництва завжди зумовлений переміщенням матеріалів, заготовок або цілих укрупнених конструкцій. Даний об'єкт не є винятком, тому при його будівництві також необхідно виділити ,так звані небезпечні зони. Однією з таких є небезпечна зона поблизу споруди, що будується, де можливе падіння предметів, вантажів, конструкцій при їх монтажі. Таку зону називають монтажною і вона складає 7м.

А на даному об'єкті за документацією її зробили на відстані 5м. що не зовсім відповідає нормам, і може призвести до падіння елемента конструкції або заготовки на працівника будівельника. Другий різновид небезпечної зони – це зона можливого переміщення вантажу краном і його падіння з урахуванням дальності відльоту.

8.2. Технічні та організаційні заходи для зменшення рівня впливу небезпечних та шкідливих факторів

При невиконанні нормативних вимог щодо влаштування небезпечних зон, це може призвести до ураження чи загибелі осіб задіяних у будівельному процесі. Для забезпечення безпечної роботи крану і перенесення ним конструкцій або матеріалів, необхідно запроектувати його положення і режим роботи на конкретних етапах будівництва.

Монтажну зону поблизу споруди треба захистити спеціальною огорожею і збільшити її від 5-ти м до 7-им м.

Треба розрахувати зону можливого переміщення вантажу краном і його падіння з урахуванням дальності відльоту. Радіус цієї зони визначається відстанню по горизонталі від осі обертання стріли крана. Для баштового крана вона визначається за формулою:

$$R_{on}=R_{max}+n+S_{mp}$$

і складає:

$$R_{on}=26,5+7,5+10=44 \text{ м}$$

де R_{max} – радіус максимального вильоту стріли крана;

n – максимальний габарит вантажу від гака;

S_{mp} – відстань дальності відльоту вантажу.

Оператор гусеничного крану найбільш піддається рівню шуму, що перевищують нормативні показники. Необхідно провести всі можливі заходи по запобіганню рівня показника шуму в кабіні оператора. Треба провести звукоізоляцію самої кабіни, яка буде впродовж всього процесу монтажних робіт в замкнутому стані, а розмови з висотниками монтажниками оператор буде вести по радіозв'язку.

Основним способом вібраційного захисту є використання вібробезпечних машин. Так як в нашому випадку використовується конкретний вид крану, то необхідно понизити вібрацію саме в цій машині. Щоб понизити цей вид небезпечного шкідливого фактору, необхідно розробити методи, які понижують вібраційні коливання в самому збуджувачі цих коливань. Так як основним збуджувачем цих коливань в крані виступає тяговий двигун, тому необхідно на нього встановити спеціальний вібраційний гаситель. Цим заходом ми значно зменшимо значення вібрації.

В кабіні оператора крану показник мікроклімату, такий як температура повітря перевищує нормативний показник. Щоб зменшити температуру до нормативних показників, необхідно розробити і встановити систему вентиляції або кондиціонування в кабіні, що покращить самопочуття, уважність і продуктивність роботи оператора крану.

Робочі місця, проїзди, проходи і складські території, розташовані на будівельному майданчику, у темний час доби освітлюються. Крім того, на площадці повинне бути аварійне й охоронне освітлення.

Загальне освітлення площадки необхідно забезпечувати з урахуванням наступних вимог:

- відносини осьової сили світла прожектора до квадрата висоти установки прожектора над рівнем землі не повинне перевищувати 300;

- відношення відстані між світильниками з захисним кутом менше 10° і з ковпаками з прозорого або світлорозсіюючого матеріалу з коефіцієнтом пропускання до 80% до висоти світильників над рівнем землі не повинне перевищувати 6.

При розміщенні робочого місця на значній висоті, відносно поверхні землі, повинні влаштуватися захисні огорожі ,які повинні відповідати наступним показникам:

- страховочні огороження встановлюють з показником міцності і стійкості до дії горизонтальної зосередженої сили не менше 700Н (70кгс), прикладеної в будь-якій точці по висоті огорожі в середині прольоту, а страховочні наружні, крім того, повинні відповідати міцності на дію навантаження масою 100кг, падаючого з висоти 1м від рівня робочого місця в середині прольоту.

- коефіцієнт надійності по навантаженню слід приймати 1,2.

- значення величини прогину поручню захисної огорожі під дією розрахункового навантаження має бути не більше 0,1м.

- висота захисної і страховочної огорожі має бути не менше 1,1м.

8.3 Пожежна та вибухова безпека при виконанні робіт на будівельному майданчику

Організаційно-технічні міри по забезпеченню пожежної безпеки на будівельному майданчику повинні включати:

- організацію пожежної охорони;

- паспортизацію речовин, матеріалів, виробів та технологічних процесів;
- організацію навчання робочих правилам пожежної безпеки;
- розробку і реалізацію норм і правил пожежної безпеки;
- інструкції про порядок дії з пожежонебезпечними речовинами і матеріалами і дотриманні протипожежного режиму і дій працюючих при виникненні пожеги;
- виготовлення і застосування мір наглядової агітації по запобіганню пожежної безпеки;
- порядок складування та зберігання речовин і матеріалів, гасіння яких недопустиме одними і тими ж засобами в залежності від фізико-хімічних і пожежонебезпечних властивостей;
- нормування кількості людей на об'єкті по умовам безпеки їх при пожежі;
- розробку заходів по дії робочих в разі виникнення пожеги і організацію евакуації людей;
- застосована пожежна техніка повинна забезпечувати ефективне тушіння пожеги, а також вона повинна бути безпечною для навколишнього середовища та людей.

Процеси на будівельному майданчику мають розроблятися таким чином, щоб вірогідність виникнення вибуху на будь-якій вибухонебезпечній ділянці впродовж року не перевищувала 10^{-6} .

В разі технічного або економічного дотримання вказаної вірогідності виникнення вибуху, всі процеси на майданчику мають розроблятися таким чином, щоб вірогідність шкідливих факторів вибуху на людей впродовж року не перевищувала 10^{-6} на одну особу. При цьому прийняті значення вірогідності виникнення вибуху на будь-якій ділянці мають бути розраховані і затверджені в належному порядку з органами державного нагляду.

Вибухонебезпечність всіх процесів має бути забезпечена вибухопопередженням і вибухозахистом організаційно-технічних заходів.

Організаційні і організаційно-технічні міри по забезпеченню вибухобезпеки повинні включати:

-розробку системи наглядової агітації, регламентів та норм ведення всіх технологічних процесів на майданчику, правил використання вибухонебезпечних речовин та матеріалів;

-організацію навчання, інструктажу і доступу до роботи персонал, який має справу з вибухонебезпечними роботами;

-здійснення контролю та догляду за дотриманням норм технологічного режиму, правил та норм техніки безпеки;

-організацію протиаварійних робіт і встановлення порядку ведення робіт в аварійних умовах.

8.4. Інструкція по охороні праці при монтажних роботах на висоті

8.4.1. Загальні положення

До виконання монтажних робіт з використанням інструментів і пристроїв допускаються працівники, що досягли 18-річного віку та пройшли:

медичний огляд відповідно до вимог Положення про порядок проведення медичного огляду працівників певних категорій, затвердженого наказом Міністерства охорони здоров'я від 31.03.94 N 45 та зареєстрованого у Міністерстві юстиції 21.06.94 за N 136/345;

навчання та атестацію в закладах освіти для виконання робіт з підвищеною безпекою (у професійно-технічних училищах, навчально-курсівих комбінатах, центрах підготовки і перепідготовки робітничих кадрів та в організаціях) за затвердженою програмою;

навчання та атестацію з протипожежної безпеки відповідно до вимог ДНАОП 0.01-1.01-95 Правила пожежної безпеки в Україні, затвердженого наказом Міністерства внутрішніх справ від 22.06.95, N 400 та зареєстрованого у Міністерстві юстиції 14.07.95 за N 219/755;

увідний інструктаж у службі охорони праці;

первинний інструктаж безпосередньо на робочому місці для новоприйнятих чи переведених з одного робочого місця на інше.

Для захисту очей слід застосовувати окуляри

Для захисту працівника на весь термін перебування на будівельному майданчику обов'язкове носіння каски .

Під час виконання робіт на висоті робітнику слід застосовувати захисні засоби відповідно до вимог безпеки на висоті.

8.4.2. Вимоги безпеки до початку роботи

Необхідно пройти інструктаж на робочому місці.

