

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) _____ конструювання та дизайну _____

УДК 72.012:725.1:629.5.081

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету (Директор ННІ)

конструювання та дизайну
(назва факультету (ННІ))

_____ Зіновій РУЖИЛО
(підпис) (ПІБ)

— ” _____ 2025 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри

будівництва
(назва кафедри)

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис) (ПІБ)

— ” _____ 2025 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему Проектування адміністративного корпусу судноремонтного заводу у місті Миколаїв

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

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»
(назва)

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

Гарант освітньої програми

д.т.н., професор
(науковий ступінь та вчене звання)

_____ (підпис)

Микола МАР'ЄНКОВ
(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

к.т.н., доцент
(науковий ступінь та вчене звання)

_____ (підпис)

Свген ДМИТРЕНКО
(ПІБ)

Виконав

_____ (підпис)

Назарій БОБРОВНИК
(ПІБ студента)

КИЇВ – 2025

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) _____ конструювання та дизайну _____

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
будівництва

_____ д.т.н., професор _____ Ігор ЯКОВЕНКО
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)
— ” _____ 20 _____ року

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

_____ Назарію Бобровнику _____

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність _____ 192 «Будівництво та цивільна інженерія» _____

(код і назва)

Освітня програма _____ «Будівництво та цивільна інженерія» _____

(назва)

Орієнтація освітньої програми _____ освітньо-наукова _____

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи _____ Проектування адміністративного корпусу
судноремонтного заводу у місті Миколаїв _____

затверджена наказом ректора НУБіП України від — 22 ” _____ грудня _____ 20 23 р. № 2358 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи _____ геологічні умови майданчика
будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до діючих нормативних документів,
навантаження та впливи згідно ДБН В.1.2. 2:2006, ескізи об'ємно-планувальних та
конструктивних _____ рішень
будівлі _____

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Аналіз методів розрахунку будівельних конструкцій на дію вибухових навантажень _____

2. _____

3. _____

Перелік графічного матеріалу (за потреби) _____

Дата видачі завдання — 25 ” _____ грудня _____ 20 23 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи _____

(підпис)

_____ Євген ДМИТРЕНКО _____

(прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання _____

(підпис)

_____ Назарій БОБРОВНИК _____

(прізвище та ініціали студента)

ЗМІСТ

ЗМІСТ.....	4
Розділ 1. АРХІТЕКТУРНО - БУДІВЕЛЬНИЙ.....	7
1.1. Об'ємно - планувальні та конструктивні рішення.....	7
1.2 Розробка генерального плану.....	7
1.3. Об'ємно-планувальні рішення.	9
1.4 Архітектурно - конструктивні рішення.	10
1.4.1 Експлікація основних елементів будівлі.	10
1.4.1 Теплотехнічні розрахунки.	15
1.5. Вирішення питань оздоблення фасадів.....	16
1.6 Інженерне та санітарно технічне забезпечення.....	16
ТЕП	16
Розділ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	17
2.1 Обґрунтування вибору основних несучих конструкцій.	17
2.2. Статичний розрахунок.	17
Збір навантажень.....	17
Снігове навантаження.	17
2.3. Конструктивні розрахунки елементів конструкцій	22
Розрахунок і конструювання однопрольотного ригеля.....	22
Розрахунок міцності ригеля по перерізу, нормальному до повздовжньої осі.....	23
Розрахунок міцності ригеля по перерізу, похилому до повздовжньої осі.....	24
2.4. Розрахунок та конструювання колони	27
2.5 Механіка ґрунтів та фундаментів	29

Загальна характеристика будівництва	29
Аналіз фізико-механічних характеристик ґрунтів	30
Вибір глибини закладання фундаменту	30
Визначення глибини фундаментів дрібного закладання на природній основі.....	32
Осадка окремо розташованого фундаменту.....	34
2.6. Розрахунок та конструювання фундаментів під колону	36
Розрахунок на продавлювання	38
Визначення площі арматури фундаменту	39
Розділ 3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	40
3.1. Умови будівельного виробництва	40
3.2 Обґрунтування термінів будівництва.....	41
(16244-12000)*100/16244=26.13%.....	41
3.3 Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт.	41
3.4 Вибір методів виконання робіт та рішень по організації поточного зведення об'єкту	42
3.5 Вибір комплектів будівельних машин та обладнання.....	47
3.6. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти на зведення каркасу	49
Визначення монтажних характеристик збірних елементів	49
Визначення монтажної висоти піднімання крюка крана	50
Визначення монтажного вильоту стріли крана	52
Вибір оптимального варіанта монтажу і комплектів кранів	52
Техніко-економічні показники проєкту	61
Розділ 4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	62

4.1 Календарний план–графік будівництва	62
Розрахунок ТЕП для календарного плану	62
4.2 Будівельний генеральний план	63
4.2.2 Розрахунок складських приміщень	64
4.2.3 Розрахунок та вибір тимчасових приміщень	65
4.2.4 Розрахунок площі тимчасових приміщень.....	66
4.2.5 Розрахунок тимчасового водопостачання.....	67
4.2.6 Розрахунок тимчасового енергозабезпечення	68
4.2.7 Розрахунок ТЕП будгенплану	69
Розділ 5. Економіка будівництва.....	70
Розділ 6. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	99
Аналіз методів розрахунку будівельних конструкцій на дію вибухових навантажень	99
Вступ.....	100
6.1 Аналіз попередніх досліджень.....	101
6.2 Методи розрахунку та моделювання впливу вибухової хвилі на будівельні конструкції	109
6.2.1 Квазістатичний метод розрахунку	113
6.2.2 Прямий динамічний метод.....	120
6.2.3 Чисельне моделювання методом скінченних елементів (МСЕ) в ПК «ANSYS»	129
6.3 Порівняння можливостей програмних комплексів «ANSYS», «ЛІРА- САПР» та «SCAD Office»	133
ВИСНОВКИ.....	135
Список використаної літератури.....	138

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО - БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Об'ємно - планувальні та конструктивні рішення.

Проектуєма будівля адміністративного корпусу буде розміщена у промисловому районі міста Миколаїв.

Рельєф місцевості спокійний. Основою фундаментів служать піски крупні.

Типова розробка, яка покладена в основу даного дипломного проекту, це будівля, прямокутна в плані з розмірами 48×18,6м в крайніх осях. Планувальне рішення будівлі досить складне, тому що вона використовується для різних цілей, так наприклад на першому поверсі розташований ресторан і банк, а інші 4 поверхи використовуються для персоналу української фабрики взуття фірми «Сaman». Будівля із повним залізобетонним каркасом при кроці колон 6 метрів та прольотами 6 метрів.

Конструкції типового рішення:

- фундаменти під колони монолітні залізобетонні.
- фундаменти під зовнішні стіни стрічкові збірні товщиною 300 і 500 мм.
- стіни з керамічної цегли та панельні.
- каркас збірний залізобетонний із колон та балок.
- покриття та перекриття - плити ребристі залізобетонні.
- покрівля рулонна плоска з чотирьох шарів руберойду.
- вікна з металопластику з спареним подвійним переплютом.
- перегородки в вигляді панелей з гіпсокартону.

Будівля відповідає вимогам звукоізоляції, температурно-вологісного режиму, освітленості природнім світлом. Будівля відноситься до коридорної композиційної схеми за винятком першого поверху, який відноситься до коридорно-амфіладної або до змішаної композиційної схеми.

1.2 Розробка генерального плану

Генеральний план розроблений у відповідності з функціонально-технологічною схемою виробництва, розміщенням будівель та споруд по

виробничим зв'язкам, раціональними транспортними та інженерними комунікаціями.

Проектом передбачено:

- потокова система виробництва
- максимально-раціональне блокування виробничих та підсобних приміщень
- забезпечення під'їзду до всіх пунктів, вимагаючих виконання вантажно-розвантажувальних операцій на автотранспорті
- раціональне використання території.

Генеральний план забудови представляє собою план ділянки, на якому показано розташування проектуючих, зберігаючих та реконструйованих будівель. Генплан розробляється з детальним зображенням всіх будівель, проїздів, доріжок, озеленення та благоустрою з урахуванням функціонального або технологічного зв'язку проектуємої будівлі з іншими будівлями чи спорудами, їх орієнтацією по сторонах світу.

Вертикальне планування ділянки вирішено в відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішено способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розсереджений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району.

Розрахункова зимова температура -24°C . Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2м.

Планування зелених насаджень пов'язане з розміщенням інженерних комунікацій і є складовою частиною об'ємно-планувального рішення забудови

ділянки. Для озеленення прийнято стандартний посадковий матеріал у відповідності з асортиментом місцевих плодорозсадників. По контуру ділянки, вповодж огорожі висаджені фруктові та вічнозелені дерева. Будівля обсаджена кущами рядової посадки. Також передбачено улаштування трав'яних газонів парникового типу з посівом трьох видів трав: спориш – 60%, лисохвіст кущовий – 30% та конюшина біла – 10%.

Техніко-економічні показники проекту.

- Площа ділянки – 22217 м²
- Площа забудови – 810 м²
- Площа покриття – 5689 м²
- Площа озеленення – 12365 м²

1.3. Об'ємно-планувальні рішення.

Адміністративна будівля призначена для функціональних потреб, тобто для роботи, харчування, а також для економічних цілей. Споруда відноситься до багатопверхових. Стіни першого поверху виконані із керамічної цегли, а 2-5 - із навісних панелей.

Споруда відноситься до I ступеню по довготривалості. Конструкції споруди відносять до негорючих, по ступіню вогнестійкості до II класу.

Проектуєма будівля повного каркасу, із залізобетонними колонами балками та плитами перекриття та покриття. Зовнішня огорожа з стінових панелей. Будівля має такі габаритні розміри в плані: 48×15м та 5 поверхів. Висота першого поверху дорівнює 3,6м, висота всіх вищерозташованих поверхів - 3,3м. Будинок оснащений сходовими клітинами, ліфтовими шахтами, які виконуються з цегли на всю висоту будинку. На першому поверху знаходиться банк та ресторан для працюючого персоналу, на інших поверхах знаходяться робочі кабінети для бухгалтерії інженерно-технічного персоналу, президента компанії та його замісників. На даху адміністративної будівлі знаходиться зимовий сад, в якому можна провести обідню перерву, відпочити.

Будівля оснащена пожеженими гідрантами на випадок пожежі, а також пожежогасильними балонами.

1.4 Архітектурно - конструктивні рішення.

1.4.1 Експлікація основних елементів будівлі.

№ п/п	тип елементу	Найменування елементу	Розміри м.			Кількість	Вага т.	
			Довж.	ширина	вис.		Одиниці	Всього
Фундаменти								
Фундаментні подушки.								
1	ФБП 15.10.03	Фундаментний блок подушка	1.5	1	0.3	44	1.08	47.52
2	ФБП 12.10.03	Фундаментний блок подушка	1.2	1	0.3	25	0.864	21.6
3	ФБП 18.10.03	Фундаментний блок подушка	1.8	1	0.3	7	1.296	9.072
4	ФБП 15.12.03	Фундаментний блок подушка	1.5	1.2	0.3	7	1.296	9.072
5	ФБП 12.12.03	Фундаментний блок подушка	1.2	1.2	0.3	5	1.037	5.184
6	ФБП 12.15.03	Фундаментний блок подушка	1.5	1.2	0.3	7	1.296	9.072
7	ФБП 15.15.03	Фундаментний блок подушка	1.5	1.5	0.3	5	1.62	8.1
8	ФБП 20.10.03	Фундаментний блок подушка	2	1	0.3	1	1.44	1.44
		Всього подушок				101		111.1
Фундаментні простінкові блоки								
9	ФПБ 15.03.06.	Фундаментний простінковий блок	1.5	0.3	0.6	20	0.648	12.96
10	ФПБ 12.03.06.	Фундаментний простінковий блок	1.2	0.3	0.6	50	0.518	25.92
11	ФПБ 18.03.06.	Фундаментний простінковий блок	1.8	0.3	0.6	56	0.778	43.55
12	ФПБ 09.03.06.	Фундаментний простінковий блок	0.9	0.3	0.6	2	0.389	0.778
13	ФПБ 20.03.06.	Фундаментний простінковий блок	2	0.3	0.6	2	0.864	1.728
14	ФПБ 12.05.06.	Фундаментний простінковий блок	1.2	0.5	0.6	12	0.864	10.37
15	ФПБ 15.05.06.	Фундаментний простінковий блок	1.5	0.5	0.6	2	1.08	2.16

		блок						
16	ФПБ 18.05.06.	Фундаментний простінковий блок	1.8	0.5	0.6	14	1.296	18.14
17	ФПБ 12.04.06.	Фундаментний простінковий блок	1.2	0.4	0.6	8	0.691	5.53
18	ФПБ 15.04.06.	Фундаментний простінковий блок	1.5	0.4	0.6	56	0.864	48.38
19	ФПБ 09.04.06.	Фундаментний простінковий блок	0.9	0.4	0.6	14	0.518	7.258
20	ФПБ 18.04.06.	Фундаментний простінковий блок	1.8	0.4	0.6	4	1.037	4.147
21	ФПБ 20.04.06.	Фундаментний простінковий блок	2	0.4	0.6	2	1.152	2.304
		Всього блоків				242		183.2
19	ФСТ 18.11.15	Фундамент стаканного типу	1.8	1.8	1.5	36	6.65	239.4
Плити перекриття та покриття.								
20	ПРГ-1	Плита ребриста	6	1.8	0.3	5	2.7	13.5
21	ПРГ-2	Плита ребриста	6	0.9	0.3	5	1.35	6.75
22	ПРГ-3	Плита ребриста	6	2	0.3	240	3	720
23	ПРГ-4	Плита ребриста	6	1.5	0.3	70	2.25	157.5
24	ПКП-1	Плита круглопустотна	4.6	1.5	0.22	2	1.725	3.45
25		Всього плит.				322		901.2
26	К-1	Колони Колони першого поверху	6,35	0,3	0,3	36	1,45	52,2
27	К-2	Колони Колони другого поверху	3,3	0,3	0,3	144	0,78	112,4

Фундаменти. Основою для фундаментів служать піски крупні. Ґрунтові води знаходяться на глибині 6.5 м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові води є неагресивними. Фундаменти під колони запроектовані стовпчасті стаканного типу залізобетонні із бетону класу 16/20. Під цегляні стіни та внутрішні стіни передбачені стрічкові монолітні фундаменти із бетону класу С16/20.

Стіни. Стіни цокольного поверху запроектовані з керамічної цегли товщиною 250 та 640мм. Усі інші поверхи оздоблені стіновими панелями

товщиною 300мм. Панелі кріпляться за допомогою приварювання закладних деталей до колон.

Каркас. Будівля запроектована в конструкціях в'язевого каркасу із сіткою колон 6х6 м. Просторова жорсткість та стійкість каркасу будівлі забезпечена за рахунок жорсткого защемлення колон в стакани. Колони прийняті залізобетонні перерізом 300х300 мм. Балки прийняті по формі прямокутні з полицками для опирання ребристих плит перекриття та покриття.

Перекриття і покриття. Для перекриття і покриття використовуються ребристі плити а також круглопустотні для перекриття в ліфтовій а також для покриття сходових кліток.

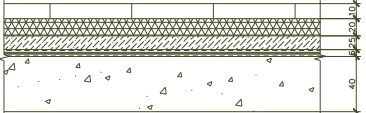
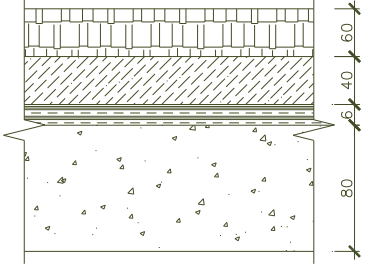
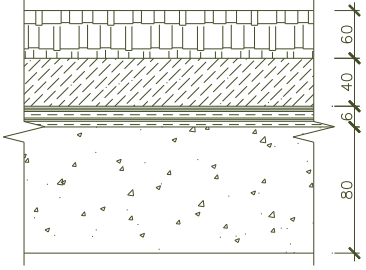
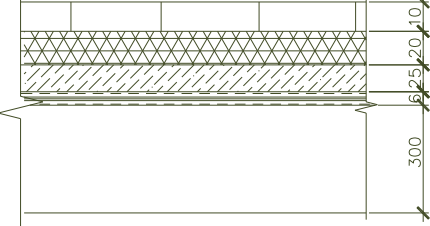
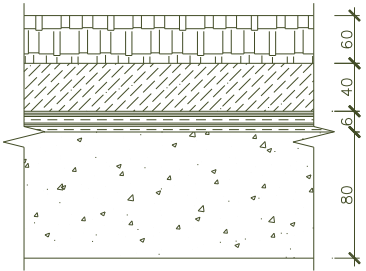
Гідроізоляція передбачена горизонтальна по верхньому обрізу фундаментних балок із двох шарів руберойду покладеного на бітумну мастику. Також передбачається вертикальна гідроізоляція з внутрішньої сторони фундаментних простінкових балок по матеріалу рідке скло товщ. 1см.

Дах. Для покрівлі в будівлі прийнята рулонна покрівля з чотирьох шарів руберойду на бітумній мастиці з шаром гравію. В якості пароізоляції передбачається використання одного шару руберойду на бітумній мастиці. Утеплювач - мінераловатні плити.

Підлога, передбачена в даній будівлі, представлена на листах графічної частини з приведенням експлікації підлог.

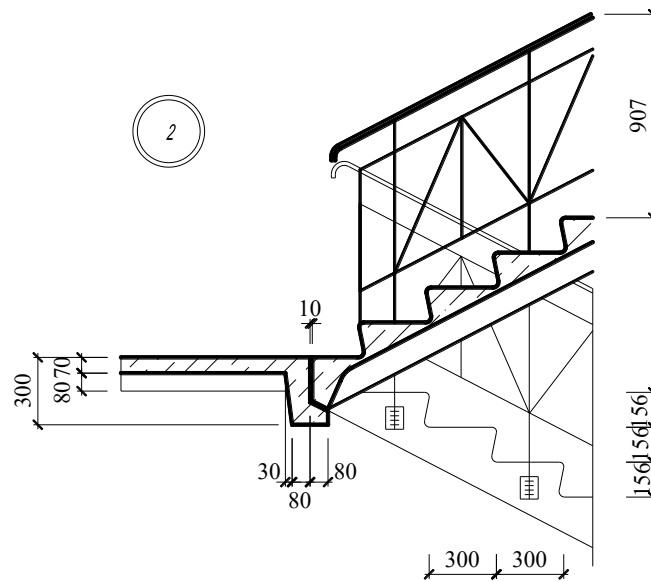
Табл. 1.4.2 Експлікація підлог.

Номер приміщення.	Вид підлоги	Площа S м ²	Шари підлоги	Ескіз.
Перший поверх.				

101,102,105-114, 118-132,142- 146,152-153,154- 169.	Керамічна підлога.	420,14	Керамічна плитка Церезит Вирівнюючий шар з цементу. Гідроізоляція. Бетонна основа	
103,115,133-141, 147-150,	Мармурова підлога з мармурових плит.	322,08	Мармурові плити Шар розчину Гідроізоляція Бетонна основа	
104,	Бетонна підлога з мармурової крошки.	43,54	Бетон з наповненням мармуровою крихтою. Бетон Гідроізоляція Бетон	
Типовий поверх.				
X02-X23	Керамічна підлога.	2080	Керамічна плитка Церезит Вирівнюючий шар з цементу. Гідроізоляція. Плита ребриста	
X01,X21,X09,X10,	Бетонна підлога з мармурової крошки.	200	Бетон з наповненням мармуровою крихтою. Бетон Гідроізоляція Плита ребриста	

Віконне та дверне заповнення: вікна з металопластику. З потрійним склінням. Двері використовуються металеві та дерев'яні.

Сходові клітини виконані збірними залізобетонними.



Оздоблення. Внутрішня поверхня стін оштукатурюється штукатуркою фірми «Orioga», стелі фарбуються вапняним фарбуванням, в санвузлах стіни, а також підлога виконується із керамічної плитки, також плитка широко використовується в коридорах і кабінетах. Ззовні споруда окрашується водоемульсійним фарбуванням рожевого кольору.

1.4.1 Теплотехнічні розрахунки.

Вихідні дані:

Район будівництва – місто Миколаїв (перша зона кліматичного районування та друга зона вологості – «нормальна»).

Нормативний опір теплопередачі:

для панельних стін $R_{TP}^0 = 2.2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$,

для покриття $R_{TP}^0 = 2.7 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$,

для віконного заповнення $R_{TP}^0 = 0.5 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$,

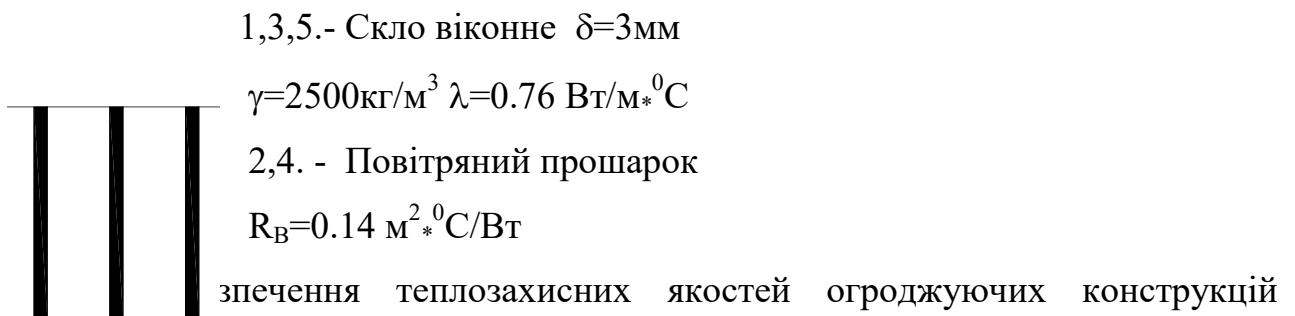
Температура внутрішнього повітря – 22°C .

Вологість внутрішнього повітря – 55%.

Вологовий режим приміщень – нормальний.

Умови експлуатації конструкцій – Б.

Віконне заповнення.



повинна виконуватися умова $R_0 \geq R_0^{TP}$.

Для віконного заповнення маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + R_B + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_B + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_H};$$

Для віконного заповнення

$$\alpha_B = 8.7, \quad \alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}.$$

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.003}{0.76} + 0.17 + \frac{0.003}{0.76} + 0.17 + \frac{0.003}{0.76} + \frac{1}{23} = 0.51.$$

Отже $R_0 = 0.51 > R_0^{TP} = 0.5$.

Тришарове скління задовольняє вимогам по опору теплопередачі.

1.5. Вирішення питань оздоблення фасадів.

Фасад будинку оздоблюється наступним чином: перший поверх виконується облицювальною цеглою під розшивку. Всі інші поверхи виконуються із панелей котрі в свою чергу фарбуються водоемульсійним фарбуванням (див. фасади арк.1)

1.6 Інженерне та санітарно технічне забезпечення.

Джерелом водозабезпечення адміністративног корпусу служить існуюча система міста. Зовнішня водопровідна система запроектована із поліетиленових напірних труб Ø 110 мм по ГОСТу 18599-83* які закладаються на глибину 1.8 м від поверхні землі.

Забезпечення гарячою водою виконується за рахунок міської котельні.

Система каналізації прийнята самостічна з пластикових труб Ø 150 мм по ГОСТ 286-82 в каналізаційну систему міста.

ТЕП

Площа забудови – 5787 м.кв.

Будівельний об'єм – 16244 м.куб.

Загальна площа - 3600 м.кв.

Корисна площа – 3350 м.кв.

Підсобна площа – 250 м.кв.

Розділ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Обґрунтування вибору основних несучих конструкцій.

За конструктивною схемою будівля є каркасною бо це дозволяє значно прискорити строки будівництва та зменшити вартість будівництва в порівнянні з безкаркасною схемою будівництва.

2.2. Статичний розрахунок.

В даному розрахунку використовується шарнірний метод закріплення балок і жорстке закріплення колон в фундамент.

Збір навантажень.

Снігове навантаження.

Знаходимо нормативне снігове навантаження горизонтальної проєкції покриття.

$$S_n = S_0 \times \mu = 0,5 \times 1 = 0,5 \text{ кН/м}^2$$

де S_0 – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні, для II снігового району $S_0=50 \text{ кг/м}^2$ ($0,7 \text{ кПа}$).

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового покриву покриття. Приймаємо $\mu=1$ бо ухил покрівлі менше за 25°

Знаходимо розрахункове навантаження.

$$S_r = S_n \times \gamma_r = 0,5 \times 1,6 = 0,8 \text{ кН/м}^2$$

Збір навантажень на покрівлю.

№	Найменування показників.	Норм. нав-я кН./м ² .	Коеф. над.	Розрах. нав. кН./м ² .
1	Сніг.	0,5	1,6	0,8
2	Плита ребриста	2,0	1,1	2,2
3	Утеплювач плити $\rho=200\text{кг/м}^3$	0,4	1,2	0,48
4	Руберойд 4 шари $\rho=600\text{кг/м}^3$	1,15	1,2	1,38
5	Азбестоцементний плоский лист	0,36	1,1	0,4
6	Гравій втоплений в бітумну мастику.	1,68	1,2	2,02

	Всього по розділу.	6,09	-----	7,28
	Навантаження з урахуванням вантажної площі.	38,34кН/м	-----	43,68кН/м

Збір навантажень на перекриття.

№	Найменування показників.	Норм. нав-я кн./м ² .	Коеф. над.	Розрах. нав. кн./м ² .
1	Тимчасове навантаження.	2,0	1,2	2,4
2	Плита ребриста.	2,0	1,1	2,2
3	Перегородка.	0,5	1,1	0,55
4	Підлога $\delta=30\text{мм}$ $\rho=700\text{ кг/м}^3$.	0,21	1,2	0,25
5	Звукоізоляція $\delta=50\text{мм}$ $\rho=80\text{кг/м}^3$ пенополіуретан	0,04	1,3	0,052
	Всього по розділу	4,75	----	5,45
	Навантаження з урахуванням вантажної площі.	28,5 кН/м		32,71кН/м

Результати розрахунку поперечного каркасу на ПК "Lira".

Таблиця зусиль.

№ елем.	№ перер.	Зусилля.			Тип елем.	№ завант.
		N (тс)	M _y (тс*м)	Q _z (тс)		
1	1	-13.968	0.000	0.293	10	1
1	2	-15.264	-1.272	-1.000	10	1
2	1	-25.941	-1.272	-0.215	10	1
2	2	-27.237	-4.159	-1.373	10	1
3	1	-37.914	-4.159	-0.769	10	1
3	2	-39.210	-8.877	-1.837	10	1

4	1	-49.887	-8.877	-1.306	10	1
4	2	-51.183	-15.368	-2.286	10	1
5	1	-20.952	0.000	-0.226	10	1
5	2	-22.248	-0.813	-0.226	10	1
6	1	-38.264	-0.813	-0.841	10	1
6	2	-39.560	-3.838	-0.841	10	1
7	1	-55.575	-3.838	-1.324	10	1
7	2	-56.871	-8.606	-1.324	10	1
8	1	-74.183	14.914	-1.752	10	1
8	2	-72.886	8.606	-1.752	10	1
9	1	-22.248	0.814	-0.226	10	1
9	2	-20.952	0.000	-0.226	10	1
10	1	-39.560	3.838	-0.840	10	1
10	2	-38.264	0.814	-0.840	10	1
11	1	-56.871	8.605	-1.324	10	1
11	2	-55.575	3.838	-1.324	10	1
12	1	-74.183	14.915	-1.753	10	1
12	2	-72.886	8.605	-1.753	10	1
13	1	-15.264	1.165	-0.806	10	1
13	2	-13.968	0.000	0.159	10	1
14	1	-25.941	-1.165	-0.362	10	1
14	2	-27.237	-4.088	-1.262	10	1
15	1	-37.914	-4.088	-0.897	10	1
15	2	-39.210	-8.818	-1.731	10	1
16	1	-49.887	-8.818	-1.406	10	1

16	2	-51.183	-15.261	-2.173	10	1
17	1	-0.293	0.000	13.968	10	1
17	2	-0.293	20.952	0.000	10	1
17	3	-0.293	0.000	-13.968	10	1
18	1	-0.067	0.000	6.984	10	1
18	2	-0.067	5.238	0.000	10	1
18	3	-0.067	0.000	-6.984	10	1
19	1	0.159	0.000	13.968	10	1
19	2	0.159	20.952	0.000	10	1
19	3	0.159	0.000	-13.968	10	1
20	1	-0.785	0.000	10.677	10	1
20	2	-0.785	16.015	0.000	10	1
20	3	-0.785	0.000	-10.677	10	1
21	1	-0.170	0.000	5.339	10	1
21	2	-0.170	4.004	0.000	10	1
21	3	-0.170	0.000	-5.339	10	1
22	1	0.444	0.000	10.677	10	1
22	2	0.444	16.015	0.000	10	1
22	3	0.444	0.000	-10.677	10	1
23	1	-0.604	0.000	10.677	10	1
23	2	-0.604	16.015	0.000	10	1
23	3	-0.604	0.000	-10.677	10	1
24	1	-0.120	0.000	5.339	10	1
24	2	-0.120	4.004	0.000	10	1
24	3	-0.120	0.000	-5.339	10	1

25	1	0.364	0.000	10.677	10	1
25	2	0.364	16.015	0.000	10	1
25	3	0.364	0.000	-10.677	10	1
26	1	-0.532	0.000	10.677	10	1
26	2	-0.532	16.015	0.000	10	1
26	3	-0.532	0.000	-10.677	10	1
27	1	-0.104	0.000	5.339	10	1
27	2	-0.104	4.004	0.000	10	1
27	3	-0.104	0.000	-5.339	10	1
28	1	0.325	0.000	10.677	10	1
28	2	0.325	16.015	0.000	10	1
28	3	0.325	0.000	-10.677	10	1
29	1	-0.645	0.000	10.677	10	1
29	2	-0.645	16.015	0.000	10	1
29	3	-0.645	0.000	-10.677	10	1
30	1	-0.133	0.000	5.339	10	1
30	2	-0.133	4.004	0.000	10	1
30	3	-0.133	0.000	-5.339	10	1
31	1	0.378	0.000	10.677	10	1
31	2	0.378	16.015	0.000	10	1
31	3	0.378	0.000	-10.677	10	1
32	1	-61.860	-15.368	-1.641	10	1
32	2	-63.300	-26.826	-2.942	10	1
33	1	-90.198	-14.914	-2.264	10	1
33	2	-91.638	-26.234	-2.264	10	1

34	1	-90.198	-14.915	-2.263	10	1
34	2	-91.638	-26.233	-2.263	10	1
35	1	-61.860	-15.261	-1.795	10	1
35	2	-63.300	-26.672	-2.769	10	1

2.3. Конструктивні розрахунки елементів конструкцій

Розрахунок і конструювання однопрольотного ригеля.

Для спирання ребристих панелей приймається переріз ригеля висотою $h_b = 40$ см. Ригель виконується ненапруженим.

Висота перерізу звичайного ригеля $h_b \approx \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{10} \right) l_b$.

Вихідні дані.

Ригель шарнірно опирається на консолі колон, $h_b = 40$ см. Розрахунковий проліт:

$$l_0 = 6000 - 500 - 40 - 250 - 140 = 5070 \text{ мм} = 5,07 \text{ м, де}$$

6000 – розмір кроку в осях.

500 – відстань від осі до краю колони.

40 – монтажний зазор між колоною та ригелем.

250 – відстань від осі до краю колони.

140- розмір площадки спирання.

Визначення зусиль в ригелі.

Дані по зусиллям в ригелі беремо з ПК "Lira" в якому була задана поперечна рама споруди. За результатами розрахунку по стержню №20 маємо наступні дані:

$$M = 16.015 \text{ тсм або } 160,15 \text{ кН*м}$$

$$Q = 10.677 \text{ тс або } 106,77 \text{ кН.}$$

Характеристики матеріалів ригеля:

Бетон – важкий по міцності на стиск класу C25/30. $R_{bn} = R_{b,ser} = 22$ МПа,
 $R_{btn} = R_{bt,ser} = 1,8$ МПа (табл. 12[1]); $R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,2$ МПа (табл. 13[1]);

коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$ (табл. 15[1]). Початковий модуль пружності $E_b = 29 \times 10^3$ МПа (табл. 18[1]).

До тріщиностійкості ригеля застосовуються вимоги 3-ої категорії. Технологія виготовлення ригеля – агрегатно-поточна.

Арматура:

- повздожня ненапружена класу А400С $\varnothing 10-40$ мм, $R_{sn} = R_{s,ser} = 390$ МПа, $R_s = 365$ МПа, $E_s = 20 \times 10^4$ МПа (табл. 19*, 22*, 29* [1]).