Отримати для виконання робіт спецодяг, засоби індивідуального захисту, інструмент, пристосування і перевірити їх комплектність та цілість.

Підготувати робоче місце: прибрати зайві речі, перевірити достатність освітлення робочого місця; у разі роботи за верстатом впевнитись у справності дерев'яного ґратчастого настилу.

Інструмент повинен відповідати вимогам. Наприклад, молотки і кувалди мають бути надійно посаджені на ручки овальної форми з потовщенням до вільного кінця, закріплені на ручках сталевими плішками із зазублинами, а робоча частина повинна мати гладку випуклу поверхню.

Перевірити справність ручної пневматичної машини.

Працівники, які працюють з пневматичними ручними машинами ударної або ударно-свердлильної дії, повинні бути забезпечені м'якими рукавицями з подвійною підкладкою з боку долоні.

8.4.3. Вимоги безпеки під час роботи

Переносити чи перевозити інструмент слід із захищенням гострих частин чохлами або іншими засобами.

Рубати, клепати, пробивати отвори і виконувати інші роботи, за яких можливі відлітання часточок металу, цегли чи бетону, необхідно з використанням захисних окулярів зі склом, що не б'ється, згідно з вимогами ГОСТ 12.4.013-85.

Роботу на висоті виконувати тільки з інвентарних засобів підмоцнування, які пройшли чергові випробування.

Виконувати роботи на висоті в умовах підвищеної небезпеки (на відкритих кабельних естакадах без огорож, над необгородженими отворами, з мостових кранів тощо) треба тільки за нарядом-допуском із застосуванням страхувального пояса.

Подавати будь-які предмети працюючому на висоті потрібно тільки за допомогою мотузки.

Під час роботи на висоті інструмент і дрібні деталі слід тримати в індивідуальних сумках (спецжилетах і пасках).

Під час роботи з клинами чи зубилами з використанням кувалд та вибивальних пристроїв для запресування і розпресування деталей необхідно застосовувати кліщі або тримачі завдовжки не менше 0,7 м. Вибивальні пристрої повинні виготовлятися з м'якого металу.

Перебувати іншим працівникам напроти робітника, який працює з кувалдою, забороняється; слід стояти тільки збоку від нього.

Під час різання металів ручними ножівками необхідно стежити, щоб їх полотно було надійно закріплене у верстаті і натягнуте

8.4.4. Вимоги безпеки після закінчення роботи

Після закінчення роботи вимкнути механізми, очистити робоче місце, скласти весь інструмент, вимити руки і обличчя теплою водою з милом.

Витерти інструменти і пристрої від бруду і пилу.

Про наявність пошкодженого інструменту доповісти керівнику робіт.

8.4.5. Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях

У разі виникнення аварійної ситуації, яка може привести до пожежі чи вибуху або до ураження електричним струмом, роботу слід припинити, ужити заходів щодо недопущення в цю зону людей, сповістити керівника робіт.

Під час розслідування нещасних випадків і аварій слід виконувати вимоги ДНАОП 0.00-4.03-98 Положення про розслідування та облік нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на підприємствах, в установах і

організаціях, затвердженого постановою Кабінету Міністрів України від 10.03.93 N 623 (у редакції постанови Кабінету Міністрів України від 17.06.98 N 923).

9. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

9.1. Екологічний вплив виробництва бетону

Цемент не є природним матеріалом. Його виготовлення – процес дорогий і енергоємний, проте результат вартий того: на виході отримують один з найпопулярніших будівельних матеріалів, який використовується як самостійно, так і в якості основного компонента інших будівельних матеріалів (наприклад, бетону і залізобетону). Цементні заводи, як правило, знаходяться відразу ж на місці видобутку сировинних матеріалів для виробництва цементу.

Процес виробництва цементу складається з наступних основних технологічних операцій:

- 1) добування сировинних матеріалів і доставка їх на завод;
- 2) дроблення та помел сировинних матеріалів;
- 3) приготування і коректування сировинної суміші;
- 4) випалення суміші (отримання клінкеру);
- 5) помел клінкеру з домішками (отримання цементу).

Залежно від виду підготовки сировини на випалення розрізняють мокрий, сухий, напівсухий і комбінований способи виробництва цементного клінкеру.

Отже, виробництво цементу включає два ступеня: перший це отримання клінкеру, другий – доведення клінкеру до порошкоподібного стану з додаванням до нього гіпсу або інших добавок. Крок перший дорогий, саме на нього припадає 70% собівартості цементу. А відбувається це наступним чином: перша стадія – це видобуток сировинних матеріалів. Розробка вапнякових родовищ ведеться зазвичай знесенням, тобто частина гори "зносять вниз", відкриваючи тим самим шар жовтуватого-зеленого вапняку, який використовується для виробництва цементу. Цей шар знаходиться, як правило, на глибині до 10м (до цієї глибини він зустрічається чотири рази) і по товщині досягає 0,7м. Потім цей матеріал відправляється по транспортеру на подрібнення до шматків рівних 10см в діаметрі. Після цього вапняк підсушується, і йде процес помелу і змішування його з іншими компонентами.

Далі ця сировинна суміш піддається випалу. Так отримують клінкер. Друга стадія теж складається з декількох етапів: дроблення клінкеру, сушка мінеральних добавок, дроблення гіпсового каменю, помел клінкеру спільно з гіпсом і активними мінеральними добавками. Однак треба враховувати, що сировинний матеріал не буває завжди однаковим, так і фізико-технічні характеристики (такі як міцність, вологість і т.д.) у сировини різні. Тому для кожного виду сировини був розроблений свій спосіб виробництва. До того ж це допомагає забезпечити хороший однорідний помел і повне перемішування компонентів. У цементній промисловості використовують три способу виробництва, в основі яких лежать різні технологічні прийоми підготовки сировинного матеріалу: мокрий, сухий і комбінований.

Кожний з цих способів має переваги і недоліки. Наприклад, у присутності води полегшується подрібнення матеріалів, і простіше досягається однорідність суміші, але витрата тепла на випалення сировинної суміші при мокрому способі на 30-40% більше, ніж при сухому. Крім того, значно зростає необхідний об'єм печі при випаленні мокрої сировинної суміші (шламу), оскільки значна частина її виконує функції випарника води.

Суть комбінованого способу полягає в тому, що сировинну суміш готують за мокрим способом, а потім її максимально зневоднюють (фільтрують) на спеціальних установках і у вигляді напівсухої маси обпалюють в печі.

Вибір способів виробництва цементного клінкеру визначається поряд чинників технологічного і техніко-економічного характеру: властивостями сировини, його однорідністю і вологістю, наявністю достатньої паливної бази в районі будівництва і інше.

У місцях розвантаження сировини і продукту, при сухому помелі сировини і розмелі клінкера виділяється велика кількість пилу. Гази, що відходять від цементних печей, містять цементний пил (до 70 кг/т продукту), до 14,7% SiO_2 , 8,6% Al_2O_3 , 22,3% MgO , 2,7% FeO_x . Пил високодисперсний, викликає силікози.

Кожен із способів виробництва цементу має свої переваги і недоліки. Так, при мокрому способі в присутності води полегшується здрібнювання матеріалів, простіше досягається однорідність суміші, надійніше і зручніше транспортування шламу, кращі санітарно-гігієнічні умови праці. Але при цьому витрата тепла на випал суміші збільшується на 30-40%, ніж при сухому способі, необхідна значно більша робоча ємкість печі, тому що в ній випаровується вода зі шламу.

Отже, на цементному підприємстві основними джерелами забруднення повітря є:

- 1) дробарки і подрібнювачі;
- 2) місця розвантаження вантажівок;
- 3) силоси;
- 4) млини грубого помелу і сушарки;
- 5) цементний сепаратор;
- 6) ділянку пакетування;
- 7) установки охолодження клінкеру;
- 8) охолоджувач клінкеру;
- 9) обпалювальна піч.

До складу клінкеру входить: оксид кальцію (CaO), кремнезем (SiO_2), глинозем (Al_2O_3), оксид заліза (Fe_2O_3), оксид магнію (MgO), оксид титану (TiO_2), оксид фосфору (P_2O_5), аліто (C_3S), біліть (C_2S), трьохкальцієвий алюмінат (Ca_3Al) і алюмоферит (C_4AlFe). Потрібно приблизно 1453 кг сировини для виробництва 1 т цементу.

Вищевказані речовини, які входять до складу клінкеру, в процесі мокрої газоочистки потрапляють до складу стічних вод.

Цементне виробництво вважається одним з найбільших ресурсних та енергомістких галузей промисловості, оскільки воно є високо температурним процесом, спрямованим на термохімічне перетворення мінеральної сировини.

Головним завданням галузі є комплексне раціональне використання природних паливно-енергетичних ресурсів, удосконалення технологічних

процесів під час випалу портландцементного клінкеру і пошук альтернативних палив (горючих відходів). Теплова енергія становить більш як 40 % вартості готового портландцементу, електрична – більш як 25 %. На виробництво однієї тонни портландцементу витрачається близько 60-130 кг природного палива й утворюється приблизно 700-900 кг вуглекислого газу.

В процесі виробництва цементу в атмосферу викидається пил і продукти згоряння містять NO_x і SO_2 в кількостях, що залежать від виду використовуваного палива і особливостей процесу випалу.

Головними джерелами забруднення цементного виробництва є: цех випалу і помольних цех підготовки сировини - дробарки та сушильні барабани глини і вапняку. Гази NO_x і SO_2 викидаються з сушильних барабанів.

SO_2 - безбарвний газ з гострим запахом. При концентрації SO_2 до 20-30 мг / м^3 дратується слизова оболонка рота і очі. Також SO_2 має наркотичну дію і викликає головний біль. SO_2 викликає кон'юктивіти бронхіти, пневмонію.

NO_x газ жовтого кольору. Отруєння відбувається з легкого кашлю, потім з'являється головний біль і блювота. Викликає токсикози, фіброзні бронхіти, запалення верхніх дихальних шляхів, руйнування зубної емалі, серцеву недостатність.

Пил цементу SiO_2 викликає бронхіти, пневмонію. Компоненти пилу SiO_2 (двоокис кремнію) надає на організм фібриногену дію.

Первинні викиди, що виникають при виробництві цементу, – це аерозолі, які містять продукти згоряння палива, використовуваного при розігріві печі і операціях сушіння, включаючи оксиди азоту та сірки. При низькому рівні вмісту кисню в печі викид сірчистих сполук, таких як H_2S , або органічних сполук сірки незначний.

Викид цементного пилу на заводах з виробництва сухого цементу відбувається через нещільності в конвеєрній системі і з отворів бункерів. Величина виносу пилу змінюється в широких межах на різних заводах в залежності від герметичності конвеєрів, бункерів і операцій навантаження.

Середня величина виносу пилу становить приблизно 0,045 кг / т виробленого цементу.

При мокрому способі виробництва на кожну тонну пекучого клінкеру з обертових печей виноситься з запиленими газами 5,3 - 7,3 т пилу з температурою 140 - 400 °С, що містять (навіть при хороших внутріпечних пилоприбавних пристроях - гірляндного ланцюгових завісах) від 80 до 250 кг полуобожженої сировинної шихти у вигляді дисперсної пилу.

При сухому способі виробництва кількість сухих заплених газів, що виносяться з сучасних печей, на 25 - 45% менше, проте температура їх досягає 350 - 400 °С, а маса тонко дисперсного пилу становить 50 - 120 кг. на тонну клінкеру. Крім того, з колосникових холодильників клінкеру, що встановлюються у всіх потужних сучасних печей, викидається на кожну тонну клінкеру 1,1 - 1,8 т сухого гарячого повітря (з температурою 150 - 290 °С), що містить 7 - 10 кг клінкерних частинок.

Загальна кількість запиленого аспіраційного повітря, що містить в середньому 500 кг пилу на 1 т клінкеру з сировинної та цементного млина, становить приблизно 25% від маси газів, що відходять печі мокрого способу.

Пили цементного виробництва за своїми властивостями поділяються на такі групи:

1. Пили, що утворюються при дробленні і транспортуванні сировинних матеріалів; мають грубодисперсним складом (близько 70% частинок більше 5 мкм), а температуру і вологість - навколишнього середовища.
2. Пили сушильних барабанів сировини і добавок; характеризуються підвищеним змістом води (температура точки роси 40 - 60 °С) і широким діапазоном коливань концентрації аерозолі (15 - 70 г / м³).
3. Пили сировинних млинів, які характеризуються високою концентрацією (до 500 г / м³) і великою кількістю частинок тонких фракцій (менше 5 мкм до 65%).

4. Пили обертових печей мокрого способу виробництва; вони мають високу вологовміст (температура точки роси 58 - 75 °С) і високу температуру, що змінюється для різних типорозмірів печей від 170 до 380 °С.
5. Пили обертових печей сухого способу виробництва (з циклонними або шахтно-циклонними теплообмінниками), що характеризуються тонким дисперсним складом (частки розміром нижче 5 мкм до 75%), високим питомим електричним опором ($УЕС = 1-10 \text{ }^\circ\text{Ом-м}$) і низьким вмістом вологи (температура точки роси 29-44 °С).
6. Пили обертових печей з конвеєрними кальцинаторів, що мають низький вміст вологи (температура точки роси 32-48 °С) і містять Грубодисперсні частки (80% частинок розміром понад 5 мкм).
7. Пили клінкерних холодильників; вони характеризуються низьким вмістом вологи (температура точки роси до 30 °С), широким діапазоном коливання температури.

Тверді забруднення від цементних заводів і вапняних печей за хімічним складом здебільшого представляють собою суміш карбонату кальцію, оксиду кальцію (вапна) і ряду інших сполук. Хімічний склад викидів в атмосферу приблизно відповідає складу сировинних матеріалів (тобто це вапняк, вапно, сировинні складові цементу, цементний клінкер, шлак, цемент та інші).

Головні фактори впливу на навколишнє середовище при виробництві цементу пов'язані з наступними чинниками:

- пил (викиди з димових труб і швидко випаровуючі компоненти)
- газоподібні викиди в атмосферу (NO_x , ... SO_2 , CO_2 , ін.)

Викиди пилу (особливо від печей), викликають найбільше занепокоєння. В основному причиною викидів пилу є сировинні заводи, печі для випалення, клінкерні холодильники, цементні млини. Основна особливість цих процесів це те, що гарячий відпрацьований газ або відпрацьоване повітря проходить через подрібнений до стану пилу матеріал, що призводить до утворення дисперсійної суміші газу і пилу. Основні властивості частинок залежать від початкового матеріалу, клінкеру або цементу. Пилоутворення з розосереджених джерел на

території заводу, може відбуватися в результаті зберігання і вантаження, тобто в транспортній системі, складських запасах, під час руху підйомного крану, упаковки в мішки, і т.д., і під час руху транспорту по ґрунтових дорогах. Оскільки хімічний і мінералогічний склад цементного пилу подібний природному каменю, його вплив на здоров'я людини вважається шкідливим, але не токсичним.

Газоподібні виділення від системи печей, що викидаються в атмосферу, є проблемою номер один у боротьбі із забрудненням навколишнього середовища при виробництві цементу сьогодні. Основні гази, які викидаються в атмосферу це NO_x і SO_2 . Інші менш шкідливі сполуки - CO , аміак, HCl , і важкі метали. Формування NO_x є неминучим наслідком високотемпературних процесів горіння. Сірка, що надходить в печі разом з сировиною і паливом, значною мірою поглинається продуктами печі. Однак, сірка, яка містилася в сировині як сульфіді (або органічні сірчисті речовини) – легко випаровується при низьких температурах (тобто $400-600\text{ }^\circ\text{C}$), що може призвести до значного випарювання SO_2 через димові труби. Невід'ємною частиною процесу в печах для випалу цементу є незначні виділення газів, таких як HCl , HF , NH_3 або важкі метали. Наявність органічних компонентів в природній сировині може істотно підвищити рівень вуглеводню і викиди CO . Виділення хлорвмісних вуглеводнів типу діоксинів і фуранів зазвичай значно нижче існуючих граничних норм.

Інші леткі компоненти, такі як ртуть – ретельно контролюються, щоб запобігти небажані викиди в атмосферу. Як результат випалення вихідної сировини і згорання викопного палива виділяється вуглекислота. Виділення вуглекислого газу, як результат споживання палива, було прогресивно знижено у результаті впливу сильного економічного стимулу до мінімізації споживання паливної енергії.