- поперечна ненапружена класу А400С $\varnothing 6-8$ мм, $R_s = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа, $E_s = 20 \times 10^4$ МПа (табл. 29* [1]).

Розрахунок міцності ригеля по перерізу, нормальному до повздожньої осі.

Визначення висоти стиснутої зони $x = \xi \times h_0$, де

$h_0 = (h_b - 5) = 35$ см – робоча висота перерізу ригеля;

ξ - відносна висота стиснутої зони, визначається по α_m .

$$\text{Коефіцієнт } \alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{160,15 \times 10^5}{0,9 \times 17 \times 40 \times 35^2 \times 10^2} = 0,2136.$$

Так як отриманий $\alpha_m = 0,21 < \alpha_m^{lim} = 0,5$, то це означає що умова задовольняється.

При $\alpha_m = 0,213$ $\xi = 0,24$ і $\zeta = 0,88$.

Висота стиснутої зони $x = \xi \cdot h_0 = 0,213 \cdot 35 = 7,45$ см. Стиснута вузька частина перерізу, і тому розрахунковим буде прямокутний переріз.

Площа перерізу розтягнутої арматури визначається за формулою (3.15) [2]:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0}, \text{ де}$$

$$A_s = \frac{160,15 \times 10^5}{365 \times 10^2 \times 0,91 \times 35} = 13,78 \text{ см}^2.$$

Приймаємо **2 $\varnothing 22$ А400С+2 $\varnothing 20$ А400С** з загальною площею $A_s = 13,88$ см².

Розрахунок міцності ригеля по перерізу, похилому до повздовжньої осі.

Розрахунок міцності ригеля по перерізу, похилому до повздовжньої осі, виконується згідно п.п. 3.29...3.33 [1].

Розрахунок виконується поряд з підрізкою в місці згину перерізу ригеля.

Поперечна сила на грані підрізки на відстані 10см від торця площадки спирання.

$$Q = \frac{Q_{\max} \times (0,5 \cdot l_0 - 0,1)}{0,5 \cdot l_0} = \frac{106,77 \times (0,5 \cdot 5,07 - 0,1)}{0,5 \cdot 5,07} = 102,56 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову забезпечення міцності по похилій смузії між похилими тріщинами за формулою. (72) [1]:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \text{ де}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w, \text{ але не більше } 1,3; \text{ де } \alpha = \frac{E_s}{E_b} \text{ и } \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}.$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \times 10^4}{20 \times 10^3} = 8,5; \text{ Орієнтовно приймаємо коефіцієнт поперечного}$$

$$\text{армування } \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = 0,00167.$$

$$\text{Звідси } \Rightarrow \varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 8,5 \cdot 0,00167 = 1,07 < 1,3.$$

Коефіцієнт $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,847$, де $\beta = 0,01$ для важкого бетону.

$$\text{Робимо перевірку } Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0;$$

$$Q = 102,56 \text{ кН} \leq 0,3 \times 1,07 \times 0,847 \times 0,9 \times 17 \times 0,4 \times 0,35 \times 1000 = 582,38 \text{ кН.}$$

Отже, розміри поперечного перерізу ригеля достатні для сприйняття навантаження.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури виходячи з умови:

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \text{ де}$$

$$\varphi_{b3} = 0,6 - \text{коефіцієнт, що приймається для важкого бетону.}$$

$\varphi_f = 0$; $\varphi_n = 0$, т.як. розглядається ригель прямокутного перерізу без попередньо напруженої арматури;

$$Q = 102,56 \text{ кН} < 0,6 \times 0,9 \times 1,8 \times 100 \times 40 \times 35 = 136080 \text{ Н} = 136,08 \text{ кН}.$$

Висновок: Умова задовольняється, конструктивного армування достатньо.

Крім того, по конструктивним потребам згідно п.5.27 [1] поперечна арматура встановлюється:

на приопорних ділянках, рівних $1/4$ прольоту:

$$s \leq h / 3 = 35 / 3 = 11 \text{ см} \text{ и } s \leq 50 \text{ см};$$

в іншій частині прольоту при $h \geq 30 \text{ см}$ з шагом:

$$s \leq \frac{3}{4} h = \frac{3 \times 40}{4} = 30 \text{ см}. \quad s \leq 50 \text{ см}.$$

Остаточню приймаємо крок поперечних стержнів:

на приопорних ділянках довжиною $1,3 \text{ м}$ $s=18 \text{ см}$;

на приопорних ділянках в підрізці $s=10 \text{ см}$;

в іншій частині прольоту $s=30 \text{ см}$.

Побудова епюри матеріалів.

Повздовжня робоча арматура в прольоті $2\varnothing 22 \times 2\varnothing 20 \text{ A400C}$ з $A_s = 13,88 \text{ см}^2$ Площа цієї арматури визначається з розрахунку на дію максимального згинаючого моменту в середині прольоту. В цілях економії арматури по мірі зменшення згинаючого моменту, два стержня обриваються в прольоті, а два інших доводяться до опор. Якщо повздовжня робоча арматура різного діаметру, то до опор доводять два стержня більшого діаметра.

Площа робочої арматури що доводиться до опор $A_{s(2\varnothing 22)}=7,6 \text{ см}^2$,

відповідно площа арматури що обривається $A_{s(2\varnothing 22)}=6,28 \text{ см}^2$.

Визначаємо згинаючий момент, що сприймається ригелем з повною запроєктованою арматурою $2\varnothing 22 \times 2\varnothing 20 \text{ A400C}$ $A_s = 13,88 \text{ см}^2$:

$$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0, \text{ де } h_0 = 35 \text{ см}.$$

З умови рівноваги $A_s \cdot R_s = b \cdot x \cdot R_b$, де $x = \xi \cdot h_0$:

$$\xi = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b} = \frac{13,88 \cdot 365}{40 \cdot 35 \cdot 0,9 \cdot 17} = 0,236. \text{ По (табл. 3.1, ст. 140 [2])}$$

$$\zeta = 0,8825.$$

$$M_{(4\emptyset 18)} = 365 \times 100 \times 13,88 \times 0,8825 \times 35 = 16648225 \text{ Н} \times \text{см} = 166,5 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Згинаючий момент, що сприймається перерізом, дорівнює згинаючого моменту, діючого в перерізі. $166,5 \text{ кН} \times \text{м} > 160,15 \text{ кН} \times \text{м}$.

До опори доводяться **2Ø22A400C** с $A_s = 7,6 \text{ см}^2$.

Знаходимо згинаючий момент, що сприймається перерізом ригеля, заармованим **2Ø22A400C**.

$$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_{01}, \text{ де } h_{01} = 35 - 3 = 32 \text{ см}.$$

$$\xi = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b} = \frac{7,6 \cdot 365}{40 \cdot 32 \cdot 0,9 \cdot 17} = 0,1416. \text{ По (табл. 3.1, ст. 140 [2])}$$

$$\zeta = 0,921.$$

$$M_{(2\emptyset 22)} = 365 \times 7,6 \times 0,921 \times 32 \times 100 = 8175532 \text{ Н} \times \text{см} = 81,75 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Місце теоретичного обриву арматури можна визначити аналітично. Для цього загальний вираз для згинаючого моменту треба привіняти до моменту, що сприймає переріз ригеля з арматурою **2Ø22A400C** $M_{(2\emptyset 18)} = 81,75 \text{ кН} \times \text{м}$.

$$M = \frac{g \times l_0}{2} \cdot x - \frac{g}{2} \cdot x^2; \quad \frac{32,71 \times 5,07}{2} \cdot x - \frac{32,71}{2} \cdot x^2 = 81,75;$$

$$82,92 \cdot x - 16,355 \cdot x^2 = 81,75;$$

$$D = 60,84^2 - 4 \times 12 \times 56,57 = 1527,64;$$

$$x_1 = 3,73 \text{ м}; \quad x_2 = 1,34 \text{ м} - \text{це точки закінчення арматури. Довжина}$$

стержня що обривається буде мати розмір:

$$3,73 - 1,34 + 2w = 3,73 - 1,34 + 2 \times 0,4 = 3,19 \text{ м}.$$

Остаточню приймаємо довжину стержня рівну – 3,4 м.

Висновок: даний варіант ригеля більш простий в виготовленні і більш економічно вигідний, т.як. не доводиться натягувати арматуру і приймати додаткові технічні рішення по її закріпленню. Даний варіант зображений в графічній частині проекту.

2.4. Розрахунок та конструювання колони

Для колон приймають бетон класів по міцності на стиск не нижче С12/15, для сильно завантажених не нижче С20/25. Колони армують повздовжніми стержнями діаметром 12-40 мм і повздовжніми стержнями з гарячекатаної сталі класів А400С, А300С, А240С.

Вихідні дані.

Зусилля в колоні визначаються за допомогою ПК "Lira"

$M = -26.234 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

$Q = -2.264 \text{ т.с.}$

$N = -91,64 \text{ т.с.}$

Матеріали для колони:

Бетон – важкий класу по міцності на стиск С16/20. $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$ $E = 24000 \text{ МПа}$ (табл. 13[1]); коефіцієнт умов роботі бетону $\gamma_{b2} = 0,9$ (табл. 15[1]).

Арматура:

повздовжня робоча класу А400С, $R_s = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \times 10^4 \text{ МПа}$ (табл. 22*, 29* [1]).

Приймаємо розмір перерізу колони $30 \times 50 \text{ см}$.

Розрахунок міцності колони.

Розрахунок міцності стиснутих елементів з важкого бетону класів С12/15...С35/40 на дію повздовжньої сили, прикладеної з випадковим ексцентриситетом, при $l_0 \leq 20h_{col}$ дозволяється виконувати з умови:

$$N \leq \varphi \cdot (\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s), \text{ де}$$

φ - коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \times \alpha_s \leq \varphi_{sb}.$$

φ_b и φ_{sb} - коефіцієнти, що приймаються в залежності від $\frac{l_0}{h}$.

$$\alpha_s = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot A_b}, \text{ де}$$

A_s - площа всієї арматури в перерізі елемента;

$R_{sc} = R_s$ - для арматури класів А240С, А300С, А400С.

При $\alpha_s < 0,5$ можна приймати $\varphi = \varphi_{sb}$.

В першому наближенні приймаємо:

$$\mu = 0,01;$$

$$A_b = 30 \times 50 = 1500 \text{ см}^2;$$

$$A_s = 0,01 \times 1500 = 15 \text{ см}^2;$$

$$\alpha_s = \frac{365 \cdot 15}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 1500} = 0,3526.$$

Вільна довжина колони першого поверху $l_0 = 0,7 \times (4,8 + 0,15) = 3,465 \text{ м}$,

$h = 0,5 \text{ м}$ (розмір перерізу колони),

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3,465}{0,5} = 6,93.$$

$$\varphi_b = 0,92 \text{ (ст.97 табл. 2,12 [5])}$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \times \alpha_s \leq \varphi_{sb} = 0,92 + 2(0,92 - 0,92) \times 0,3526 = 0,92$$

Відповідно площа арматури складе:

$$A_s = \frac{N}{m \times \varphi_b \times R_s} - F \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{916380}{1 \times 0,92 \times 365(100)} - 30 \times 50 \frac{11,5 \times 0,85}{365} = 27,3 - 59,38 = -37,18 \text{ см}^2$$

З розрахунку видно що необхідно зменшити переріз колони.

Приймаємо переріз колони рівний 30×30.

Матеріали для колони:

Бетон – важкий класу по міцності на стиск С16/20. $R_b = 8,5 \text{ МПа}$,
 $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$ $E=20500 \text{ МПа}$ (табл. 13[1]); коефіцієнт умов роботі бетону
 $\gamma_{b2} = 0,9$ (табл. 15[1]),звідси

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3,465}{0,3} = 11,55$$

$$\alpha_s = \frac{365 \cdot 0,9}{0,9 \cdot 8,5 \cdot 900} = 0,0477$$

$$\varphi_b = 0,9 \text{ (ст.97 табл. 2,12 [5])}$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \times \alpha_s \leq \varphi_{sb} = 0,9 + 2(0,9 - 0,9) * 0,0238 = 0,9$$

Відповідно площа арматури складе:

$$A_s = \frac{N}{m * \varphi_b * R_s} - F \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{916380}{1 * 0,9 * 365(100)} - 30 \times 30 \frac{8,5 * 0,85}{365} = 27,3 - 17,83 = 9,5 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø18 А400С ($A_s = 10,17 \text{ см}^2$). (По додатку III табл.1[5])

$$\mu = \frac{10,17}{900} = 0,0113, \mu = 1,13\%, \text{ що більше } \mu_{\min} = 0,4\%.$$

Уточнень роботи не треба, бо коефіцієнт армування μ не впливає на відношення $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{N_1}{N}$, и слабо впливає на коефіцієнт φ .

2.5 Механіка ґрунтів та фундаментів

Загальна характеристика будівництва

Будівельний майданчик розташований в м. Миколаїв.

Кліматичний район будівництва I-A.

- Середня відносна вологість повітря по місяцям, більше 75%

- Сніговий район – I

S_o – нормативний розрахунок від снігового навантаження

$$S_o = 0,5 / 50 \text{ кПа/кгс/м}^2$$

W_o нормативне значення вітрового тиску.

$$W_o = 0,38 \text{ кгс / м}^2$$

ХАРАКТЕРИСТИКА СПОРУДИ.

- Клас будівлі за ступенем відповідальності – II
- Функціональне призначення Адміністративний корпус.
- Будівля каркасна з жорсткою конструктивною схемою.
- Каркас із залізобетонних конструкцій.
- Крок колон внутрішнього ряду 6 м, зовнішнього – 6м
- Розміри перерізу колон 300×300 мм.
- Розміри будівлі в плані 15×48 м

- Висота будівлі – 21,6м

Висота поверху – 3,6м

фізико-механічні характеристики ґрунтів		Шар 1	Шар 2	Шар 3	Шар 4	
Основні.	ЩІЛЬНІСТЬ	Природна кн./м ³ ρ	10,5	19,4	20,4	19,8
		частинок кн./м ³ ρ_s	27,0	26,6	26,5	26,6
	ВОЛОГІСТЬ	Природна W	0,13	0,24	0,20	0,21
		На межі текучості W_L	0,16	0,00	0,00	0,00
		на межі розкочування W_p	0,11	0,00	0,00	0,00
	Питоме зчеплення C_H кПа		10,00	2,00	1,00	0,00
	Кут внутрішнього тертя ϕ_H		1,00	32,00	40,00	40,00
	Модуль деформації E, МПа		15,00	20,00	36,00	37,00
	Коефіцієнт фільтрації K_f		8,000	5,00	3,500	4,800
Похідні.	Число пластичності $I_p=W_L-W_p$		0.05	0,00	0,00	0,00
	Показник текучості $I_L=(W-W_p)/(W_L-W_p)$		0,4	0,00	0,00	0,00
	Коефіцієнт пористості $e = \rho_s(1 + W)/(\rho) - 1$		1,905	0,7	0,559	0,6256
	Щільність сухого ґрунту $\rho_d = \rho/(1 + W)$		0,93	1,56	1,7	1,64
	Ступінь вологості $S_p = W \rho_s / \rho_w e$ ρ_w - щільність води.		0,184	0,912	0,948	0,893
	Щільність водопроникних ґрунтів нижче РГВ $\rho_{sb} = (\rho_s - 1)/(1 + e)$		----	0,976	1,06	1,02
	Повна вологомiсткiсть ґрунту $W_{SAT} = e \rho_w / \rho_s$		0,7056	0,26	0,211	0,235
	Коефіцієнт пористості при вологості $W=W_L$ $e_L = \rho_s * W_L / \rho$		0,411	0,00	0,00	0,00
	Вологість замоченого ґрунту $W_K = \frac{S_r \rho_w e}{\rho_s}$		0,129	0,24	0,20	0,21

Аналіз фізико-механічних характеристик ґрунтів

1) Рослинний шар в якості основи під фундаменти дрібного закладання не використовуються, а знімається для подальшого використання.

Вибір глибини закладання фундаменту

При виборі глибини закладання фундаменту враховуються наступні чинники:

- конструктивні особливості;
- характер існуючого рельєфу;

Приймаємо рівень чистої підлоги $199,57+0,15=199,72$ м.

Сезонне промерзання ґрунтів.

Сезонне промерзання ґрунтів характеризується нормативним і розрахунковим значенням. В залежності від району будівництва, нормативне значення сезонного промерзання визначається за формулою:

$$d_{fn} = d_c \sqrt{M_t}$$

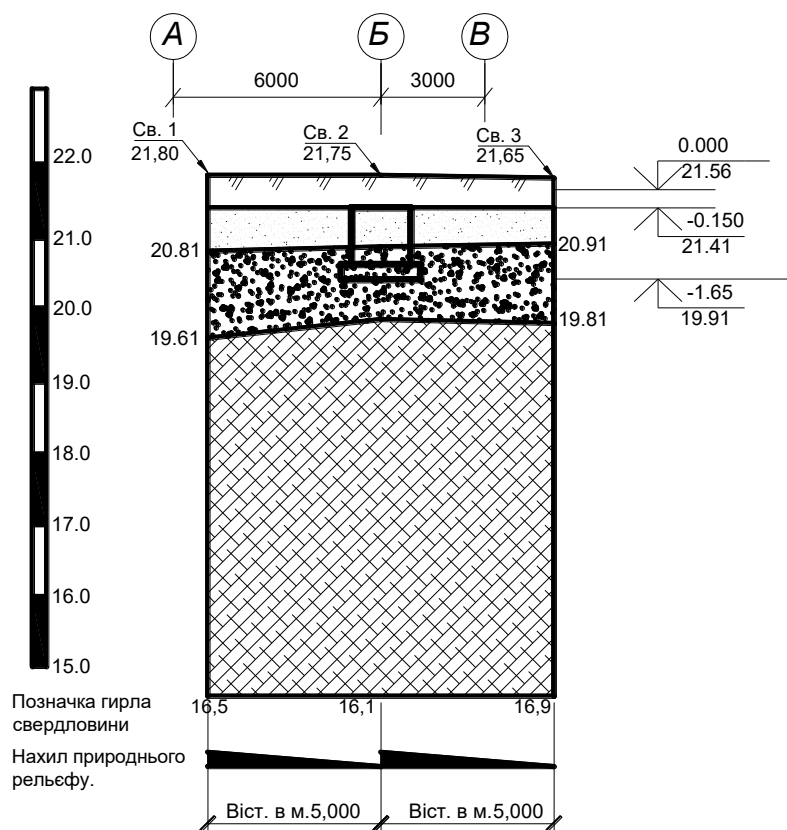
d_0 коефіцієнт що залежить від виду ґрунтів в межах глибини залягання
(для пісків суглинків та глин : $d_0 = (0,28 - 0,34)$)

M_t сума абсолютних значень від'ємних температур

Так як в Севастополі температура трьох найхолодніших місяців зі знаком + то це означає що глибина промерзання не впливатиме на глибину закладання фундаментів бо висота фундаменту стаканного типу складає не менш ніж 1,2м.

Знайдемо найменш допустиму глибину закладання фунда-у:

Інженерно-геологічний розріз.



Визначення глибини фундаментів дрібного закладання на природній основі.

Визначити розміри фундаменту під колони зовнішнього ряду:

Переріз колони $b \times h = 300 \times 300 \text{ мм}$

Вага стіни для розрахунку за II групою граничних станів

$G_c = 155,52 \text{ кН}$ Для розрахунку за I групою Г.С. $G_c = 177,3 \text{ кН}$

Навантаження на колону – $633,00 \text{ кН}$

Навантаження на підлогу - $\sigma = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Геологічна будова майданчику. Починаючи з поверхні й до глибини $0,4 \text{ м}$ розташований рослинний шар з густиною $\rho = 1,05 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$

Наступний шар - піску дрібного товщиною до $0,6 \text{ м}$

Приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,5 \text{ м}$

Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$

Зусилля на уступі фундаменту наведені в табл.

Вид зусилля	Значення
F_v кН	$633,0 + G_c$
M кНм	368,3
Q кН	29.42

Наведемо максимальні зусилля на рівні уступу фундаменту при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ з урахуванням ваги стіни.

Нормальна сила до уступу фундаменту.:

$$F_v^1 = 633 + 155 = 788 \text{ кН}$$

Попередній розрахунковий опір суглинку при $b=0$

$$R_{\text{поп}} = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 * \gamma_{II}^1 + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}^1 + M_c c_{II} \right]$$

$$= \frac{1,4 \times 1,2}{1} (10,85 * 2 * 20,02 + 11,73 \times 0,00) = 729,85 \text{ кПа}$$

γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов праці (СНиП 2.02.01-83)

k – коефіцієнт, приймає мий рівним: $k=1$, якщо характеристики міцності ґрунту (φ і c) визначені безпосередньо випробуванням.

M_c і M_g – згідно з СНиП 2.02.01-83

d_1 – глибина закладання фундаменту для безпідвальних споруд.

d_b – глибина підвалу не використовується.

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту що залягає під подошвою фундаменту.

$$\gamma_{II}^1 = \frac{0,55 * 19,4 + 20,4 * 0,95}{0,55 + 0,95} = \frac{10,67 + 19,38}{1,5} = 20,02 \text{ кН/м}^3$$

Попередні розміри фундаменту окремо розташованого в плані.

$$A_{\text{поп.}} = \frac{F_{v. \text{max}}}{R_{\text{поп}} - (\gamma_{d\phi} + g)} = \frac{788}{729,85 - (20 * 2 + 20)} = 1,2 \text{ м}^2$$

$$b_{\text{поп}} = 0,6 \text{ м}$$

Уточнений розрахунковий опір піску крупного при $b_{\text{поп}} = 0,7 \text{ м}$

$$R_{\text{ут.}} = R_{\text{поп}} + \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{K} M_g K_t b_{\text{поп}} \gamma_{II} = 729,85 + 1,68 * 2,26 * 1 * 0,7 * 1,98 = 735,11 \text{ кПа}$$

$$K_z = 1 \text{ бо } b_{\text{нон}} < 10$$

Знаходимо уточнені розміри фундаменту.

$$A_{\text{ут.}} = \frac{F_{v. \text{норм.}}}{R_{\text{ут.}} * (\gamma_{d\phi} + g)} = \frac{788}{737,7 - 60} = 1,16 \text{ м}^2$$

$$b_{\text{ут.}} = 0,6 \text{ м}$$

Найближчий модуль фундаменту – 1,8 м; $A=3,24 \text{ м}^2$

Модуль фундаменту має бути кратний 300мм .

Знаходимо розрахунковий опір піску крупного.

$$R = R_{\text{поп}} + \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{K} * M_g K_t b_{\text{ут.}} \gamma_{II} = 729,85 + 1,68 * 2,26 * 1,8 * 20,4 = 869,3 \text{ кПа}$$

Вага фундаменту $G=((1,1 \times 1,1 \times 1,1) + (0,4 * 3,6)) \times 24 = 66,5 \text{ кН}$

Середній тиск під подошвою від вертикальної сили:

$$P = \frac{788 + 66,5}{3,24} + 20 = 257,4 < 869,3 \text{кПа}$$

Ексцентриситети рівнодіючих від дії сумарного згинального моменту на рівні підшви фундаменту.

$$e = \frac{368,3}{788 + 75,28} = 0,4266 \text{м}$$

Тиск на ґрунт на краю підшви фундаменту.

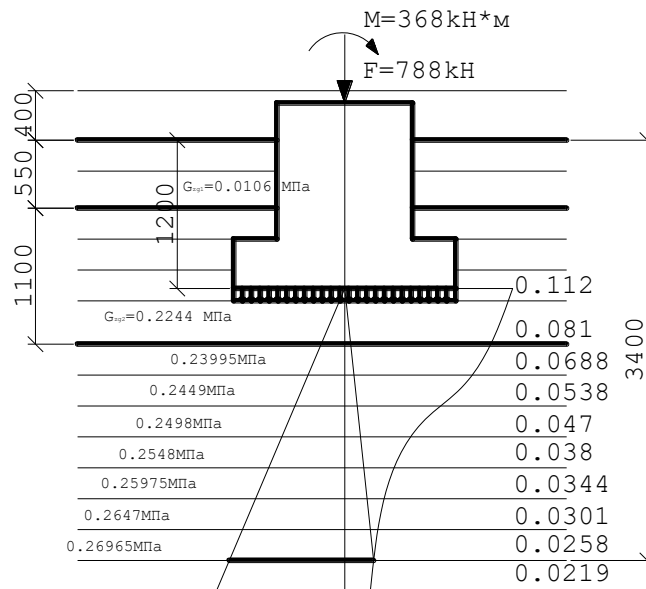
$$P_{\max} = \frac{F_v + G}{A} \left(1 + \frac{6 \times e}{b}\right) + g = \frac{788 + 75,3}{3,24} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,4266}{2}\right) + 20 = 1669 \text{кПа} > 743,4 \text{кПа}$$

$$P_{\min} = 723,4 \times (1 - 1,2798) + 20 = 222,40 \text{кПа} > 0$$

Отже, умови проектування позацентрово стиснутого, завантаженого фундаменту тисками на краях підшви, задоволені.

Осадка окремо розташованого фундаменту.

Розрахунок осадки по осі А



Знаходимо осадку окремо розташованого фундаменту в плані, по крайній осі.

$$S = \beta \sum \frac{h_1 \times \sigma_{zp1}}{\sum \gamma_i};$$

$$\beta = 0,8; \quad h = 0,5;$$

$$S_1 = 0,8 \left[0,5 \frac{(0,12 + 0,0965)}{20,4} + 0,5 \frac{(0,0749 + 0,0613 + 0,0504 + 0,0425 + 0,0362 + 0,0322 + 0,027 + 0,0258)}{19,8} \right] = 0,8 [0,0053 + 0,00903] = 0,0143 \text{ м}$$

$$F_v = 788 \text{ кН}$$

Знаходимо навантаження на 1 м.кв. фундаменту.

$$P = \frac{F_v + G}{A} = \frac{788 + 66,5}{3,24} = 237,4 = 0,2374 \text{ МПа}$$

$$P_0 = P - \sigma_{zg0}; \quad \sigma_{zg0} = \gamma d \times 10$$

$$\sigma_{zg0} = 2040 \times 1,2 \times 10 = 24480 = 0,0245 \text{ МПа}$$

$$P_0 = 0,2398 - 0,0245 = 0,2153 \text{ МПа}$$

Знаходимо тиск від власної ваги фундаменту.

$\xi = \frac{2Z}{b}$	Z	α	$\sigma_{zp} = \alpha \times P_0$
0,00	0,00	1,0	0,2153
0,278	0,25	0,97	0,208
0,611	0,55	0,88	0,189
0,889	0,8	0,75	0,161
1,166	1,05	0,61	0,1313
1,44	1,30	0,52	0,112
1,83	1,65	0,38	0,081
2,11	1,90	0,32	0,0688
2,40	2,15	0,25	0,0538
2,667	2,40	0,22	0,047
2,94	2,65	0,18	0,038
3,22	2,90	0,16	0,0344
3,5	3,15	0,14	0,0301
3,77	3,40	0,12	0,025836
4,05	3,65	0,102	0,0219606
4,33	3,90	0,094	0,0202382
4,61	4,15	0,08	0,017224
4,88	4,40	0,075	0,0161475

5,167	4,65	0,067	0.0144251
5,44	4,90	0,061	0.0131333
5,72	5,15	0,054	0.0116262

Знаходимо тиск від ваги ґрунту.

$$\sigma_{zg1} = 10 \times 0,55 \times 1940 = 0,0106 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{zg2} = 10 \times 1,1 \times 2040 = 0,02244 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{zgi} = 10 \times 0,25 \times 1980 = 0,00495 \text{ МПа}$$

Визначити розміри фундаменту під колону середнього ряду.

Переріз колони 300×300мм

Зусилля на уступі фундаменту при коефіцієнті надійності за навантаженням

$$\gamma_f = 1$$

Вид зусилля	Значення
F_v кН	916,38
М кНм	262,3
F_h кН	22,63

Отже з таблиці зусиль видно що зусилля в середній колоні майже такі ж самі що і у колони крайнього ряду, отже виконувати розрахунок не доцільно бо при розрахунку фундаменту крайнього ряду взята площа фундаменту з значним запасом, (див. вище) тому для колони середнього ряду приймаємо такий ж самий фундамент.

2.6. Розрахунок та конструювання фундаментів під колону

Вихідні дані.

Ґрунти основи – піски. Розрахунок мінімальної площі фундаментів див. в частині механіка ґрунтів та фундаментів.

Бетон важкий класу В20, $R_{bt} = 0,9$ МПа.

Арматура класу А-III, $R_s = 365$ МПа.

Розрахункове зусилля, що передається з колони середнього ряду на фундамент $N = 916,38$ кН. Середнє значення коефіцієнта надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,15$. Нормативне значення навантаження буде:

$$N_n = \frac{N}{\gamma_f} = \frac{916,38}{1,15} = 796,85 \text{ кН.}$$

Отже виходячи з розрахунку в розділі механіка ґрунтів, приймаємо фундаменти з стороною $a=1,8\text{м}$ і $S=3,24\text{м}^2$

$$p = \frac{N}{A} = \frac{916,38}{3,24} = 282,8 \text{ кН/м}^2.$$

Робоча висота з умови продавлювання по підколоннику:

$$h_0 = 0,25 * (h_c + b_c) + 0,5 * \sqrt{\frac{N}{\gamma_{b2} * R_{bt} + p}}, \text{ де}$$

h_c, b_c - розміри підколонника.

$$h_0 = 0,25 * (1,1 + 1,1) + 0,5 * \sqrt{\frac{916,38}{(0,9 * 0,9 * 10^3 + 282,8)}} = 0,09\text{м.}$$

Повна висота фундаменту встановлюється з умови:

1). продавлювання: $h = h_0 + 0,04 = 0,09 + 0,04 = 0,13 \text{ м} = 13 \text{ см}$ висота частини фундаменту під підколонником.

2). заделки колони в фундаменті:

$$h = 1,5h_{c01} + 25 = 1,5 * 30 + 25 = 70 \text{ см (менше висоти підколонника).}$$

3).анкеровки стиснутої арматури: $h = 24d + 25 = 24 * 2,5 + 25 = 85 \text{ см.}$

Приймаємо повну висоту фундаменту 150 см, в том числі висота підколонника 110 см.

Перевіряємо, чи відповідає робоча висота нижньої частини або (нижньої ступені) $h_{02} = 40 - 5 = 35\text{см}$ умові по міцності при дії поперечної сили без поперечного армування в похилому перерізі. Для одиниці ширини цього перерізу ($b=1 \text{ м}$) повинна виконуватися умова:

$$pl \leq 0,6 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot h_{02} \cdot b.$$

Поперечна сила від тиску гранта в перерізі по грані підколонника:

$$Q = pl = 0,5 \cdot (a - a_1 - 2h_0) \cdot p, \text{ де}$$

a - розмір підшви фундаменту;

a_1 - розмір підколонника;

h_0 - робоча висота фундаменту;

p - тиск на ґрунт від розрахункового навантаження.

Розрахункова поперечна сила, що сприймається нижньою частиною фундаменту без поперечного армування:

$$Q_p = 0,5 \cdot (1,8 - 1,1 - 2 \cdot 0,35) \cdot 254,55 = 0,00 \text{ кН.}$$

Поперечна сила котру сприймає фундамент нижньою ступенню, без поперечного армування:

$$Q_c = 0,6 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot h_{02} \cdot b = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,35 \cdot 1,0 = 170,1 \text{ кН.}$$

$0,00 \text{ кН} < 170,1 \text{ кН}$ - умова задовольняється.

Розрахунок на продавлювання

Перевіряємо монолітну частину на міцність проти продавлювання:

$$N \leq \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot h_{02} \cdot u_m, \text{ де}$$

R_{bt} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягу;

u_m - середнє арифметичне між периметрами верхньої й нижньої основи

піраміди продавлювання в межах корисної висоти:

$$u_m = 2(1,1 + 1,1 + 2 \cdot 0,35) = 5,80 \text{ м;}$$

h_{02} - робоча висота нижньої частини фундаменту.

Продавлююча сила $P = N - A_1 \cdot p$, де

N - розрахункове зусилля, що передається з колони;

A_1 - площа нижньої основи піраміди продавлювання.

$$A_1 = (1,1 + 2 \cdot 0,35) \times (1,1 + 2 \cdot 0,35) = 3,24 \text{ м}^2;$$

N-тиск, що діє на ґрунт.

Продавлююча сила $N = 916,38 - 3,24 \times 282,8 = 0,108$ кН.

$\gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot h_{02} \cdot u_m = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,35 \cdot 5,8 = 1644,3$ кН.

$N = 0,108$ кН $\ll 1229,9$ кН.

Отже, міцність монолітної частини проти продавлювання забезпечена.