На цементних підприємствах є такі джерела забруднення повітря (по стадіях виробництва):

- підготовка сировини: дробарки; барабанні сушарки сировини; млини для сировини; система транспортування сировини; сховища сировини; стадія грануляції;
- випалення клінкеру: сушка вугілля; помол вугілля; печі, що обертаються; шахтні печі; охолоджувачі клінкеру; система транспортування клінкеру; сховища клінкеру;
- виробництво цементу: підготовка гіпсу; цементні млини; система транспортування цементу;
- відвантаження: сховища цементу; фасувальні машини; склади; система транспортування мішків; вапняна піч.

Як зазначалося вище, виробництво цементу може бути організовано по «сухий», «мокрій» або змішаній технологічних схемах. Очевидно, що крупнішим джерелом пилових викидів є суха схема. Набагато сприятливіша для ефективного пиловідділення мокра схема, яка дає унаслідок зволоженості матеріалів менші концентрації пилових викидів і значно менший сумарний рівень викидів. Проте економічним, продуктивнішим і, отже, частіше вживаним (особливо на нових підприємствах) є сухий спосіб. Виходячи із виробничої специфіки, цементні виробництва найбільше впливають на атмосферне повітря. Потоки забруднюючих речовин є досить значними, тому на підприємствах, як правило, застосовують устаткування для очищення викидів. Порівняно з підприємствами інших галузей у промисловості будівельних матеріалів рівень уловлювання і знешкодження шкідливих речовин досить високий.

Для зменшення негативного впливу цементних заводів на довкілля, необхідно:

1. Перевести діяльність підприємств цементного виробництва з економічного аспекту на еколого-економічний;
2. Провести модернізацію електричних фільтрів цементних печей, пиловловлювального обладнання, цеху цементного помелу з сучасним пиловловлюючим устаткуванням і цеху пакування та відвантаження цементу та забезпечення відповідності якості цементу.

3. Не допускати прямих залпових викидів забруднювальних речовин в атмосферне повітря через часті несанкціоновані відмикання печей з випалювання клінкеру, через зношеність технологічного устаткування, відключення електроенергії та не допущення вибуху електрофільтрів.
4. Розробити нормативну базу, яка б регулювала і відповідно контролювала, який технологічний режим вибирати під час спалювання тих чи інших відходів.
5. Розширити санітарно-захисні зони навколо підприємств цементного виробництва.

10. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

10.1. Аналіз результатів експериментальних досліджень

Аналіз результатів експериментальних досліджень ґрунтується на основі отриманих показниках використаних приладів, а також візуального спостереження за поведінкою конструкції під час випробування.

Під час експериментальних досліджень плит під дією навантаження відмічались розвиток нормальних тріщин у бетоні. При збільшенні навантаження до критичного відбувалося руйнування бетонної плити та спостерігалась текучість металевих кутиків. Відмічалась також інтенсивність росту прогину при початку роботи плити в пластичній стадії. В результаті вимірювання деформацій, що заміряні за допомогою електротензорезисторів, наклеєних на металевих кутиках та бетонній плиті, отримані графіки залежності деформацій від навантаження для зразків групи ПВ являлось виявлення характерних відмінностей в роботі залізобетонних і сталезалізобетонних плит під впливом навантаження. Проведені дослідження дозволили проаналізувати несучу здатність конструктивних елементів, а також характер руйнування й ступінь залежності деформацій, що заміряні на поверхні бетону від навантаження. На рис. 10.1 – 10.3 більш наочно продемонстровані відмінності у характері деформування залізобетонних й сталезалізобетонних елементів.

а)

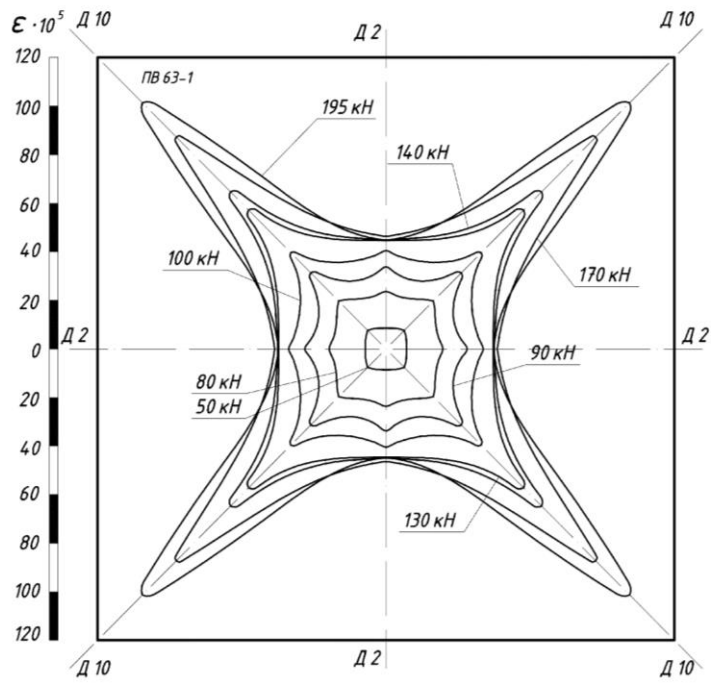


Рис. 10.1. Розподіл відносних деформацій на поверхні бетону, заміряних за допомогою електротензорезисторів для зразків ПВ63-1 (електротензорезистори Д 2, Д10)

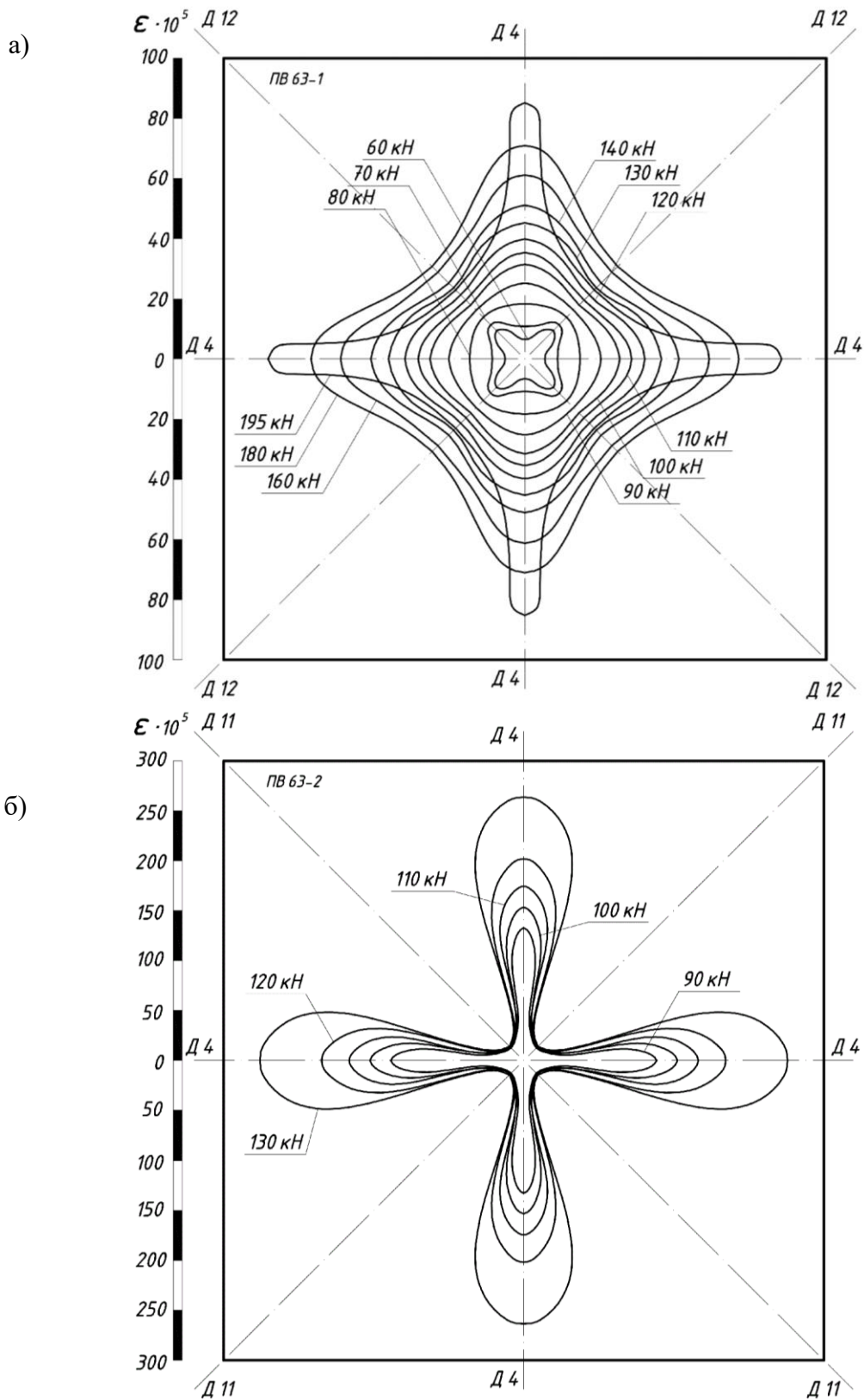


Рис. 10.2. Розподіл відносних деформацій на поверхні бетону, заміряних за допомогою електротензорезисторів для зразків серії:

- а) ПВ63-1 – електротензорезистори Д 4, Д12;
- б) ПВ63-1 – електротензорезистори Д2, Д9

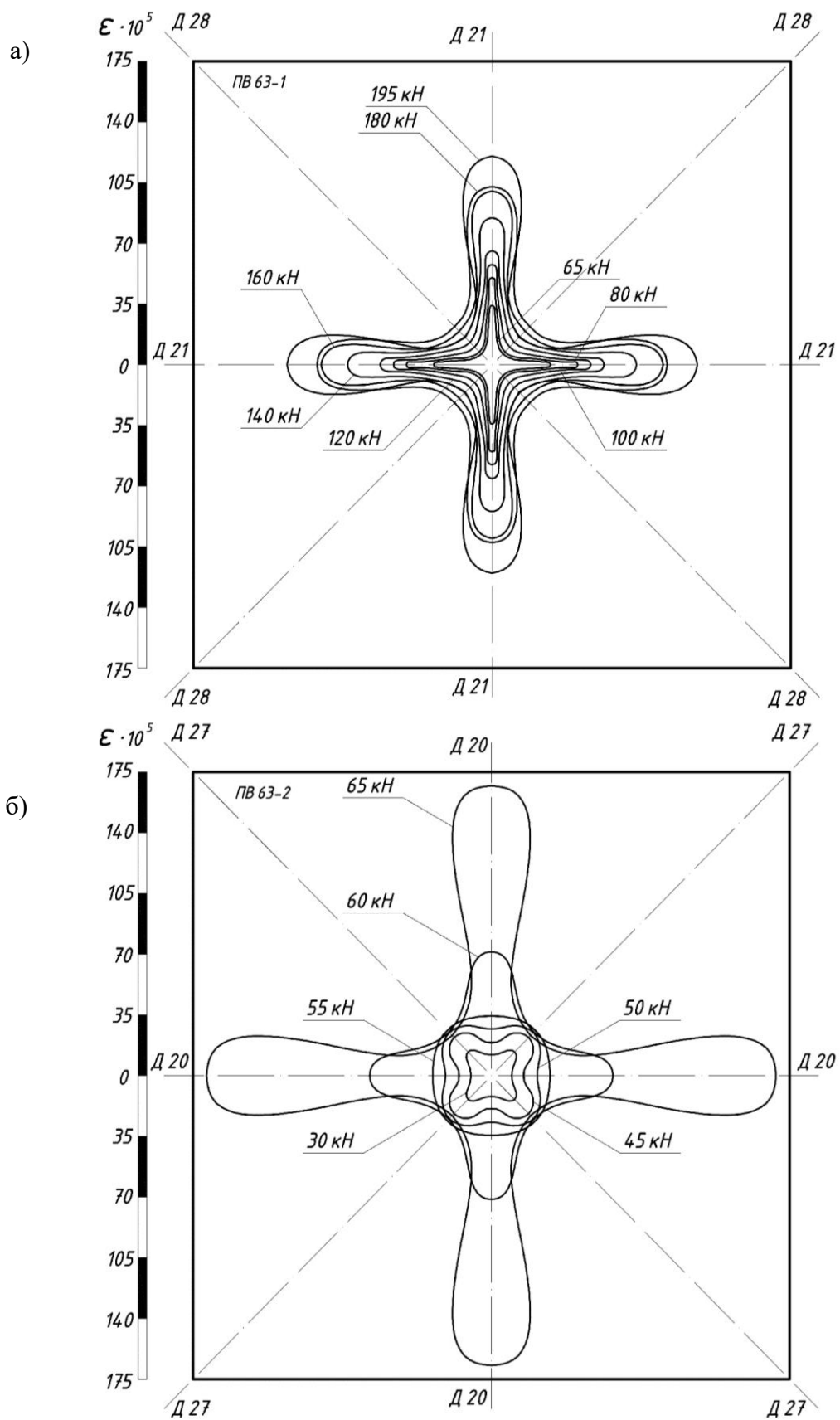


Рис. 10.3. Розподіл відносних деформацій на поверхні бетону, заміряних за допомогою електротензорезисторів для зразків серії:
 а) ПВ63-1 – електротензорезистори Д 21, Д28;
 б) ПВ63-1 – електротензорезистори Д20, Д27

З рисунків 10.1-10.3 видно, що характер розподілення відносних деформацій посередині плити в стисненій зоні має більші показники в діагональному напрямку як в залізобетонному так і в сталезалізобетонному зразках. В інших випадках розміщення електротензорезисторів характер розподілення відносних деформацій має більші показники в нормальному напрямку, що підтверджується характером утворення тріщин рис. 10.4-10.5.

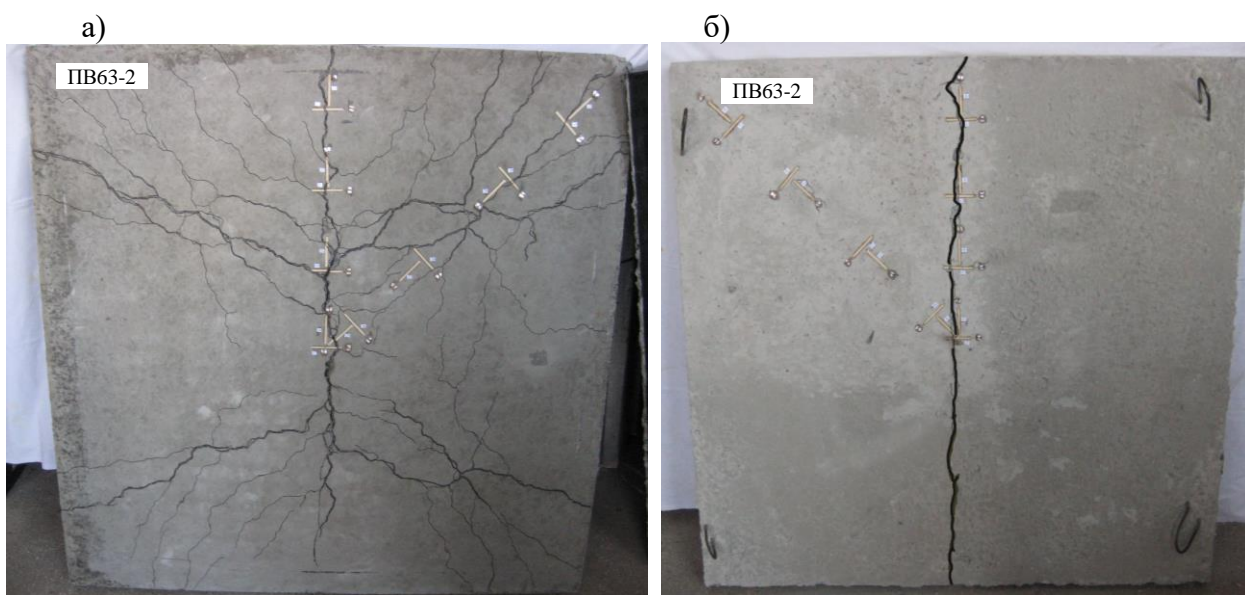


Рис. 10.4. Характер утворення тріщин на поверхні залізобетонного зразка серії ПВ: а) вигляд знизу; б) вигляд зверху