Визначення площі арматури фундаменту

Розрахункова схема нижньої частини фундаменту приймається в вигляді консолі з рівномірно розподіленим навантаженням, що дорівнює тиску на ґрунт. Розрахунковий згинаючий момент по грані підколінника визначається за формулою:

$$M_1 = 0,125 \cdot p \cdot (a - a_1)^2 \times a = 0,125 \cdot 282,8 \times (1,8 - 1,1) \times 1,8 = 44,54$$

кН×м.

Площа перерізу арматури визначається за формулою:

$$A_s = \frac{M_1}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{44,54 \times 10^5}{0,9 \cdot 35 \cdot 365 \cdot 10^2} = 3,87 \text{ см}^2.$$

Приймаємо зварну сітку з однаковою в обох напрямках робочою арматурою з стержнів 8Ø8 А400С з $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Розділ 3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Технологія та організація будівництва розроблена з урахуванням новітніх досягнень в будівельному виробництві й ґрунтується на принципах індустріалізації виробництва, вдосконалення методів та форм його організації.

Головним вважається наступне:

- підвищення збірності конструкцій та технологічного обладнання
- впровадження поточних методів у будівництві
- комплексна механізація та автоматизація будівельно-монтажних робіт
- упровадження рекомендацій по використанню закінчених наукових

досліджень в області удосконалення організації будівництва та технології виробництва будівельно-монтажних робіт, а також виконання основних вимог за науковою організацією праці.

Розробку розділу технології та організації будівництва проведено по періодах та стадіях.

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста Миколаїв Миколаївської обл. Підвіз ґрунту на будівельний майданчик проводиться з відстані 10 км, піску - 30 км (кар'єр). Відстань до найближчої залізничної станції - 5 км (доставка залізобетонних конструкцій та бітуму). Доставка цегли з міста Дніпро, залізницею, розчину та бетону з ДРСУ міста. Забезпечення водою та електроенергією передбачено з міських ліній.

Для забезпечення побутових умов робітників передбачене встановлення тимчасових будівель та споруд в межах будівельного майданчика.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям. Вертикальне планування вирішено способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий,

розповсюджений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

3.2 Обґрунтування термінів будівництва

Термін будівництва визначаємо згідно ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів».

Збільшення куботури складатиме:

$$(16244-12000)*100/16244=26.13\%$$

Приріст до норми проведення будівництва складає

$$26,13*0.3=7,84\%$$

Термін будівництва з врахуванням екстраполяції складає

$$T=20*(100+7,84)/100=22 \text{ міс}$$

норми	Назва	загальна	Підгот. період	Монт. Облаб.
Нормативна	Адміністративний корпус 12000м ³ будівля п'яти поверхова каркас з/б збірний	20	2	$\frac{2.1}{8.9}$
Розраху-кава	Адміністративний корпус 16244м ³ Будівля двохповерхова, Каркас з/б збірний стіни цегляні та панельні.	22	2.5	$\frac{2.1}{8.7.9.7}$

3.3 Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт.

Використовуючи об'ємно-конструктивну характеристику об'єкту, підбираючи методи виконання будівельно-монтажних робіт, основні будівельні машини та механізми в табличній формі. В обов'язковому порядку треба посилатися на будівельні норми, типові технологічні карти.

Вибір методів виконання робіт слід здійснювати за спеціальними потоками.

3.4 Вибір методів виконання робіт та рішень по організації поточного зведення об'єкту

Роботи повинні виконуватись з забезпеченням правил виконання та прийомки будівельно-монтажних робіт з дотриманням технології будівельного виробництва.

До початку основного будівництва повинні бути виконані заходи підготовчого періоду у відповідності з вимогами (ДБН А.3.1-5-2016), які передбачують:

Внутрішньо-майданчікові підготовчі роботи повинні передбачувати здачу-прийомку геодезичної розбивчої основи для будівництва та геодезичні розбивчі роботи для прокладки інженерних мереж, доріг та зведення будинку. Виконувати вертикальне планування майданчику шляхом підсіпки піску з його уплотнюванням. Перед зворотною засипкою територію очистити від сміття, кущів, виконати зрізку рослинного прошарку. Виконати тимчасові будинки та споруди, улаштування складських майданчиків та переміщень для матеріалів, конструкцій та обладнання, організацію зв'язку для оперативно-диспетчерського управління виконанням робіт, забезпеченням інвентарем, обладнання майданчику засобами сигналізації.

Витрати праці підготовчого періоду прийнята 3% від витрат праці на загально будівельні роботи по об'єкту.

Основний період будівництва об'єднує всі види робіт по будівництву споруди, які групуються в такі технологічні стадії:

- будівництво підземної частин споруди
- будівництво надземної частин споруди
- опоряджувальні роботи
- спеціальні роботи
- благоустрій.

В кожній стадії будівельні процеси групуються в спеціалізовані потоки, які виконують відповідні бригади з допустимим зближенням в часі.

Проектування потоку ведеться з виділенням ведучих будівельних процесів та комплексів робіт.

Земляні роботи. До початку основних земляних робіт на майданчику знімається родючий шар, який повинен бути відвезений в відвал для подальшої рекультивації на полях. Зрізка рослинного шару та планування майданчику ведеться за допомогою бульдозера ДЗ-18.

Траншеї під будівлю відривається екскаватором Е-302Б з збереженням потрібної величини відкосів для даного ґрунту. Глибина траншей складає 1.7 м. Розробка траншеї включає в себе наступні процеси:

- риття ґрунту екскаватором з навантаженням його на автосамосвали,
- складування частини ґрунту для подальшого використання при зворотній засипці пазух траншей після влаштування фундаментів. вортне засипання проводиться послідовно з пошаровим ущільненням ґрунту.

Земляні роботи потрібно виконувати по затвердженому проекту виконання робіт. При наявності в районі земельних робіт підземних комунікацій, любі розкопки можуть вестись тільки в присутності представника організації експлуатуючої ці комунікації. Бровки виїмок повинні бути вільними від статичного та динамічного навантаження.

Пересуваючись по відсипаному насипу, транспортні та землерийні машини не повинні наближатися до брівки ближче ніж на 0.5 м.

При розробці ґрунту екскаваторами, робітникам забороняється знаходитися під ковшем чи стрілою та працювати з боку забою. Стороннім дозволяється знаходитися на відстані не менше 5 м від радіусу дії екскаватора.

При роботі бульдозера забороняється в цілях уникнення поломки повертати з заглибленим або завантаженим відвалом. Забороняється переміщення ґрунту бульдозером при підйомі більше 10^0 та під нахилом більше 30^0 , а також відступати відвал за бровку виїмки.

Бетонні роботи. При влаштуванні стаканних фундаментів, до початку укладки бетонної маси необхідно встановити опалубку. Конструкція опалубки повинна в процесі бетонування забезпечувати міцність, якість та незмінність

бетонованої конструкції, а також її проектні розміри. Розміри та маса елементів опалубки повинні допускати їх ручне встановлення. Дерев'яну опалубку виготовляють із деревини вологістю не вище 25%. Після установки опалубки в ній розміщують арматурні каркаси, які повинні бути міцно всиновлені та захищені від переміщення внаслідок дії навантаження від вивантаженої бетонної маси.

Бетонна суміш подається в опалубку із автобетонозмішувачів по похилим жолобах із сталевих листів. Ущільнення бетонної суміші проводиться з допомогою глибинних вібраторів. Орієнтовна тривалість вібрування для уникнення не ущільнених зон в бетонній суміші повинна складати 20-60 сек.

Після укладки в опалубку бетонної суміші повинні бути виконані ряд заходів по нагляду за бетоном. Нагляд за бетоном повинен забезпечувати температурно-вологісний режим, що виключає інтенсивне висихання бетону та пов'язані з цим температурно-усадкові деформації; вимоги, що виключають механічне пошкодження свіже вкладеного бетону, порушення міцності та стійкості забетонованої конструкції.

Умови витримки та подальшої розпалубки визначають на основі вимог установлених діючими будівельними нормами та правилами. При літніх температурах зовнішнього повітря, характерних для більшості західних та північних регіонів країни, більш відкриті поверхні бетону захищають від прямої дії сонячного проміння та вітру рогожею, мокрими тирсою, полімерними плівками. Бетон на портландцементі поливають на протязі 7 діб, на глиноземному цементі - на протязі 3 діб та на інших цементах - на протязі 14 діб. При температурі повітря вище 15⁰С бетон перші три доби поливають з інтервалом в 3 години. В наступні дні полив можуть бути скорочений до 3 разів на добу. Для виключення механічних пошкоджень свіже укладеного бетону забороняється по ньому рух людей і т.п. дії до досягнення бетоном міцності не менше ніж 1.5 мПа.

При виробництві бетонних та залізобетонних робіт перевіряється якість опалубки, геодезичного забезпечення монтажу та експлуатації її відповідність проекту встановленої арматури, закладних деталей та їх розміщення у

конструкції, а також якість бетонної суміші у місцях їх установлення в конструкції та в процесі витримки. Якість бетонної суміші визначається її рухливістю, тому даний показник перевіряють не рідше 2 х разів в зміну в місцях приготування та використання (укладання в конструкцію). Міцність укладеного бетону оцінюють по результатах іспитів контрольних зразків на стиск. Контрольні зразки у вигляді кубиків розмірами 15x15x15см виробляють у місцях бетонування конструкції та зберігають (витримують) в умовах близьких до умов витримування конструкції.

Після досягнення бетоном необхідної міцності проводиться розбирання опалубки, яка після подальшого очищення та можливого ремонту знову іде в виробництво.

Монтажні роботи. Монтаж збірних залізобетонних елементів каркасу ведеться в послідовності передбаченою календарним планом будівництва. Монтаж конструкцій виконується за допомогою монтажного крану КБ-403.

В залежності від типу колон, застосування стропуючих пристроїв, методів монтажу технологічні рішення складають: підготовку колон до підймання, підйом, установку (розворот, наведення на опору, опускання до проектного положення), тимчасове і остаточне закріплення, вивірка, розстроповка і улаштування стиків.

При монтажі колон осі нижніх кінців наводять на риси розбивочних вісей, розташовані на фундаментах, або на риси геометричних вісей раніш змонтованих конструкцій. Верхні кінці перевіряють за двома взаємно перпендикулярним напрямкам відносно розбивочних осей.

Тимчасове розташування колон в стаканах фундаментів виконують за допомогою клиннів. Встановлення конструкцій на колони, що спираються на фундаменти стаканного типу, дозволяється тільки після замонолічування колони в стаканах і досягнення бетону міцності на стиск не менш 70% від проектної.

Тимчасове кріплення колон що монтуються на нижчестоящі колони виконується за допомогою жорстких розпорок. Дозволяється не замонолічувати

стики, але обов'язково виконувати зварювання виступаючих стержнів арматури, перед монтажем наступних колон наступного ярусу.

До монтажу всі закладні деталі мають бути очищені від напливів бетону. Після встановлення на проектну відмітку, балка приварюється до закладних деталей колони. Монтаж балок виконується методом на себе для покращення обзору при монтажі.

- строповка елементів та конструкцій повинна проводитися по схемах складених з урахуванням міцності та стійкості конструкцій які піднімаються при монтажних навантаженнях.

- строповку елементів та конструкцій потрібно робити за допомогою інвентарних строп, а в необхідних випадках спеціально розробленими вантажозахватними пристроями.

- елементи та конструкції під час переміщення повинні утримуватися від розхитування та крутіння відтяжками із пенькового канату чи тонкого гнучкого тросу.

- забороняється зупиняти підйом елементів чи конструкцій в повітрі.

- розстроповку установлених елементів та конструкцій допускається лише після міцного та стійкого їх закріплення.

- забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при силі вітру більше 6 балів а також в дощ та грозу.

- робітники, працюючі на монтажі, забезпечуються спецодягом, спецвзуттям та касками.

Цегляна кладка. Цегляна кладка стін виконується з керамічної цегли марки М150, перегородок з гіпсокартону. Для лицьової поверхні ведеться попередній відбір цегли по кольору та якості. Вертикальність кладки контролюється відвісом не менше 2-х разів на кожний метр висоти. Відхилення від вертикалі не повинно перевищувати 10 мм в межах висоти будівлі. Перегородки виконуються із звичайної глиняної цегли на розчині М 50 без розшивки та з наступною штукатуркою поверхні.

Штукатурні роботи. Внутрішні поверхні штукатурять якісною штукатуркою з готового розчину фірми "Oriora". Підлягаючі поверхні спочатку вирівнюють за для уникнення зайвої нерівності на поверхні. При відхиленнях від вертикалі чи горизонталі більш ніж на 40 мм і значних нерівностях браковані місця до штукатурення обтягують металевою сіткою по цвяхах. Щоб штукатурний наліт добре приставав до основи, цегляні стіни кладуть —впштошовку”. Перед штукатуренням поверхні зволожують. Всі нанесені шари ґрунту ущільнюють і вирівнюють. При товщині покривного шару більше 5 мм поверхні ґрунту нарізають хвилеподібними боронами. Кожен наступний шар штукатурки накладають тільки після того, як пробілиться попередній шар. Обробка поштукатурених поверхонь заключається в затиранні або загладжуванні покривного шару.

Малярні роботи. При виконанні малярних робіт використовують підмазочні пасти, шпаклівки, ґрунтівки, фарбові склади та лаки. Малярне покриття частіше всього являється багатошаровим, зіставленим з ґрунтовочних і шпаклювальних шарів. Підмазочними пастами заробляють окремі невеликі пошкодження штукатурки, нерівності, тріщини, вони повинні бути без усадкові і володіти підвищеною адгезією. Після кожного шару шпаклівки наноситься ґрунтовка. Нанесення фарбового складу виконують в 1, 2 і 3 заходи в залежності від виду фарбування. Для рівномірного фарбування склад рекомендується наносити на поверхню в 2 прийоми по взаємно перпендикулярних напрямках.

3.5 Вибір комплектів будівельних машин та обладнання

№	Назва циклів робіт	Посилання норм	Машини та механізми.	Примітка.
0	Підготовчий період.			
1	Зрізка рослинного шару бульдозером.	Будівельні норми СНиП-III-8-76	Бульдозер ДЗ-18(79кВт)	Промерзлий ґрунт розрушують спеціальним пристроєм. Недобраний ґрунт знімають перед звед. фундаментів.
2	Планування території під проектний ухил.	Будівельні норми СНиП-III-8-76	Бульдозер ДЗ-18(79кВт)	
3	Ущільнення ґрунту пневмокатком.	ЕНИР2-1-88	ДУ-37 (з базою 16т)	
4	Розробка траншей, а	ЕНИР2-1-88	Екскаватор	Розробка виїмок і

	також виїмок під ФСТ.		ЭО-3322В	тран- шей виконується екскава- тором з місткістю ковша – 0,5м ³
5	Вивезення зайвого ґрунту автосамоски- дами.		ЗИЛ-ММЗ-555 водій.	Відстань до місця відвалу – 5км
6	Влаштування фунда- ментів монолітних.		Автобетоноук ладач.	Для забезпечення суціль- ності конструкції необхідне безперервне постачання бетону.
7	Влаштування фунда- ментів збірних	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники	Монтаж фундаментів вико- нується з коліс.
8	Влаштування гідроізо- ляції.		Бригада робітників	Руберойд на бітумній мастиці.
9	Зворотна засипка пазух фундаментів.	ЕНИР2-1-88	Бульдозер ДЗ-18(79кВт) Грунтоущіль- нювач.	Трамбування ґрунта здійснюється ручної трамбовкой ИЭ-4505
Надземна частина.				
10	Влаштування каркасу споруди	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники	Колони монтують за допо- мою одиночних кондукторів.
11	Монтаж балок	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники	
12	Монтаж плит перекриття	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники	
13	Влаштування стін цегляних на рівні першого поверху.	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники каменярі	
14	Монтаж стінових панелей.	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники	
14	Цегляна кладка стін.	Каталог кранів.	Кран КС-3577 Бригада робітників	
15	Монтаж покриття.	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники	
16	Влаштування вікон, дверей та воріт.		столяри.	
17	Монтаж сходиноквої клітинки.	Каталог кранів.	Кран КС-3577 монтажники	Монтується одночасно з виконанням цегляної кладки
18	Влаштування підлог.		електродріль пневмомолоток	
19	Штукатурні роботи.			
20	Облицювальні роботи			
21	Малярні роботи.		Краскопульт.	
22	Склярські роботи.			
23	Шпалерні роботи.			
24	Інші роботи.			
25	Сантехнічні роботи:		Зварювальний	Проводять субпідрядні

	Опалення та вентиляц. Водопровід та каналізація. Газифікація.		пристрій	організації.
26	Електромонтажні роботи: - освітлення - телефон та радіо - сигналізація.		Бригада електриків.	Проводять субпідрядні організації.
27	Благоустрій території.		Робітники.	
28	Інші роботи.			

3.6. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти на зведення каркасу

На основі схем в плані і на розрізі споруди виконують вибір збірних залізобетонних елементів конструкцій. По нормативним даним складають специфікацію монтажних елементів конструкцій.

Визначення монтажних характеристик збірних елементів

Вибір стропуючих пристроїв й визначення монтажної маси елементів.

Для вибору монтажних кранів необхідно попередньо визначити наступні технічні параметри: монтажну масу елементів; монтажну висоту піднімання крюка крана й монтажний виліт стріли.

Стропуючі пристрої (стропи, захватки, траверси) застосовують в залежності від виду, габаритів й маси монтажних елементів. Вибрані стропуючі пристрої повинні задовольняти бистроту, зручність і безпеку строповки а також розстроповки елементів. Загальні характеристики вантажозахватних пристроїв, наведені в таблиці 1.

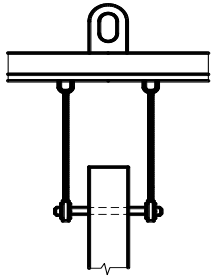
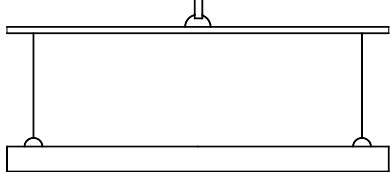
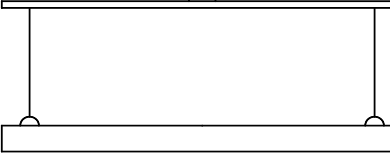
Таблиця 1. Специфікація монтажних з/б елементів конструкцій.

№ елементу.	Найменування	Розмір, мм			маса елемента, т	Кількість шт.		заг. маса т.
		висота монт. найв. елемент.	ширина м	довжина м		на пов.	на спор	

		м						
К-1	Колона	19,4	0,3	0,3	1,6	36	180	288
ПРГ	Плита ребриста	19,4	2,0	6,0	2,2	63	315	693
ПКП	Плита круглопустотна	20,6	1,5	6,0	2,4	4	22	52,8
БГС	Балка	19,4	0,3	6,0	1,35	27	135	182,25

Разом 1216

Таблиця 2. Специфікація стропуючих пристроїв

Найменування стропуючого пристроя.	Принципова схема з розмірами. мм.	Вантажопід'ємність	Маса, т. т.	Висота строповки, м; h_c	Призначення
1	2	3	4	5	6
Унифіцирована ЦНІИОМТП РЧ-455-69		4	0,08	1	встановлення колон в яких передбачено строповочний отвір
Траверса промстальконструкція.		3	0,2	2,1	Встановлення балок перекриття для оприрання плит.
Траверса промстальконструкція.		3	0,2	2,1	Встановлення плит ребристих та пустотних перекриття та покриття 2×6м

Визначення монтажної висоти піднімання крюка крана

Висота піднімання крюка крана над рівнем установки при монтажі елементів конструкцій розраховується за формулою.

$$H_M = h_o + h_3 + h_3 + h_c, \text{ де}$$

h_o – висота опори на яку встановлюється елемент.

h_3 – запас по висоті що приймається не менш 0,5 м.

h_3 – висота елемента в монтажному положенні.

h_c – розрахункова висота стропуючого пристрою.

Знаходимо максимальну висоту підйому крюка крана для монтажу колон.

$$H_M = 0 + 0,5 + 19,4 + 1 = 20,9 \text{ м} - \text{вірно для колон крайнього і середнього рядів.}$$

Висота верхнього блоку стріли крана над рівнем його установки.

$H = H_M + h_{п}$; Так-як прийнятий кран вантажопідемністю 5-10т то довжина поліспада буде 2,10 в залежності від габариту конструкції (кран вибраний по найбільш високо розміщеному елементу, так як всі елементи мають майже однакову масу, – плита круглопустотна) $H = 20,9 + 2,1 = 23 \text{ м}$.

Знаходимо максимальну висоту підйому крюка крана для монтажу ребристої плити.

$$H_M = 20,9 + 0,5 + 0,3 + 2,1 = 23,8 \text{ м};$$

$$H = 23,8 + 2,1 = 25,9 \text{ м}$$

Находимо максимальну висоту підйому крюка крана для монтажу плити пустотної:

$$H_M = 21,65 + 0,5 + 2,1 = 24,25 \text{ м};$$

$$H = 24,25 + 2,1 = 26,35 \text{ м}$$

Знаходимо максимальну висоту підйому крюка крана для монтажу балки.

$$H_M = 20,6 + 0,5 + 0,3 + 2,1 = 23,5 \text{ м}$$

$$H = 23,5 + 2,1 = 25,6 \text{ м}$$

Висота підймання крюка крана по ярусам.

№	Найменування	Ярус.	Висота крюка крана.	Висота верхнього блоку стріли крану.
1	Колона 1 поверху.	I	8,25	10,35
2	Колона 2 поверху	II	10,1	12,2
3	Колона 3 поверху	III	13,7	15,8
4	Колона 4 поверху	IV	17,3	19,4
5	Колона 5 поверху	V	20,9	23
6	Балка 1 поверху	I	10,44	12,54
7	Балка 2 поверху	II	12,7	14,8

8	Балка 3 поверху	III	16,3	18,4
9	Балка 4 поверху	IV	19,9	22
10	Балка 5 поверху	V	23,5	25,6
11	Плита ребриста 1 поверху	I	10,74	12,84
12	Плита ребриста 2 поверху	II	13.0	15.1
13	Плита ребриста 3 поверху	III	16,6	18,7
14	Плита ребриста 4 поверху	IV	20.2	22.3
15	Плита ребриста 5 поверху	V	23,8	25,9
16	Плита пустотна 1 поверху	I	10,74	12,84
17	Плита пустотна 2 поверху	II	13.0	15.1
18	Плита пустотна 3 поверху	III	16,6	18,7
19	Плита пустотна 4 поверху	IV	20.2	22.3
20	Плита пустотна 5 поверху	V	23,8	25,9
21	Плита пустотна над сход. кліткою.	V	23,42	26,35

Визначення монтажного вильоту стріли крана

Мінімальний необхідний виліт крюка башеного крана знаходиться за формулою.

$$L_{кр.} = b + b_1$$

b – відстань від осі обертання крана до найближчої частини споруди.

b_1 – відстань від однієї сторони споруди, зверненої до крана, до іншої сторони споруди що знаходиться з протилежної сторони.

$$L_{кр.} = b + b_1 = 5 + 20 = 25\text{м}$$

Вибір оптимального варіанта монтажу і комплектів кранів

Варіанти монтажних кранів.

З метою вибору оптимального монтажного крана для монтажу споруди необхідно розрахувати в проекті не менш двох варіантів. В даному випадку порівнюються два крани КБ-403 і КБ-602 які мають такі основні характеристики:

КБ-403 –

Вантажопідйомність – 10т.

Виліт стріли – 30м.

Висота підйому – 31м.

КБ -602

Вантажопідйомність – 10т.

Виліт стріли – 35м.

Висота підйому – 33м.

ТЕП оцінки варіантів монтажних кранів

Вибір оптимального варіанта крана визначають на основі техніко-економічного порівняння по слідуєчим показникам:

- тривалість монтажу споруди;
- удільна трудоемкість і собівартість монтажу.
- коефіцієнти використання кранів по вантажопідйомності до приведених затрат.

Тривалість монтажу конструкцій.

Для визначення тривалості монтажу конструкцій необхідно знайти тривалість встановлення конструкцій кожним краном:

$$T_{кр.} = \frac{\sum_{i=1}^n t_{ци} * n_i}{60T_{см} * K_B * K_{п}}$$

$t_{ци}$ – тривалість циклу встановлення кожного одноіменного елемента, хвил.

$T_{см.}$ – тривалість робочої зміни 8ч.

n_i – кількість однойменних монтуємих елементів шт.

K_B – коефіцієнт використання кранів по часу (для кранів з електричним приводом приймають – 0,8; с з двигуном внутрішнього згоряння - 0,75)

$K_{п}$ – коефіцієнт перевиконання норм що приймається рівним 1,1...1,2

Тривалість циклу встановлення елемента.

$$t_{ци} = \left(\frac{H_{mi}}{V_{pi}} + \frac{H_{mi}}{V_{oi}} + \frac{\alpha_i}{180n} \right) k_{от} k_c + \frac{S_i}{V_{ki}} + t_{pi}$$

H_{mi} – монтажна висота підйому крюка крана при встановлювання кожного виду елементів.

V_{ni}, V_{oi}, V_{ki} - відповідно швидкості підйому, опускання, пересування крана.

α_i - середній кут обертання крану при встановленні кожного виду елементів.

n – швидкість повертання крана.

k_{om} - коефіцієнт, що враховує втрати часу на відтяжку конструкцій при їх встановленні (приймається для вертикальних конструкцій – 1,5, а для горизонтальних – 1,3).

k_c - коефіцієнт, враховуючий суміщення кранових операцій, приймається рівним – 0,75

S_i - відстань переміщення крана, що приходить на елемент.

$$S_i = L_i / N_i$$

L_i – довжина шляху при монтажу конструкцій краном з врахуванням холостого ходу.

N_i – кількість елементів, що монтуються одним краном за одну проходку.

Тривалість установки (циклу) по варіантам. Порівнюємо крани по встановленню I-ого яруса колон. Будівля споруджується по горизонтальній схемі розвитку потоку. При такій схемі споруда зводиться по всій довжині ярусами, в даному випадку ярус складається з одного поверху. Вищележачий ярус можна зводити тільки після надійного закріплення нижнього ярусу.

(кран КБ-403 і КБ-602).

Тривалість установки колон.

КБ-403

Для колон першого поверху:

$$t_{ц.} = \left(\frac{8.25}{2.5} + \frac{8.25}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{10.12} + 26 = 35 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{8.25}{3.33} + \frac{8.25}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{15.6} + 26 = 33 \text{ хвил.}$$

Для колон другого поверху:

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{10.1}{2.5} + \frac{10.1}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{10.12} + 36 = 47 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{10.1}{3.33} + \frac{10.1}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{15.6} + 36 = 44 \text{ хвил.}$$

Для колон третього поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{13.7}{2.5} + \frac{13.7}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{10.12} + 36 = 50 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{13.7}{3.33} + \frac{13.7}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{15.6} + 36 = 46 \text{ хвил.}$$

Для колон четвертого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{17.3}{2.5} + \frac{17.3}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{10.12} + 36 = 53 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{17.3}{3.33} + \frac{17.3}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{15.6} + 36 = 48 \text{ хвил.}$$

Для колон п'ятого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{20.9}{2.5} + \frac{20.9}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{10.12} + 36 = 56 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{20.9}{3.33} + \frac{20.9}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.34}{15.6} + 36 = 50 \text{ хвил.}$$

Тривалість установки балок.

Для балок першого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{10.44}{2.5} + \frac{10.44}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{10.12} + 22 = 33 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{10.44}{3.33} + \frac{10.44}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{15.6} + 22 = 30 \text{ хвил.}$$

Для балок другого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{12.7}{2.5} + \frac{12.7}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{10.12} + 22 = 35 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{12.7}{3.33} + \frac{12.7}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{15.6} + 22 = 32 \text{ хвил.}$$

Для балок третьего поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{16.3}{2.5} + \frac{16.3}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{10.12} + 22 = 38 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{16.3}{3.33} + \frac{16.3}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{15.6} + 22 = 34 \text{ хвил.}$$

Для балок четвертого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{19.9}{2.5} + \frac{19.9}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{10.12} + 22 = 41 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{19.9}{3.33} + \frac{19.9}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{15.6} + 22 = 36 \text{ хвил.}$$

Для балок п'ятого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{23.5}{2.5} + \frac{23.5}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{10.12} + 22 = 44 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{23.5}{3.33} + \frac{23.5}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{1.846}{15.6} + 22 = 38 \text{ хвил.}$$

Тривалість установки плит ребристих.

Для плит ребристих першого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{10.74}{2.5} + \frac{10.74}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{10.12} + 8 = 19 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{10.74}{3.33} + \frac{10.74}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{15.6} + 8 = 16 \text{ хвил.}$$

Для плит ребристих другого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{13}{2.5} + \frac{13}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{10.12} + 8 = 21 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{13}{3.33} + \frac{13}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{15.6} + 8 = 18 \text{ хвил.}$$

Для плит ребристих третього поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{16.6}{2.5} + \frac{16.6}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{10.12} + 8 = 24 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$t_{ц.} = \left(\frac{16.6}{3.33} + \frac{16.6}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{15.6} + 8 = 19.8 \text{ хвил.}$

Для плит ребристих четвертого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{20.2}{2.5} + \frac{20.2}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{10.12} + 8 = 27 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{20.2}{3.33} + \frac{20.2}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{15.6} + 8 = 22 \text{ хвил.}$$

Для плит ребристих п'ятого поверху.

КБ-403

$$t_{ц.} = \left(\frac{23.8}{2.5} + \frac{23.8}{2.2} + \frac{140}{180 * 0.53} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{10.12} + 8 = 30 \text{ хвил.}$$

КБ - 602

$$t_{ц.} = \left(\frac{23.8}{3.33} + \frac{23.8}{3.1} + \frac{140}{180 * 0.62} \right) * 1.5 * 0.75 + \frac{0.7741}{15.6} + 8 = 25 \text{ хвил.}$$

Тривалість встановлення конструкцій кожним краном:

1) Кран КБ-403

Колони.

$$T_{кр.} = \frac{35 * 36 + 47 * 36 + 50 * 36 + 53 * 36 + 56 * 36}{60 * 8 * 0.8 * 1.2} = 19 \text{ дней.}$$

Балки.

$$T_{кр.} = \frac{33 * 27 + 35 * 27 + 38 * 27 + 41 * 27 + 44 * 27}{60 * 8 * 0.8 * 1.2} = 12 \text{ дней.}$$

Плити ребристі.

$$T_{кр.} = \frac{19 * 63 + 21 * 63 + 24 * 63 + 27 * 63 + 30 * 63}{60 * 8 * 0.8 * 1.2} = 17 \text{ дней.}$$

Загальна кількість днів необхідна на улаштування каркасу споруди краном КБ-403.

$$\sum T_{кр.} = 19 + 12 + 17 = 48 \text{ днів.}$$

1) Кран КБ-602

Колони.

$$T_{кр.} = \frac{33 * 36 + 44 * 36 + 46 * 36 + 48 * 36 + 51 * 36}{60 * 8 * 0.8 * 1.2} = 18 \text{ дней.}$$

Балки.

$$T_{кр.} = \frac{30 * 27 + 32 * 27 + 34 * 27 + 36 * 27 + 38 * 27}{60 * 8 * 0.8 * 1.2} = 10 \text{ дней.}$$

Плити ребристі.

$$T_{кр.} = \frac{16 * 63 + 18 * 63 + 20 * 63 + 22 * 63 + 25 * 63}{60 * 8 * 0.8 * 1.2} = 14 \text{ дней.}$$

Загальна кількість днів необхідна на улаштування каркасу споруди краном КБ-602

$$\sum T_{кр.} = 18 + 10 + 14 = 42 \text{ днів.}$$

Трудоємкість одиниці робіт

Трудоємкість монтажу однієї тонни конструкцій.

$$q = Q_0 / P_0$$

Загальна трудоємкість монтажних робіт.

$$Q_0 = \sum_{i=1}^n Q_{мр.кр.i} + \sum_{i=1}^n Q_{мд.кр.i} + \sum_{i=1}^n Q_{мт},$$

де - $Q_{мр.кр.i}$, $Q_{мд.кр.i}$ - трудоємкості відповідно транспортування кожного монтажного крана, монтажу и демонтажу кожного монтажного крана, (в люд.-дн.)

- $Q_{мі}$ - трудоємкість монтажу конструкцій.

Трудоємкість монтажу конструкцій визначається за формулою.

$$Q_{мі} = M_i * T_{кр.i}$$

M_i - кількість монтажників і машиністів при монтажі кожного комплекту конструкцій

$T_{кр.i}$ - тривалість встановлення комплекту конструкцій кожним краном.