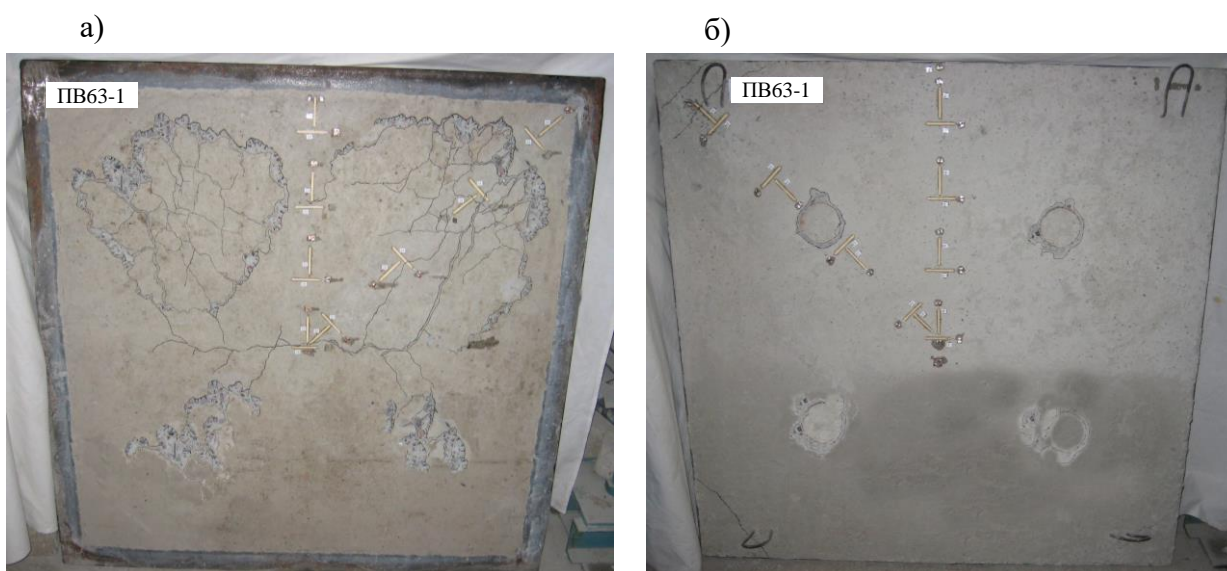


Рис. 10.5. Характер утворення тріщин на поверхні сталезалізобетонного зразка серії ПВ: а) вигляд знизу; б) вигляд зверху

Сталеve обрамлення сталезалізобетонних конструкцій дещо підсилює елемент в цілому, утворює ефект жорсткого защемлення, за рахунок чого зменшуються відносні деформації в поперечному напрямку. Досліди показали, що перші тріщини на поверхні залізобетонних елементів з'явилися при навантаженнях, що склали 70-75% від руйнуючого, а в сталезалізобетонних 81-84%. Характер руйнування сталезалізобетонних елементів принципово відрізняється від руйнування залізобетонних. Тріщиноутворення залізобетонних елементів у нижній поверхні відбувалось за схемою, що наближена до симетричного "конверту". На верхній поверхні основні тріщини утворювались посередині прольоту. Сталезалізобетонні конструкції руйнувались внаслідок продавлювання конструкції в місцях прикладання зовнішніх зусиль, де і виникали основні тріщини, крім того виникали нормальні і діагональні тріщини, характерні для руйнування плит опертих по контуру.

На рис. 10.6 продемонстровані відмінності у характері деформування залізобетонних і сталезалізобетонних елементів у поперечному напрямку, з яких видно, що деформації у поперечному напрямку приблизно однакові для обох зразків, при різних ступенях завантаження. Також характерне збільшення показників при наближенні до середини плити, що свідчить про утворення нормальних тріщин в обох зразках.

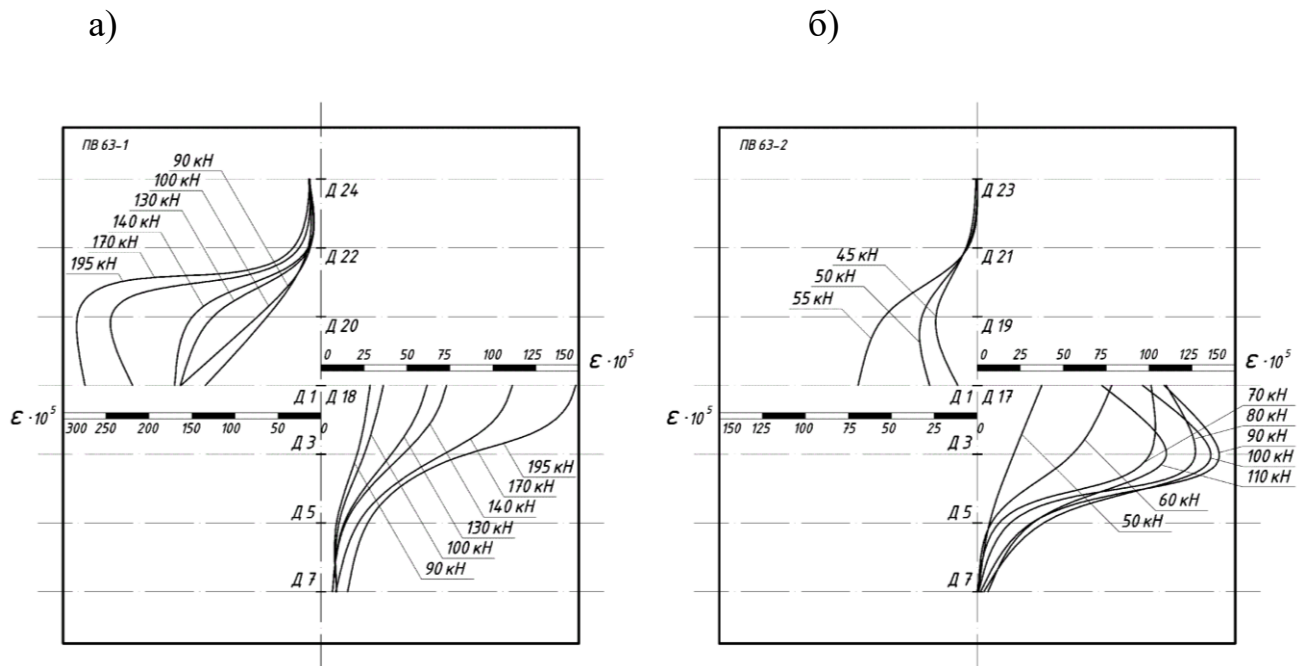


Рис. 10.6. Розподіл відносних деформацій на поверхні бетону, заміряних за допомогою поперечних електротензорезисторів для зразків серії:
а) ПВ63-1; б) ПВ63-2

На рис. 10.7-10.8 зображено розподіл деформацій по висоті плити по середині прольоту та біля її країв відповідно. З графіків яскраво видно, що у зразку з обрамленням біля країв плити відносні деформації змінюють знак. Це підтверджує наявність ефекту защемлення на опорі, яке створює сталева рама з кутика.

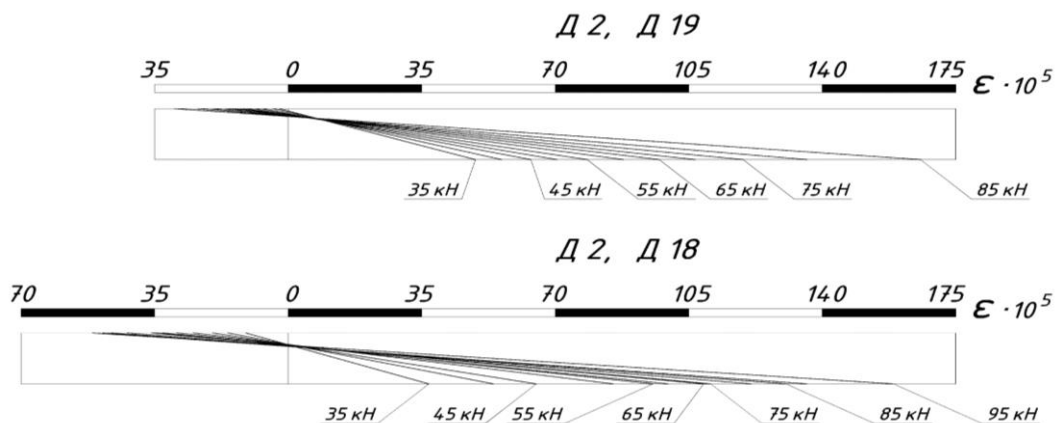


Рис. 10.7. Розподіл відносних деформацій по висоті зразка, заміряних за допомогою електротензорезисторів для зразків серії:
а) ПВ63-1 – електротензорезистори Д 2, Д19;
б) ПВ63-2 – електротензорезистори Д2, Д18.

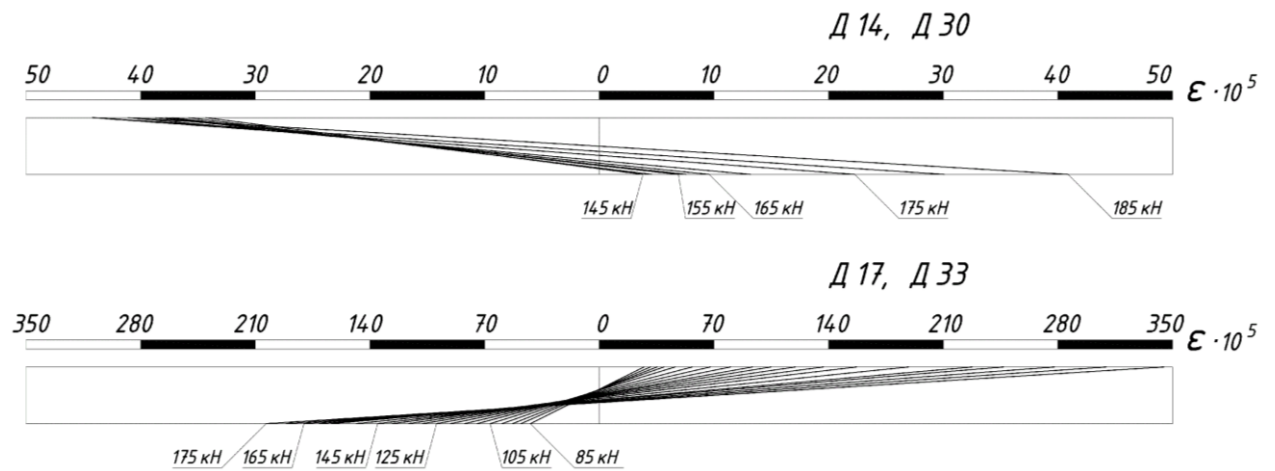


Рис. 10.8. Розподіл відносних деформацій по висоті зразка, заміряних за допомогою електротензорезисторів для зразків серії:

- а) ПВ63-1 – електротензорезистори Д 14, Д30;
- б) ПВ63-2 – електротензорезистори Д17, Д33

Значення прогинів при однакових значеннях навантаження, що прикладалось на конструкцію в сталезалізобетонних зразках виявились значно менші за ті ж значення, що спостерігалися в залізобетонних елементах (рис. 10.9). Після зняття навантажень зі сталезалізобетонних конструкцій, її вертикальне переміщення зменшувалось 2,2 – 2,5 рази.

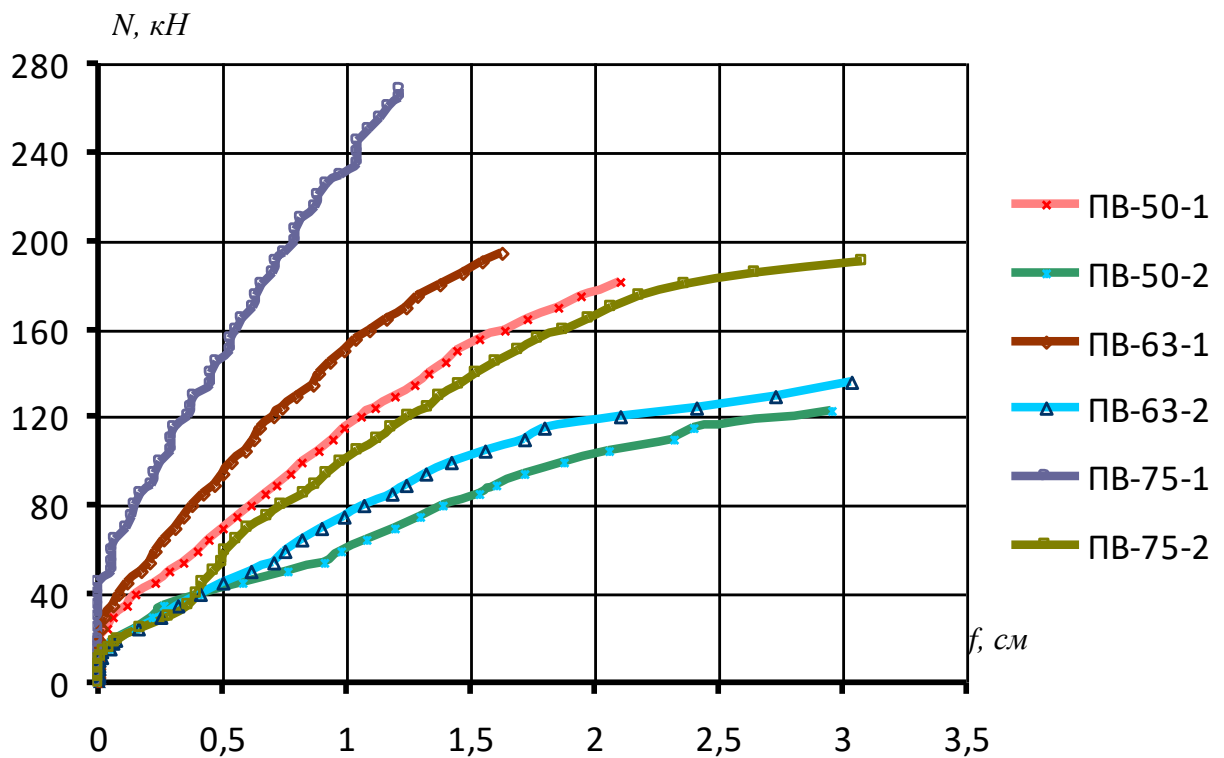


Рис. 10.9. Залежність прогинів від навантаження для залізобетонних та сталезалізобетонних елементів групи ПВ

Несуча здатність досліджуваних залізобетонних конструкцій фіксувалась по різкому перелому на кривій прогину. Граничні значення навантаження для сталезалізобетонних елементів характеризувалися значним збільшенням прогинів конструкцій та їх нездатністю сприймати зростаюче навантаження. При цьому сталезалізобетонні зразки на відміну від залізобетонних руйнувалися м'яко. Значення несучої здатності для зразків групи ПВ наведено в таблиці 10.1.

Таблиця 10.1

Несуча здатність зразків групи ПВ

<i>N n/n</i>	<i>Серія</i>	<i>Конструктивне рішення</i>	<i>Несуча здатність, кН</i>
1	ПВ50-1	сталезалізобетон	182
2	ПВ50-2	залізобетон	123
3	ПВ63-1	сталезалізобетон	195

4	ПВ63-2	залізобетон	136
5	ПВ75-1	сталезалізобетон	268
6	ПВ75-2	залізобетон	190

За результатами отриманих даних щодо несучої здатності досліджуваних елементів побудовані графіки залежності граничних значень навантаження від геометричних параметрів та конструктивного вирішення зразків (рис. 10.10). Несуча здатність сталезалізобетонних зразків в середньому виявилась в 1,44 більшою за несучу здатність залізобетонних конструкцій.