Знаходимо трудоємкість монтажу конструкцій для крану КБ-403

$$Q_{мі} = M_i * T_{кр.i} = 6 * 48 = 288 \text{ люд.*зм.}$$

Знаходимо трудоємкість монтажу конструкцій для крану КБ-602.

$$Q_{мі} = M_i * T_{кр.i} = 6 * 42 = 252 \text{ люд.*зм.}$$

Загальна трудоємкість монтажних робіт для крана КБ-403

$$Q_0 = 40 + 24 + 20 + 288 = 368 \text{ люд.} * \text{ зм.}$$

Загальна турдоємкість монтажних робіт для крана КБ-602

$$Q_0 = 52 + 18 + 21 + 252 = 343 \text{ люд.} * \text{ зм.}$$

Трудоємкість монтажу однієї тонни конструкції для крана КБ-403

$$q = 368/1216 = 0,301 \frac{\text{люд.} * \text{ зм.}}{\text{т.}}$$

Трудоємкість монтажу однієї тонни конструкцій для крана КБ-602.

$$q = 343/1216 = 0,282 \frac{\text{люд.} * \text{ зм.}}{\text{т.}}$$

Собівартість одиниці робіт

Собівартість встановлення однієї тонни збірних конструкцій розраховується за формулою.

$$C_e = \frac{C_0}{P_0} \quad \text{де } C_0 - \text{ загальна собівартість монтажних робіт яка знаходиться за}$$

$$\text{формулою: } C_0 = 1,08 \sum_{i=1}^n C_{\text{маш.см.і.}} * T_{\text{кр.і.}} + 1,5 \sum_{i=1}^n Z_{\text{м.і.}} * T_{\text{кр.і.}}$$

где 1,08 и 1,5 – коефіцієнти накладних витрат.

$C_{\text{маш.см.і.}}$ - собівартість машино-зміни кожного з кранів.

$T_{\text{кр.і.}}$ - тривалість роботи крана на монтажі конструкцій.

$Z_{\text{м.і.}}$ - змінна заробітна платня ланцюга монтажників працюючих з краном.

Собівартість машино-зміни крана.

$$C_{\text{маш.см}} = \frac{C_{\text{тр.кр.}} + C_{\text{м.д.кр.}}}{T_{\text{кр.}}} + \frac{\Gamma}{T_{\text{Г.см}}} + C_{\text{т.э.}}$$

Γ – річні амортизаційні відрахування .

$C_{\text{м.э.}}$ - експлуатаційні затрати.

$$C_{\text{м.э.}} = C_{\text{з.о.}} + C_{\text{м.о.}} + C_{\text{з.р.о.}} + C_{\text{э}} + C_{\text{см.}}$$

$T_{\text{Г.см.}}$ – нормальне число змін роботи крана в рік.

$$\Gamma = C_{\text{кр.}} * A / 100$$

$C_{\text{кр.}}$ – інвентарно-розрахункова вартість крана.

A – процент амортизаційних відрахувань.

Розраховуємо собівартість одиниці робіт для крана КБ-403

Знаходимо річні амортизаційні відрахування.

$$\Gamma = 2568640 \times 12,5 / 100 = 321080 \text{ грн.}$$

Собівартість машино-зміни крана.

$$C_{\text{маш. см.}} = \frac{1059 + 2516}{48} + \frac{321080}{408} + 257,4 = 1119 \text{ грн.}$$

Поточні експлуатаційні затрати.

$$C_{\text{м.э.}} = C_{\text{з.о.}} + C_{\text{м.о.}} + C_{\text{з.р.о.}} + C_{\text{э}} + C_{\text{см.}} = 45,6 + 58,9 + 102,2 + 25,8 + 24,9 = 257,4 \text{ грн.}$$

Розраховуємо собівартість одиниці робіт для крана КБ-602.

Знаходимо річні амортизаційні відрахування.

$$\Gamma = 3505654 \times 12,5 / 100 = 6375 \text{ грн.}$$

Собівартість машино-зміни крана.

$$C_{\text{маш. см.}} = \frac{1890 + 2989}{42} + \frac{420678,48}{408} + 333,29 = 1481 \text{ грн.}$$

Поточні експлуатаційні затрати.

$$C_{\text{м.э.}} = C_{\text{з.о.}} + C_{\text{м.о.}} + C_{\text{з.р.о.}} + C_{\text{э}} + C_{\text{см.}} = 35,6 + 46,99 + 125,6 + 89,5 + 35,6 = 333,29 \text{ грн.}$$

Загальна собівартість монтажних робіт для крана КБ-403 яка знаходиться за формулою:

$$C_0 = 1,08 (1119 * 47) + 1,5 (600 * 42) = 94600,44 \text{ грн}$$

Собівартість встановлення однієї тонни збірних конструкцій.

$$C_e = \frac{C_0}{P_0} = \frac{94651,2}{1216} = 77,8 \text{ грн / т}$$

Загальна собівартість монтажних робіт для крана КБ-602 знаходиться за формулою:

$$C_0 = 1,08 (1481 * 42) + 1,5 (600 * 42) = 104978,16 \text{ грн.}$$

Собівартість встановлення однієї тонни збірних конструкцій.

$$C_e = \frac{C_0}{P_0} = \frac{104978,2}{1216} = 86,33 \text{ грн / т}$$

Знаходимо коефіцієнт використання кранів по вантажопідємності.

Знаходимо коефіцієнт для крана КБ-403 і КБ-602.

$$K_F^{cp.} = \frac{K_{r1}P_1 + K_{r2}P_2 + \dots + K_{rn}P_n}{P_1 + P_2 + \dots + P_n} =$$

$$= \frac{1.6/10 * 1.6 + 2.2/10 * 2.2 + 2.4/10 * 2.4 + 1.35/10 * 1.35}{1.6 + 2.2 + 2.4 + 1.35} = 0.19$$

На базі ТЕП розрахованих вище складаємо таблицю.

Техніко-економічні показники.

Варіант.	Марка кранів	Тривалість - монтажу, змін.	Питома тривалість монтажу люд.дн./т	Питома тривалість монтажу грн./т	Коефіцієнт використання кранів по вантажопідємнос ті.
I	КБ-403	47	0.301	77.8	0.19
II	КБ-602	42	0.282	86.33	0.19

На базі ТЕП вибираємо перший комплект кранів.

Техніко-економічні показники проєкту

Для загальної характеристики проєкту з урахуванням прийнятих рішень визначають ТЕП комплексного процесу монтажу збірних конструкцій споруди:

- продовжителность монтажных работ – 47 дней.
- трудоемкость единицы продукции – 0,367 ч*см/т
- себестоимость единицы продукции – 5,75грн/т.
- выработка на человеко-день в физическом выражении -

$$B = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{1454.1 + 1927.5}{148 + 103} = 13.5 \frac{т.}{ч.см.}$$

Розділ 4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1 Календарний план–графік будівництва

Розробка КПП складається з таких етапів:

- визначення тривалості будівництва та строків виконання спеціальних потоків, що входять до складу даного об'єкта.
- вибір раціональних методів виконання робіт, основних будівельних машин та механізмів.
- визначення номенклатури та підрахування об'ємів будівельно-монтажних робіт на основі РЕКН-2000, а також трудомісткість робіт і потрібних будівельних матеріалів.
- встановлення організаційно-технологічної послідовності будівельно-монтажних робіт з комплектацією оптимально-кількісного та професійного складу будівельних бригад.
- заповнюють стандартний бланк форми ОКП – ДБН А.3.1-5-2016 „Організація будівельного виробництва”.
- Складаються графіки потреб в кадрах, будівельних машинах та матеріалах

Визначають оцінку запроектованого об'єктного календарного плану.

Розрахунок ТЕП для календарного плану

1. Тривалість будівництва :- 20міс (480 днів).

2.Трудоємкість виконання робіт – це час який необхідно затратити на виконання будівельно-монтажних робіт.

од. вим.	Норм.	Прийн.
люд.днів.	15719	15275

3. Будівельний об'єм – $14400+560+420+504+360=16244\text{м}^3$

4.Виробітка в натуральному виразі на 1м^3 об'єму будівлі – це кількість продукції яку виробляє 1 робочий за 1зміну.

од. вим.	Норм.	Прийн.
----------	-------	--------

$\frac{м^3}{люд.дні.}$	1.03	1.06
------------------------	------	------

5.Трудоємкість на 1м³ об'єму будівлі – це витрати праці які необхідно затратити на одиницю об'єму будівлі.

од. вим.	Норм.	Прийн.
$\frac{люд.дні}{м^3}$	0.96	0.94

6. Продуктивність праці – це відношення нормативної продуктивності до фактичної вираженої в процентах.

од. вим.	Норм.	Прийн.
%	100	104

7. Коефіцієнт нерівномірності руху робочих – це якісний показник побудови календарного плану який показує стабільність кількості робітників на будмайданчику.

$$\alpha = \frac{44}{15275 / 480} = 1,38$$

8. Коефіцієнт суміщення процесів – це якісний показник побудови календарного плану котрий показує інтенсивність суміщення процесів.

$$k = \frac{1309}{480} = 2.73$$

9. Коефіцієнт змінності робіт – це якісний показник який показує середню змінності на об'єкті.

$$k = \frac{1548}{1309} = 1.18$$

4.2 Будівельний генеральний план

4.2.1 Основні принципи проектування будівельного-генерального плану

Будівельний генеральний план - це проект будівельного майданчика на вибраний період будівництва.

Територія майданчику повинна бути якомога меншою. Розміщення тимчасових будівель та споруд повинно бути мінімальним . При проектуванні

будгенплану в розрахунково-пояснювальну записку входять розрахунки небезпечних зон , це небезпечні зони при роботі вантажопід'ємних механізмів.

всі небезпечні зони визначаються сигнальним попереджувачим огороженням .

Сам будівельний майданчик розміщений в місцях населених пунктів повинен огорожуватись. Виконується розрахунок необхідності влаштування тимчасових споруд. Номенклатура площі цих будівель виконується згідно кількісного складу працюючих на будмайданчику та норм на 1-го працюючого. Виконується розрахунок потреби в складських приміщеннях та майданчиках. Розміри площі складських приміщень розраховуються з урахуванням кількості матеріалів та конструкцій які підлягають зберіганню на приоб'єктному складі. Виконується розрахунок водозабезпечення, енергозабезпечення, виконується розрахунок в забезпеченні теплом.

4.2.2 Розрахунок складських приміщень

При розробці будгенплану для організації складського господарства передбачають влаштування приоб'єктних складів. Приоб'єктні склади влаштовуються:

- на відкритих територіях (ЗБ вироби, цегла, а також інші матеріали на які не впливають погодні умови.
- навіси для зберігання столярних виробів, арматурних рулонних та інше.
- закриті склади для зберігання дрібноштучних матеріалів: фарби; цемент; та всі інші матеріали що мають значну цінність.

Площа складів розраховується по кількості матеріалів і визначається за формулою :

$$Q_{\text{заг.}} = \frac{Q_{\text{заг.}}}{T * \alpha * n * k}$$

$Q_{\text{заг.}}$ – це загальна кількість матеріалів на складі.

T – тривалість розрахункового періоду (це час необхідний на виконання даного технологічного процесу).

α - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів.

n – норма запасу матеріалів на складі (для місцевих матеріалів n приймається 3-5днів для немісцевих 7-10днів.

k – коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів. (приймається 1,3).

Корисна площа складу визначається за наступною формулою.

$$F = Q_{\text{зап.}} / q$$

q – кількість матеріалів що зберігається на одному m^2 площі.

Загальна площа складу визначається за формулою :

$$S = \frac{F}{\beta}$$

β - коефіцієнт зберігання матеріалів з врахуванням проходів.

Для критих складів 0,6-0,7

Для навісів 0,5-0,6

Для закритих складів 0,4-0,5

Розрахунок виконуємо в табличній формі.

4.2.3 Розрахунок та вибір тимчасових приміщень

Для зменшення трудовитрат на влаштування тимчасових будівель, влаштування їх виконується в інвентарних пересувних вагончиках або збірно-розбірних модулях. Площа та номенклатура тимчасових будівель розраховуються виходячи з максимальної кількості працюючих в зміну.

Для визначення площ тимчасових будівель необхідно визначити чисельність працюючих.

$$N_{\text{зар.}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{і.т.п.}} + N_{\text{сл.}} + N_{\text{мол.}}) * k$$

$N_{\text{роб}}$ - загальна чисельність робочих.

$N_{\text{і.т.п.}}$ - чисельність інженерно-технічного персоналу (9%) .

$N_{\text{сл.}}$ - чисельність службовців (5%).

$N_{\text{мол.}}$ - чисельність молодшого персоналу (5%).

k - коефіцієнт що враховує відпустки ат хвороби (1,06).

Визначаємо загальну чисельність робочих.

$$N_{\text{роб}} = 44 \text{люди.}$$

$$N_{i.т.п.} = 44 * 0,09 = 4$$

$$N_{сл.} = 44 * 0,05 = 3$$

$$N_{мол.} = 44 * 0,03 = 2$$

$$N_{заг.} = (N_{роб} + N_{i.т.п.} + N_{сл.} + N_{мол.}) * k = (44 + 4 + 3 + 2) * 1,06 = 57чол.$$

Визначивши загальну кількість працюючих, визначаємо площі тимчасових споруд за нормами на одного працюючого враховуючи кількість тих хто користується приміщенням одночасно.

Розрахунок виконуємо в табличній формі.

4.2.4 Розрахунок площі тимчасових приміщень

№	Назва споруди	Процент використання.	Кількість працюючих	Площа приміщення.		Тип споруди.	Розміри.
				На 1прац. м ²	Загальна. м ²		
1	I. Службові приміщення. Контора.	100	4	4	16	Пересувні вагончики.	2,7×9= 24,3
2 3 4 5 6 7	II.Санітарно-побутові приміщення. Гардеробна.	70	57	0,7	29		3.0×9
	Душова.	70	57	0,54	22		2.7×9
	Умивальна.	50	57	0,2	5.8		2,7×2,5
	Прим. для сушки одягу.	40	57	0,2	2,5		2,7×1
	Приміщення для приймання їжі.	100	57	1	23.2		2,7×9
	Умивальна.	50	58	0,2	5.8		2,7×2
8	Туалет.	100	57	0,1	5.8		1.5×4
9	III.Виробничі приміщення. Інструментальна майстерня						2*9×2,7
10	Закритий склад.				90		5×18
11		Навіс.				20	

4.2.5 Розрахунок тимчасового водопостачання

Водопостачання будмайданчика здійснюється через водопровідні мережі. Розрахунок водопостачання зводиться до визначення витрат води на будмайданчик, та визначення діаметру подаючого водопроводу, а також прокладення мереж тимчасового водопостачання. Вода на будмайданчик витрачається на виробничі, побутові та протипожежні потреби. Розрахунок витрат води ведеться за формулою.

$$Q_{\text{розр.}} = 0.5(Q_{\text{вир.}} + Q_{\text{поб.}}) + Q_{\text{пож.}}$$

$Q_{\text{вир}}$ – витрати води на виробничі потреби ($4,8\text{м}^3=4800\text{літрів}$ при влаштуванні кладки).

$$Q_{\text{вир}} = \frac{4800 * 1,2}{3600 * 8} = 0,2 \text{ л / с}$$

$Q_{\text{поб.}}$ – витрати води на побутові потреби.

$Q_{\text{пож.}}$ – витрати води на протипожежні потреби.

Визначаємо витрати води на побутові потреби.

$$Q_{\text{поб}} = \frac{\sum N * q_2 * k_2}{3600 * t}$$

N - Загальна чисельність робітників.

q_2 - норма витрат води.

k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання для побутових потреб – 1.....3,0

$$Q_{\text{поб}} = \frac{\sum N * q_2 * k_2}{3600 * t} = \frac{58 * 13 * 3}{3600 * 8} + \frac{47 * 15 * 1}{3600 * 8} + \frac{58 * 12 * 1,5}{3600 * 8} = 0,14 \text{ л / с}$$

Витрати води на протипожежні потреби.

Витрати на протипожежні цілі приймаються згідно з нормами при площі до 1га – 10л/с

$$Q_{\text{розр.}} = 0.5(Q_{\text{вир.}} + Q_{\text{поб.}}) + Q_{\text{пож.}} = 0,5(0,2 + 0,14) + 10 = 10,17 \text{ л/с}$$

Визначаємо діаметр подаючого трубопроводу:

$$D = \sqrt{\frac{Q_{\text{розр.}} * 4 * 1000}{V * \pi}} = \sqrt{\frac{10,17 * 4 * 1000}{3,14 * 1,5}} = 100 \text{ мм}$$

4.2.6 Розрахунок тимчасового енергозабезпечення

Електропостачання на будівельний майданчик витрачається на виробничі потреби, зовнішнє та внутрішнє освітлення. Електропостачання будівельного майданчику здійснюється від зовнішньої електромережі через понижуючий трансформатор який встановлюється на будмайданчику.

Розрахунок тимчасового енергопостачання полягає в визначенні загальної потужності та витрат трансформатора. Потужність якого повинна бути декілька більшою. Загальна потужність визначається за формулою.

$$W_{\text{заг}}=(W_{\text{вир}}+W_{\text{зов}}+W_{\text{внут}})*1.1=$$

1,1 – коефіцієнт що враховує втрати потужності в мережі.

Розрахунок енергопостачання на виробничі потреби виконується в табличній формі.

№	Споживачі	од.вим.	к-сть	пот.сил. ус-ки. кВт/год.	Коеф. попиту на спож	коеф.погуж cos φ	Розрахункова потужність. кВт/год.
1	Штукотурна станція.	шт.	3	10	0,7	0,8	26,25
2	Фарбувальний агрегат.	шт.	3	0,5	0,5	0,4	1,87
3	Зварювальний апарат.	шт.	2	40	0,5	0,4	100
4	Електроінструмент.	шт.	4	0,6	0,3	0,4	1,8
5	Кран КБ-503,3	шт.	1	100	0,8	0,8	64
	Всього						193

Визначаємо потужність на зовнішнє освітлення

№	Споживачі.	од.вим.	к-сть	норма освітлення. Вт/год.	Розрахункова потужність. кВт/год.
1	Монтажні роботи.	м ²	2275	3	6.825
2	Кам'яні роботи.	м ²	960	5	4.800
3	Відкриті склади.	м ²	580	2,5	1.450
4	Дороги.	м ²	1082	15,0	16.22
5	Охоронне освітлення.	м ²	5787	15,0	87.2
	Всього				116.5

Визначаємо потужність внутрішнього освітлення.

№	Споживачі.	од.вим	к-сть.	Норма. кВт/м ²	К. попиту.	Розрахунок потужності. кВт/год.
1	Контора	м ²	48.6	0,015	1,10	0.8
2	Гардеробна	м ²	29	0,015	0,7	0.31
3	Душова	м ²	22	0,003	0,7	0.05
4	Умивальна	м ²	5.8	0,013	0,8	0.06
5	Приміщення для сушки одягу.	м ²	2.5	0,005	0,7	0.009
6	Приміщення для прийому їжі.	м ²	23.2	0,013	1,00	0.3
7	Умивальна	м ²	2.8	0,013	0,8	0.01
8	Туалет.	м ²	5.8	0,005	1,00	0.029
9	Інструментальна майстерня .	м ²	48.6	0,012	1,1	0.65
10	Закритий склад.	м ²	90	0,012	1,0	1.08
11	Навіс	м ²	40	0,009	1,0	0.36
	Всього					3.7

Загальна потужність визначається за формулою.

$$W_{\text{заг}} = (W_{\text{вир}} + W_{\text{зов}} + W_{\text{внут}}) * 1.1 = (193 + 116.5 + 3.7) * 1.1 = 345 \text{ кВт/год}$$

За цими розрахунками вибираємо тип трансформаторної підстанції СКПТ-560 (вага – 3,1 габаритні розміри 3,4×2,27, вартість 9056грн.)

4.2.7 Розрахунок ТЕП будгенплану

1. Площа будмайданчику. $F_m = 5787 \text{ м}^2$
2. Площа будівництва проектуємої споруди. $S_{\text{заб.}} = 960 \text{ м}^2$
3. Площа тимчасових будівель та споруд. $S_{\text{буд.}} = 338,6 \text{ м}^2$
4. Довжина тимчасових:
 - дороги – 250м
 - каналізації – 55м
 - водопроводу – 40м
 - електроосвітлювальної лінії – 250м
5. Коефіцієнт компактності будгенплану.

$$k = \frac{S_{\text{заб.}}}{F_{\text{буд.}}} = \frac{960}{5787} = 0,17$$

РОЗДІЛ 5. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Вартість будівництва даної забудови адміністративного корпусу визначена на підставі слідуючої кошторисної документації:

- зведеного кошторисного розрахунку (форма №1)
- об'єктного кошторису (форма №3)
- локального кошторису №1 „На загальнобудівельні роботи” (форма №4)
- локального кошторису №2 „На санітарно технічні роботи” (форма №4)
- локального кошторису №3 „На газозабезпечення та влаштування електромонтажних та слабострумних робіт. (форма №4)
- відомість потреб ресурсів до локального кошторису №1 (форма №4а)

Будівництво розташоване на території м. Миколаїв.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН) (ДБН Д.2.2-99);
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин і механізмів (РКНЕМ) ((ДБН Д.2.7-2000).

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка 3 до ДБН Д.1.1-1-2000.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд, Додатки 6-7 до ДБН Д.1.1-1-2000 - 0,950%.

2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період, додатки 8-9 до ДБН Д.1.1-1-2000 $1,3 \times 0,9 = 1,170\%$

3. Усереднений відсотковий показник літнього подорожчання, п.3.1.15.3 ДБН Д.1.1-1-2000 - 0,350%.
4. Витрати по перевезенню працівників будівельно-монтажних організацій автомобільним транспортом, п.3.1.16.6 ДБН Д.1.1-1-2000 - 1,500%.
5. Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), лист Держбуду України від 04.10.2000 N7/7-1010 - 2,500%.
6. Кошторисна вартість проектних робіт, Доповнення 1 до ДБН Д.1.1-7-2000 - 1,770%.
7. Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1), лист Держбуду України від 09.07.02 N7/7-635 0,245%.
8. Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, Додаток 14 до ДБН Д.1.1-1-2000 - 1,800%.
10. Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт 1,060.
11. Кошти на страхування ризиків замовника в будівництві, п.3.1.21 ДБН Д.1.1-1-2000 - 2,000%
13. Комунальний податок : відсоток від мінімального фонду заробітної плати - 10,000%.
14. Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (без ПДВ).
15. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку, Додаток 12 до ДБН Д.1.1-1-2000 - 2,160грн./люд.-г.
16. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, Додаток 13 до ДБН Д.1.1-1-2000 - 0,360грн./люд.-г.
- Загальна кошторисна трудомісткість 125,752тис.люд.-г.
- Загальна кошторисна заробітна плата 643,529тис.грн.
- Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості (при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,9) 1200,000грн.

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок в сумі
У тому чисті зворотних сум

3325335.7 тис. грн.

5.961 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" _____ " _____ 202_5_ року.

Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва.

Адміністративний корпус судноремонтного заводу в м. Миколаїв.

Складений в поточних цінах станом на " 4 " травня 20_25 року.

№ п/п.	Номери кошторисів та кошторисних розрахунків.	Найменування глав, об'єктів, робіт, витрат.	Кошторисна вартість.			Інші витрати	Загальна кошторисна вартість, грн.
			Будівельних робіт	Монтажних робіт.	Устаткування меблів та інвентарю		

1	2	3	4	5	6	7	8
Глава №1 "Підготовка території будівництва".							
1	5 -- 1	Відведення земельної ділянки, видача архітектурно-планувального завдання, червоних ліній та технічних умов.				12036.35	12036.35
2	5--2	Розбивання основних осей будівель та споруд, перенесення їх в натурі, освоєння території будівництва.				3124.23	3124.23
3	5--3	Компенсація по знесенню будинків, дерев, що знах. на терит. будівництва.	654.36			123.98	778.34
4	5--4	Податок за земельну ділянку відведена під будівництво.				126.39	126.39
5	5--5	Орендна плата за тимчасове використання землі за межами будівництва.				201.36	201.36
Разом по главі №1.			654.36	0	0	15612.31	16266.67
Глава №2 Основні об'єкти будівництва.							
6	1	Адміністративний корпус судуоремонтного заводу в м. Миколаїв	1921723				1921723
Всього по розділу №2.			1921723	0	0	0	1921723
Розділ №3 Об'єкти енергетичного призначення.							
7	Тип. Схема №3-1/1	Трансформатор понижуючий.	2136.5	1568.6		563.25	4268.35
8	Тип. Схема №3-1/2	Лінії електропередач.	50632	12365		1256.3	64253.3

Всього по розділу №3.			52768.5	13933.6	0	1819.55	68521.65
Розділ №4 Об'єкти транспортногосподарського зв'язку.							
9	Тип. Схема №4-1/2	Тимчасові дороги.	21365	1036.23		4365.3	26766.53
10	Тип. Схема №4-1/3	Сигналізація.	2365.05	1289.6		425.3	4079.95
Всього по розділу №4.			23730.05	2325.83	0	4790.6	30846.48
Розділ №5. Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепlopостачання та газопостачання.							
11	Тип. Схема №5-1/3	Зовнішня мережа каналізації з оглядовими колодезями.	56324.96	25698.2		786.78	82809.94
12	Тип. Схема №5-1/4	Теплові мережі.	25678.6	12365		254.65	38298.25
13	Тип. Схема №5-1/5	Газопостачання, газорозподільчі пункти.	8397.9	1912.65		123.65	10434.2
14	Тип. Схема №5-1/6	Зовнішня мережа водопостачання.	9365.45	18369.2		852.3	28586.95
Всього по розділу №5.			99766.91	58345.05	0	2017.38	160129.34
Розділ №6 Благоустрій та озеленення територій.							
15	Тип. Схема №6-1/2	Насаджування дерев, кущів, улаштування клумб, газонів.	2356.5	1002.36			3358.86
Всього по розділу №6.			2356.5	1002.36	0	0	3358.86
Всього по розділу №1-6.			2100999.3	75606.84	0	24239.84	2200846
Розділ №7 Тимчасові будівлі та споруди.							
16	Тип. Схема №7-1/5	Кошти на зведення тимчасових будівель та споруд.	7598.2	32145.6			39743.8

Разом по главі №7.			7598.2	32145.6	0	0	39743.8
Разом по главі №1-7			2108597.5	107752.4	0	24239.84	2240589.8
Розділ №8. Інші роботи та витрати.							
17	Тип. Схема №8-1/2	Додаткові витрати на виконання будівельномонтажних робіт у зимовий період.	22656.5	14365.2			37021.7
18	Тип. Схема №8-1/3	Додаткові затрати пов'язані з виконанням протиаварійних заходів.	326.56				326.56
19	Тип. Схема №8-1/4	Утримання та відновлення після закінчення будівництва діючих постійних автомобільних доріг.	4563.23				4563.23
20	Тип. Схема №8-1/5	Витрати на проведення геологорозвідувальних робіт.	2656.36				2656.36
21	Тип. Схема №8-1/6	Витрати пов'язані з відрядженням працівників підрядних організацій на будови.				9657.56	9657.56
22	Тип. Схема №8-1/7	Утримання додаткових майстрів та інших інженерно-технічних працівників.				12568.3	12568.3
23	Тип. Схема №8-1/8	Виплата встановлених компенсацій у зв'язку з понаднормованим робочим днем.				4589.59	4589.59
Разом по главі №8			30202.65	14365.2	0	26815.45	71383.3
Разом по главам №1-8			2138800.2	122117.6	0	51055.29	2311973.1
Розділ №9. Утримання служби замовника і авторський нагляд.							
24	Тип. Схема №9-2/1	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд.)				2456.5	2456.5
25	Тип. Схема №9-2/2	Здійснення авторського нагляду.				5687.9	5687.9
26	Тип. Схема №9-2/3	Проведення геодезичних спостережень за деформацією будинку.				456.89	456.89

27	Тип. Схема №9-2/4	Витрати замовника пов'язані з проведенням тендора.				1478.96	1478.96
28	Тип. Схема №9-2/5	Кошти для надання послуг пов'язаних з підготовкою до виконання робіт та здачею об'єкта в експлуатацію.				24697.5	24697.5
Разом оп графі №9.			0	0	0	34777.75	34777.75
Разом по графі 1-9			2138800.2	122117.6	0	85833.04	2346750.9
Розділ №10 Проектні та вишукувальні роботи.							
29	Тип. Схема №10-1/1	Кошторисна вартість проектно-вишукувальних робіт.				13458	13458
30	Тип. Схема №10-1/2	Кошторисна вартість експертизи проектно-кошторисної документації.				2568.9	2568.9
Разом по розділу №10			0	0	0	16026.9	16026.9
Разом по розділах №1-10			2138800.2	122117.6	0	101859.94	2362777.8
Кошторисний прибуток			381393		0	10185.994	236277.78
Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва 2%						74881	47255.555
Кошти на покриття додаткових витрат пов'язаних з інфляцією.						124802	124802
Всього по розділах			2520193.2	122117.6	0	311728.93	2771113.1
Податки, збори, обов'язкові платежі згідно з чинним законодавством 20%						554222.62	554222.62
Всього по зведеному кошторисному розрахунку.						865951.55	3325335.7
Зворотні суми у тому числі : -від тимчасових будівель та споруд (15%)							5961.57

Директор(або головний інженер)_____.

проектної організації

Головний інженер

проекту _____.

Начальник відділу _____.

Замовник

Судноремонтний завод у м. Миколаїв

Програмний комплекс АВК-3 (редакція 2.0.1)

Форма №3

Об'єктний кошторис №1 на будівництво "Адмінкорпусу судноремонтного заводу у м. Миколаїв"

Складений на підставі :

Показники.

1. Відомості об'ємів робіт

1. Кошторисна вартість 1921723 тис. грн.

2. Норм ДБН 2000.

2. Заробітня платня 643529 тис. грн.

3. Нормативна трудомісткість 125752 люд.год.

4. Середній розряд робочих 3.9 розряд

№ п/п	Наймен. Коштор. Та коштор. Потоків.	Найменування робіт та затарат.	Кошторисна вартість тис. грн.					Кошторисна трудоємкість люд.год.	Кошторисна зарплатня грн.
			Будів. робіт	Монт. Робіт	Вартість обл. і його монтажу.	Інших затрат.	Всього		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Л.К.1	Адміністративний корпус судноремонтного заводу у м. Миколаїв	1786759					111208	613973
2	Л.К.2	На сантехнічні роботи.		72036				9612	11880
3	Л.К.3	На газо, електро постачання а також на слабострумні роботи.		62928				4932	17676
		Всього по кошторису.					1921723	125752	643529

**Локальний кошторис 1
на На загальнобудівельні роботи
Адміністративний корпус судоремонтного заводу у м. Николаїв**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	1786,759 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	111,208 тис.люд.- год.
Кошторисна заробітна плата	613,973 тис. грн.
Середній розряд робіт	3,9 розряд
Вимірник одиничної вартості	16244,00 м.куб
Показник одиничної вартості	110,00 грн.

Складений в поточних цінах станом на "3 травня" 2025 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									заробітної плати	в тому числі заробітної плати
									на одиницю	всього
А. Підземна частина										
Розділ 1. Земляні роботи										
1	E1-30-1	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід 1000м2	3,5	14,22	14,22	50	-	50	-	-
				-	3,15			11	0,77	3
2	E1-24-1	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 1 1000м3	1,4	396,50	396,50	555	-	555	-	-
				-	87,83			123	21,58	30

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	E1-16-14	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами однокерованими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1,25 [1,25-1,5] м3, група ґрунтів 2 1000м3	0,23	<u>1320,29</u> 27,39	<u>1291,10</u> 290,32	304	6	<u>297</u> 67	<u>9,16</u> 65,49	<u>2</u> 15
4	E1-11-14	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 1,25 [1,4-1,5] м3, група ґрунтів 2 1000м3	0,00037	<u>892,03</u> 21,56	<u>870,47</u> 196,97	-	-	-	<u>7,21</u> 44,97	-
5	E1-162-1	Розробка ґрунту вручну з кріпленням у траншеях шириною до 2 м, глибиною до 2 м, група ґрунтів 1 100м3	0,6	<u>675,75</u> 675,75	-	405	405	-	<u>212,50</u> -	<u>128</u> -
6	E1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1 1000м3	0,37	<u>278,48</u> -	<u>278,48</u> 61,69	103	-	<u>103</u> 23	<u>-</u> 15,16	<u>-</u> 6
7	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2 100м3	3,7	<u>127,94</u> 59,85	<u>68,09</u> 19,85	473	221	<u>252</u> 73	<u>18,36</u> 5,52	<u>68</u> 20
Разом прямі витрати по розділу 1, грн.						1890	632	<u>1257</u> 297		<u>198</u> 74
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						1				
всього заробітна плата, грн.						929				
Загальновиробничі витрати, грн.						691				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.						26				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						106				
Всього по розділу 1, грн.						2581				
Розділ 2. Фундаменти										
8	E8-3-1	Улаштування основи під фундаменти піщаної м3	10	<u>46,14</u> 3,68	<u>4,28</u> 1,25	461	37	<u>43</u> 13	<u>1,23</u> 0,35	<u>12</u> 3
9	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки 100м3	0,116	<u>18848,91</u> 585,29	<u>462,82</u> 105,84	2186	68	<u>54</u> 12	<u>195,75</u> 24,86	<u>23</u> 3
10	E6-1-2	Улаштування бетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом до 3 м3 100м3	0,95	<u>22420,74</u> 2084,61	<u>679,95</u> 156,22	21300	1980	<u>646</u> 148	<u>639,45</u> 36,96	<u>607</u> 35

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
11	E7-42-1	Установлення блоків стін підвалів масою до 0,5 т 100шт	196	<u>1258,99</u> 187,60	<u>820,97</u> 222,70	246762	36770	<u>160910</u> 43649	<u>56,00</u> 55,37	<u>10976</u> 10853
12	E7-1-4	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій більше 3,5 т 100шт	62	<u>4001,32</u> 855,04	<u>3146,28</u> 771,37	248082	53012	<u>195069</u> 47825	<u>243,60</u> 200,00	<u>15103</u> 12400
13	E8-4-2	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар 100м2	80	<u>1090,60</u> 72,29	<u>30,43</u> 8,98	87248	5783	<u>2434</u> 718	<u>22,59</u> 2,75	<u>1807</u> 220
		Разом прямі витрати по розділу 2, грн.				606039	97650	<u>359156</u> 92365		<u>28528</u> 23514
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				149233				
		всього заробітна плата, грн.				190015				
		Загальновиробничі витрати, грн.				151109				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				5829				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				24713				
		Всього по розділу 2, грн.				757148				
		Разом прямі витрати по підземній частині, грн.				607929	98282	<u>360413</u> 92662		<u>28726</u> 23588
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				149234				
		всього заробітна плата, грн.				190944				
		Загальновиробничі витрати, грн.				151800				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				5855				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				24819				
		Всього по підземній частині, грн.				759729				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Б. Надземна частина								
		Розділ 1. Каркас								
14	E7-5-8	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон більше 0,7 м, масі колон до 1 т 100шт	0,36	<u>7275,64</u> 2161,08	<u>2908,04</u> 770,10	2619	778	<u>1047</u> 277	<u>600,30</u> 181,63	<u>216</u> 65
15	E7-8-6	Установлення колон масою до 2 т на нижчестоящі колони при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 8 т 100шт	1,44	<u>8968,48</u> 3799,23	<u>2191,76</u> 519,87	12915	5471	<u>3156</u> 749	<u>1032,40</u> 139,98	<u>1487</u> 202
16	E7-9-8	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок перекриття [при вільному обпиранні] масою до 10 т, при висоті будівлі до 25 м 100шт	1,35	<u>10827,29</u> 3074,58	<u>6932,35</u> 1681,35	14617	4151	<u>9359</u> 2270	<u>854,05</u> 433,88	<u>1153</u> 586
		Разом прямі витрати по розділу 1, грн.				30151	10400	<u>13562</u> 3296		<u>2856</u> 853
		в тому числі:					6189			
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					13696			
		всього заробітна плата, грн.					10830			
		Загальновиробничі витрати, грн.					416			
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.					1762			
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.								
		Всього по розділу 1, грн.				40981				
		Розділ 2. Стіни								
17	E8-15-1	Мурування зовнішніх стін товщиною 380 мм із цегли керамічної з облицюванням лицьовою цеглою при висоті поверху до 4 м м3	467,6	<u>85,06</u> 33,94	<u>16,39</u> 4,34	39774	15870	<u>7664</u> 2029	<u>10,13</u> 1,20	<u>4737</u> 560
18	E7-11-9	Укладання перемичок масою від 0,3 до 0,7 т при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі більше 8 т 100шт	0,53	<u>2770,94</u> 394,93	<u>2347,24</u> 358,45	1469	209	<u>1244</u> 190	<u>117,89</u> 88,56	<u>62</u> 47

19	E8-6-7	Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м м3	42,36	<u>75,65</u> 22,01	<u>17,92</u> 4,76	3205	932	<u>759</u> 202	<u>6,92</u> 1,32	<u>293</u> 56
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
20	E8-35-1	Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м для мурування облицювання 100м2 вп	7,402	<u>442,79</u> 226,28	<u>2,50</u> 0,74	3278	1675	<u>19</u> 5	<u>68,57</u> 0,23	<u>508</u> 2
21	E7-17-1	Установлення в багатоповерхових будівлях рядових панелей зовнішніх стін довжиною до 6 м, площею до 10 м2 при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т 100шт	2,26	<u>7671,10</u> 3069,42	<u>3637,63</u> 910,48	17337	6937	<u>8221</u> 2058	<u>820,70</u> 242,68	<u>1855</u> 548
22	E7-16-15	Установлення в одноповерхових будівлях простінкових панелей зовнішніх стін площею до 5 м2 при висоті будівель до 25 м 100шт	0,68	<u>8547,19</u> 2826,63	<u>4219,86</u> 946,32	5812	1922	<u>2870</u> 643	<u>743,85</u> 230,43	<u>506</u> 157
23	E7-19-2	Заповнення вертикальних швів стінових панелей пружними прокладками 100м шва	19,52	<u>655,49</u> 32,76	<u>3,23</u> 0,95	12795	639	<u>63</u> 19	<u>9,44</u> 0,29	<u>184</u> 6
24	E8-24-1	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м 100м2	39,83	<u>788,16</u> 455,00	<u>130,64</u> 35,50	31392	18123	<u>5203</u> 1414	<u>133,04</u> 10,06	<u>5299</u> 401
Разом прямі витрати по розділу 2, грн.						115062	46307	<u>26043</u> 6560		<u>13444</u> 1777
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						42712				
всього заробітна плата, грн.						52867				
Загальновиробничі витрати, грн.						43104				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.						1703				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						7229				
Всього по розділу 2, грн.						158166				
Розділ 3. Перекриття та покриття										
25	E7-45-7	Укладання панелей покриття ребристих площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів] 100шт	3,15	<u>1465,37</u> 459,39	<u>925,33</u> 242,31	4616	1447	<u>2915</u> 763	<u>132,39</u> 66,85	<u>417</u> 211

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
26	E7-45-5	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів] 100шт	0,12	<u>2691,52</u> 851,73	<u>840,39</u> 216,75	323	102	<u>101</u> 26	<u>239,25</u> 59,89	<u>29</u> 7
		Разом прямі витрати по розділу 3, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				4939	1549	<u>3016</u> 789		<u>446</u> 218
		Всього по розділу 3, грн.				6832				
		Розділ 4. Вікна та двері								
27	E10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м2 з металлопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах 100м2	2,63	<u>732,85</u> 372,91	<u>359,94</u> 88,01	1927	981	<u>946</u> 231	<u>102,73</u> 23,13	<u>270</u> 61
28	E10-28-3	Заповнення дверних прорізів готовими імпорнтними дверними блоками площею більше 3 м2 з металлопластику "RENAU" [виробництво Германия] або "CONCORDE INTERNATIONAL" [виробництво США] у кам'яних стінах 100м2	3,85	<u>556,75</u> 215,57	<u>341,18</u> 84,43	2143	830	<u>1313</u> 325	<u>59,88</u> 22,31	<u>231</u> 86
29	E10-27-2	Заповнення зовнішніх і внутрішніх дверних прорізів окремими елементами в дерев'яних рублених стінах, площа прорізу до 3 м2 100м2	64,5	<u>2499,41</u> 1973,67	<u>149,65</u> 44,18	161212	127302	<u>9652</u> 2850	<u>527,72</u> 13,54	<u>34038</u> 873
		Разом прямі витрати по розділу 4, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн.				165282	129113	<u>11911</u> 3406		<u>34539</u> 1020
						24258	132519			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				104326 3982 16885				
		Всього по розділу 4, грн.				269608				
		Розділ 5. Сходи								
30	E7-47-1	Установлення сходових площадок масою до 1 т 100шт	0,24	<u>2315,43</u> 799,05	<u>1388,73</u> 356,09	556	192	<u>333</u> 85	<u>227,65</u> 96,17	<u>55</u> 23
31	E7-47-3	Установлення сходових маршів без зварювання масою до 1 т [для цокольних поверхів] 100шт	0,24	<u>3585,23</u> 924,11	<u>2490,77</u> 665,99	860	222	<u>598</u> 160	<u>272,60</u> 158,69	<u>65</u> 38
		Разом прямі витрати по розділу 5, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				1416 71 659 526 21 86	414	<u>931</u> 245		<u>120</u> 61
		Всього по розділу 5, грн.				1942				
		Розділ 6. Покрівля								
32	E12-5-2	Улаштування покрівель із бітумно-гумової мастики тришарових із трьома армуючими прокладками зі склосітки із захисним шаром гравію 100м2	7,92	<u>2687,09</u> 130,13	<u>46,22</u> 11,35	21282	1031	<u>366</u> 90	<u>38,05</u> 2,90	<u>301</u> 23
33	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар 100м2	7,92	<u>589,31</u> 231,12	<u>29,57</u> 7,26	4667	1830	<u>234</u> 57	<u>63,67</u> 1,85	<u>504</u> 15
34	E12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар 100м2	7,92	<u>699,38</u> 88,16	<u>7,96</u> 1,92	5539	698	<u>63</u> 15	<u>24,49</u> 0,48	<u>194</u> 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
35	E12-22-5	Улаштування вирівнюючих стяжок збірних із плоских азбестоцементних листів 100м2	7,92	<u>1409,33</u> 117,84	<u>41,76</u> 10,24	11162	933	<u>331</u> 81	<u>34,76</u> 2,61	<u>275</u> 21
		Разом прямі витрати по розділу 6, грн.				42650	4492	<u>994</u> 243		<u>1274</u> 63
		в тому числі:				37164				
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				4735				
		всього заробітна плата, грн.				3823				
		Загальновиробничі витрати, грн.				149				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				635				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.								
		Всього по розділу 6, грн.				46473				
		Розділ 7. Поли								
36	E11-1-1	Ущільнення ґрунту гравієм 100м2	7,2	<u>237,38</u> 34,43	<u>15,49</u> 3,55	1709	248	<u>112</u> 26	<u>10,76</u> 0,94	<u>77</u> 7
37	E11-2-9	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих бетонних шарів м3	57,6	<u>202,80</u> 18,50	- -	11681	1066	- -	<u>5,78</u> -	<u>333</u> -
38	E11-4-5	Улаштування гідроізоляції обмазувальної бітумною мастикою в один шар товщиною 2 мм 100м2	7,2	<u>494,92</u> 160,85	<u>39,98</u> 11,80	3563	1158	<u>288</u> 85	<u>38,39</u> 3,62	<u>276</u> 26
39	E11-9-1	Улаштування тепло- і звукоізоляції суцільної з плит або мат мінераловатних або скловолокнистих 100м2	7,2	<u>180,08</u> 139,40	<u>40,68</u> 20,33	1297	1004	<u>293</u> 146	<u>40,76</u> 6,55	<u>293</u> 47
40	E11-6-2	Улаштування гідроізоляції полімерцементною сумішшю товщиною шару 30 мм на латексі СКС-65-ГП 100м2	7,2	<u>1742,47</u> 403,51	<u>378,45</u> 117,17	12546	2905	<u>2725</u> 844	<u>109,65</u> 34,95	<u>789</u> 252
41	E11-27-2	Улаштування покриття на цементному розчині з плиток керамічних багатоколірних 100м2	25	<u>3213,91</u> 561,06	<u>110,53</u> 59,91	80348	14027	<u>2763</u> 1498	<u>167,48</u> 19,45	<u>4187</u> 486
42	E11-31-4	Улаштування покриття з мармурових плит при кількості плит на 1 м2 до 10 шт 100м2	3,24	<u>2455,46</u> 1802,78	<u>73,11</u> 20,17	7956	5841	<u>237</u> 65	<u>553,00</u> 6,18	<u>1792</u> 20

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
43	E11-17-2	Улаштування покриття мозаїчного [терраццо] товщиною 20 мм без малюнка 100м2	2,5	<u>1961,76</u> 848,37	<u>89,22</u> 59,90	4904	2121	<u>223</u> 150	<u>248,06</u> 19,64	<u>620</u> 49
		Разом прямі витрати по розділу 7, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього по розділу 7, грн.				124004	28370	<u>6641</u> 2814		<u>8367</u> 887
		Розділ 8. Оздоблювальні роботи								
44	E15-70-3	Високоякісне штукатурення по сітці стін без улаштування каркаса 100м2	69,12	<u>3004,23</u> 862,22	<u>18,47</u> 14,34	207652	59597	<u>1277</u> 991	<u>234,30</u> 4,74	<u>16195</u> 327
45	E9-38-2	Монтаж стель підвісних алюмінієвих панельних перфорованих [при витраті алюмінію на 1 м2 стелі до 2,4 кг] 100м2	36	<u>1720,64</u> 1571,22	<u>31,46</u> 5,12	61943	56564	<u>1133</u> 184	<u>452,80</u> 1,42	<u>16301</u> 51
		Разом прямі витрати по розділу 8, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього по розділу 8, грн.				269595	116161	<u>2410</u> 1175		<u>32496</u> 378
		Разом прямі витрати по надземній частині, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн.				753099	336806	<u>65508</u> 18528		<u>93542</u> 5257
						350785				355334

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				273931 10109 42876				
		Всього по надземній частині, грн.				1027030				
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				1361028	435088	<u>425921</u> 111190		<u>80268</u> 28845
		в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн.				500019 546278				
		Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				425731 15964 67695				
		Прямі витрати будівельних робіт , грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн. заробітна плата в експлуатації машин, грн.				1361028 500019 435088 111190				
		Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				425731 15964 67695				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн. кошторисна трудоємність, люд.-год. кошторисна заробітна плата, грн.				1786759 111208 613973				
		Всього по кошторису, грн.				1786759				
		Кошторисна трудоємність, люд.-год. Кошторисна заробітна плата, грн.				167077 613973				

Склав _____ Бобровник Н.Ю.
Перевірив _____ Бакуліна В.М.

Локальний кошторис №2 На роботи по влаштуванню внутрішніх санітарно-технічних робіт.

Складений на підставі :

1. Відомості об'ємів робіт

2. Норм ДБН 2000.

Показники.

1. Кошторисна вартість	72036	тис.грн.
2. Заробітня платня	11880	тис.грн.
3. Нормативна трудомісткість	9612	люд.год.
4. Середній розряд робочих	3.6	розряд

№ п/п	Шифр і номер позиції і норм	Найменування робіт.	Об'єм	Вартість одиниці		Загальна вартість			Витрати труда	
				всього зар.плати	Експл. Машин з.п.	Всього	Заробітна плата	Експ. Машин в т.ч. з.пл	не зайн. Обсл. Машин	Всього
									Обслугов. Машини	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	УКН-2004	Влаштування вн-ого водопроводу і каналізації. 1м.кв.	3600	8.6 1.2	0.39 0.12	30960	4320	1404 432	1.63 0.13	5868 468
2	УКН-2004	Влаштування опалення і вентиляції. 1м.кв.	3600	5.8 1.9	0.26 0.08	20880	6840	936 288	1.04 0.1	3744 360
		Всього по розділу				51840	11160	2340 720	-	9612 828
		В тому числі а) Вартість матеріалів.				38340			-	
		б) Заробітна плата				11880			-	
		Накладні затрати				5976			-	
		Кошторисна трудомісткість							-	9612 828

Всього по кошторису.	72036			
----------------------	-------	--	--	--

Програмний комплекс АВК-3 (редакція 2.0.1)

форма №4

Локальний кошторис №3 На роботи по влаштуванню газозабезпечення
електромонтажних та слабострумних робіт.

Складений на підставі :

Показники.

1. Відомості об'ємів робіт

1. Кошторисна вартість 62928 тис.грн.

2. Заробітня платня 17676 тис.грн.

2. Норм ДБН 2000.

3. Нормативна трудомісткість 4932 люд.год.

4. Середній розряд робочих 3.6 розряд

№ п/п	Шифр і номер позиції і норм	Найменування робіт.	Об'єм	Вартість одиниці		Загальна вартість			Витрати труда	
				всього	Експл.	Всього	Заробітня плата	Експ. машин в т.ч. з.пл	не зайн. Обсл. машин	Всього
					з.п.				Обслугов. машини	
5	6	7	8	9	10	11				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	E1-30-1	Газозабезпечення м.кв.	3600	3.4	0.14	12240	5760	504	0.53	1908
				1.6	0.04			144	0.05	180
2	E1-24-1	Електромонтажні роботи м.кв.	3600	4.2	0.17	15120	7560	612	0.64	2304
				2.1	0.05			180	0.06	216
3		Слабострумні роботи м.кв.	3600	3.8	0.05	13680	3960	180	0.2	720
				1.1	0.02			72	0.03	108
		Всього по розділу				41040	17280	1296	—	4932
								396		504
		В тому числі а) Вартість матеріалів.				22464		—	—	—
		б) Заробітня плата				17676		—	—	—
		Накладні витрати.				2916		—	—	—
		Кошторисна трудомісткість						—	—	4932
		Всього по кошторису.				62928		—	—	504

Відомість ресурсів до локального кошторису 1
на На загальнобудівельні роботи

№ п/п	Шифр ресурсу	Найменування	Одиниця виміру	Кількість	Поточна ціна за одиницю, грн.	в тому числі:		
						відпускна ціна, грн.	транспортна складова, грн.	заготівельно-складські витрати, грн.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<u>I. Витрати труда</u>								
1	1	Витрати труда робітників-будівельників	люд.-год.	122268	3,56			
2		Середній розряд робіт, що виконуються робітниками-будівельниками	розряд	3,7				
3		Витрати труда робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	люд.-год.	28845	3,86			
4		Середній розряд ланки робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	розряд	4,3				
5		Витрати труда працівників, заробітна плата яких передбачена в загальновиробничих витратах	люд.-год.	15964	4,24			
Разом кошторисна трудомісткість			люд.-год.	167077				
<u>II. Будівельні машини і механізми</u>								
6	S200-2	Автомобілі бортові, вантажопідйомність до 5 т	маш-год	9535,199	14,70			
7	S202-128	Крани баштові, вантажопідйомність 5 т	маш-год	755,0757	21,88			
8	S202-130	Крани баштові, вантажопідйомність 10 т	маш-год	80,3952	28,99			
9	S202-132	Крани баштові, вантажопідйомність 25 т	маш-год	16,5996	64,36			
10	S202-1141	Крани на автомобільному ході, вантажопідйомність 10 т	маш-год	82,0981	29,15			
11	S202-1243	Крани на гусеничному ході, вантажопідйомність до 16 т	маш-год	3826,4484	31,06			
12	S202-1244	Крани на гусеничному ході, вантажопідйомність 25 т	маш-год	3307,8035	40,81			
13	S203-101	Автовантажувачі, вантажопідйомність 5 т	маш-год	0,0855	18,29			
14	S204-502	Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму]	маш-год	652,0588	1,60			
15	S205-101	Компресори пересувні з двигуном внутрішнього згорання, тиск до 686 кПа [7 ат], подача 2,2 м3/хв	маш-год	19,265	15,30			
16	S205-102	Компресори пересувні з двигуном внутрішнього згорання, тиск до 686 кПа [7 ат], подача 5 м3/хв	маш-год	101,88	21,07			

1	2	3	4	5	6	7	8	9
17	C206-250	Екскаватори одноковшові дизельні на гусеничному ходу, місткість ковша 1,25 м3	маш-год	4,3847	58,07			
18	C207-148	Бульдозери, потужність 59 кВт [80 к.с.]	маш-год	29,8695	23,70			
19	C207-149	Бульдозери, потужність 79 кВт [108 к.с.]	маш-год	1,4582	29,25			
20	C211-902	Розчинозмішувачі пересувні, місткість 250 л	маш-год	29,376	4,44			
21	C215-3101	Котки дорожні самохідні гладкі, маса 5 т	маш-год	0,936	17,07			
22	C225-2501	Насоси для будівельних розчинів, продуктивність 4 м3/год	маш-год	97,344	0,85			
23	C233-201	Машини свердлильні електричні	маш-год	367,2677	0,32			
24	C270-14	Підіймачі щоглові будівельні, вантажопідйомність 0,5 т	маш-год	621,5436	4,17			
25	C270-36	Розчинонасос, місткість 1 м3	маш-год	181,7856	4,20			
26	C270-94	Автомобілі-самоскиди, вантажопідйомність до 7 т	маш-год	90,3352	15,54			
III. Будівельні матеріали, вироби і конструкції								
27	C111-9	Азбест хризолітовий, марка К-6-30	т	0,0576	282,20	252,98	23,69	5,53
28	C111-44	Листи азбестоцементні плоскі з гладкою поверхнею пресовані, товщина 10 мм	м2	807,84	9,79	9,28	0,32	0,19
29	C111-73	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-90/10	т	1,7704	1108,31	1056,72	29,86	21,73
30	C111-74	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-70/30	т	0,1368	1096,01	1044,66	29,86	21,49
31	C111-78	Бітуми нафтові покрівельні, марка БНК-45/180	т	0,396	997,10	947,11	30,44	19,55
32	C111-80	Бітуми нафтові для покрівельних мастик, марка БНМ-75/35	т	0,6336	1116,29	1063,96	30,44	21,89
33	C111-167	Цвяхи дротяні круглі формувальні 1,6x100 мм	т	0,01593	2437,23	2371,08	18,36	47,79
34	C111-179	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,6x50 мм	т	0,17755	2667,92	2597,25	18,36	52,31
35	C111-180	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x50 мм	т	0,04176	2536,84	2468,74	18,36	49,74
36	C111-181	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x60 мм	т	3,570075	2437,23	2371,08	18,36	47,79
37	C111-219	Гіпсові в'язучі Г-3	т	22,7031	151,78	129,06	19,74	2,98
38	C111-223	Грунтовка В-КФ-093 червоно-коричнева, сіра, чорна	т	0,0006	12041,24	11783,45	21,69	236,10
39	C111-237	Гудрон [напівгудрон]	т	1,09296	606,17	574,15	20,13	11,89
40	C111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	т	0,02565	238,75	210,61	23,46	4,68
41	C111-309	Канати прядив'яні просочені	т	0,01008	13451,06	13170,76	16,55	263,75
42	C111-322	Гас для технічних цілей, марка КТ-1, КТ-2	т	3,39936	1119,36	1073,25	24,16	21,95
43	C111-593	Мастика бітумнобутилкаучукова холодна	т	0,72	3431,60	3337,80	26,51	67,29
44	C111-594	Мастика бітумна покрівельна гаряча	т	6,8494	1153,08	1106,78	23,69	22,61
45	C111-595	Мастика бітумно-латексна покрівельна	т	0,1152	827,34	787,43	23,69	16,22
46	C111-612	Мастика морозостійка бітумно-масляна МБ-50	т	17,6	1941,61	1877,03	26,51	38,07
47	C111-623	Мило тверде господарське 72%	шт	621	1,13	1,10	0,01	0,02
48	C111-782	Поковки з квадратних заготовок, маса 1,8 кг	т	0,31864	2761,99	2689,47	18,36	54,16
49	C111-822	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення чорний, діаметр 1,6 мм	т	0,002565	1794,67	1745,42	14,06	35,19
50	C111-856	Руберойд покрівельний з пиловидною засипкою РКП-350Б	м2	871,2	2,53	2,44	0,04	0,05

1	2	3	4	5	6	7	8	9
51	C111-874	Сітка дротяна тканина з квадратними чарунками N 05 без покриття	м2	7464,96	13,81	13,52	0,02	0,27
52	C111-962	Мастило, солідол жировий "Ж"	т	0,16452	1188,37	1135,04	30,03	23,30
53	C111-987	Фасонний гарячекатаний прокат із сталі вуглецевої звичайної якості марки СтЗкп, кутовий рівнополічковий, товщина 11-30 мм, ширина полицки 180-200 мм	т	0,10656	1090,85	1068,67	14,06	8,12
54	C111-1150	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-1, діаметр 10 мм	т	0,51779	871,40	850,85	14,06	6,49
55	C111-1305	Портландцемент загальнобудівельного призначення бездобавковий, марка 400	т	0,89856	190,81	167,33	19,74	3,74
56	C111-1367	Шнури гумові круглого перерізу, діаметр понад 11 мм	кг	2049,6	5,90	5,76	0,02	0,12
57	C111-1484	Шурупи з напівкруглою головкою, діаметр стрижня 8 мм, довжина 100 мм	т	0,01548	3230,72	3149,01	18,36	63,35
58	C111-1515	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э46	т	0,288	2624,31	2554,17	18,68	51,46
59	C111-1529	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,42042	2485,07	2417,66	18,68	48,73
60	C111-1600	Бензин розчинник	т	0,4104	1086,52	1038,71	26,51	21,30
61	C111-1608	Дрантя	кг	45,54	0,91	0,85	0,04	0,02
62	C111-1693	Мастика бітумно-гумова покрівельна	т	8,3952	1185,48	1135,73	26,51	23,24
63	C111-1708	Клоччя просочене	кг	829,44	4,35	4,23	0,03	0,09
64	C111-1726	Плитки керамічні для підлог гладкі неглазуровані багатобарвні квадратні та прямокутні	м2	2550	21,20	20,03	0,75	0,42
65	C111-1757	Рядно	м2	174,35	5,18	5,07	0,01	0,10
66	C111-1762	Толь з крупнозернистою посипкою гідроізоляційна, марка ТГ-350	м2	8800	2,28	2,22	0,02	0,04
67	C111-1763	Толь з грубозернистою засипкою, марка ТВК-350	м2	238,98	2,90	2,78	0,06	0,06
68	C111-1780	Сітка з дроту холоднотягнутого	т	0,2592	2997,33	2924,50	14,06	58,77
69	C111-1784	Сітка скляна будівельна, марка СС-1	м2	3025,44	2,38	2,32	0,01	0,05
70	C111-1798	Сталь листовая оцинкована, товщина 0,7 мм	т	0,077616	3698,04	3656,45	14,06	27,53
71	C111-1843	Сталеві деталі рихтувань	т	0,273874	4347,30	4297,34	17,60	32,36
72	C111-1890	Портландцемент напружнювальний, марка 400	т	12,024	170,38	147,50	19,54	3,34
73	C111-1892	Шліфкруги	шт	5	7,24	7,10	-	0,14
74	C112-23	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, I сорт	м3	0,324	664,75	640,64	11,08	13,03
75	C112-25	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, III сорт	м3	25,268	430,56	411,04	11,08	8,44
76	C112-53	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-	м3	5,16	397,15	378,28	11,08	7,79

77	C112-58	150 мм, товщина 25 мм, III сорт Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-	м3	0,6291	306,61	289,52	11,08	6,01
78	C112-61	150 мм, товщина 32,40 мм, IV сорт Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-	м3	0,646	380,15	361,62	11,08	7,45
12		3	4	5	6	7	8	9
79	C112-62	150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-	м3	1,15056	280,05	263,48	11,08	5,49
80	C112-138	150 мм, товщина 44 мм і більше, IV сорт Дошки необрізні з хвойних порід, довжина 2-3,75 м, усі ширини, товщина 32, 40 мм, IV сорт	м3	0,0576	189,16	174,37	11,08	3,71
81	C112-173	Бруски обрізні з берези, липи, довжина 2-3,75 м, усі ширини, товщина 32-70 мм, III сорт	м3	0,0324	336,60	318,92	11,08	6,60
82	C114-104	Тканина скляна ізоляційна, марка И-200, товщина 0,2 мм	м2	158,4	3,72	3,65	-	0,07
83	C121-756	Окремі конструктивні елементи будівель та споруд [колони, балки, ферми, зв'язки, ригелі, стояки тощо] з перевагою гарячекатаних профілей, середня маса складальної одиниці понад 0,1 до 0,5 т	т	0,72	3174,47	3132,10	18,74	23,63
84	C121-777	Деталі кріплення рейок, елементи кріплення підвісних стель, трубопроводів, повітроводів, закладні деталі, деталі кріплення стінових панелей, ворот, рам, ґрат тощо масою не більше 50 кг, з перевагою профільного прокату, такі, що складаються з двох та більше деталей, з отворами та без отворів, які з'єднуються на зварюванні	т	0,95712	3577,69	3532,32	18,74	26,63
85	C123-339	Нащільник, розмір 34x13 мм	м	2981,19	1,44	1,40	0,01	0,03
86	C123-514-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м2	87,4486	29,09	28,27	0,25	0,57
87	C123-517-У	Опалубка розбірна із щитів, ширина 2000 мм, товщина 40 мм	м2	8,8824	41,25	40,08	0,36	0,81
88	C123-521	Дерев'яні деталі риштувань	м3	0,04441	609,29	583,11	14,23	11,95
89	C142-10-2	Вода	м3	335,9182	3,16	3,16	-	-
90	C1112-27	Карборунд	кг	5	2,73	2,65	0,03	0,05
91	C1113-101	Борошно андезитове кислототривке, марка А	т	0,9	248,03	219,01	24,16	4,86
92	C1113-280	Латекс, марка СКС-65 ГП	т	0,2304	7863,28	7683,06	26,04	154,18

93	C1421-9472	Щебінь із природного каменю для будівельних робіт, фракція 40-70 мм, марка М400	м3	0,0092	45,12	16,04	28,20	0,88
94	C1421-9504	Гравій для будівельних робіт, фракція 5[3]-10 мм, марка ДР8	м3	8,2368	41,34	10,45	30,08	0,81
95	C1421-9514	Гравій для будівельних робіт, фракція 40-70 мм, марка ДР12	м3	36,72	36,62	5,82	30,08	0,72
96	C1421-10634	Пісок природний, рядовий	м3	79,3724	33,99	6,81	26,51	0,67
97	C1424-11598	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В7,5 [М100], крупність заповнювача більше 40 мм	м3	96,9	163,90	117,25	43,44	3,21
98	C1424-11608	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В3,5 [М50], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м3	11,832	161,76	115,15	43,44	3,17
99	C1424-11610	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В7,5 [М100], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м3	58,752	167,40	120,68	43,44	3,28
100	C1424-11620	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В10 [М150], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм	м3	80,36	180,97	133,98	43,44	3,55
101	C1424-11633	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача 10 мм і менше	м3	3,915	200,39	153,02	43,44	3,93
102	C1424-11635	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В22,5 [М300], крупність заповнювача 10 мм і менше	м3	8,1072	218,10	170,38	43,44	4,28
103	C1425-11680	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М25	м3	200	114,46	72,40	39,82	2,24
104	C1425-11681	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М50	м3	0,1219	125,10	82,83	39,82	2,45
105	C1425-11683	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М100	м3	237,357	146,85	104,15	39,82	2,88
106	C1425-11684	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М150	м3	41,572	164,22	121,18	39,82	3,22
107	C1425-11688	Розчин готовий кладковий важкий цементно-вапняковий, марка М50	м3	117,7144	146,18	103,49	39,82	2,87
108	C1425-11704	Розчин готовий опоряджувальний вапняковий 1:2,5	м3	252,288	156,35	113,46	39,82	3,07
109	C1425-11706-3	Розчин з мармуровим дрібняком для мозаїчних підлог [без барвника] на звичайному цементі	м3	5,1	481,00	431,75	39,82	9,43
110	C1537-1	Канат подвійного звивання, тип ЛК-Р, без покриття, з дроту марки В, маркірувальна група 1570 Н/мм2 та менше, діаметр 8,3 мм	10м	0,18	20,70	19,47	0,82	0,41
111	C1999-9001	Електроенергія	кВт-год	1535,7449	0,13	0,13	-	-
112	C1999-9005	Мастильні матеріали	кг	20,4229	2,52	2,52	-	-
113	C1999-9009	Дрова	м3	13,7281	12,14	12,14	-	-

Поточні ціни матеріальних ресурсів прийняті станом на 3 травня 2025 р.

Склав Бобровник Н.Ю.
Перевірив Бакуліна В.М.

РОЗДІЛ 6. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

АНАЛІЗ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ДІЮ ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Актуальність теми

З огляду на сучасні реалії, пов'язані з військовими діями на території України, які продовжуються вже четвертий рік поспіль, ризики вибухових впливів на будівельні конструкції суттєво зросли. Вибухові хвилі можуть спричинити часткове або повне руйнування елементів споруд, що ставить перед проектувальниками завдання створення конструкцій, здатних забезпечити як локальну, так і загальну стійкість. Вивчення поведінки конструкцій під впливом вибухових навантажень є критично важливим для захисту об'єктів критичної інфраструктури, цивільного населення та військових споруд.

Метою даної роботи є аналіз існуючих методів розрахунку конструкцій на вибухові навантаження, встановлення їх переваг, недоліків та сфер ефективного застосування, а також дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних елементів під впливом вибуху за допомогою чисельного моделювання.

Об'єктом дослідження є залізобетонні конструкції, які піддаються дії вибухових навантажень.

Предметом дослідження є методи розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій при дії вибухових хвиль.

Задачі дослідження:

1. Проаналізувати сучасні підходи до розрахунку конструкцій при дії вибухових навантажень.
2. Визначити області застосування квазістатичного та динамічного підходів.
3. Дослідити приклади моделювання в програмних комплексах (ЛІРА-САПР, ANSYS, SCAD).
4. Провести порівняльний аналіз методів.

5. Запропонувати рекомендації щодо вибору методу в залежності від характеристик задачі.

Вступ

У сучасних умовах глобальної нестабільності, зокрема в умовах військових конфліктів, терористичних загроз та техногенних аварій, значно зросло значення проектування будівельних конструкцій, здатних витримувати вибухові навантаження. Цей вид впливу відзначається своєю імпульсною природою, високою інтенсивністю, короткою тривалістю та складною структурою у просторі й часі. Вибухові хвилі можуть завдати суттєвих пошкоджень як несучим, так і огорожувальним елементам конструкцій, що в свою чергу здатне спричинити прогресуюче обвалення споруд.

Інженерна практика доводить, що навіть локальні пошкодження внаслідок вибуху можуть значно знизити несучу здатність конструктивної системи. Через це підвищується важливість використання адекватних розрахункових моделей, що відображають динамічну сутність процесів, викликаних вибуховим навантаженням. Стандартизовані підходи, зокрема квазістатичний метод, хоча і прості у застосуванні, часто не дозволяють точно відобразити реакцію конструкції на миттєвий вплив високої інтенсивності. Це ставить під сумнів ефективність такого підходу для відповідальних об'єктів, зокрема споруд укриттів, промислових підприємств, а також об'єктів інфраструктури.

У зв'язку з цим науково-дослідні роботи у сфері аналізу методів розрахунку на дію вибуху є надзвичайно актуальними. Особливо важливим є вивчення поведінки залізобетонних конструкцій, які широко застосовуються у практиці будівництва завдяки поєднанню міцності, довговічності та відносно невисокої вартості. Проте реакція бетону і арматури на динамічні імпульсні дії є складною та багатофакторною, і включає у себе як пружні, так

і пластичні фазові переходи, локалізацію деформацій, появу тріщин, поширення хвиль напружень та ін.

Паралельно з цим зростає значення чисельного моделювання — ефективного інструменту, що дозволяє прогнозувати поведінку конструкцій у складних умовах без необхідності масштабних фізичних експериментів. Програмні комплекси, такі як LIRA-САПР, ANSYS, LS-DYNA, Abaqus, SCAD тощо, забезпечують можливість враховувати складну геометрію, неоднорідність матеріалів, наявність тріщин, варіанти армування, включно з інноваційними рішеннями, такими як псевдопружні сплави з пам'яттю форми (NiTi).

Таким чином, завдання даного науково-дослідного розділу полягає у системному аналізі існуючих методів розрахунку конструкцій на дію вибуху, дослідженні їх ефективності у порівнянні, а також практичному застосуванні методів чисельного моделювання до оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних елементів. Робота базується на глибокому огляді актуальної літератури, нормативної документації та результатів чисельного аналізу, що дозволяє зробити обґрунтовані висновки і надати рекомендації для проектної практики.

Результати дослідження мають не лише теоретичне, а й прикладне значення. Вони можуть бути використані при проектуванні нових будівель і споруд, що підлягають потенційній загрозі вибуху, а також при підсиленні існуючих конструкцій з метою підвищення їх вибухостійкості. Це відповідає стратегічним цілям забезпечення безпеки цивільного населення та об'єктів критичної інфраструктури в умовах зростаючих загроз техногенного та антропогенного характеру.

6.1 Аналіз попередніх досліджень

У період воєнних дій виникає потреба у врахуванні впливу ударних хвиль від вибухів під час проектування громадських та промислових

будівель. Такі вибухові навантаження можуть призводити до часткового, суттєвого або повного руйнування споруд. Повністю забезпечити стійкість несучих конструкцій до всіх можливих загроз неможливо через їхню непередбачуваність. Однак можна проаналізувати ефективні підходи до підвищення надійності конструктивних елементів, аби локальні пошкодження не спричиняли прогресуюче руйнування чи втрату стійкості всієї будівлі.

Питанням розробки методів запобігання прогресуючого обвалення присвячені праці В.О. Алмазова, А.Н. Бирбраера, М.С. Барабаш, А.С. Городецького, В.П. Максименко, Немчинова Ю.І., Б.С. Расторгуєва, К.Н. Мутоки, зарубіжних вчених G. Powell, J.R. Gilmour та K.S. Viridi, G. Kaewkulchai і E.B. Williamson та A.J. Pretlove, M. Ramsden та A.G. Atkins, B.A. Izzudin, A.G. Vlassis, A.Y. Elghazouli, D.A. Nethercot та інших [40]. У працях показаний вплив динамічного ефекту під час прогресуючого обвалення, яке зменшується при збільшенні пластичних деформацій. У статті вчених A.J. Pretlove, M. Ramsden та A.G. Atkins [40] поставлена задача про необхідність врахування динамічного перерозподілу зусиль під час розрахунку на прогресуюче обвалення. Автори доводять неточність статичного розрахунку та його непридатність для запобігання прогресуючого руйнування. G. Kaewkulchai та E.B. Williamson на прикладних задачах доводять необхідність врахування динамічних ефектів. J.R. Gilmour та K.S. Viridi для аналізу обвалення плоскої залізобетонної рами використовували тривимірний квазістатичний нелінійний елемент. Б.С. Расторгуєв запропонував методи забезпечення живучості будівлі на основі динамічного розрахунку конструкції багатоповерхового плоского каркасу при видаленні колони деякого поверху в двох випадках: прогресуюче обвалення частини будівлі та втрата загальної стійкості будівлі [58].

У науковій статті [40] автори здійснили глибоке моделювання динамічного впливу вибухових хвиль на бетонні конструкції. Було

розглянуто відмінності між повітряними та наземними вибухами, особливості формування навантаження залежно від відстані до епіцентру, а також геометричних характеристик джерела вибуху. У роботі особлива увага приділена впливу навантаження на плити перекриття, яке, згідно з моделюванням, може призвести до їх обвалення навіть при локалізованому ураженні. Побудовані моделі включають математичний опис ударної хвилі та її взаємодії з елементами залізобетонних систем.

Окремо було розглянуто характер зміни надлишкового тиску від відстані до вибуху, що дозволяє точно визначати навантаження на конструкцію в залежності від її розташування. Моделювання виконано в середовищі ПК «ЛІРА-САПР», який є популярним в українській інженерній практиці. Авторами вказано, що моделі необхідно налаштовувати з урахуванням імпульсу тиску, швидкості зростання хвилі, тривалості дії навантаження. Такий підхід дозволяє отримати точні результати при адекватному калібруванні даних. У висновках наголошується, що вплив вибуху на конструкцію має комплексний характер, і для його врахування слід застосовувати саме динамічні схеми моделювання (рис. 1).

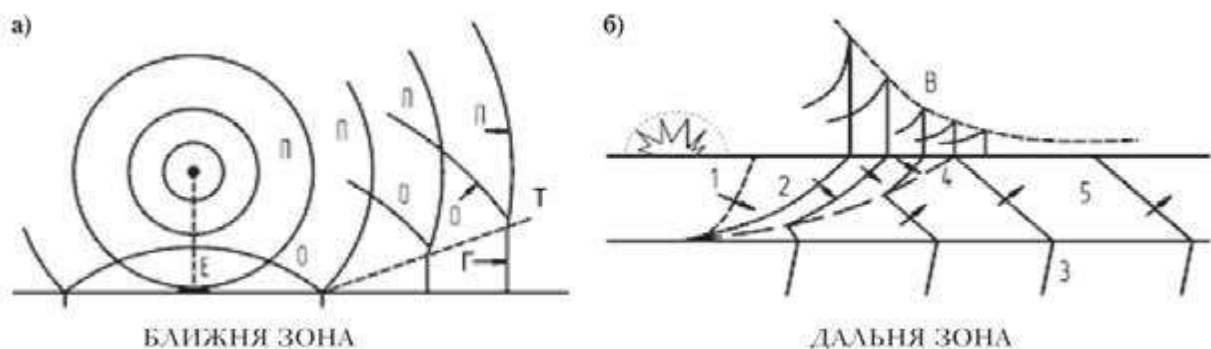


Рис. 1 а) Схема утворення хвиль під час повітряного вибуху:

Е – епіцентр вибуху; П – фронт падаючої хвилі; 0 – фронт відбитої хвилі; Г – фронт головної ударної хвилі; Т – траєкторія потрійної точки.

б) Розповсюдження хвиль при наземному вибуху:

1 – пряма вибухова хвиля; 2 – хвиля стиснення; 3 – заломлена хвиля; 4 – траєкторія вибухової хвилі; 5 – випереджальний режим

Інше джерело – [41] подає новий підхід до оцінювання небезпеки вибуху через параметр **бальності**. Автори вивели функціональну залежність між бальністю та приведеною відстанню, яка дозволяє інтегрувати результат у розрахункові моделі. Методика базується на аналізі тротилового еквіваленту та враховує геометричну конфігурацію середовища. Це дозволяє спростити складну процедуру визначення дії вибуху, особливо на стадії передпроектного аналізу.

У роботі наведено графіки залежності надлишкового тиску, тривалості фази зростання тиску та імпульсу тиску від відстані до джерела вибуху. Було також показано, як різна конфігурація вибуху (відкритий простір, екранування, відбиття від перешкод) змінює характер розповсюдження хвилі та впливає на її пікові значення. В рамках короткого, але інформативного викладу автори також запропонували інтерполяційну формулу для обчислення тиску в залежності від відстані, яка може бути імплементована у програмні модулі SCAD або ЛІРА-САПР. Таким чином, робота має прикладний характер і може бути використана для попереднього аналізу впливу вибухових хвиль при моделюванні конструкцій (табл. 1).

Табл. 1 Визначення бальності повітряної ударної хвилі сучасних засобів ураження

№ п/п	Назва засобу ураження	Значення приведеної відстані, [м/кг ^{1/3}]	Значення приведеної відстані, [ft/lbs ^{1/3}]	Бальність	
1	БМ-27 «Ураган»	3.691	9.301	4.27	4
2	БМ-30 «Смерч»	3.203	8.070	4.92	5
3	Х-31/Х31ПД (ПМ)	2.819	7.103	5.59	6
4	Х-35УЭ	2.571	6.478	6.13	

5	X-15	2.542	6.406	6.20	
6	X-41 П-270 «Москит» ЗМ80	2.542	6.406	6.20	
7	X-58У/Х-58УШК	2.542	6.406	6.20	
8	P-500 (9М728/«Іскандер»)	2.477	6.243	6.36	
9	РК «Точка»	2.477	6.243	6.36	
10	ЗМ55 П-800 «Оникс»	2.017	5.084	7.81	8
11	X-59М/Х-59М2	1.975	4.976	7.98	
12	X-55/Х-55СМ	1.818	4.581	8.67	9
13	X-555	1.818	4.581	8.67	
14	X-101	1.789	4.509	8.80	
15	ЗМ-14 «Калібр»	1.762	4.441	8.94	
16	X-47М2 «Кинжал»	1.725	4.347	9.13	
17	9М723 «Іскандер»,	1.702	4.288	9.26	
18	X-22	1.575	3.970	10.00	10

У статті [42] автори розглядають ключове питання точності та застосовності квазістатичного методу для оцінки дії вибухового навантаження. Методика еквівалентного статичного навантаження широко використовується у нормативній практиці, однак її доцільність при моделюванні швидкоплинних дій, таких як вибух, викликає певні сумніви. У публікації наводяться аналітичні приклади, які демонструють, як ігнорування інерційних складових або неправильно задана форма імпульсу може

призвести до значного перекручення результатів — особливо для елементів із малою жорсткістю.

Автори показують, що квазістатичний підхід у певних випадках може призводити як до переоцінки, так і до недооцінки напружень. Наводиться порівняння результатів розрахунків, отриманих квазістатичним методом, з розв'язками, отриманими шляхом прямого чисельного інтегрування рівнянь Лагранжа другого роду. У висновках роботи вказано, що для відповідальних конструкцій із малою масою або великою гнучкістю, квазістатичний підхід не забезпечує необхідної точності. Рекомендовано переходити до динамічного моделювання із врахуванням часової форми тиску, імпульсу сили та власних коливань системи. Це особливо важливо для горизонтальних конструктивних елементів — плит, балок, ребристих настилів, які найбільш чутливі до миттєвих навантажень типу вибуху.

Окремо заслуговує уваги джерело [50] під авторством Henrych J., яке є класичною монографією у сфері фізики вибуху та прикладної механіки. У ній автор детально розглядає природу формування вибухової хвилі, її поширення у повітряному середовищі та механізми взаємодії з твердими перешкодами. Книга містить фундаментальні аналітичні залежності, які використовуються як база для формування прикладних моделей у галузі будівельної механіки. Особливо цінним є представлення узагальненої схеми розвитку хвилі у відкритому просторі та у замкненому середовищі, що має безпосереднє застосування при моделюванні вибухів у приміщеннях, тунелях, захисних укриттях.

Henrych приділяє значну увагу тривалості імпульсу та його ефектам на цільовий об'єкт. Він вводить поняття ефективної дії імпульсу з урахуванням характеристик матеріалу, геометрії конструкції та часової функції тиску. Описано декілька форм хвиль тиску (трикутна, експоненціальна, логарифмічна), які сьогодні широко використовуються у чисельному моделюванні. Також розглядаються умови виникнення фокусованих хвиль та

їх надлишкової локальної дії, яка в декілька разів перевищує початковий надлишковий тиск. Це є критичним для обґрунтування стійкості вузлів будівельних систем.

Ця праця є однією з найбільш цитованих у сфері вибухової механіки і послужила базою для подальших прикладних досліджень, зокрема в ANSYS Autodyn та LS-DYNA. Саме аналітичні рішення Henrych лягли в основу побудови шаблонів навантаження у програмному забезпеченні для будівельної та військової інженерії.

Джерело [49] - це фундаментальна монографія, яка визначає теоретичну й прикладну основу методу скінченних елементів (МСЕ) — одного з основних чисельних методів, що використовується для моделювання деформацій, напружень і динамічних впливів у будівельних конструкціях. Автори детально викладають математичну базу МСЕ, включаючи побудову функцій форми, варіаційні принципи, згортку функціоналів та процес дискретизації складних об'єктів.

Для тематики вибухових впливів важливими є розділи, присвячені нелінійній поведінці матеріалів, обліку динамічних і хвильових явищ, а також алгоритмам прямого інтегрування рівнянь руху. Книга містить приклади застосування МСЕ до задач із швидкоплинними навантаженнями, що є прямим аналогом вибухових імпульсів. Наведені алгоритми реалізовані у більшості сучасних програмних комплексів (ANSYS, LS-DYNA, Abaqus), тому знання їхньої теоретичної бази є обов'язковим для науковця чи інженера, що працює з аналізом вибухостійкості.

Публікація [44] зосереджена на питанні вибору форми імпульсу тиску при чисельному аналізі поведінки залізобетонних балок під вибуховим навантаженням. Автори наголошують, що саме часовий розподіл тиску (трикутний, експоненційний, синусоїдальний тощо) суттєво впливає на результати розрахунку, особливо у випадку конструкцій із різним ступенем армування та жорсткості.

Було виконано серію розрахунків у програмному середовищі ANSYS для балок з однаковою геометрією, але різною тривалістю імпульсу. Показано, що навіть при однаковій площі під кривою тиску (тобто еквівалентному імпульсі), зміна форми функції тиску призводить до суттєвих відмінностей у розподілі деформацій, максимальних напружень та розвитку тріщин. Це підтверджує необхідність обґрунтованого підбору форми імпульсу у моделюванні.

У підсумку, автори пропонують емпіричні рекомендації щодо вибору імпульсної форми залежно від конструктивного типу елемента, що моделюється, а також характеру джерела вибуху (повітряний, наземний, замкнене середовище).

Ще одним важливим джерелом є стаття Luccioni V.M. та ін. [54]. У ній наведено результати чисельного дослідження дії вибуху на елементи будівель із різними конфігураціями. Авторами застосовано метод скінченних елементів у середовищі ABAQUS для відтворення ефекту дії імпульсу тиску з урахуванням просторової розподіленості.

У роботі особливу увагу приділено моделюванню взаємодії вибухової хвилі з поверхнею споруди, включаючи ефекти рефлексії, дифракції, фокусування та відбиття. Вказано, що найнебезпечнішим є ефект кутового фокусування, коли фронт хвилі перетинається в точці, зосереджуючи надлишковий тиск у невеликій зоні. Наведено графіки часової еволюції тиску у різних точках поверхні споруди, а також оцінено ступінь ушкодження як функцію амплітуди та тривалості імпульсу. У висновках автори роблять акцент на тому, що врахування нелінійної поведінки матеріалу, геометричної складності та часової динаміки є необхідною умовою для коректного прогнозування наслідків вибуху. Робота також підкреслює значення калібрування моделі за результатами натурних експериментів.

У роботі [43] автор розглядає застосування середовища ANSYS для моделювання поведінки залізобетонних балок під дією вибухового

навантаження. Основною інновацією роботи є аналіз ефективності підсилення конструкцій за допомогою вставок із псевдопружного сплаву з пам'яттю форми (NiTi). В рамках дослідження змодельовано балки з різними типами армування — традиційним (сталева арматура) і комбінованим, де додатково впроваджено вставки з NiTi.

У моделі враховано нелінійні властивості бетону (із застосуванням моделі пошкодження), а також матеріальні характеристики сплаву, зокрема його здатність до зворотної деформації під дією температури та навантаження. Було вивчено напружено-деформований стан конструкцій при різних варіантах армування. Зокрема, балки із NiTi-вставками продемонстрували зменшення «розмазування» пікових значень напружень у порівнянні з аналогічною геометрією балки без вставки. Отримані результати можуть бути корисні для подальшої розробки вибухостійких конструкцій.

Таким чином, аналіз зазначених джерел підтверджує, що сучасні методи моделювання динамічних навантажень повинні поєднувати чисельні підходи, об'єктивну валідацію експериментальними даними, а також включати використання новітніх матеріалів. Усі згадані дослідження роблять суттєвий внесок у розвиток вибухостійкого проектування, особливо в умовах обмежених можливостей для повномасштабних випробувань.

6.2 Методи розрахунку та моделювання впливу вибухової хвилі на будівельні конструкції

Захисні споруди відіграють важливу роль при захисті населення під час повітряних атак. При застосуванні звичайних засобів ураження захисні споруди повинні захищати від ударної повітряної хвилі та уламків. Це зумовлює необхідність відповідних розрахунків, а саме:

1. Розрахунок огорожуючих конструкцій захисних споруд на дію ударної вибухової хвилі;

2. Розрахунок огорожуючих конструкцій захисних споруд від дії уламків.

Варто зазначити, що є також окремі види споруд, розрахунок яких виконують на пряме влучання окремих засобів ураження. Як правило, це спеціалізовані споруди, які мають найвищий рівень захисту [56].

Розрахунок огорожуючих конструкцій захисних будівель та споруд на дію ударної вибухової хвилі може бути виконаний одним із трьох методів [55]:

- 1) Метод прямого інтегрування рівнянь руху;
- 2) Метод ударного імпульсу;
- 3) Квазістатичний.

Кожен із приведених методів характеризується відповідним навантаженням. Зокрема, метод прямого інтегрування рівнянь руху в якості навантаження використовує діаграми тиску ударної вибухової повітряної хвилі, встановлені для відповідного боєприпасу. Такі діаграми дають можливість встановити значення відповідних нормальних до поверхні тисків у певному діапазоні часу.

Для методу ударного імпульсу в якості основного навантаження приймається значення відповідного імпульсу ударної хвилі, його форма та час дії.

Для квазістатичного методу розрахунку захисних споруд на ударну дію вибухової хвилі приймається відповідне еквівалентне статичне навантаження.

Розрахунок на дію ударної вибухової хвилі виконується для заданого певного тротилового еквіваленту W боєприпасу, який вибухає на відстані R або R_g від будівлі [56] (рис. 2).

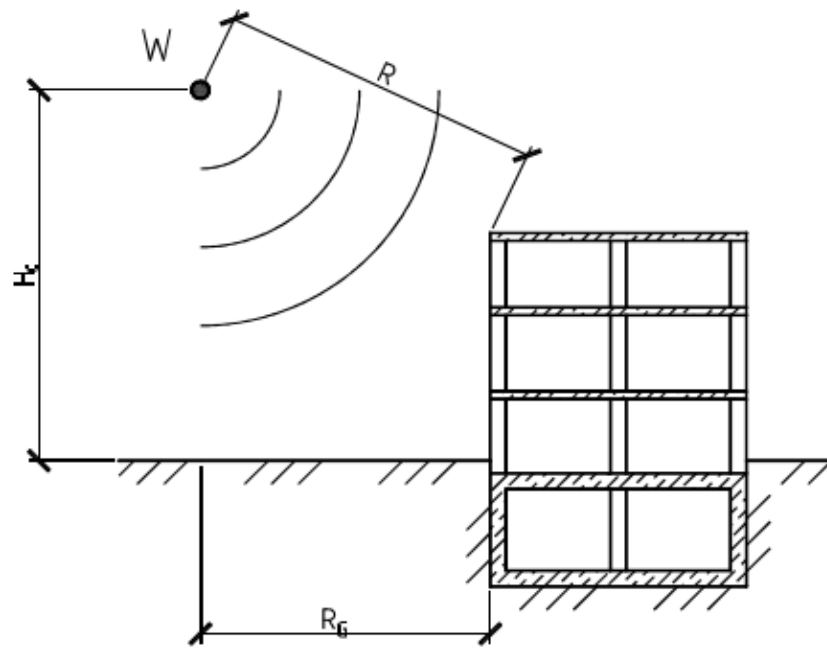


Рис. 2 До визначення параметрів діаграм рівнянь руху

Параметри діаграм ударних імпульсів встановлюються залежно від приведеної відстані

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}, \quad (6.1)$$

де R — відстань від будівлі до епіцентру вибуху (див. рис. 1), м;

W — еквівалентна маса тротилу, кг.

Типова діаграма тиску ударної повітряної хвилі приведена на рис. 3. Вибухові діаграми містять дві фази — фазу додатного тиску та від'ємного тиску (розрідження). Кожна з фаз характеризується наступними параметрами: максимальним тиском P_r , P_r' , часом дії t_0 , t_0' та ударним імпульсом i_r , i_r' . Значенню ударного імпульсу відповідає площа відповідної фази діаграми тиску [56].

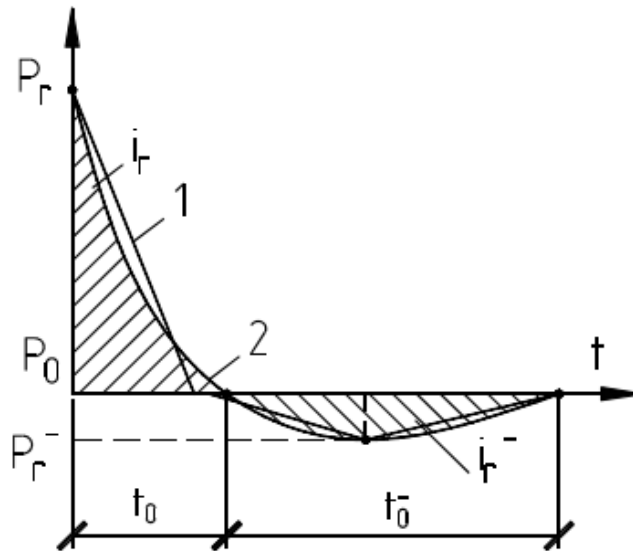


Рис. 3 Діаграма тиску повітряної ударної хвилі:

1 – нелінійна діаграма тиску; 2 – спрощена діаграма тиску

У практичних розрахунках використання нелінійної форми імпульсу значно ускладнює процес моделювання вибухового навантаження. Тому у більшості випадків форма імпульсу приймається або у вигляді трикутників, або прямокутника. Також для спрощення користуються спрощеною діаграмою тиску ударної повітряної хвилі (див. рис. 3).

Прямі динамічні розрахунки та розрахунки методом ударного імпульсу, як правило, викликають певні труднощі для більшості проєктувальників, особливо для складних та розвинених у плані будівель та споруд. Особливу складність викликає прикладання динамічного навантаження, тому що немає чітко сформульованих рекомендацій по його прикладанню. Це зумовлює велику кількість неточностей при виконанні таких розрахунків, у зв'язку з чим їх доволі складно перевірити. Саме тому у чинних нормах проєктування [55] запропоновано використовувати квазістатичні навантаження при проєктуванні захисних споруд.

При визначенні армування захисних споруд також допускається враховувати коефіцієнти динамічного зміцнення залежно від швидкості зміни деформування [53]. Для звичайних засобів ураження значення динамічної міцності бетону на стиск допускається приймати рівним 1,2. Такі

значення приймають при динамічних не вибухових навантаженнях. Більш точне значення можна уточнити за відомим виразом [57]:

$$\left\{ \begin{array}{l} DEF_c = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{sc}} \right)^{1,026\alpha_s} \rightarrow 30 \times 10^{-6} \leq \dot{\varepsilon} \leq (30 + 23i) c^{-1}; \\ DEF_c = \eta \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{sc}} \right)^k \rightarrow (30 + 23i) \leq \dot{\varepsilon} \leq 300 c^{-1}, \end{array} \right.$$

$$\text{де } \alpha_s = \frac{1}{5 + 9f_c / f_{c0}}, \quad f_{c0} = 10 \text{ МПа}; \quad \dot{\varepsilon}_{sc} = 30 \times 10^{-6} c^{-1}, \quad \gamma_s = 10^{(6,15\alpha_s - 2)},$$

$$\eta = (1 - 0,3392i)\gamma_s, \quad k = \frac{1 + 0,05i}{3}, \quad i = \begin{cases} 0 - \text{бетон}; \\ 1 - \text{фібро бетон.} \end{cases}$$

Значення швидкості зміни деформування визначається за форм.:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\tau}, \tag{6.2}$$

де $\dot{\varepsilon}$ - швидкість зростання деформацій, c^{-1} ; τ - час навантаження, с; ε_u - відповідні граничні деформації бетону.

6.2.1 Квазістатичний метод розрахунку

Квазістатичний метод розрахунку на дію повітряної ударної хвилі прийнятий за основний у національному нормативному документі з проектування будівель та споруд цивільного захисту [55]. Цей метод передбачає використання так званого еквівалентного навантаження, що означає розрахунок умовно на статичну дію навантаження, переміщення і зусилля від якого еквівалентні реальному динамічному навантаженню.

Граничне розрахункове значення квазістатичного навантаження обчислюється за формулою:

$$q_{ex,d} = \gamma_{fm} \cdot q_{ex,eqv}, \tag{6.2}$$

де $q_{ex,eqv}$ – квазістатичне характеристичне навантаження, що приймається рівним квазістатичному навантаженню (еквівалентному статичному навантаженню);

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням для граничного розрахункового значення квазістатичного навантаження, яке слід приймати $\gamma_{fm} = 1,00$.

Приведене навантаження на елементи конструкцій визначається умовами дії повітряної ударної хвилі на захисну споруду чи СПП залежно від розміщення, заглиблення їх у ґрунт та гідрогеологічних умов (рис. 2).

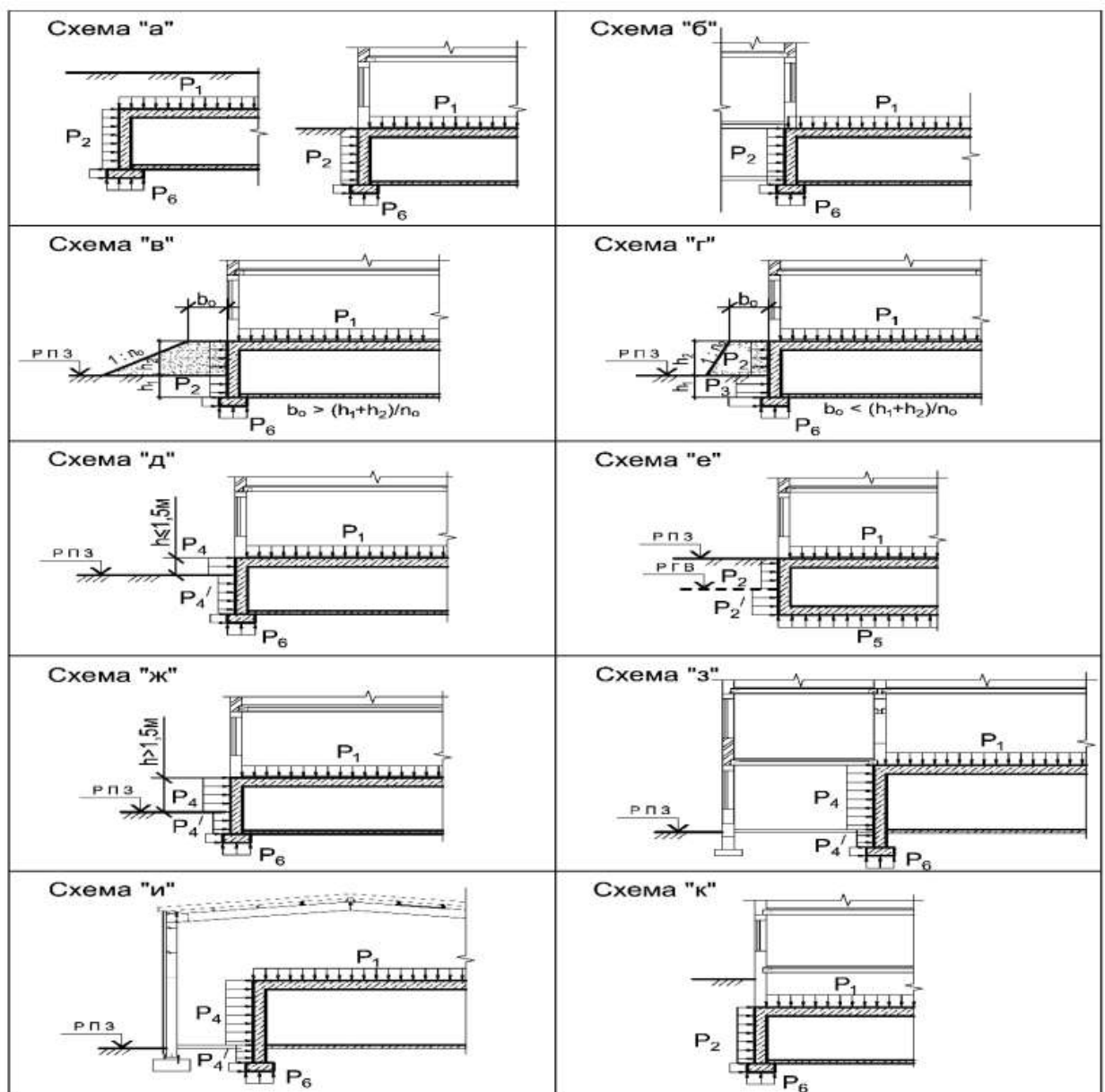


Рис. 2 – Схеми прикладання приведених навантажень на конструкції захисних споруд та СПП [55]

Схема «а», «б» – відповідно при повному заглибленні вбудованої захисної споруди / СПП і з примиканням до приміщення у підвальному поверсі, не захищеного від повітряної ударної хвилі;

Схема «в», «г» – при неповному заглибленні захисної споруди / СПП, які обваловані ґрунтом, з виносом бровки укусу на відстань b_0 відповідно більше (в) та менше (г) відношення $(h_1 + h_2)/n_0$;

Схема «д» – при неповному заглибленні захисної споруди / СПП з відкритими ділянками стін ($h < 1,5$ м);

Схема «е» – при повному заглибленні захисної споруди / СПП та при рівні ґрунтових вод вище відмітки підлоги сховища; ж – для захисних споруд, вбудованих у перші поверхи будівель / споруд, при суміщенні стін захисної споруди та будівлі (споруди);

Схема «з» – з примиканням стін до внутрішніх приміщень будівлі (споруди);

Схема «и» – при розташуванні захисної споруди всередині об'єму поверху;

Схема «к» – при розташуванні захисної споруди під приміщеннями у підвальних та цокольних поверхах.

Приведене навантаження P_n приймається рівномірно розподіленим по площі та прикладеним нормально (перпендикулярно) до поверхні конструкції та визначається для кожної конструкції окремо за найбільш відповідною схемою рис. 2 (для одної захисної споруди чи СПП одночасно можуть обиратися навантаження на елементи конструкцій за різними відповідними схемами).

Розрахунковий надмірний тиск ΔP_{ex} для відповідних класів та груп захисних споруд приймається відповідно до таблиць А.1 і А.2, наведених у додатку А, ДБН [55].

Приведене вертикальне навантаження P_l (кПа) на покриття захисних споруд і СПП залежно від схеми прикладання приведенного навантаження слід визначати за формулами, наведеними в табл. 14.1, ДБН [55] – табл. 2.

Табл. 2 Вертикальне приведенне навантаження P_l (кПа) на покриття захисної споруди / СПП

Схема прикладання приведенного навантаження	Вертикальне приведенне навантаження P_1 (кПа) на покриття захисної споруди / СПП
Схеми «а», «б», «в», «г», «д», «е», «ж», «з», «и», наведені на рисунку 14.1 (вбудованих в будівлі/споруди)	$P_1 = \Delta P_{ex}$
Схема «к», наведена на рисунку 14.1 (вбудованих в будівлі/споруди під технічним підвалом)	$P_1 = 0,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Окремо розташовані захисні споруди/СПП	$P_1 = \Delta P_{ex}$
Тунелі аварійних виходів	$P_1 = \Delta P_{ex}$

Приведені горизонтальні навантаження P_2 , P_2' , P_3 , P_4 , P_4' , (кПа), що передаються на зовнішні стіни, слід визначати за формулами в таблиці 14.2, ДБН [55] – табл. 3.

Табл. 3 Горизонтальне приведенне навантаження на елементи зовнішніх стін

Схема прикладання приведенного навантаження	Горизонтальне приведенне навантаження на елементи зовнішніх стін, кПа
Схеми «а», «в», «г», «к», рисунок 14.1	$P_2 = K_{\sigma} \Delta P_{ex}$
Схема «б», рисунок 14.1 (на стіни, що відокремлюють укриття від примикаючих приміщень підвалів, не захищених від повітряної ударної хвилі)	$P_2 = 0,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Схема «е», рисунок 14.1 (на елементи зовнішніх стін, розташованих вище рівня горизонту ґрунтових вод)	$P_2 = 1,2 K_{\sigma} \times \Delta P_{ex}$
Схема «е», рисунок 14.1 (на елементи зовнішніх стін, розташованих нижче рівня горизонту ґрунтових вод)	$P_2' = \Delta P_{ex}$
Схема «г», рисунок 14.1	$P_3 = K_{\sigma} \times K_{від} \times \Delta P_{ex}$
Схема «д», рисунок 14.1 (для окремо розташованих захисних споруд та вбудованих захисних споруд в будівлі і споруди, стіни яких мають площу прорізів 10% і більше, та висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі 1,5 м і менше)	$P_4 = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схема «д», рисунок 14.1 (для окремо розташованих захисних споруд та вбудованих захисних споруд в будівлі і споруди, стіни яких мають площу прорізів менше 10%, та висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі 1,5 м і менше)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схема «ж», рисунок 14.1 (для захисних споруд з висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі більше ніж 1,5 м)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми «з», «и», рисунок 14.1 (для вбудованих захисних споруд, що знаходяться за огорожувальними конструкціями першого поверху будівлі або споруди, при площі прорізів стін будівлі до 50%)	$P_4 = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми з, и, рисунок 14.1 (для вбудованих захисних споруд, що знаходяться за огорожувальними конструкціями першого поверху будівлі або споруди, при площі прорізів більше ніж 50%, а також для стін, які знаходяться за легкоруйнівними конструкціями)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми д, ж, з, и, рисунок 14.1	$P_4' = K_{\sigma} \cdot P_4$
Примітка 1.	K_{σ} – коефіцієнт, що приймається за таблицею 14.3
Примітка 2.	$K_{від}$ – коефіцієнт, що враховує відбиття повітряної ударної хвилі і приймається за таблицею 14.4
Примітка 3.	Тут і далі під легкоруйнівними конструкціями слід приймати зовнішні огорожувальні конструкції, вага 1 м ² яких не перевищує 1 кН.

Приведене вертикальне навантаження (поздовжнє зусилля) на колони, внутрішні та зовнішні стіни визначається розрахунком і залежить від приведенного навантаження на покриття, яке визначається за 14.1.2.2, ДБН [55].

Приведене вертикальне навантаження P_5 , P_6 (кПа), що передається на фундаменти, слід визначати за формулами в таблиці 14.5, ДБН [55] – табл. 4.

Табл. 4 Вертикальне приведені навантаження на фундаменти

Схема прикладання приведені навантаження	Вертикальне приведені навантаження на фундаменти, кПа
Схема «е», рисунок 14.1 (за умови, що товщина шару нескельного ґрунту під фундаментною плитою дорівнює або більше величини заглиблення споруди у ґрунт)	$P_5 = \Delta P_{ex}$
Схема «е», рисунок 14.1 (за умови, що товщина шару нескельного ґрунту від низу фундаментної плити до скелі менше величини заглиблення споруди)	$P_5 = 1,2 \cdot \Delta P_{ex}$
Стрічкові та окремо стоячі фундаменти	P_6 навантаження відпору ґрунту, що визначається розрахунком в залежності від приведені вертикального навантаження на покриття, стіни, колони та площі фундаментів

Приведене навантаження на входи та аварійні виходи захисних споруд слід визначати за формулами в таблиці 14.6, ДБН [55].

Квазістатичне навантаження $q_{ex,eqv}$ на елементи залізобетонних конструкцій покриттів захисних споруд та СПП із відповідними захисними властивостями слід приймати рівним приведені навантаженню за 14.1.2.2, ДБН [55], помноженому на коефіцієнт динамічності K_D , що приймається за таблицею 14.8.

При розрахунку зовнішніх стін слід враховувати, що вертикальне (поздовжнє зусилля від дії ударної хвилі на покриття) та горизонтальне еквівалентне статичне навантаження діють одночасно.

Горизонтальне квазістатичне навантаження при розрахунку зовнішніх стін визначають за формулою:

$$q_{ex,eqv} = P_{max} \cdot K_D \cdot K_o \quad (6.3)$$

де P_{max} – приведені горизонтальне навантаження, кПа, яке визначається згідно з 14.1.2.3, 14.1.2.6, ДБН [55];

K_d – коефіцієнт динамічності, який приймається за таблицею 14.9;

K_o – коефіцієнт, який враховує зміну тиску на стіни за рахунок горизонтальної складової масової швидкості часток ґрунту, затухання хвилі стиску з глибиною і зниження тиску за рахунок руху споруди та деформації стін.

Для стрічкових та окремо розташованих фундаментів вертикальне квазістатичне навантаження приймається рівним приведеному навантаженню, помноженому на коефіцієнт динамічності K_d , визначений згідно з таблицями 14.10 та 14.11, ДБН [55].

Квазістатичне навантаження на зовнішні стіни у місцях розташування входів, на стіни тамбурів-шлюзів і тамбурів, на огорожувальні конструкції аварійних виходів та захисно-герметичні й захисні двері приймається рівним приведеному навантаженню, помноженому на коефіцієнт динамічності K_d , згідно з таблицею 14.12, ДБН [55].

Ці положення дозволяють спростити розрахунки конструкцій захисних споруд, замінюючи складний динамічний вплив вибухової хвилі на еквівалентне статичне навантаження, що є особливо корисним при проектуванні та оцінці стійкості будівель до вибухових впливів.

Відомо, однак, що цей метод, по-перше, є найменш точним, по-друге, він не враховує фізичну сутність процесу. Відомо також, що окрім квазістатичного методу існує метод прямого інтегрування рівнянь руху і імпульсний метод [56], які є значно більш точними. В той же час для проектувальників, все-таки, найзручнішим методом є квазістатичний метод.

Однак, при застосуванні квазістатичного методу еквівалентне навантаження приймається без розглядання геометричних (проліт, розміри поперечного перерізу) і фізико-механічних характеристик огорожуючої конструкції [44]. Тобто, якщо конструкція відноситься до певної категорії споруди і розташована в певному її місті, то навантаження приймається за цими показниками, і не враховується ані матеріал

конструкції, ані її жорсткісні характеристики. Так, для перекриттів прийнято мінімальне значення навантаження 100 кПа. Із теорії будівельної механіки відомо, що чим більша жорсткість конструкції, тим вищим буде її коефіцієнт динамічності [48]. Тому при розрахунку одного і того ж класу конструкції коефіцієнт динамічності може суттєво відрізнятись в залежності від матеріалу, жорсткості, прольоту тощо. Відповідно і еквівалентне статичне навантаження також повинно бути різним.

Крім того, форма зміни тиску вибухової хвилі в часі також має вплив на переміщення і зусилля конструкції, на яку діє ця хвиля [46]. Однак, часто приймають спрощений лінійний розподіл тиску в часі, який може суттєво відрізнятись від більш реального криволінійного, форма якого показана Фрідлендером [6].

6.2.2 Прямий динамічний метод

Для визначення напружено-деформованого стану (НДС) несучих конструкцій при зовнішньому вибуху доцільно застосування програмних комплексів (ПК), що реалізують метод скінченних елементів. Істотним фактором при виборі ПК для аналізу міцності є можливість виконання розрахунку прямим динамічним методом [47, с. 231]. Оскільки навантаження від вибухів відноситься до швидкоплинних процесів і має явно виражений динамічний характер.

Розглянемо особливості розрахунку навантаження від дії повітряної ударної хвилі на прикладі спрощеного розрахунку вибухостійкості одноповерхової будівлі з металевим каркасом і стіновим заповненням з листового металу в ПК «ЛІРА САПР» [58].

Для виконання розрахунку ідеалізований графік зміни тиску вибуху у часі було спрощено до трикутного розподілу з миттєвим зростанням та лінійним спадом у позитивній фазі (рис. 3). Важливо щоб значення пікового

тиску та імпульсу збереглися (імпульс – це область під кривою). Тож умовний проміжок часу знаходимо за формулою:

$$t_e = 2 * (I/P)$$

Для спрощення розрахунків простих конструкцій негативна фаза часто ігнорується, оскільки її внесок у розрахунок на вплив вибухової хвилі є незначним [51].

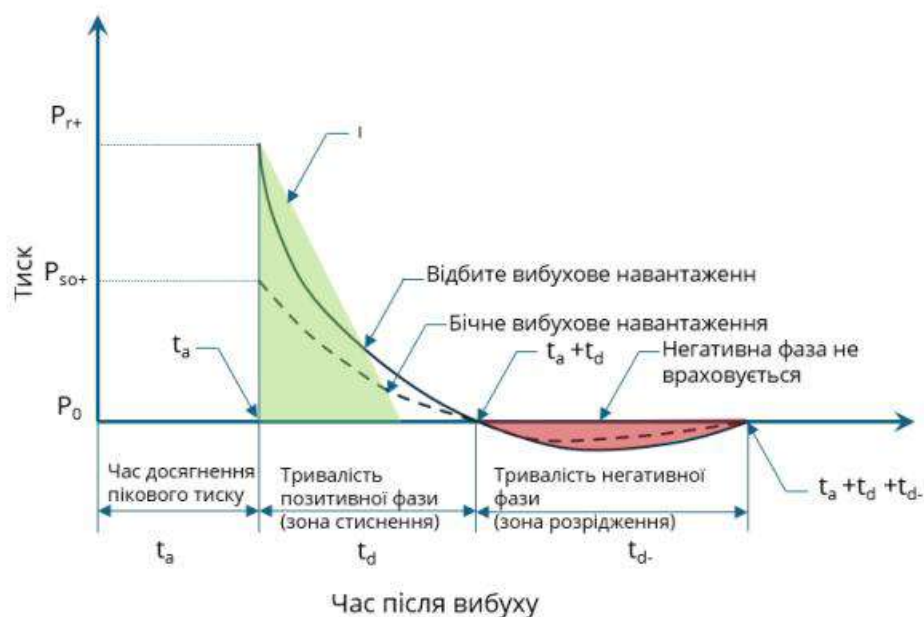


Рис. 3 Спрощений графік зміни тиску під час вибуху

Але врахування негативної фази вибухової хвилі в розрахунках допомагає забезпечити більш точні та надійні результати, що сприяє створенню безпечних і стійких конструкцій. Наприклад, не варто нехтувати негативною фазою при розрахунку конструкцій, чутливих до знакозмінних навантажень, оскільки вона створює зворотні навантаження, які можуть бути критичними для таких конструкцій [52, с. 59].

У досліджуваному прикладі наведено одноповерхову будівлю (ширина 50 футів, довжина 70 футів, висота 15 футів). Колони, ригелі та прогони змодельовано в ЛРА САПР стержневими скінченними елементами, яким призначені сталеві типи жорсткості: стійки колон - двотавровий переріз НЕВ300, ригелі – двотавровий переріз ІРЕ450, проміжні ригелі та прогони

- прямокутна труба РК100Х5.0. Стінові панелі та покриття змодельовані плоскими скінченними елементами оболонки (рис. 4).

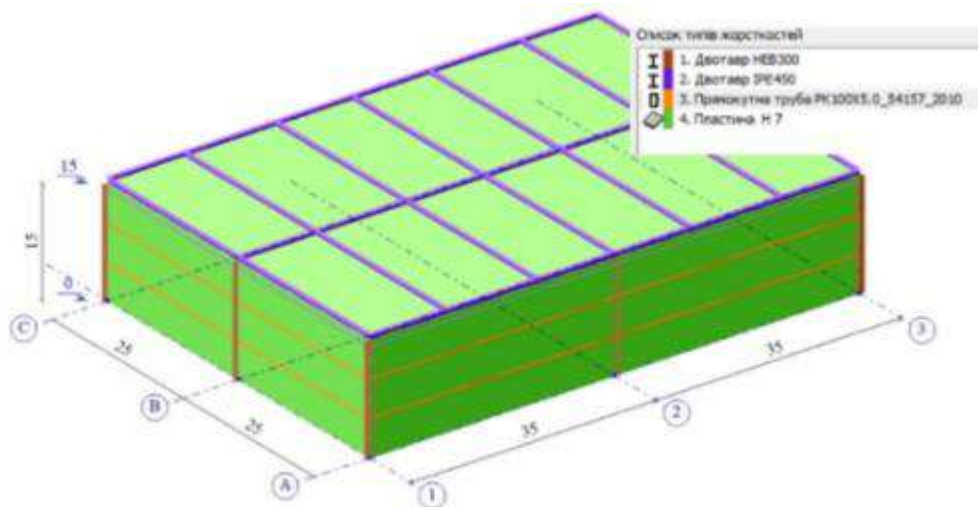


Рис. 4 Розрахункова схема одноповерхової будівлі

Вибух відбувається на відстані $R=50$ футів. Еквівалентна вага заряду в тротиловому еквіваленті становить 500 фунтів. На основі цих даних розраховується масштабована відстань Z :

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} = \frac{50 \text{ ft}}{\sqrt[3]{500 \text{ lb}}} = 6.3 \frac{\text{ft}}{\text{lb}^{1/3}}$$

де R - відстань від заряду до розрахункової точки;

W - вага еквівалентного навантаження у тротиловому еквіваленті.

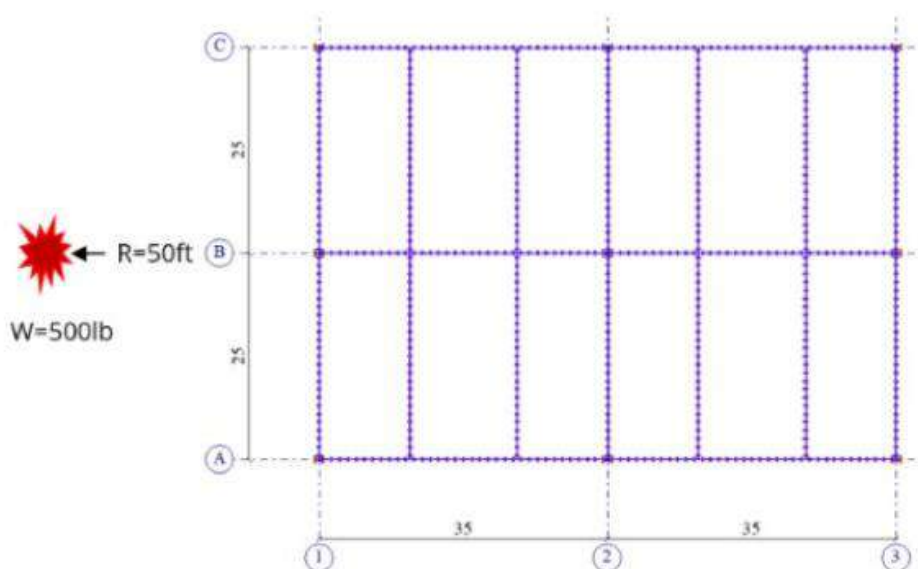


Рис. 5 Вибух на відстані R=50 футів, вага заряду W =500 фунтів

За допомогою графіків емпіричних кривих вибуху у джерелі [20] по значенню масштабованої відстані Z визначаються параметри позитивної фази вибухової хвилі, перелічені нижче в табл. 5, для відбитого та бічного тиску.

Табл. 5 Параметри вибухового навантаження (фасадна стіна) [58]

Параметри вибухового навантаження	Відповідно рисунку 7 [25]	Розрахункове значення
відбитий піковий тиск (+)	$P_r = 79,5$ фунт/кв. дюйм	-
бічний піковий тиск (+)	$P_{so} = 24,9$ фунт/кв. дюйм	-
відбитий імпульс (+)	$I_r = 31 W^{1/3}$	$I_r = 246$ фунт/кв. дюйм*мс
бічний імпульс (+)	$I_{so} = 12,1 W^{1/3}$	$I_{so} = 96$ фунт/кв. дюйм*мс
час наближення вибухової хвилі	$t_a = 1,96 W^{1/3}$	$t_a = 15,6$ мс
тривалість експоненційного навантаження (+)	$t_d = 1,77 W^{1/3}$	$t_d = 14,0$ мс
швидкість фронту ударної хвилі	$U = 1,75$ фут/мс	-

Оскільки фасадна стіна повернута безпосередньо до епіцентру вибуху, то до цієї поверхні прикладається «відбивні» змінні з таблиці 5.

Спрощений підхід з використанням трикутника вимагає, щоб відповідна тривалість була розрахована таким чином, щоб забезпечити збереження імпульсу (площу під кривою) протягом позитивної фази.

$$t_{e,r} = 2I_r / P_r = 2(246 \text{ фунт/кв.дюйм мс}) / 79,5 \text{ фунт/кв.дюйм} = 6,19 \text{ мс}$$

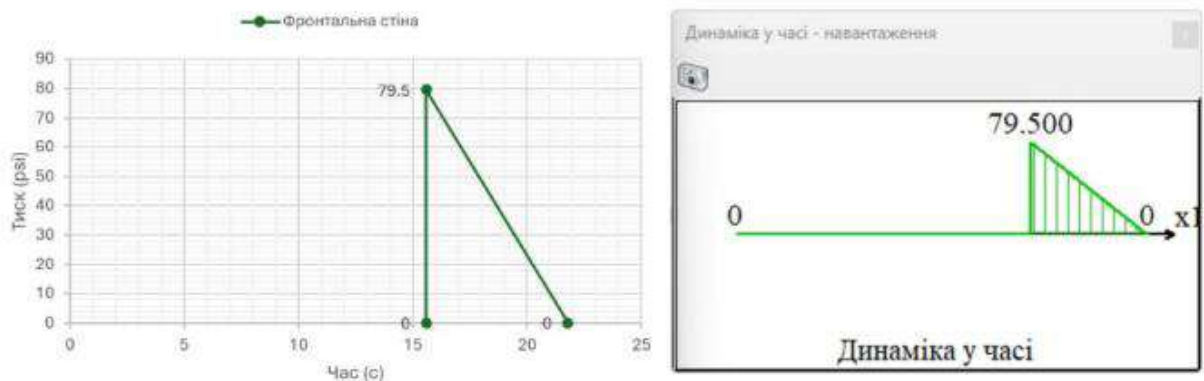


Рис. 6 Графік залежності тиску від часу для стіни, поверненої до вибуху

Для спрощення задачі масштабована відстань Z , яка була розрахована для фасадної стіни, застосована для визначення змінних вибуху біля бічних стін та покриття будівлі. Тому для визначення параметрів тимчасового графіку тиску для бічних стін та покриття будівлі використовуються бічні значення таблиці 5.

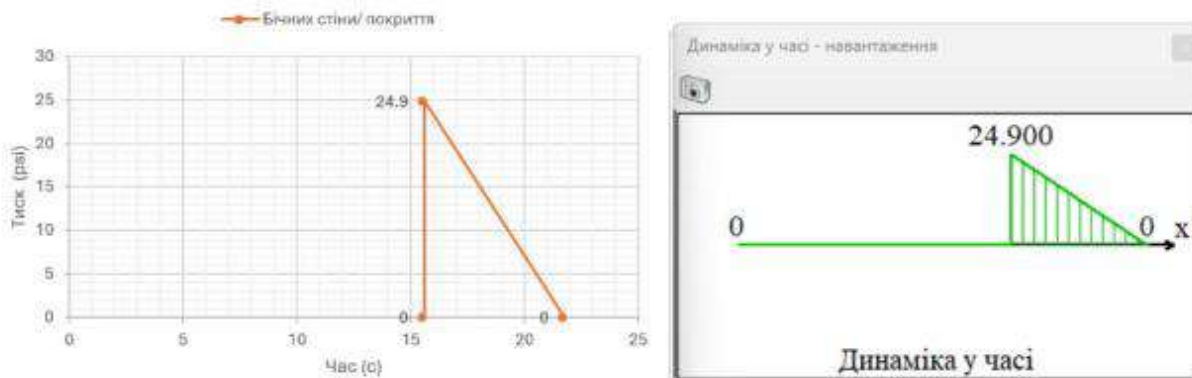


Рис. 7 Графік залежності тиску від часу для бічних стін та покриття

Еквівалентна тривалість t_e розраховується за допомогою "бічних" змінних.

$$t_{e,so} = 2I_{so} / P_{so} = 2(96,0 \text{ фунт/кв.дюйм мс}) / 24,9 \text{ фунт/кв.дюйм} = 7,71 \text{ мс}$$

Для тильної стіни розрахунок навантаження виконується по аналогії із попередніми розрахунками, тільки відстань R приймається іншою.

Оскільки висота тильної стіни становить 15 футів над рівнем землі, на якому відбувається вибух, миттєвого підвищення тиску не відбувається. Замість цього для розрахунку часу досягнення пікового тиску t_2 використовується швидкість вибухової хвилі, висота задньої стінки та час прибуття вибухової хвилі [58].

$$t_2 = L_1 / U + t_a = 15,0 \text{ фути} / 1,26 \text{ фути/мс} + 66,0 \text{ мс} = 77,9 \text{ мс}$$

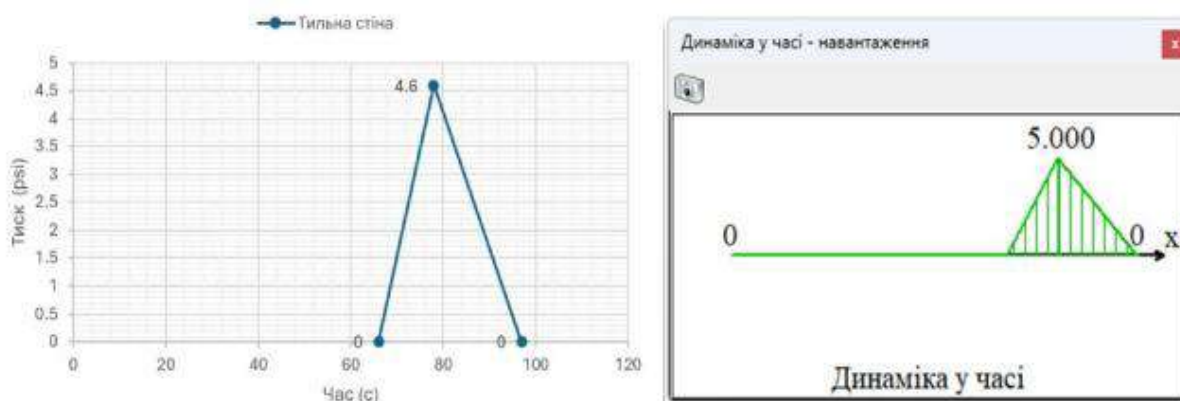


Рис. 8 Графік залежності тиску від часу для тильної стіни

Навантаження на фасадні, бічні, тильні стіни та покриття можуть бути співставлені таким чином, щоб відобразити залежність загального тиску від часу та показати, як дія повітряної ударної хвилі вплине на різні частини конструкції з плином часу (рис. 9).

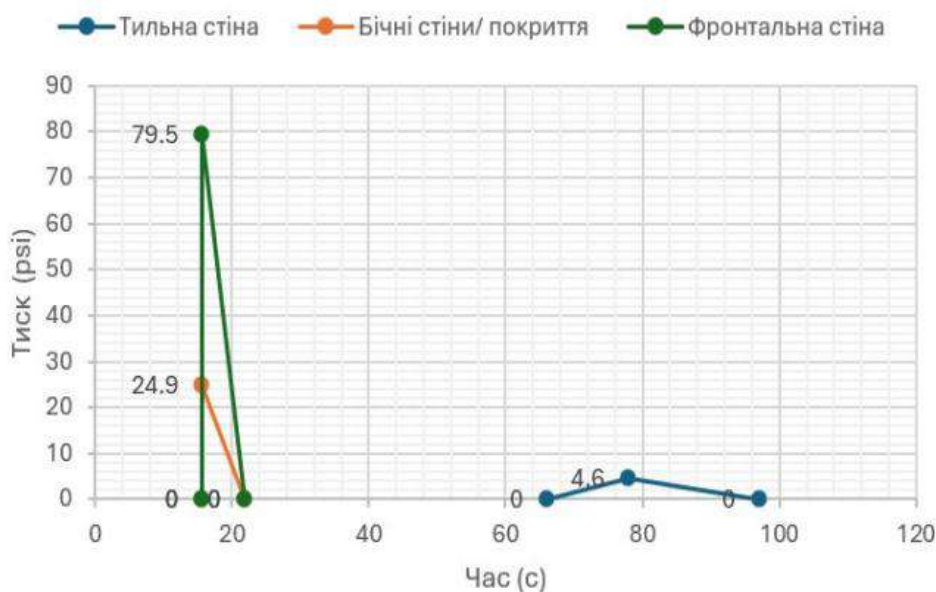


Рис. 9 Комбінований графік залежності тиску від часу

Цю інформацію можна задати в ПК «ЛІРА-САПР» в додатковому модулі «Динаміка у часі». Ваги мас отримані за допомогою перетворень зі статичних навантажень [40].

Динамічне навантаження, яке діє на конструкцію, можна задати за допомогою задання загального закону зміни динамічного навантаження

протягом часу. Для цього прикладемо статичне рівномірно розподілене по площі навантаження нормально до поверхні фронтальної, бічних і тильної стін, а також покриття, і перетворимо його на динамічне.

Для перетворення дії ударної хвилі в динамічне навантаження задаються відповідні графіки зміни тиску в часі (рис. 10-12). Величини навантаження з цього графіка будуть автоматично множитися на число, яке задається як інтенсивність статичного навантаження, в нашому випадку - на 1 psi (фунт/дюйм²).

Результати динамічного розрахунку показують, що максимальні переміщення каркасу будівлі складають 1,5 см вздовж осі X та 0,5 см вздовж осі Y, що є менше за максимальне горизонтальне відхилення, яке дорівнює $H/25$ [11] (18,28 см) [58].

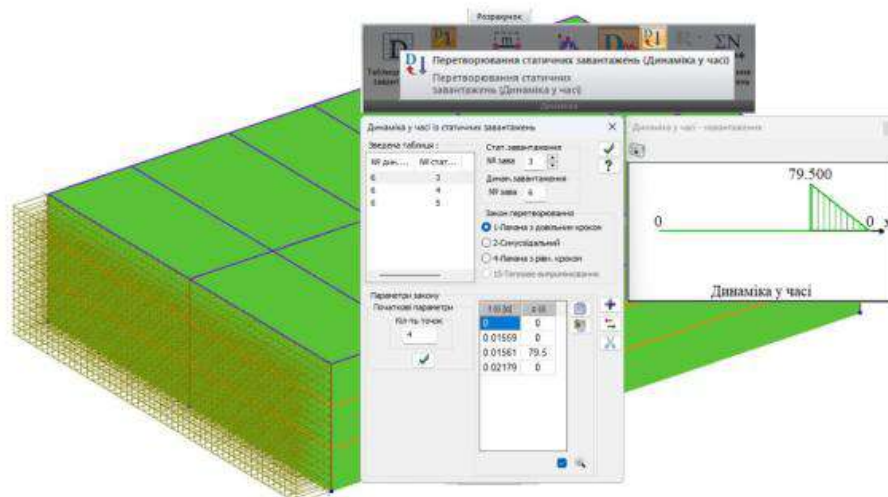


Рис. 10 Перетворення статичного завантаження 3 в динамічне завантаження 6

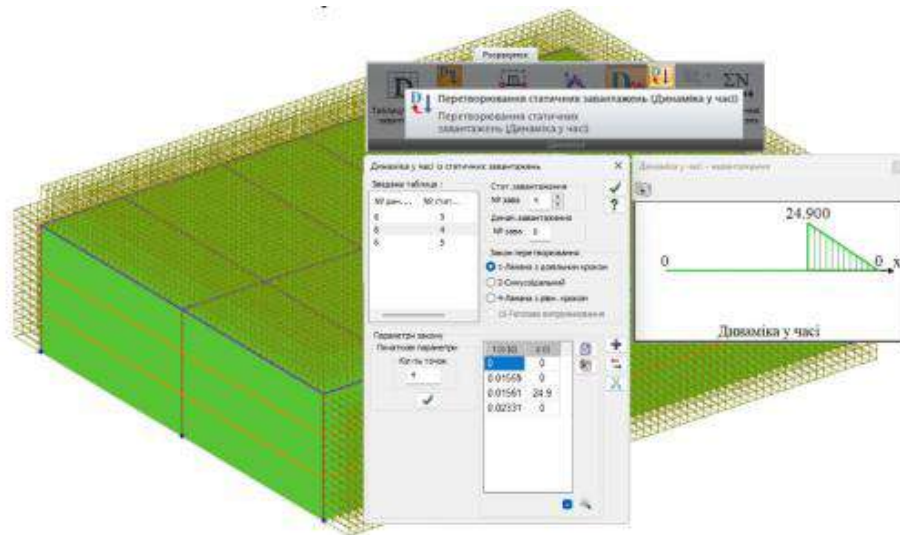


Рис. 11 Перетворення статичного завантаження 4 в динамічне завантаження 6

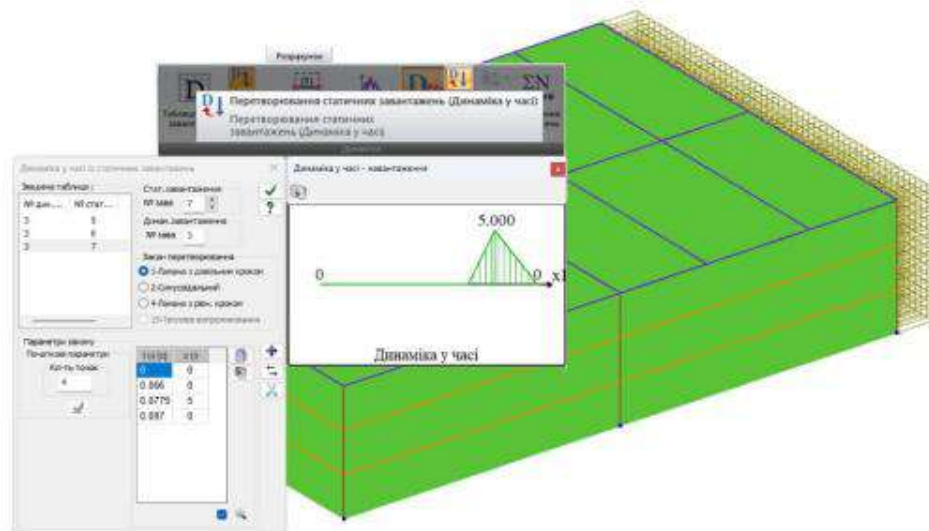


Рис. 12 Перетворення статичного завантаження 5 в динамічне завантаження 6

Однак найбільші переміщення спостерігаються в огорожувальних конструкціях, де вони досягають 4 метрів, що свідчить про їхню можливу руйнацію.

Огинача максимальних за абсолютною величиною значень
 Мозаїка переміщень по X(G)
 Одиниці виміру - см

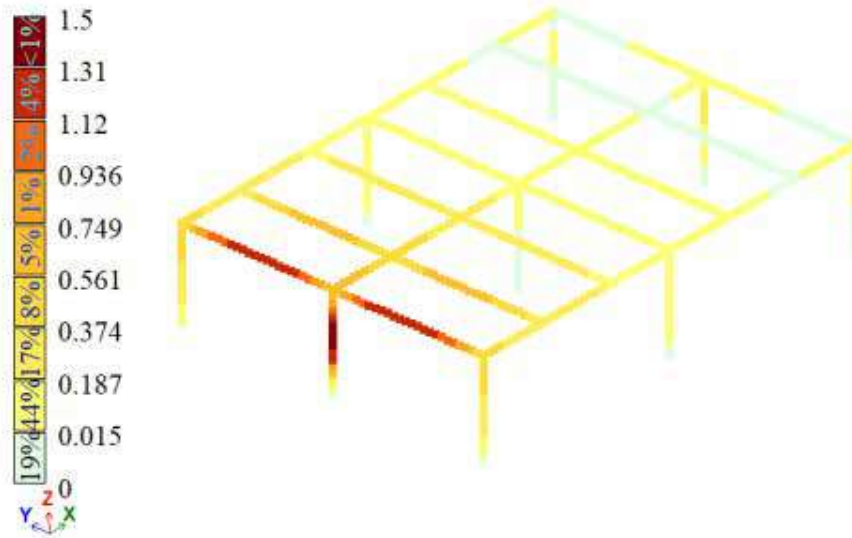


Рис. 13 Мозаїка переміщень вздовж осі X, м

Огинача максимальних за абсолютною величиною значень
 Мозаїка переміщень по Y(G)
 Одиниці виміру - см



Рис. 14 Мозаїка переміщень вздовж осі Y, м

Таким чином, використовуючи спрощений графік зміни тиску вибуху в часі та метод прямого динамічного інтегрування, можливо здійснити розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на конструкцію за допомогою методу скінченних елементів. Це дозволяє враховувати фізичну та

геометричну нелінійність, демпфування, різні варіанти конструкцій та інші можливості програмного комплексу «ЛІРА-САПР».

6.2.3 Чисельне моделювання методом скінченних елементів (МСЕ) в ПК «ANSYS»

Одним із найефективніших засобів для дослідження динамічного впливу вибуху на будівельні конструкції є програмне середовище ANSYS. У роботі [43] саме цей програмний комплекс був обраний авторами як основний інструмент для чисельного моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних балок при дії вибухової хвилі.

ANSYS — це потужна система інженерного аналізу, що базується на методі скінченних елементів і дозволяє враховувати складні фізичні процеси, включаючи нелінійність матеріалів, контактні взаємодії, пластичні деформації, пошкодження, розповсюдження тріщин та хвильові явища (рис. 15).

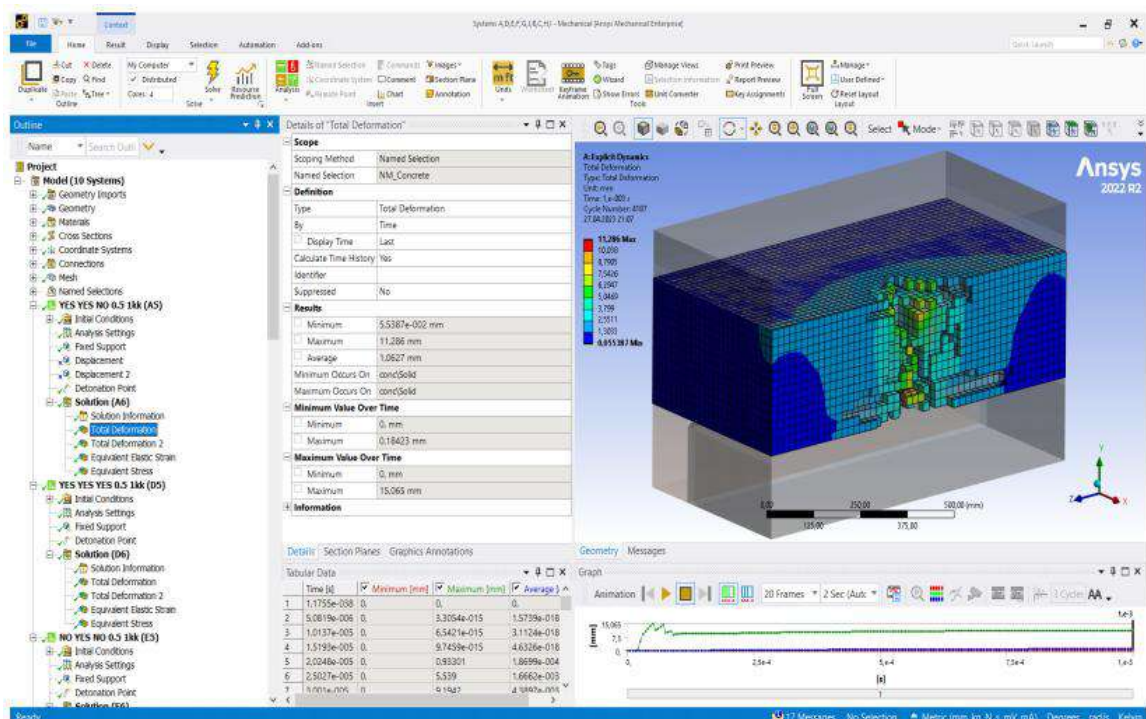


Рис. 15 Інтерфейс модуля Explicit Dynamics в ANSYS Mechanical Enterprise 2022 R2

У дослідженні була змодельована балка з традиційним армуванням (рис. 4), а також модифікований варіант з додатковими вставками з псевдопружного сплаву Нікельтитан (Ni-Ti). Параметри вибухового навантаження враховували типову діаграму тиску, яку було подано у вигляді трикутного імпульсу. Розрахунок проводився з урахуванням швидкоплинної зміни тиску в часі, що забезпечило реалізм результатів (рис. 16) і дозволило виявити критичні зони конструкцій [52].

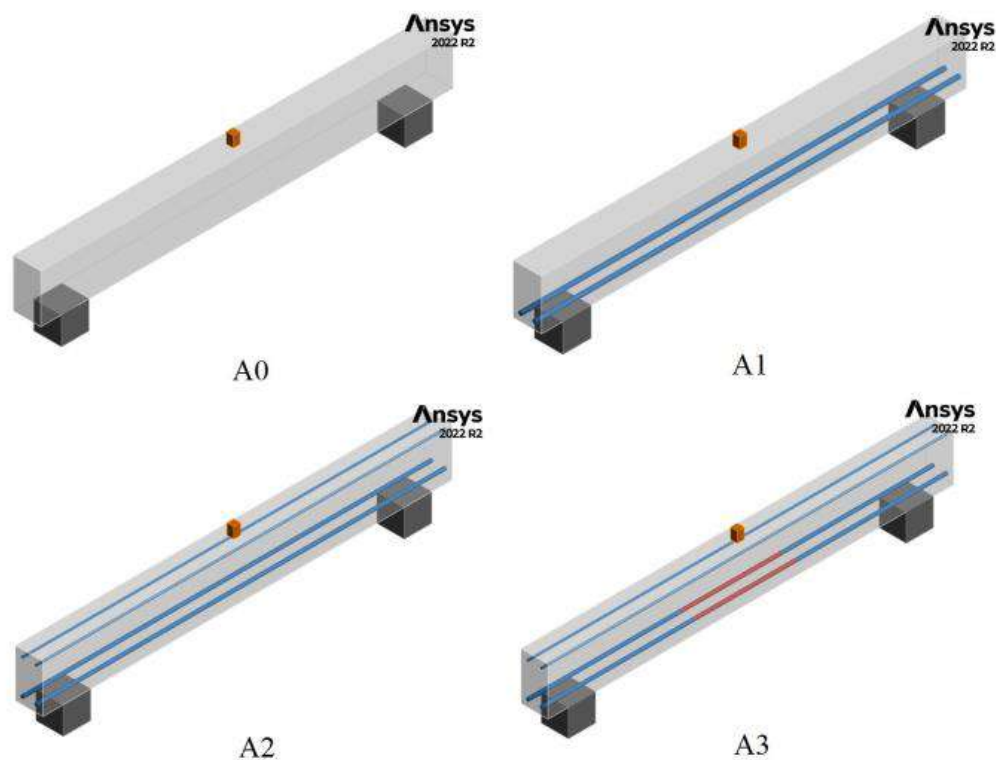


Рис. 16 Варіації балки з різними типами армування (A0 – A3), досліджених у роботі [43]

У моделі були використані такі ключові особливості ANSYS:

- матеріальна нелінійність бетону із застосуванням моделі Concrete Damaged Plasticity;
- елементи типу SOLID65 для опису об'ємних тіл бетону;
- сполучення з армуванням за допомогою Embedded Region;
- врахування поведінки NiTi як матеріалу з ефектом пам'яті форми;

- симетрія геометрії й навантаження для скорочення обчислювального часу.

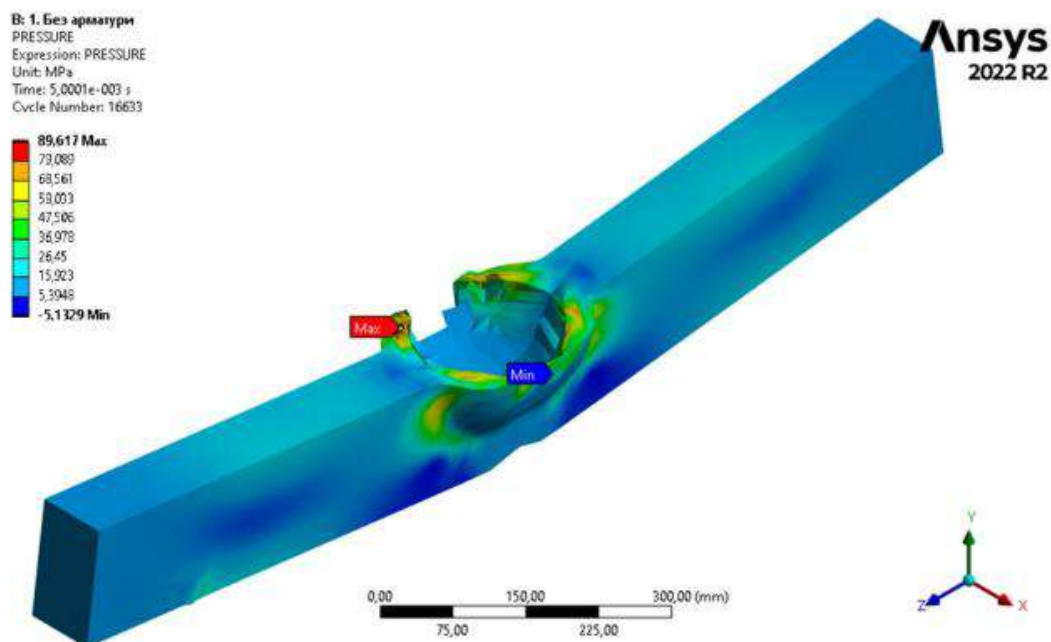


Рис. 17 Тиск на поверхні балки А0 від дії вибухового навантаження, МПа [43]

Особливу увагу приділено точності побудови сітки скінченних елементів, яка має суттєвий вплив на достовірність отриманих даних. Автор вказує, що надмірне укрупнення елементів призводить до згладжування пікових напружень і втрати деталей зони локалізації руйнування, натомість надто дрібна сітка значно збільшує обчислювальні витрати.

Результати чисельного моделювання дали змогу порівняти деформаційні характеристики балки з класичним і модифікованим армуванням [рис. 17, табл. 6].

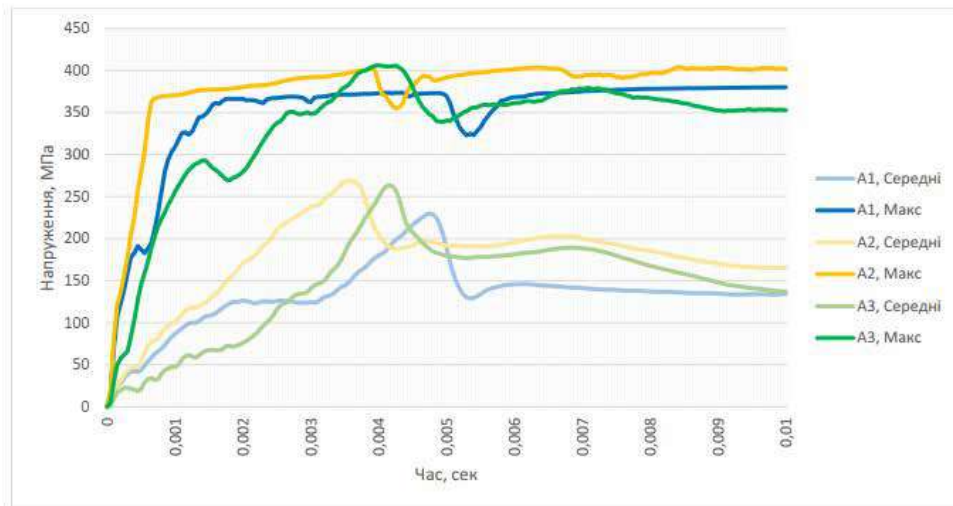


Рис. 17 Графік еквівалентних напружень в арматурі зразків А1 – А3, МПа [43]

Табл. 6 Чисельні результати першого дослідження балок [43]

№	Прогини балки, мм	Час, сек	Напруж. арм., МПа		Видовж. арм., мм/мм		Площа арматури, см ²		
			Центр	Макс	Центр	Макс.	Верхня	Нижня	Заг.
А0	106,4	0,005	-	-	-	-	-	-	-
		0,01	-	-	-	-	-	-	-
А1	28,4	0,005	332	369	0,00187	0,00358	-	2,262	2,262
		0,01	341	380	0,00170	0,00356	-	2,262	2,262
А2	41,2	0,005	352	391	0,00647	0,01218	0,283	0,503	2,136
		0,01	293	401	0,00722	0,01182			
А3	37,8	0,005	355	378	0,00621	0,00655	0,283	0,503	2,136
		0,01	229	392	0,00417	0,00467			

Балка з NiTi-вставками показала суттєво менші пікові напруження, кращу стабільність деформацій та вищу залишкову несучу здатність після дії вибуху. Також спостерігалось обмеження розвитку тріщинної зони, що підтверджує ефективність застосування розумних матеріалів у вибухостійких конструкціях.

Крім того, перевагою ANSYS є його модульність: для задач вибуху можуть додатково залучатися ANSYS Explicit Dynamics або LS-DYNA через інтеграцію, що відкриває ще більші можливості для моделювання високошвидкісних процесів та складних сценаріїв взаємодії структур із вибуховими хвилями.

Отже, на основі аналізу виконаного моделювання можна зробити висновок, що ANSYS є доцільним вибором для дослідження впливу вибухових навантажень на залізобетонні конструкції, особливо у випадках, коли необхідне точне врахування складної поведінки матеріалів та впровадження інноваційних технічних рішень. Висока точність, гнучкість та широкі можливості параметризації роблять цей комплекс одним із найбільш придатних для наукових і прикладних досліджень у галузі вибухостійкого проектування.

6.3 Порівняння можливостей програмних комплексів «ANSYS», «ЛІРА-САПР» та «SCAD Office»

У межах виконаного дослідження, окрім ANSYS, розглядалися також програмні комплекси «ЛІРА-САПР» та «SCAD», які широко використовуються в інженерній практиці на території України. Хоча всі три програми базуються на методі скінченних елементів, їх можливості щодо моделювання вибухових навантажень суттєво відрізняються.

ЛІРА-САПР є розвинутим середовищем для розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності. У межах вибухових навантажень цей комплекс дозволяє виконувати квазістатичне навантаження та обмежене моделювання імпульсних дій. Проте у роботі [42] зазначено, що при моделюванні вибухів у ЛІРА-САПР виникають обмеження: необхідно значне спрощення вхідного імпульсу, не враховуються детальні хвильові процеси, а також ускладнене точне моделювання контактної взаємодії в зонах тріщиноутворення. Таким чином, ЛІРА-САПР

придатна радше для попереднього інженерного аналізу або нормативної перевірки, ніж для повноцінного чисельного моделювання вибуху.

SCAD Office дозволяє проводити аналіз плоских та просторових конструкцій з використанням статичних, спектральних і гармонічних навантажень. У тезах [40] відзначено спроби застосування SCAD для оцінки дії вибухової хвилі через узагальнений параметр — бальність. Проте програмне середовище не забезпечує пряме динамічне моделювання імпульсних навантажень, натомість пропонує спрощені методики через використання еквівалентного статичного тиску. Ця обставина зумовлює обмежене застосування SCAD у випадках, де критично важлива часово-просторова структура імпульсу вибуху.

ANSYS, як показано раніше, забезпечує повний набір засобів для динамічного аналізу: від точного відображення діаграми імпульсу до врахування нелінійної поведінки матеріалів, тріщиноутворення, локального руйнування, енергопоглинання та ефектів розсіювання хвиль. ANSYS також підтримує високоточне моделювання матеріалів із пам'яттю форми, таких як NiTi, що розширює інженерні можливості в проектуванні вибухостійких конструкцій.

Підсумкове порівняння:

- **SCAD Office:** простий у застосуванні, швидкий, але обмежений у відображенні динаміки;
- **ЛІРА-САПР:** зручний для нормативної перевірки та квазістатичних розрахунків, частково адаптований до вибухових задач;
- **ANSYS:** найбільш гнучкий і точний, придатний для наукових досліджень і складних інженерних задач із високим ступенем достовірності результатів.

Таким чином, вибір програмного комплексу повинен базуватись на меті дослідження: якщо потрібен попередній аналіз — достатньо SCAD або

ЛІРА-САПР; якщо необхідне глибоке чисельне моделювання — безумовно, слід обирати ANSYS.

Табл. 7. Порівняльна характеристика програмних комплексів для моделювання вибухових навантажень

Критерій	ANSYS	ЛІРА-САПР	SCAD Office
Тип навантаження	Динамічне, імпульсне, нелінійне, контактне	Квазістатичне, частково імпульсне	Переважно квазістатичне
Матеріальна модель	Concrete Damaged Plasticity, NiTi (пам'ять форми), пластичність	Пружно-пластична, обмежена пошкоджуваність	Пружна, спрощена
Відображення тріщин	Є (SOLID65, нелінійна поведінка)	Обмежене, залежить від типу задачі	Відсутнє
Часова форма тиску	Змінна, деталізована (за імпульсом, діаграмою тиску)	Спрощена, передається як постійна або умовна функція	Уніфікована або параметризована у вигляді екв. навантаження
Імплементация NiTi	Так	Ні	Ні
Придатність до вибухових задач	Висока (зокрема для наукових досліджень)	Середня (нормативний рівень, без тріщин та хвильових ефектів)	Низька (лише попередні оцінки впливу)
Обчислювальні витрати	Високі, залежно від моделі та сітки	Помірні	Низькі
Гнучкість і параметризація	Висока	Середня	Обмежена

ВИСНОВКИ

На основі аналізу основних підходів до оцінки впливу вибухової хвилі на конструкції в даній роботі можна зробити наступні висновки:

1. Квастатичний метод — використовується в нормативній практиці як спрощений підхід, базується на еквівалентному статичному навантаженні. Його переваги полягають у простоті реалізації, однак він не враховує складну часову структуру вибухової хвилі. Як зазначено у [41], точність розрахунків значно залежить від характеристик перекриттів, жорсткості та тривалості імпульсу. Даний метод є допустимим інструментом для оцінки дії вибуху на огорожувальні конструкції захисних споруд, особливо якщо імпульс короткочасний і виконується з урахуванням нормативних коефіцієнтів.
2. Метод прямого інтегрування рівнянь руху — дозволяє точно відтворити динамічну поведінку конструкції, реалізується в ПК типу «SCAD Office» або «ЛІРА-САПР». Його перевага — врахування впливу маси, періоду власних коливань, форми тиску внаслідок чого забезпечуються точніші результати, особливо при правильному визначенні періоду власних коливань конструкцій. У [40] запропонована методика визначення бальності повітряної хвилі залежно від відносної приведенної відстані до епіцентру, яка може бути інтегрована у спектральні методики сейсмостійкості.
Динамічні моделі (пряме інтегрування) залишаються пріоритетними при необхідності врахування інерційної взаємодії, резонансних ефектів і складної геометрії конструкцій. При цьому моделі у ПК «SCAD Office» та «ЛІРА-САПР» мають обмеження в точності при коротких імпульсах.
3. Чисельне моделювання методом скінченних елементів (МСЕ), реалізоване в ANSYS дає можливість враховувати нелінійні властивості матеріалів та складну геометрію, дає найбільш інформативні результати при чисельних дослідженнях. У [43] здійснено моделювання напружено-деформованого стану балок, армованих традиційними і «розумними» матеріалами (NiTi) (Рис. 16).

-

Модель, створена в ANSYS, відтворювала локалізацію пластичних зон у бетоні і продемонструвала підвищену здатність до розсіювання енергії вибуху в балках з NiTi у порівнянні із звичайними залізобетонними балками.

Таким чином, дана модель показала найвищу деталізацію НДС з можливістю відображення розвитку тріщин, пластичних зон та ефекту локального руйнування, особливо при включенні NiTi-армування. Врахування імпульсної структури тиску виявилось критичним для результатів.

4. Для об'єктів, що мають складну просторову структуру та низьку жорсткість, доцільно застосовувати динамічне або чисельне моделювання із врахуванням реальної часової форми імпульсу. Методика вибору підходу має враховувати як характер вибуху (повітряний/підземний), так і функціональне призначення споруди — захисна, загальногромадська чи виробнича.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України).
2. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014. – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 205 с. – (Державні будівельні норми).
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011–06–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
4. Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Чинний з 2007–01–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
5. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. (Система проектної документації для будівництва) Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень.
6. ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Конструкції будинків та споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги.
7. Білик С.І. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: підручник для ВНЗ / С.І. Білик, О.В. Шимановський та ін. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2021. – 448 с.

8. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.
9. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції в умовах складного деформування та їх розрахунок: навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. – Полтава : ПолтНТУ, 2018. – 130 с.
10. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с. URL: <http://reposit.nupp.edu.ua/handle/PolNTU/5380>
11. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання: навч. посіб. / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2019. – 500 с.
12. Kos Z., Bearing Capacity near Support Areas of Continuous Reinforced Concrete Beams and High Grillages / Z. Kos, Ye. Klymenko, I. Karpiuk, I. Grynyova // Applied Sciences. – 2022. – Vol. 12. – Iss.2: 685. – 21 p. URL: <https://doi.org/10.3390/app12020685>
13. Дмитренко Є.А. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с. URL: <http://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/9717>
14. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildinds : EN 1994-1-1:2004. – 118 p.
15. Дмитренко Є.А. Моделювання сумісної роботи сталевих балкових конструкцій із залізобетонними ребристими плитами перекриття / Є.А.

- Дмитренко // Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2021. – Вип. 8. – С. 44–57. URL: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.44-57>
16. ДБН Б.Д.2.4-4:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 4. Перекриття»
 17. ДБН Б.Д.2.4-5:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 5. Перегородки»
 18. ДБН Б.Д.2.4-6:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 6. Прорізи»
 19. ДБН Б.Д.2.4-7:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 7. Підлоги»
 20. ДБН Б.Д.2.4-8:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 8. Дахи, покрівлі»
 21. ДБН Б.Д.2.4-12:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 12. Малярні роботи»
 22. ДБН Б.Д.2.4-13:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 13. Склярські, шпалерні та облицювальні роботи»
 23. Верюзький Ю.В. Комп'ютерні технології проектування конструкцій: навчально-методичний посібник / Ю. В. Верюзький, В. І. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерський. - К.: Книжкове видавництво НАУ, 2006. - 807с.
 24. Голишев А. Б. Теорія та розрахунок залізобетонних збірно-монолітних конструкцій з урахуванням тривалих процесів: монографія / А. Б. Голишев, В. І. Колчунов, І. А. Яковенко; за ред. д-ра техн. Наук А. Б. Голишова. - К.: «Талком», 2013. - 337 с.
 25. Баширов Х. З. Залізобетонні складові конструкції будівель та споруд: монографія / Х.З. Баширов, Вл. І. Колчунов, В.С. Федоров, І.А. Яковенко. - К.: Видавництво АСВ, 2017. - 248 с.

26. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд : навч. посібник / З.Я. Бліхарський. – Львів : вид-во «Львівська політехніка», 2008. – 108 с.
27. Голишев А. Б. Залізобетонні конструкції / Голишев А. Б., Бачинський В. Я., Поліщук В. П. - Т. 1: Опір залізобетону. - К.: Логос, 2001. - 420 с.
28. Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану : монографія / В. М. Карпюк. – Одеса : ОДАБА, 2014. – 352 с.
29. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона: ДСТУ Б В.2.7-217:2009 . – [Чинний з 2009- 09- 01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2010. – 16 с. – (Національний стандарт України).
30. Розрахунок та технічні рішення посилень залізобетонних конструкцій виробничих будівель та просадних основ / [Голишев А. Б., Кривошеєв П. І., Козелецький П. М. та ін.]; за ред. А. Б. Голишева. - К.: Логос, 2008. - 304 с.
31. Реконструкція промислових та цивільних будівель : навч. посібник для студ. ВНЗ буд. спец. / А. М. Березюк, В. Т. Шалений, К. Б. Дікарев, О. О. Кириченко ; за ред. А. М. Березюка. – Дніпропетровськ : ЕНЕМ, 2010. – 183 с.
32. Яковенко І.А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів позацентрово-розтягнутих залізобетонних конструкцій із малими ексцентриситетами / І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко, О.А. Фесенко // Наука та будівництво. – К. : НДІБК, 2020. - Вип. 4(26)'. – С.15-25.
33. Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. (2022) Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskyi A., Breskich V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical

- Engineering. Springer, Cham. 107-120 p. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10
https://link.springer.com/chapter/10.1007%2F978-3-030-85057-9_10#citeas
34. Dmytrenko E.A., Yakovenko I.A., Fesenko O.A. (2021). Strength of excentrically stretched reinforced concrete structures with small eccentricities by normal sections // Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences, Vol. 30, Issue 3, 424-438 p.
<https://doi.org/10.22630/PNIKS.2021.30.3.36>
35. Дмитренко Є.А. Чисельне моделювання моменту утворення тріщин у залізобетонних конструкціях із застосуванням ПК «САПФІР» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2021. – Вип. 39. – С. 74–83.
36. Дмитренко Є.А. Моделювання сумісної роботи сталевих балкових конструкцій із залізобетонними ребристими плитами перекриття / Є.А. Дмитренко // Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць. – Київ : КНУБА, 2021. – Вип. 8. – С. 44-57.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.44-57>
37. Дмитренко Є.А. Оцінка вогнестійкості залізобетонних колон уточненими розрахунковими методами / Є.А. Дмитренко, Т. П. Донець, К.О. Одноліток, О.А. Фесенко // Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць. – Київ : КНУБА, 2021. – Вип. 8. – С. 82-96.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.82-96>
38. Дмитренко Є.А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій за методом вуда в ПК «ЛІРА САПР» / Є. А. Дмитренко, Ю. В. Гензерський, Є. А. Яковенко, Є. А. Бакулін // Український журнал будівництва та архітектури : науково-практичний журнал. – Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. – Вип. 5. – С. 41-50. DOI: 10.30838/J.BPSACEA.2312.261021.7.796

39. Фесенко О.А. Розрахунок на вогнестійкість дерев'яних згинальних конструкцій за методикою Єврокоду 5 / О.А. Фесенко, В.М. Колякова, Є.А. Дмитренко, Д.С. Момотюк // Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць. – Київ : КНУБА, 2022. – Вип. 10. – С. 94-107.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.94-107>
40. Барабаш М.С., Костира Н.О., Максименко В.П., Бармін І.В. Моделювання динамічних навантажень вибухового типу в задачах дослідження міцності будівельних конструкцій з використанням ПК ЛПА-САПР // Наука та будівництво. – 2023. – №4(38). – С. 20–24.
41. Кочкар'ов Д.В., Азізов Т.Н. Встановлення бальності ударних повітряних хвиль // Актуальні проблеми розрахунків будівельних конструкцій. – Тези доповідей. – Київ, 2024. – С. 6–8.
42. Азізов Т.Н., Кочкар'ов Д.В. Границі застосування квазістатичного методу розрахунку на дію вибухової хвилі // Дослідження, проектування та запровадження ресурсоекономних конструкцій. – 2023. – С. 143–147.
43. Гришков Д.Ю. Моделювання поведінки залізобетонних елементів за дії вибухового навантаження: магістерська кваліфікаційна робота. – Тернопіль: ТНТУ, 2023. – 78 с.
44. Azizov T.N., Kochkarov D.V. Influence of the shape of blast pressure diagram on the response of RC beams // Proceedings of the Scientific-Practical Conference on Civil Engineering. – 2022. – P. 58–64.
45. Fridlander F.G. On the diffraction and focusing of blast waves // Journal of Applied Mechanics. – 1946. – Vol. 13(2). – P. 35–45.
46. Беспалов В.П. Динаміка будівельних конструкцій. – Київ: Вища школа, 2004. – 302 с.
47. Kotsovos M.D., Pavlovic M.N. Structural Concrete: Finite-element analysis for limit-state design. – London: Thomas Telford, 1995. – 432 p.

48. Скабичевський М.Г. Теорія стійкості конструкцій. – Львів: Вид-во ЛНУ, 2006. – 220 с.
49. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The Finite Element Method. Vol. 1: The Basis. – Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000. – 736 p.
50. Henrych J. The Dynamics of Explosion and Its Use. – Amsterdam: Elsevier, 1979. – 445 p.
51. Веклич А.Й., Панченко І.П. Будівельна механіка: Конспект лекцій. – Київ: КНУБА, 2018. – 118 с.
52. Вусик М.В., Капустян В.І. Експериментальне дослідження елементів конструкцій при вибухових навантаженнях // Вісник НУВГП. – 2020. – №1(89). – С. 75–81.
53. Губенко С.В., Тимошенко І.В. Вплив імпульсних навантажень на конструкції з армованого бетону // Будівельні конструкції. – 2021. – №12. – С. 56–63.
54. Luccioni V.M., Ambrosini D., Danesi R.F. Analysis of blast load on buildings // International Journal of Solids and Structures. – 2004. – Vol. 41. – P. 131–143.
55. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. – Київ: Мінрегіон України, 2023. – 132 с.
56. Азізов Т.Н., Кочкаръов Д.В. Розрахунок огорожуючих конструкцій захисних споруд на основі квазістатичного методу// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 44. – Рівне: Нац. ун-т водного господарства та природокористування, 2024. – С. 109-119.
57. Nakan Hansson. Warhead penetration in concrete protective structures. Licentiate Thesis. Stockholm, 2011. – 132 p.
58. Ромашкіна, М., Пісаревський, Б., Журавльов, О. (2024). Розрахунок будівлі на вплив дії повітряної ударної хвилі прямим динамічним методом з використанням ПК ЛІРА-САПР. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (14), 147–160.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.147-160>

59. USA Department of Defense (DoD), unified facilities criteria (UFC) 3-340-02: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 2008.

60. Dmytrenko Ye. A., Genzerskiy Yu. V., Yakovenko I. A., Bakulin Ye. A. (2023) Strength Calculation of Normal Cross-Sections of Reinforced Concrete Structures at Flat Bending by the Wood-Armer Method in SP "LIRA SAPR". In: Awrejcewicz J., Danishevskyy V., Markert B. (eds.) Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture. AIP Conference Proceedings 2678, 020006, Issue 1. ISBN: 978-0-7354-4323-5.

<https://doi.org/10.1063/5.0118680>

61. Dmytrenko Ye., Usenko M., Yakovenko I. Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharskiy Z., Zhelykh V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering (LNCE), vol 604. Springer, Cham. – 2024. – P.50–63.

https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5

62. Дмитренко Є.А. Врахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська, І.А. Яковенко // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини : зб. наук. праць. – Одеса : ОДАБА, 2024. – Вип. 28. – С. 128–139.

<https://doi.org/10.31650/2707-3068-2024-28-128-139>

63. Бакулін Є.А. Визначення параметрів напружено-деформованого стану споруди башти силосу та її конструктивних елементів за наслідками руйнування / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and

- invention : collective monograph. – Riga : Izdevnieciba –Baltija Publishing”, 2022. – P. 1–43.
64. Бакулін Є.А. Результати аналізу причин руйнування сталевих ферм покриття конверторного цеху / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко, В.М. Бакуліна // Збірник тез доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада, 2021 р., м. Харків). – Харків, УкрДУЗТ, 2021. – С. 87–88.
65. Бакулін Є.А. Деформації як індикатори небезпек та ризику руйнування експлуатованих будівель /Є.А. Бакулін // Будівництво України. –2013. – №5. – С. 2– 5.
66. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. (2016) About the violation solid effect of reinforced concrete in reconstruction design of textile industry enterprises // Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennostitthis, 2016, 363 2016-January(3), pp. 258–263.
67. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph. – Riga: Izdevnieciba –Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>
68. Yakovenko I., Bakulin Y. & Bakulina V. (2020) Classification methods of civil buildings reconstruction // Theoretical and scientific foundations of engineering : collective monograph / Apostolova R., Shembel E., Aurbach D., Markovsky B., – etc. – International Science Group. – Boston : Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96. Available at : DOI : 10.46299/isg.2020.MONO.TECH.II URL: <http://isg-konf.com>.