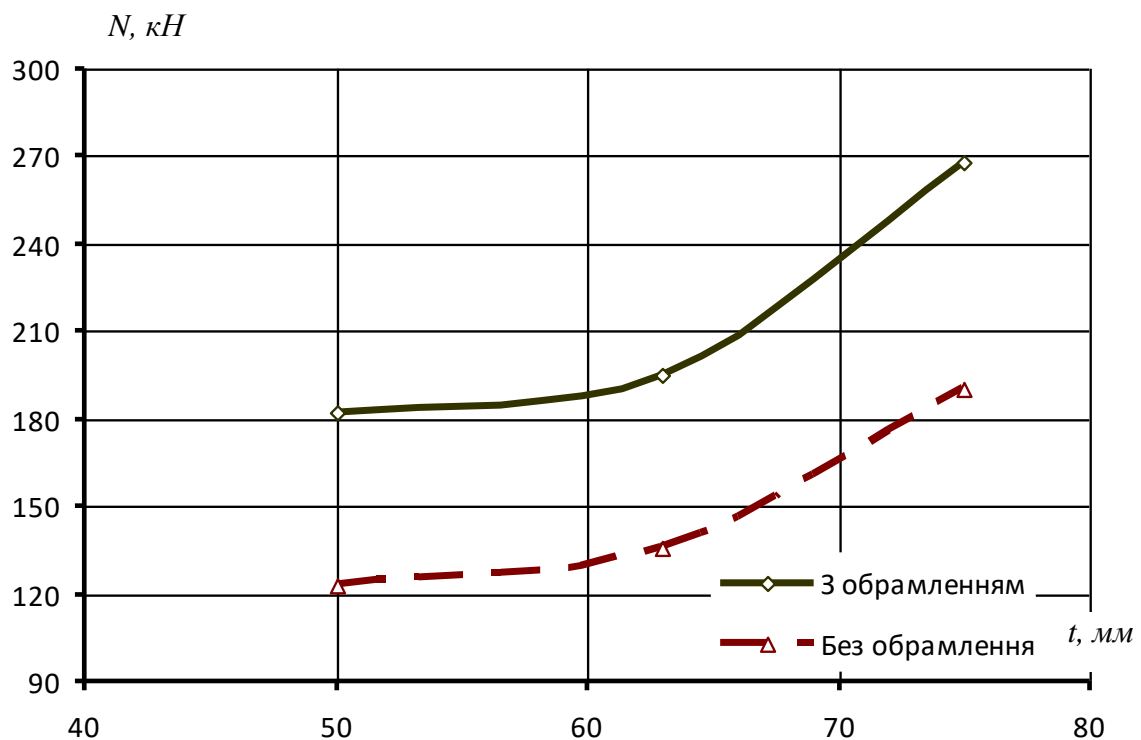


Рис. 10.10. Залежності значень несучої здатності від товщини зразків групи ПВ

10.2. Висновки

На основі проведених експериментальних досліджень плит зі сталевим обрамленням для сталезалізобетонного безбалкового перекриття, а також їх аналізу можна зробити наступні висновки:

1. Програма експериментальних досліджень була складена з урахуванням впливу на несучу здатність та деформативність плит зі сталевим обрамленням різних параметрів: висоти, класів бетону за міцністю та способу прикладання навантаження й обпирання конструкції. Крім ставилась задача дослідити вплив сталевих обрамлення на роботу конструктивних елементів.

2. За своїми фізико-механічними властивостями прийняті до випробування склади бетонів не відрізняються від стандартних. Технологія виготовлення бетонів та сталевих обрамлення для плит відповідає технології, що розроблена для виготовлення залізобетонних та металевих конструкцій.

3. Використані для проведення випробувань вимірювальні прилади дозволили отримати об'єктивну картину особливостей роботи під впливом навантаження сталезалізобетонних плит.

4. В цілому досліджувані плити на всіх ступенях завантаження працювали як єдина монолітна конструкція, при цьому можна чітко відзначити сумісність роботи сталевих обрамлення із залізобетонною плитою, оскільки відшарування залізобетонної складової від сталевих обрамлення не спостерігалось – все це свідчить про надійність роботи конструкції в цілому.

5. В усіх зразках руйнування проходило майже однаково, характеризуючись різким збільшенням прогинів та руйнуванням бетону при значних пластичних деформаціях. Миттєвої втрати несучої здатності не спостерігалось. При цьому, після зняття навантажень з конструкцій, її вертикальне переміщення зменшилось в 2 – 2,5 рази.

6. Виявлено, що наявність сталевих обрамлення конструкцій дає змогу збільшити їх несучу здатність в середньому в 1,4 рази.

7. Результати експерименту свідчать про те, що запропоновані нами сталезалізобетонні плити надійні в роботі та можуть знайти застосування в промисловому і цивільному будівництві безбалкових перекриттів.

ВИСНОВКИ

У дипломній роботі ми розглянули весь процес будівництва житлового панельного будинку з всіма його розділами формування.

Аналітичним оглядом було розглянуто методи розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням нелінійної деформації.

В архітектурному розділі було приведено об'ємно-планувальне рішення, конструкції вузлів

У розрахунково-конструкторському – виконаний розрахунок панельної будівлі на сейсмічний вплив по спектральному методу та на акселерограму (в лінійній постановці).

Фундаменти розраховувались з урахуванням пружної дії основи, розміри та армування приймалися з розрахунку.

У технології будівництва розглянуто земляні роботи, технологія зведення монолітного ростверку, монтажні роботи.

В організації визначення номенклатури і об'ємів будівельно-монтажних робіт, вибір комплекту машин і механізмів, визначення тривалості виконання робіт.

У розділі по охороні праці було розглянуто перелік виробничих чинників, що діють у виробничій зоні, забезпечення пожежної і вибухової безпеки в розробленому проекті, заходи щодо техніки безпеки праці при виконанні монтажних робіт.

Охорона довкілля: вимоги нормативних документів, заходи щодо екологічної безпеки, Заходи щодо охорони навколишнього середовища.

У науково-дослідній частині дипломного проекту розглянуто натурний експеримент фрагменту сталезалізобетонних конструкцій часторебристих плит перекриття панельної будівлі, були виконані розрахунки моделі панельної будівлі з урахуванням нелінійності, динамічних впливів та по запропонованій методиці, були зроблені висновки про їх розбіжність та достовірність,

виконаний аналіз несучої здатності підслідних панелей по методу граничної рівноваги.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво у сейсмічних районах України.- Київ: Мінбуд України.-2006.
2. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94) Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробування навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.
3. ДСТУ 3008-95 Документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура і правила оформлення.
4. PULSE 3560. Универсальная многоканальная многофункциональная система анализа. Руководство пользователя.-Дания. Фирма «Брюль и Кьер», 1998.
5. ЛИРА-9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. Е. Б. -Стрелецкий, В. Е. Боговис, Ю. В. Гензерский и др.- К.: Издательство «ФАКТ», 2008.
6. ДСТУ Б В.2.7-46-96 Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення
7. ТУ У В.2.7-24.6-33399328-001:2005 Добавки для бетонів „Лігнопан”
8. ДСТУ Б В.2.7-32-95 Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови
9. ДСТУ Б В.2.7-75-98 Будівельні матеріали. Щебінь та гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій та робіт. Технічні умови
10. Звіт про НДР “Науково-технічний супровід постановки на виробництво панельних будинків по фінській технології для будівництва в сейсмічних районах 7, 8, 9 балів, виготовлених Севастопольським ДСК “КОНСОЛЬ”. Етап 7. Вибір зразків конструкцій для випробування на

вогнестійкість та участь у випробуваннях на вогнестійкість. Договір №0799 від 12.01.07. Київ, 2008.

11. ЗВІТ про науково-технічну роботу «Науково-технічний супровід постановки на виробництво панельних будинків по фінській технології для будівництва в сейсмічних районах 7, 8, 9 балів, виготовлених Севастопольським ДСК «КОНСОЛЬ»

12. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи / Мінрегіонбуд України. - Київ: 2006 р.г. – 60 с.

13. Верюжский Ю. В., Колчунов В. И. Методы механики железобетона. Учебное пособие. – К.: Книжкове вид – во НАУ, 2005. – 653 с.

14. Пакет прикладних програм ППП «Железобетонные конструкции»

15. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416с.

16. Методичні вказівки до проектування та розрахунку будівельних генеральних планів при виконанні курсових і дипломних проектів. Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.

17. ДБН А.3.1 – 5 – 96. Організація будівельного виробництва. – Держкоммістобудування України. – К.,1996.

18. ДНАОП 0.00–1.31-99 Правила охорони праці під час експлуатації електронно обчислювальних машин.

19. ДБН В.1.2 2:2006 "Навантаження і впливи".

20. ДБН В.2.2.-9-99 “Громадські будівлі та споруди”.

21. Н.С.Примаков”Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий”;

22. ДБН 360-92** "Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень";

23. ДНАОП 0.00-1.32-01. Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок, 2001р.

24. ДБН В.2.5-23:2010 «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення»;

25. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»;
26. ДСТУ Б В.2.5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд».
27. ДНАОП 0.00-1.29-97 «Правила захисту від статичної електрики».
28. ДБН В.2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд».
29. ДБН В.2.5-13-98 „Пожежна автоматика будівель та споруд”;
30. ВБН В.2.2-45-1-2004 “Проводные средства связи” та ПУЕ.
31. ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об’єктів будівництва»;
32. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.
33. ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
34. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції.
35. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.
36. ДБН В.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.
37. ДБН В.2.6-162:2010 Кам’яні та армокам’яні конструкції.
38. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення.