

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Реконструкція залізничного вокзалу у Балті з дослідженням
роботи сталебетонних балок.

Виконали: студенти 2 курсу, групи МБд-2

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

Студенти

Дубницький І. В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Ігнатська В.Б.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Сорочак А.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

Кошалко С. А.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2022

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студента Дубницького Ігора Вікторовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Реконструкція залізничного вокзалу у Балті з дослідженням
роботи сталобетонних балок.

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна, к.т.н., доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «14» листопада 2022 року № 4/7-907

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
8-12 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНИЙ.....	7
1.1 Ескізне проектування.....	7
1.2 Кліматичні умови району будівництва.....	8
1.3 Вимоги до будівель	10
1.4 Об'ємно-планувальні вимоги та склад приміщень	11
1.5 Функціональні вимоги.....	15
1.7 Санітарно-гігієнічні вимоги.....	15
1.8 Конструктивна система будівлі.....	17
1.9 Генплан ділянки забудови.....	17
1.10 Обґрунтування вибору конструктивних елементів	18
1.11 Фундаменти	18
1.12 Зовнішні стіни	18
1.13 Перегородки.....	20
1.14 Міжповерхові перекриття	21
1.15 Сходи.....	22
1.16 Вікна	22
1.17 Двері	24
1.18 Розрахунок часу реверберації у зальних приміщеннях будівель	24
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ.....	27
2.1 Розрахунок конструкцій мансарди будівлі залізничного вокзалу	27
2.1.1 Конструктивна схема покриття мансарди	27
2.1.2 Розрахункова схема та навантаження	27
2.1.3 Вітрове навантаження.....	29
2.1.4 Розрахунок решетування під металочерепицю.....	30
2.1.5 Розрахунок несучих прогонів	32

2.1.6 Розрахунок внутрішніх прогонів.....	33
2.1.7 Розрахунок несучої рами мансарди на ЕОМ.....	35
2.1.8 Розрахунок рами.....	36
2.1.9 Підбір висоти двотаврового перерізу	39
2.1.10 Розрахунок затяжки	40
2.1.11 Розрахунок зварних з'єднань.....	41
2.1.13 Розрахунок болтового з'єднання.....	42
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	46
3.1 Методика випробувань	46
3.2 Стадія руйнування дослідних балок	47
3.3 Висновки до розділу	50
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	51
4.1 Охорона праці.....	51
4.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику	51
4.1.2 Захисне заземлення.....	55
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	57
4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості.....	57
4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об'єкті будівництва	59
ВИСНОВКИ.....	64
БІБЛІОГРАФІЯ	65

ВСТУП

Експлуатовані будівлі з часом накопичують фізичний та моральний знос. Швидко розвивається моральний знос, що значно перевищує фізичний, тобто, несучі і огорожувальні конструкції які ще здатні виконувати свої функції, проте будівля через моральне старіння не відповідає функціональним вимогам, що висуваються до неї. У таких випадках економічно вигідно проводити реконструкцію будівлі, ніж розпочинати нове будівництво. У цій кваліфікаційній роботі розглянуто реконструкцію будівлі залізничного вокзалу станції Балта, шляхом зміни об'ємно – планувального рішення та доведення його до рівня вимог, що висуваються у новому будівництві.

Актуальність теми. Реконструкція громадських будівель дозволяє заощадити земельні площі, також не виникає гострої необхідності із прокладанням необхідних мереж. Особливо це стосується інфраструктурних об'єктів.

Мета роботи: Розробка проекту реконструкція залізнодорожного вокзалу у Балті із дослідженням роботи сталобетонних балок.

Об'єкт досліджень –сталобетонні балки громадських будівель.

Предмет дослідження – робота сталобетонних балок армованих пакетом арматур із змішаним армуванням.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити довговічність сталобетонних балок громадських будівель при їх експлуатації.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення з реконструкції залізнодорожного вокзалу;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій при реконструкції залізнодорожного вокзалу;
- визначити прогини сталобетонних балок армованих пакетом арматур із змішаним армуванням;

– розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – модельний експеримент.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих громадських будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика визначення прогинів сталобетонних балок армованих пакетом арматур із змішаним армуванням.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції громадських будівель.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на міжнародній науково-технічній конференції присвяченій 70 - річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича «Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 10-11 листопада 2022 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: громадська будівля, сталобетонні балки.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Ескізне проектування

Будівля залізничного вокзалу ст. Балта побудовано 1939 р. і нині лише частина будівлі використовується як павільйон для замських пасажирів.

Будівля не є пам'яткою архітектури. У той же час є пластичний, майже скульптурний об'єм з вираженими класичними пропорціями і елементами декору, що заслуговують на увагу. Архітектурний вигляд фасадів відповідає вимогам сприйняття будівлі вокзалу як в'їзного знака або візитівки залізничної міської станції. У зв'язку з цим пропонується максимально зберегти будинок у первісному вигляді після проведення реконструкції.

За умовну позначку 0,000 прийнято позначку підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 58.3.

Будівля вокзалу цегляна, одноповерхова і складається з:

- операційного залу замських пасажирів заввишки близько 8 м;
- приміщень чергової частини міліції;
- кабінетів службових приміщень, що розташовані по обидва боки від операційної зали;

Під час виконання реконструкції передбачається виконання перепланування, заміна конструкцій, надбудова другого поверху будівлі у вигляді мансарди.

Головний фасад будівлі має класичну побудову з висунутими вперед та вгору середньою частиною та двома протяжними крилами. Головний вхід вирішено у вигляді чотириколонного портика, що підтримує широкий козирок. З боку перону вхід до будівлі вокзалу оформлений за подобою головного входу, але без козирка.

Фасадні площини розчленовані вертикальними пілястрами та завершуються високим ярусним карнизом. Вікна прямокутного контуру і втоплені в ніші із заокругленням у верхній частині.

Для розробки об'ємно – планувального рішення використовувалися техпаспорт та обмірювальні креслення виконані проектним інститутом. За отриманими даними було збудовано плани поверхів, розрізи, а також визначено конструктивну схему будівлі. Під час огляду будівлі було виявлено такі дефекти:

- обвал даху, внаслідок пожежі;
- високий фізичний знос дерев'яного перекриття;
- не відповідність теплотехнічним нормам товщини зовнішніх стін.

Проведене обстеження будівлі показало, що несучі елементи будівлі (стіни, фундаменти тощо) мають досить добрий технічний стан.

До загального комплексу з реконструкції залізничного вокзалу входить: покращення технічного стану, збереження архітектурної виразності, надбудова другого мансардного поверху, збільшення робочих площ, удосконалення функціональної схеми, заміна конструкції існуючого дерев'яного перекриття, ремонт, посилення конструкцій та елементів будівлі.

Для збільшення корисної площі та надання будівлі нових архітектурних форм, а також підвищення архітектурного вигляду забудови у проекті передбачено надбудову у вигляді мансардного поверху. При цьому доцільно застосовувати легкі металоконструкції для зменшення навантажень на елементи будівлі, що несуть. Частина приміщень розташованих на даний момент у будівлі на першому поверсі переноситься на мансардний другий поверх. При цьому відкриваються широкі можливості зміни планування першого поверху та другого мансардного. Опрацьовані варіанти планувального рішення повинні відповідати функціональній схемі та бути узгоджені із замовником.

1.2 Кліматичні умови району будівництва

Кліматичні характеристики району будівництва, які використовуються для технічних розрахунків, наведено у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Природно-кліматичні умови району будівництва

Найменування характеристики	Характеристика	Джерело
1. Місце будівництва	Балта	По завданню
2. Кліматичний район та під-район будівництва	I B	[5]
3. Зона вологості району будівництва.	Нормальна	[5]
4. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря: середня температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92, °C	-21	[5]
5. Нормативна глибина промерзання ґрунту під оголеною поверхнею, в м.	1,08	[5]
6. Наявність вічномерлого ґрунту	Ні	[2, додаток 1]
7. Вага снігового покриву, кПа (кг/м ²)	0,7(70)	[2, таблиця 4]
8. Сейсмічність району, бали	6	[5]
9. Тривалість періоду із середньодобовими температурами повітря нижче 0 °C (Z ₀) на добу.	162	[5]

Продовження таблиці 1.1

10. Середня температура зовнішнього повітря за місяцями; Гнучкість водяної пари зовнішнього повітря по місяцях, Па .	Січень	-22,3/0,9	[5, додаток 4]
	Лютий	-17,2/1,2	
	Березень	-8,5/2,4	
	Квітень	+3,1/4,7	
	травень	+11,1/8,1	
	Червень	+17,4/14,4	
	Липень	+21,1/19,6	
	Серпень	+20/19,1	
	Вересень	+13,9/12,4	
	Жовтень	+4,7/5,9	
	Листопад	-8,1/2,5	
	грудень	-18,5/1,2	
11. Тривалість періоду із середньодобовою температурою повітря t_n нижче 8С, діб.	205	[5]	
12. Середня температура періоду із середньодобовою температурою повітря t_n нижче 8С, °С.	-10,1	[5]	

1.3 Вимоги до будівель

Вимоги до громадських будівель поділяються на функціональні, технічні, архітектурно-мистецькі, економічні. Функціональні вимоги полягають у тому, щоб громадська будівля найповніше задовольняла своє призначення. Цим вимогам мають бути підпорядковані об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі. Технічні вимоги полягають у забезпеченні міцності, стійкості та довговічності будівлі, у зниженні пожежної та вибухової небезпеки для працюючих, а також у можливості зведення будівлі індустріальними методами. Архітектурно-мистецькі вимоги: громадська будівля повинна мати

привабливий і виразний образ, що задовольняє художні запити людини.

Економічні вимоги полягають у забезпеченні мінімально необхідних витрат на будівництво та експлуатацію будівлі, що проектується. З цією метою необхідний вибір найбільш доцільних об'ємно-планувальних, конструктивних та архітектурно-композиційних рішень.

1.4 Об'ємно-планувальні вимоги та склад приміщень

Об'ємно-планувальне рішення проекрованої будівлі вокзалу має відповідати наступним загальним вимогам:

а) забезпечувати взаємоузгоджену організацію руху пасажирів та відвідувачів з поділом, головним чином, у великих та великих вокзалах потоків прибуття та відправлення, а також потоків далеких, місцевих, транзитних та приміських пасажирів;

б) передбачати розташування операційних приміщень та пристроїв (довідкове бюро, квиткові та багажні каси, камери зберігання та ін.) наближено до головних шляхів руху основних потоків пасажирів;

в) передбачати розташування приміщень, призначених для очікування пасажирів, а також підприємств громадського харчування та торговельно-побутового обслуговування пасажирів наближено до перону з відокремленням відповідних приміщень та зон від головних шляхів руху пасажирів;

г) передбачати розташування кімнат тривалого очікування, у тому числі призначених для інвалідів, а також кімнат матері та дитини ізольовано від найбільш галасливих приміщень та зон вокзалу, можливо навіть із пристроєм для відповідних категорій пасажирів спеціальних виходів на перон;

д) забезпечувати зручності експлуатації для персоналу, а також перронних бригад із влаштуванням для них окремих виходів на перон.

Приміщення вокзалів різного призначення поділяються на три групи:

- а) пасажирські основного призначення;
- б) додаткове обслуговування пасажирів;
- в) службові та допоміжні.

Пасажирські приміщення основного призначення включають вестибюль, касовий зал, зал очікування, кімнати для пасажирів з дітьми, квиткові та багажні каси, довідкове бюро, камери зберігання ручної поклажі. Операційні приміщення – вестибюлі-конкорси та розподільні зали, касові зали, багажні відділення – рекомендується групувати переважно з боку міста. Ці приміщення повинні мати достатній фронт пристроїв для проведення відповідних операцій, а також зручні взаємозв'язки із залами очікування, привокзальною площею та пероном. Поштові відділення з телеграфом, міжміськими та внутрішньоміськими телефонами, торгові прилавки та кіоски розташовуються поруч із основними пасажирськими приміщеннями.

Склад та правила розміщення основних приміщень наведено у таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Склад та площа приміщень будівлі

Номер за планом	Найменування	Площа	Кат. прим.
1 поверх			
101	Зал касовий	165.6	
102	Тамбур	12.42	
103	Приміщення старшого касира	9.90	
104	Кабінет зберігання квитків	4.86	
105	Каса	9.90	
106	Тамбур	4.34	
107	Санвузол чоловічий	3.98	
108	Санвузол жіночий	5.04	
109	Коридор	57.21	
110	Перукарня	30	
111	Пошта – телеграф	9.05	
112	Приймальна медпункта	6	
113	Кабінет лікаря	8.8	
114	Клас навчальний ГО	70.14	
115	Службове приміщення МВ	36.3	
116	Курильна	2.04	
117	Кімната відпочинку касирів	12.23	
118	Службове приміщення	18.4	
119	Електроцитова	8.88	
120	Тамбур при санвузлі	2.72	
121	Санвузол чоловічий	2.08	
122	Тамбур	4.2	
123	Санвузол жіночий	5.2	

Продовження таблиці 1.2

124	Курильна	7.52	
125	Тамбур	2.1	
126	Коридор	3.9	
127	Коридор	32.64	
128	Автоматична камера схову	30.15	
129	Приймні готелі	1.8	
130	Кабінет	1.76	
131	Приміщення коменданта готелю	11.52	
132	Коридор	7.35	
133	Санвузол	2.8	
134	Торговий зал буфету	33.7	
135	Мийна	3.5	
136	Санвузол для персоналу буфета	1.1	
137	Кладова буфета	4.2	
138	Коридор	5.6	
139	Буфетна стійка	5.63	
140	Тамбур	2.7	
141	Приміщення міліції	9.5	
142	Кімната тимчасового затримання	5	
143	Складське приміщення	20.12	
144	Коридор	20.1	
145	Кіоск сенгігени	7.25	
146	Кіоск	7.25	
147	Комірна вбиральня інвентарю	1.2	
148	Кімната носіїв та прибиральниць	5.74	
2 мансардний поверх			
201	Зал касовий	-	
202	Коридор	53	
203	Черговий станцією	14.7	
204	Кабінет начальника станції	24.7	
205	Приймальна – секретар	18.8	
206	Кабінет начальника вокзалу	26.23	
207	Радіовузол з кімнатою механіка та дикторською	15.8	
208	Коридор	10.6	
209	Тамбур при санвузлі	2.77	
210	Санвузол чоловічий	2.08	
211	Санвузол жіночий	5.02	
212	Курильна	2.04	
213	Виробниче приміщення	18.4	
214	Приймачі вантажні	20.6	
215	Упорядники поїздів	14.1	
216	Оператор техконтори	13.4	
217	Технік станції	13.4	
218	Приміщення наглядача будівлі	13.6	
219	Побутове приміщення персоналу	13.4	
220	Хол готелю	42.7	
221	Службове приміщення для персоналу готелю	13.63	
222	Одномісний номер	13.63	
223	Одномісний номер	13.63	
224	Двомісний номер	22	
225	Санвузол готелю	2.3	
226	Душова	5.3	

Продовження таблиці 1.2

227	Гардероб	10.7	
228	Ізолятор	8.7	
229	кімната для прийому їжі	14.4	
230	Кімната для матері	19.4	
231	Дитяча кімнат	29.14	
232	Санвузол	2.8	
233	Умивальна	2.8	
234	Коридор	2.7	
235	Коридор	54.6	
236	Тамбур при санвузлі	4.53	

Висоту поверхів будівель вокзалів (від підлоги до підлоги вищележачого поверху або умовного верху горищного покриття) рекомендується приймати кратним модулем:

300 мм у межах висот до 3,6 м;

600 мм. 3,6м.

Мінімальна висота приміщень у вокзалах від підлоги до низу конструкцій перекриття або покриття, що виступають, для пасажирських приміщень і залів, у тому числі і підземних, рекомендується не менше – 3,6 м.

Позначка підлоги приміщень біля входу до будівлі вище за відмітку тротуару перед входом не менше ніж на 0,15 м.

Площа поверху між протипожежними стінами залежно від ступеня вогнестійкості та поверховості не перевищує зазначеної у таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Площа, м² поверху між протипожежними стінами будівлі

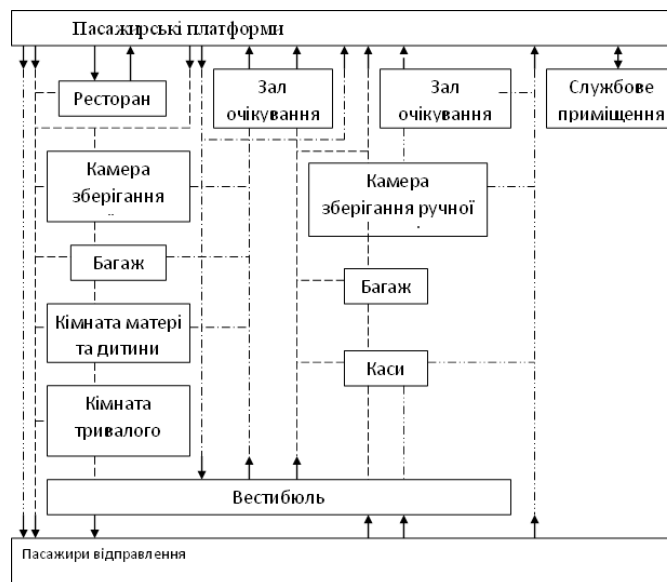
Ступінь вогнестійкості	Поверховість	Площа, м ² між протипожежними стінами будівлі	
		нормована	фактична
II	до 16	6000	928,6

Ширина сходового маршу в громадських будівлях повинна бути не меншою за ширину виходу на сходову клітку з найбільш населеного поверху, але не менше 1,35 м – для будівель з кількістю більш ніж 200 осіб, що перебувають

у найбільш населеному поверсі. Ширина сходових майданчиків має бути не менше ширини маршу.

1.5 Функціональні вимоги

Оптимальний взаємозв'язок приміщень будівлі, що забезпечує основний та супутні йому технологічні процеси, є визначальною вимогою при об'ємно-планувальній структурі будівлі. Функціональна схема будівлі представлена рис. 1.1. Функціональна схема повинна забезпечувати зв'язки між головними приміщеннями (зал очікування та каси), комунікаційними (коридори, тамбури, сходові клітини) та допоміжними. Функціональна схема проектованої будівлі наведена на рис 1.1.



- - Далекого та місцевого сполучення
- - Транзитні
- - Приміські

Рисунок – 1.1 – Функціональна схема вокзалу

1.7 Санітарно-гігієнічні вимоги

Проектування нових та реконструйованих вокзалів необхідно виконувати з урахуванням дотримання санітарних норм, а також місцевих умов бла-

гоустрою, озеленення, охорони навколишнього середовища, включаючи пам'ятки містобудування та архітектури, культури та мистецтва, провідні елементи природного ландшафту.

Санітарно-гігієнічні вимоги включають комплекс параметрів, що характеризують мікроклімат приміщень: температуру внутрішнього повітря, відносну вологість, кратність повітрообміну, освітленість приміщень, характеристики акустичного режиму приміщень, вимога звукоізоляції конструкцій, що захищають. Санітарно-гігієнічні вимоги наведено у таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 – Санітарно-гігієнічні вимоги

Найменування характеристики	Значення характеристики			Джерело інформації
1. Розрахункова температура внутрішнього повітря $t_{в}$ (°C); кратність повітрообміну	багажне відділення +14 ° C; об'єднані пасажирські зали, курильні, вбиральні загального користування, буфети, сходи +16 ° C; торгова зала, перукарня, адміністративно – побутові приміщення працівників вокзалу +18°C; кімнати матері та дитини, кімната лікаря при			[8, п. 10.3]
	медпункті +22 ° C; душові +25 ° C; не менше 20 м ³ /годину на 1 чол.			
2. Вологісний режим приміщень, відносна вологість внутрішнього повітря	нормальна			[8, п.10]
3. Орієнтація основних приміщень з боків світла	вільна			[8, п.10]
4. Вимоги до природного освітлення	$eIV=0,5 \square 0,9 = 0,45$			[7, табл. 2]
5. Вентиляції, умови провітрювання приміщень	організована система вентиляції; кратність повітрообміну 20 м ³ /год на 1 чол у холодну пору року та 40 м ³ /год у літню пору			[8, табл. 10.6]
6. Санітарно-технічні пристрої	центральне опалення, припливна організована система вентиляції та кондиціонування; господарсько-питне, протипожежне, гаряче водопостачання, каналізація та водостоки			[2, п.3.1] [2, п.3.51]
7. Рівні звукового тиску	125 Гц	500 Гц	2000 Гц	[12, табл. 1]
	70	58	52	
8. Індекс звукоізоляції: Перекриття стін	I _в = 45дБ I _у = 75 дБ I _в = 40 дБ			[12, табл. 7]

1.8 Конструктивна система будівлі

Горизонтальні несучі конструкції (перекриття та покриття) являють собою горизонтальні залізобетонні диски жорсткості, який забезпечує розподіл горизонтальних навантажень між елементами несучого кістяка і створює просторову жорсткість будівлі.

У будівлі, що підлягає реконструкції, використовується зв'язкова з елементами рамно-зв'язкової конструктивної системи.

Конструктивна схема, що показує розташування несучих елементів будівлі приведена на рис. 1.2.

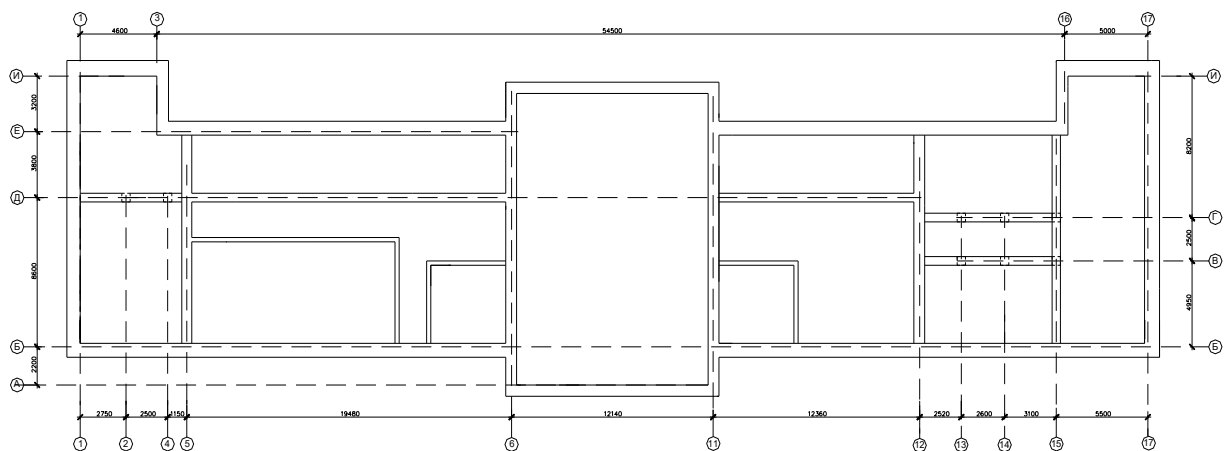


Рисунок – 1.2 - Конструктивна система будівлі

1.9 Генплан ділянки забудови

При розробці генплану, з урахуванням вимог, було визначено площу забудови будівлі та земельної ділянки, згідно з її призначенням та об'ємно - планувальним рішенням. Будівлю розміщуємо на ділянці відповідно до заданої містобудівної ситуації та орієнтації [4].

Земельну ділянку для будівництва слід обирати з урахуванням особливостей генерального плану населеного пункту та траси залізничної дороги, з урахуванням транспортних зв'язків із основними районами населеного пункту.

Привокзальна площа передбачена з боку основної частини селищної території, передбачаючи зручні технологічні взаємозв'язки привокзальної

площі, пасажирської будівлі та платформ.

При розміщенні значної частини мешканців з іншого боку залізниці, за відповідного обґрунтування, допускається влаштування другої привокзальної площі з протилежного боку залізничних колій. При цьому забезпечені зручні та безпечні переходи пасажирів через залізничні колії до основної будівлі вокзалів та без зайвого дублювання приміщень.

Відповідно до [33, табл.3.1] розміри привокзальних площ, для малих вокзалів, передбачено щонайменше 0,3 га.

Організацію руху пішоходів та транспорту, зонування території на привокзальних площах запроектовано за місцевими умовами з використанням наступних прийомів:

- з влаштуванням пішохідної зони та зупинок транспорту по периметру площі;

- з улаштуванням у середній частині площі з примиканням до вокзалу пішохідної зони півостровного типу з розміщенням на її периметрі зупинок транспорту (прибуття, відправлення).

1.10 Обґрунтування вибору конструктивних елементів

Вибравши на основі ескізного проектування будівлі, принципове рішення його елементів та конструкцій приступають до обґрунтування та уточнення розмірів та розробки окремих деталей конструкцій.

1.11 Фундаменти

За результатом обстеження будівлі, було виявлено, що фундамент бутовий (стрічковий), що перебувають у хорошому стані та посилення не потрібно.

1.12 Зовнішні стіни

Зовнішні стіни будівлі - цегляні, товщиною 640 мм. Для забезпечення вимог теплотехніки стіни утеплені, але зсередини, оскільки утеплення зовні

зробити неможливо без втрати виразності художньої будівлі. Усередині пінополістирольні плити обшиваються пароізоляційним матеріалом, армується сітка і покривається шаром штукатурки. Товщина утеплювача визначається за теплотехнічним розрахунком.

Конструкція зовнішньої стіни показана рисунку 1.5.

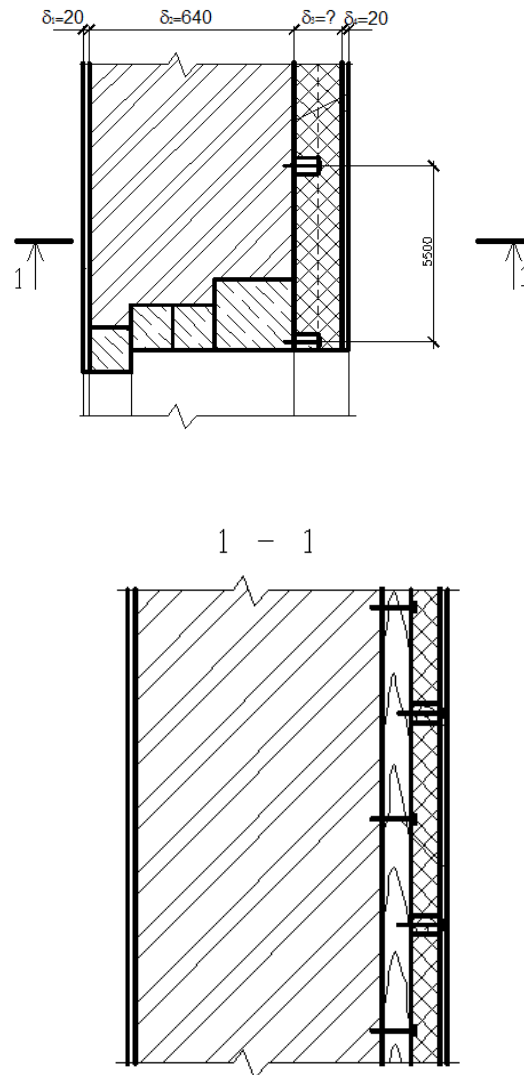


Рисунок – 1.5. - Перетин зовнішньої стіни

Матеріали та розміри шарів стін, а також інші характеристики наведені у таблиці 1.7.

Таблиця 1.7. – Характеристики шарів огорожі

Найменування матеріалу	Товщина шару δ , м	Середня об'ємна вага γ , кг/м ³	Коефіцієнти		
			Теплопровідність, Вт/м ² · С	Теплозасвоєння s , Вт/м ² · С	Паропроникності, мг/м · год · Па
Штукатурка із цементно-піщаного розчину	0,02	1800	0,93	11,09	0,09
Цегла глина звичайна на цементно-піщаному розчині	0,25	1800	0,81	10,12	0,11
Пінополістирол	0,2	150	0,06	0,99	0,05
Штукатурка із цементно-піщаного розчину	0,02	1800	0,93	11,09	0,09

1.13 Перегородки

Вибір нових конструкцій та елементів у реконструйованій будівлі залізничного вокзалу проводиться у зв'язку з виконанням надбудови мансардного поверху та перепланування.

При виконанні надбудови пріоритет віддається полегшеним конструкціям з невеликою вагою, що дозволяє уникнути додаткового посилення існуючих конструкцій.

Перегородки прийняті цегляні товщиною 250 мм та перегородки системи «KNAUF» на металевому каркасі та облицюванням ГВЛ. Типи перегородок приймаються по [32], за призначенням приміщення, необхідному індексу звукоізоляції та максимальній висоті перегородки.

Для перегородок між робочими кабінетами приймаємо перегородку типу С111, що забезпечує індекс звукоізоляції 40 дБ, для перегородок між готельними номерами типу С112. Технічні характеристики перегородок наведено у таблиці 1.8.

Таблиця 1.8 Технічні властивості перегородок на залізному каркасі

Марка	Максимальна висота, м	D, мм	d, мм	Крок стійок, а, мм	Марка елементів каркасу			ІВ, дБ
					спрямовуючого	стійкового	Висота полиці, мм	
З 111	3,9	90	12,5	600	ПН 65	ПС 65	65	41
С112	3,3	100	25	600	ПН 50	ПС 50	50	48

1.14 Міжповерхові перекриття

Перекриття у реконструйованій будівлі виконується з дерева. Внаслідок тривалого терміну служби (65 років) виникає необхідність у заміні їх на збірне залізобетонне перекриття.

Вибір елементів конструкцій перекриття визначається планувальним рішенням, а також навантаженнями, що впливають на перекриття.

Розраховуємо розрахункове навантаження на 1 м² плити перекриття (таблиця 1.9).

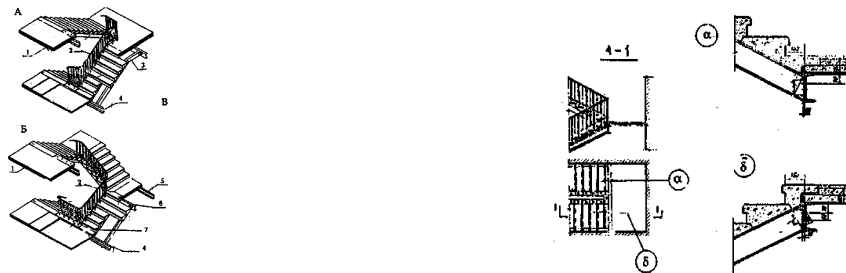
Таблиця 1.9 - Розрахунок навантаження на плиту перекриття

Найменування елемента конструкції	Нормативне навантаження, кг/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кг/м ²
Конструкція підлоги	100	1,1	110
Корисне навантаження від ваги людей та меблів	150	1,3	195
Перегородки	110	1,1	121

Нормативне навантаження на 1 м² плити перекриття становить 426 кг/м². У проекті з реконструкції прийнято залізобетонні багатопустотні плити, запроєктовані на розрахункове навантаження 600 кг/м².

1.15 Сходи

Оскільки в реконструйованій будівлі залізничного вокзалу передбачається надбудова на 1 поверх, то виникла потреба у влаштуванні сходів. Через обмежений простір і високий рівень перекриття, в даному проекті застосовуються сходи, що виконуються з несучих сталевих балок - косоурів з укладеними за ними залізобетонними збірними сходами.



А, Б - загальний вигляд сходів 2-х маршової (А) та 3-х маршової (Б); В – монтажна схема фрагмента сходів; 1 - залізобетонна, плита, монолітна чи збірна; 2 - перила; 3 - гнутий косоур; 4-майданкова балка; 5 - пристінний косоур; 6 - несучий косоур; 7 - збірні щаблі

Рисунок – – 1.10. Сходи із залізобетонними сходами по металевих косоурах.

1.16 Вікна

Термін служби віконних заповнень, виконаних з деревини (дерев'яна обкладинка і коробка) вийшов, вони мають велике фізичне зношування, також вони не відповідають сучасним вимогам щодо енергозбереження. Тому при виконанні реконструкції вони повністю замінюються на нові пластикові.

Вікна повинні надійно ізолювати приміщення від зовнішнього шуму та задовольняти вимоги теплозахисту.

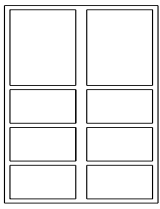
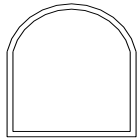
Природне освітлення наземних приміщень вокзалів забезпечується рівномірним розміщенням вікон із співвідношенням до площі підлоги не менше 1:5.

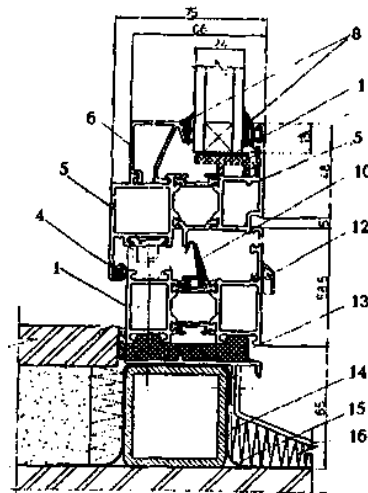
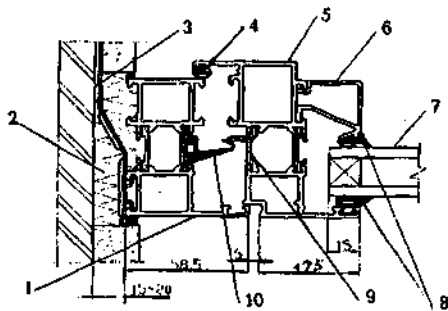
Необхідний опір теплопередачі вікон для адміністративних будівель від-

повідно до [2, табл.16*] $R_0^{TP}=0,51 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$. Відповідно до цього приймаємо віконні заповнення із пластикових профілів із двокамерним склопакетом з міжскляною відстанню 12 мм, при цьому $R_0=0,54 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$.

Елементи конструкції віконного блоку наведено малюнку – 1.11. Специфікацію вікон наведено в таблиці 1.12.

Таблиця 1.12. – Специфікація вікон

Марка поз.	Ескіз вікон	Найменування	Розмір отвору, мм.	Кільк.
ВК1		6F-12-4F-12-6F	1420□2420	38
ВК2		6F-12-4F-12-6F	1140□1140	38



1 коробка віконного блоку; 2 - утеплювач; 3- заставна деталь; 4- зав'язаний ущільнювач; 5- плетіння; 6 – штапик; 7 – склопакет; 8 – фіксуючі прокладки; 9 – термоміст; 10 - розділова прокладка; 11 - герметизація фальця склопакета; 12 - водовідведення; 13 – пінополіуретан; 14 – сталевий профіль; 15 – герметизуюча стрічка 16 – злив (оцинкована сталь).

Рисунок – – 1.11. Конструкція віконного блоку:

1.17 Двері

Протягом терміну служби заповнення дверних отворів у будівлі залізничного вокзалу отримали значне фізичне зношування. Внаслідок цього, під час реконструкції, вони замінюються на нові.

Специфікацію дверей наведено в таблиці 1.13.

Таблиця 1.13. – Специфікація дверей

Марка поз.	Позначення	Найменування	Розмір отвору, мм	Кільк.
Д 1	Серія 1136.5-19	ДН 24-15К	2385x1518	6
Д 2	Серія 1136.5-19	ДН 21-13ЦП	2085x1274	8
Д3	Серія 1136-10	ДГ 24-15	2371x1472	4
Д4	Серія 1136-10	ДГ 21-7	2071x670	27
Д5	Серія 1136-10	ДГ 21-9	2071x870	41

1.18 Розрахунок часу реверберації у зальних приміщеннях будівель

Одним з основних критеріїв акустичної якості зальних приміщень є час реверберації T , сек. Необхідний час реверберації на частотах 500 - 2000 Гц має бути близько 1.0 с [20, рис.2.2]. На частоті 125 Гц рекомендований час реверберації може бути збільшено до 14 с.

Розрахунок часу реверберації зводиться до визначення його фактичного значення (T , сек) та порівняння з рекомендованими значеннями ($T_{\text{опт}}$, сек) для даного типу будівлі.

Об'єм приміщення $V = 1639 \text{ м}^3$;

Площа обмежуючої поверхні $S_{\text{заг}} = 888 \text{ м}^2$.

Визначення еквівалентної площі звукопоглинання провадиться за формулою:

$$A_{\text{заг}} = \sum \alpha_i S_i + \sum A + \alpha_{\text{Дод}} \cdot S_{\text{заг}}$$

Розрахунок $A_{\text{заг}}$ ведеться у табличній формі у таблиці 1.14.

Таблиця 1.14.-Визначення еквівалентної площі звукопоглинання

Поверхня, матеріал	Площа	Значення α і αS , м ² , на частотах, Гц					
		125		500		2000	
		α	αS	α	αS	α	αS
Стеля – бетонна оштукатурена	194	0,01	1,94	0,01	1,94	0,02	3,88
Стіни з позначки 2 м – штукатурка по цегли пофарбовані клейовою фарбою	368	0,02	7,36	0,02	7,36	0,04	14,72
Стіни до позначки 2 м – гіпсові перфоровані плити (d=7 мм та D=18 мм) зі стилітом товщиною 100 мм впритул до огорожі.	114	0,78	88,92	0,9	102,6	0,53	60,42
Підлога з керамічного граніту	194	0,15	29,1	0,29	56,26	0,38	73,72
Скління	18	0,35	6,3	0,18	3,24	0,07	1,26

Загальна еквівалентна площа звукопоглинання на частотах:

$$125\text{Гц} - A_{\text{заг}} = 1,94 + 7,36 + 88,92 + 29,1 + 6,3 = 133,62 \text{ м}^2,$$

$$\alpha_{\text{CP}} = \frac{A_{\text{заг}}}{S_{\text{заг}}} = \frac{133,62}{888} = 0,15 \Rightarrow \alpha_{\text{CP}} < 0,2,$$

$$T = -\frac{0,163 \cdot V}{S_{\text{заг}} \alpha_{\text{CP}}} = \frac{0,163 \cdot 1639}{888 \cdot 0,15} = 2,$$

$$500\text{Гц} - A_{\text{заг}} = 1,94 + 7,36 + 102,6 + 56,26 + 3,24 = 171,4,$$

$$\alpha_{\text{CP}} = \frac{A_{\text{заг}}}{S_{\text{заг}}} = \frac{171,4}{888} = 0,19 \Rightarrow \alpha_{\text{CP}} < 0,2,$$

$$T = \frac{0,163 \cdot V}{S_{\text{заг}} \alpha_{\text{CP}}} = \frac{0,163 \cdot 1639}{888 \cdot 0,19} = 1,58,$$

$$2000\text{Гц} - A_{\text{заг}} = 3,88 + 14,72 + 60,42 + 73,72 + 1,26 = 154,$$

$$\alpha_{\text{CP}} = \frac{A_{\text{заг}}}{S_{\text{заг}}} = \frac{154}{888} = 0,17 \Rightarrow \alpha_{\text{CP}} < 0,2,$$

$$T = -\frac{0,163 \cdot V}{S_{\text{заг}} \alpha_{\text{CP}}} = \frac{0,163 \cdot 1639}{888 \cdot 0,17} = 1,77,$$

Фактичний час реверберації вищий за рекомендований, тому необхідно збільшити звукопоглинання у залі.

Знаючи $T_{\text{ТР}}$ визначаємо $\phi(\alpha^{\text{ТР}}_{\text{CP}})$ за формулою $\phi(\alpha^{\text{ТР}}_{\text{CP}}) = \frac{0,163V}{T_{\text{CP}} S_{\text{заг}}}$, а потім

$\alpha^{\text{TP}_{\text{cp}}}$.

Для частоти 125 Гц $\phi(\alpha^{\text{TP}_{\text{cp}}}) = \frac{0,163 \cdot 1639}{1,4 \cdot 888} = 0,21$.

З [20, табл.2.11] по $\phi(\alpha^{\text{TP}_{\text{cp}}})$ знаходимо, $\alpha^{\text{TP}_{\text{cp}}}$ дорівнює 0,25.

На частотах 500 та 2000 Гц $\phi(\alpha^{\text{TP}_{\text{cp}}}) = \frac{0,163 \cdot 1639}{1,0 \cdot 888} = 0,3$; $\alpha^{\text{TP}_{\text{cp}}} = 0,29$.

Знаходимо $A_{\text{заг}} = \alpha_{\text{cp}}^{\text{TP}} S_{\text{заг}}$:

на частоті 125 Гц $A_{\text{заг}}^{\text{TP}} = 0,25 \cdot 888 = 222 \text{ м}^2$;

на частоті 500 та 2000 Гц $A_{\text{заг}}^{\text{TP}} = 0,26 \cdot 888 = 230,88 \text{ м}^2$.

Визначимо, на скільки слід змінити загальну еквівалентну площу звукопоглинання ($A_{\text{заг}} - A_{\text{заг}}^{\text{TP}}$) на частотах:

125 Гц – $222 - 133,62 = 88,32 \text{ м}^2$;

500 Гц – $230,88 - 171,4 = 59,48 \text{ м}^2$;

2000 Гц – $230,88 - 154 = 76,88 \text{ м}^2$.

Для зменшення часу реверберації розмістимо звукопоглинач по всій висоті стіни, для цього використовуємо звукопоглинаючий матеріал – мінераловатні плити товщиною 50 мм, покриті склотканиною та дерев'яними рейками товщ. 20 мм покладеними «плашмя» через 250 мм.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Розрахунок конструкцій мансарди будівлі залізничного вокзалу

2.1.1 Конструктивна схема покриття мансарди

У цьому розділі проекту потрібно розрахувати конструкції мансарди. Як несучу конструкцію вибрано металеву раму з прокатного профілю, оскільки метал має найкраще співвідношення несучої здатності – власна вага. Крім цього металеві конструкції легко та швидко монтуються.

Прийнята конструктивна схема несучої конструкції є рамно-зв'язкову систему. Крок рам вибирається конструктивно, залежно від розташування віконних отворів, і на розрахунковій ділянці будівлі, що реконструюється, крок становить 2,8 м.

Стійкість рами з площини забезпечується горизонтальними зв'язками (прогонами) з кроком 1 м. Покрівля виконана з металочерепиці, укладеної по решетуванні.

На рис. 2.1 показано проектовану будівлю.

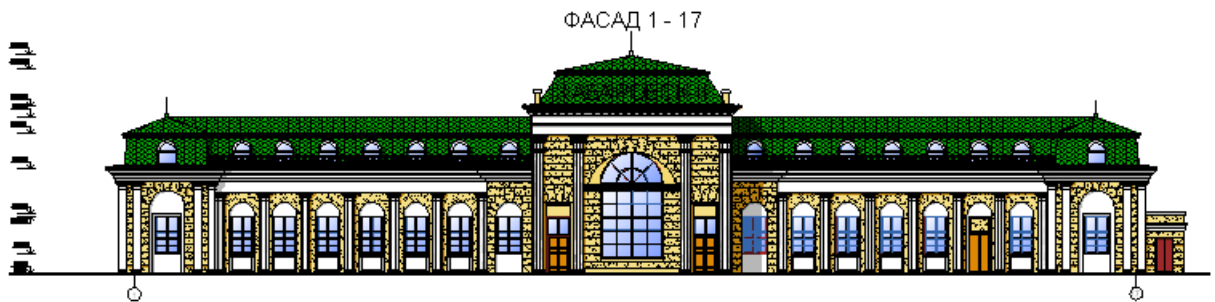


Рисунок – – 2.1 – Будівля, що проектується

2.1.2 Розрахункова схема та навантаження

Розрахункове навантаження, що діє на покриття, сприймається сталевую рамою, яка передає її у вигляді зосередженого навантаження на зовнішні несучі стіни.

Нижні вузли несучої рами призначені опорними. У них заборонені переміщення по всіх напрямках та кутах повороту. Такий зв'язок моделює жорстке сполучення сталевої рами та заставної деталі залізобетонного пояса. На рис. 2.2 показана схема несучої кроквяної рами.

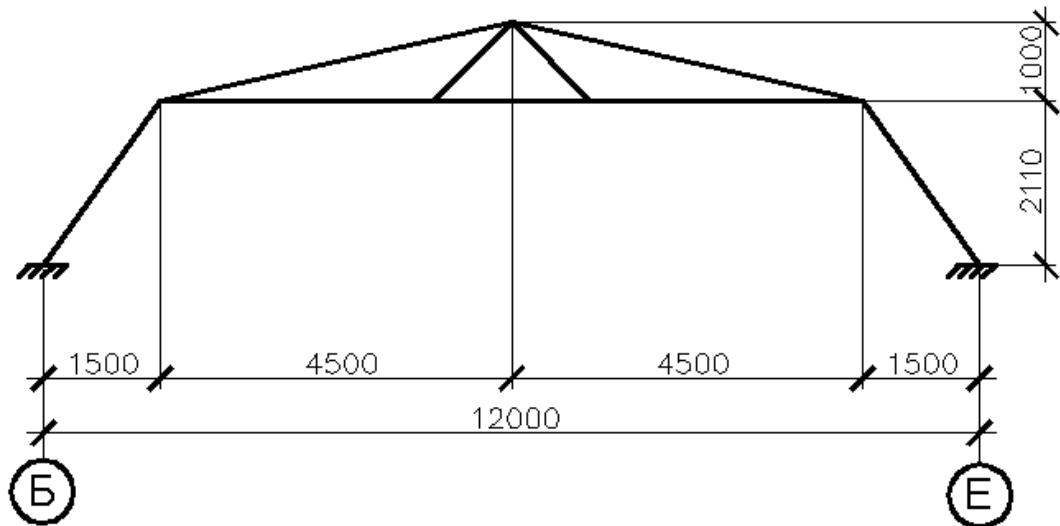


Рисунок – – 2.2 - Схема несучої кроквяної рами

Збір навантажень. Схема застосування навантажень на сталеву раму показано на рис. 2.3.

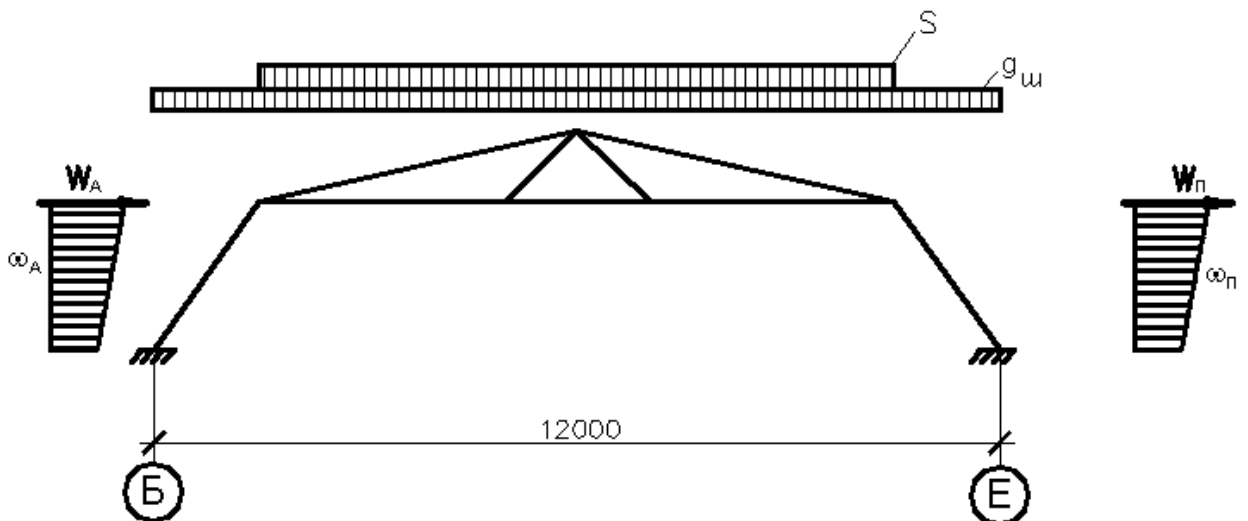


Рисунок – – 2.3 – Схема застосування навантажень на раму

2.1.3 Вітрове навантаження

Об'єкт, що реконструюється, знаходиться в м. Балта, що відповідає III вітровому району. Нормативне значення вітрового тиску для даного району будівництва, відповідно до [13, дод.1, табл.4], дорівнює $\omega_0 = 0,38 \text{ кН/м}^2$. Інтенсивність вітрового тиску збільшується при віддаленні поверхні землі, що враховується запровадженням поправочного коефіцієнта k типу «В» місцевості. Вітрове навантаження прикладається до рами у вигляді рівномірно розподіленої. Епюра зміни вітрового тиску по висоті наведено малюнку 2.4.

Таблиця 2.2 - Нормативні та розраховані коефіцієнти k , для типу місцевості - В

ДБН		Фактично	
Висота, м	k	Висота, м	k
≤ 5	0,5	6,7	0,551
10	0,65	8,2; 9,2	0,614; 0,644

Знайдемо нормативне значення вітрового тиску на кожній висоті без урахування аеродинамічного коефіцієнта (рис. 2.4):

$$\omega_{6,7} = 0,38 \times 0,551 \times 0,95 \times 1,4 = 0,278 \text{ кН/м}^2;$$

$$\omega_{8,2} = 0,38 \times 0,614 \times 0,95 \times 1,4 = 0,310 \text{ кН/м}^2;$$

$$\omega_{9,2} = 0,38 \times 0,644 \times 0,95 \times 1,4 = 0,325 \text{ кН/м}^2;$$

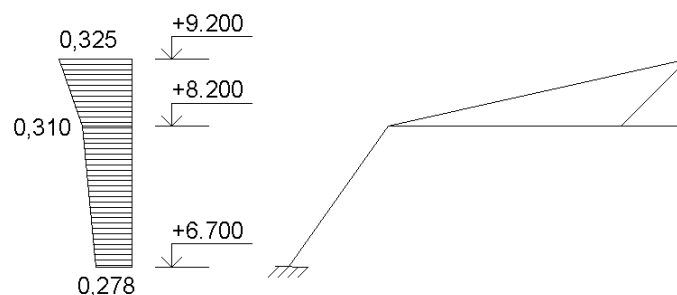


Рисунок – – 2.4 - Визначення епюри вітрового тиску

Знайдемо середні значення тиску отриманих трапецієподібних епюр:

$$\omega_{cp1} = (0.278 + 0.310) / 2 = 0,294 \text{ кН / м}^2;$$

$$\omega_{cp2} = (0.310 + 0.325) / 2 = 0,318 \text{ кН/м}^2;$$

Отримуємо тиску з навітряного та підвітряного боку:

$$\omega_n = \omega_{cp1} C_e B = 0.294 \times 0,8 \times 2,8 = 0,659 \text{ кН/м};$$

$$\omega_n = \omega_{cp1} C_e3 B = 0.294 \times 0,5 \times 2,8 = 0,412 \text{ кН/м}.$$

2.1.4 Розрахунок решетування під металочерепицю

Лати під металочерепицю виконується з дощок перетином 100x50 мм з кроком 350 мм. Розрахунок її полягає у визначенні кроку прогонів (l) за умовою граничних прогинів. Розрахункова схема показано на рис. 2.5.

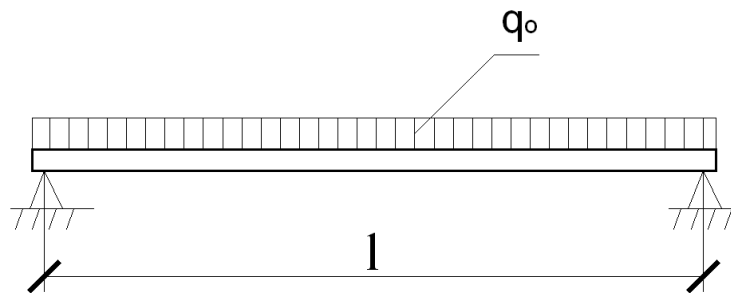


Рисунок – – 2.5 - Розрахункова схема обрешітки

Розрахункове навантаження на обрешітку q_0 складається з ваги черепиці, власної ваги обрешітки, снігового навантаження:

$$q_0 = \rho \cdot b_1 \cdot \gamma_f + b_0 \cdot h_0 \cdot \rho_d \cdot \gamma_f + S_n \cdot b_1;$$

де $\rho_{мч}$ - вага металочерепиці, $\rho_{мч}=4,5 \text{ кг/м}^2$; b_1 – ширина вантажної лінії, $b_1 = 0,38 \text{ м}$; ρ_d - щільність деревини, $\rho_d = 600 \text{ кг/м}^3$;

γ_f - коефіцієнт надійності по навантаженню; b_0 і h_0 - відповідно ширина і висота перерізу решетування, $b_0 = 0,1 \text{ м}$, $h_0 = 0,05 \text{ м}$.

$$q_0 = 4,5 \times 0,35 \times 1,05 + 0,1 \times 0,05 \times 600 \times 1,2 + 91,3 \times 0,35 = 37,21 \text{ кг/м} = 372,1 \text{ Н/м};$$

Для подальшого розрахунку визначається максимальний проліт виходячи з допустимих прогинів рівних $[1/150]$ [13, табл.19]:

$$l = \sqrt[3]{\left[\frac{f}{l}\right] \frac{384 \times E_o \times I_o}{5q_o}},$$

де E_o - модуль пружності деревини, що дорівнює 10000 МПа [14, п.3.5];
 q_o – рівномірно розподілене навантаження на решетування; I_o - момент інерції перерізу обрешітки, що визначається за формулою:

$$I = \frac{b \times h^3}{12},$$

де b – ширина перерізу; h – висота перерізу.

$$I = \frac{0,1 \cdot 0,05^3}{12} = 1,04 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

$$l = \sqrt[3]{\frac{1}{500} \cdot \frac{384 \cdot 10000 \cdot 10^6 \cdot 1,04 \cdot 10^{-6}}{5 \cdot 372,1}} = 1,08 \text{ м}.$$

З конструктивних міркувань беремо крок прогонів 1 м.

Перевіряємо решетування за міцністю. Максимальний момент у середині прольоту:

$$M = q_o \times l^2 / 8 = 372,1 \times 1^2 / 8 = 46,51 \text{ Нм};$$

Напруги в середині прольоту:

$$\sigma = \frac{M}{W \cdot m_6} \leq R_{и},$$

де m_6 - коефіцієнт враховує розміри та форми перерізу ($m_6 = 1$), згідно [14, табл. 7]; W – момент опору перерізу вигину, який визначається за формулою:

$$W = \frac{b \times h^2}{6};$$

$$W_0 = \frac{0,1 \cdot 0,05^2}{6} = 4,17 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3;$$

$$\sigma_0 = \frac{46,51}{4,17 \cdot 10^{-5}} = 1,12 \text{ МПа} \leq R_{и} = 8,5 \text{ МПа}.$$

Отримана напруга менша за розрахунковий опір для сосни третього сорту.

2.1.5 Розрахунок несучих прогонів

Прогони виготовляються з рівнополочних куточків. Номер куточка за сортаментом визначається розрахунками за прогинами та міцністю. Розрахункова схема та навантаження на прогін показані на рисунку 2.6.

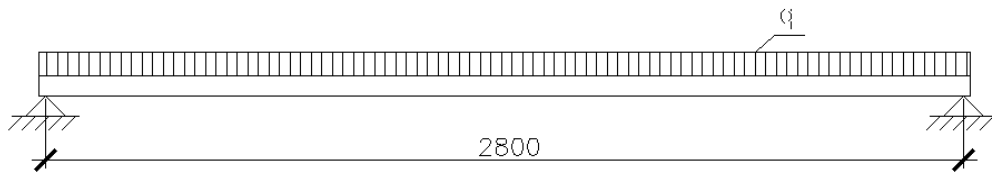


Рисунок – – 2.6 – Схема завантаження прогону

Для розрахунку прогону визначається розрахункове навантаження q , що складається з ваги черепиці, обрешітки, снігу, брусків кріплення та власної ваги куточків. Збирається навантаження від решетування на 1 м прогону $q_{\text{по}}$: вантажний шириною 1 м і довжиною 1 м:

$$q_{\text{по}} = q_0 \cdot s \cdot \frac{1}{s_0};$$

де $s_{\text{п}}$ і s_0 – відповідно крок прогонів та решетування, $s_{\text{п}} = 1$ м, $s_0 = 0,35$ м.

$$q_{\text{по}} = 372,1 \times \frac{1}{0,35} = 1063,1 \text{ Н/м};$$

Повне навантаження на прогони збирається з вантажного майданчика, шириною 1 м і довжиною 1 м: (навантаження від власної ваги прогонів приймається в розмірі 20% від решти навантаження, $q_{\text{п}} = q_{\text{н}} \cdot 0,2$):

$$q_{\text{п}} = q_{\text{н}} + q_{\text{п}};$$

$$q_{\text{н}} = q_{\text{по}} + b_{\text{бк}} \cdot h_{\text{бк}} \cdot \rho_{\text{д}} \cdot \gamma_{\text{ф}};$$

де $q_{\text{н}}$ - навантаження від решетування, металочерепиці, брусків кріплення; $q_{\text{п}}$ – рівномірно розподілене навантаження на прогін; $b_{\text{бк}}$ і $h_{\text{бк}}$ – відповідно ширина та висота перерізу бруска кріплення, $b_{\text{бк}} = 0,07$ м, $h_{\text{бк}} = 0,07$ м.

$$q_{\text{п}} = (1063,1 + 0,07 \times 0,07 \times 600 \times 1,2) \times 1,2 = 1,067 \times 1,2 = 1,24 \text{ кН/м}.$$

Власна вага прогону $q_{\text{п}} = 21,3$ кг/м.

Визначимо необхідний момент інерції перерізу I_n^{mp} виходячи з допустимих прогинів рівних $[l/150]$ [13, табл.19]:

$$I_n^{mp} = \frac{5q_n \times B^3}{384 \times E_m \left[\frac{f}{l} \right]},$$

де E_m - модуль пружності сталі рівний $2,06 \times 10^5$ МПа [16, табл.63];

$$I_n^{tr} = \frac{5 \cdot 1,24 \cdot 2,8^3 \cdot 150}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3} = 3,4 \cdot 10^{-7} \text{ м}^4 = 34 \text{ см}^4.$$

Приймаємо рівнополочний куточок №7 за (маса $q_{пу} = 6,39$ кг/п.м, розміри см: $b=7$, $t=0,6$; $A = 8,15$; $I_x = 37,6$; $z_0 = 1,94$).

Уточнюється повне навантаження на прогони:

$$q_{п} = q_0 + q_{пу};$$

$$q_{п} = 1,067 + 0,0639 = 1,131 \text{ кН/м}.$$

Проводиться перевірка прийнятого прогону за міцністю, для цього визначається максимальний момент у середині прольоту:

$$M = q_{п} \times B^2 / 8 = 1,131 \times 2,82^2 / 8 = 1,11 \text{ кНм}.$$

Перевірка на міцність елементів, що згинаються, здійснюється за формулою:

$$\frac{M}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

де $R_y = 235$ МПа - розрахунковий опір [16, табл.51 *]; $\gamma_c = 1,05$ – коефіцієнт умов роботи з [16, табл.6 * п.8б]; W_n - момент опору:

$$W_n = \frac{I_n}{y_{\max}} = \frac{37,6}{7-1,94} = 7,43 \text{ см}^3 = 7,43 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

$$\frac{1,11}{7,46 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3} = 148,79 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 235 \cdot 1,05 = 246,75 \text{ МПа}$$

Оскільки умова міцності виконується, приймається куточок №7.

2.1.6 Розрахунок внутрішніх прогонів

Прогони з внутрішньої сторони влаштовуються з тією ж метою, що й зверху, плюс до всього вони сприймають згинальний момент від власної ваги

та ваги утеплювача. Крок прийнятий таким же, як і для прогонів, що несуть – 1 м. Навантаження від власної ваги прогонів приймається в розмірі 20% від навантаження утеплювача: $q_{пн} = q_{ут} \cdot 0,2$:

$$q_{НП} = q_{ут} + q_{пн};$$

$$q_{ут} = b_{ут} \cdot h_{ут} \cdot \rho_{ум} \cdot \gamma_f;$$

де $q_{ут}$ - навантаження від утеплювача; $b_{ут}$ і $h_{ут}$ – відповідно ширина та висота плити утеплювача, $b_{ут} = 1$ м, $h_{ут} = 0,2$ м; $\rho_{ум}$ - щільність утеплювача, згідно [3, дод.3*] для пінополістиролу $\rho_{ум} = 100$ кг/м³.

$$q_{ут} = 1 \times 0,2 \times 100 \times 1,2 = 0,24 \text{ кН/м.}$$

$$\text{Власна вага } g_{пн} = 4,8 \text{ кг/м.}$$

$$q_{НП} = 0,24 + 0,048 = 0,288 \text{ кН/м.}$$

Потрібен момент інерції перерізу I_n^{mp} за формулою:

$$I_n^{mp} = \frac{5q_n \times B^3}{384 \times E_m \left[\frac{f}{l} \right]};$$

$$I_{п}^{тр} = \frac{5 \cdot 0,288 \cdot 2,8^3 \cdot 150}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3} = 6 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 = 6 \text{ см}^4.$$

Приймаємо рівнополочний куточок №4,5 (маса $q_{пу} = 2,73$ кг/п.м, розміри см: $b=4,5$, $t=0,4$; $A = 3,48$; $I_x = 6,63$; $z_0 = 1,26$).

Уточнюється повне навантаження на прогони:

$$q_{НП} = q_{ут} + q_{пу};$$

$$q_{пв} = 0,24 + 0,0273 = 0,267 \text{ кН/м.}$$

Перевіримо прийнятий прогін за міцністю. Максимальний момент у середині прольоту:

$$M = q_{пв} \times B^2 / 8 = 0,267 \times 2,82^2 / 8 = 0,26 \text{ кНм.}$$

Перевірка на міцність елементів, що згинаються, здійснюється за формулою:

$$\frac{M}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

де $R_y = 235$ МПа - розрахунковий опір [16, табл.51 *]; $\gamma_c = 1,05$ – коефіцієнт умов роботи з [16, табл.6 * п.8б]; W_n - момент опору:

$$W_n = \frac{I_n}{y_{\max}} = \frac{6,63}{4,5-1,26} = 2,05 \text{ см}^3 = 2,05 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

$$\frac{0,26}{2,05 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3} = 120,93 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 235 \cdot 1,05 = 246,75 \text{ МПа}$$

Оскільки умова міцності виконується, приймається куточок №7.

2.1.7 Розрахунок несучої рами мансарди на ЕОМ

Розрахунок виконаний програмним комплексом «ЛІРА». Програмний комплекс призначений для чисельного дослідження на ЕОМ міцності та стійкості конструкцій, а також для автоматизованого виконання ряду процесів конструювання. ВК "ЛІРА - Windows" забезпечує дослідження широкого класу конструкцій: просторові стрижневі системи, довільні пластинчасті та оболонкові системи, рамно-зв'язкові конструкції висотних будівель, багатошарові конструкції.

Статичні навантаження моделюють силові впливи від зосереджених сил або розподілених сил та моментів, температурного нагріву та переміщень окремих областей конструкції. Динамічні навантаження моделюють вплив землетрусів, пульсуючого потоку вітру, ударні впливи.

В основу розрахунку покладено метод кінцевих елементів у переміщеннях. Як основні невідомі прийняті такі переміщення вузлів:

- X - лінійне по осі X;
- Y - лінійне по осі Y;
- Z - лінійне по осі Z;
- UX – кутове навколо осі X;
- UY – кутове навколо осі Y;
- UZ – кутове навколо осі Z.

В результаті роботи ПК «ЛІРА – Windows» одержують переміщення вузлів схеми, зусилля (напруги) у її елементах від статичних впливів. Результати відображені графічно і можуть бути представлені в таблицях, крім того, вони використовуються щодо розрахункових поєднань зусиль.

Метою розрахунку є отримання результату про напружений стан у конструкції рами та переміщень у системі від розрахункових навантажень.

2.1.8 Розрахунок рами

Основний несучий елемент конструкції покриття мансарди є поперечна рама. Ширина вантажної смуги для середньої рами $B = 2,8$ м. Визначається розрахункове навантаження від ваги покриття та власної ваги рами на 1 п.м (власна вага прийнята для двотавра №20):

$$q_p = (q_{II} + q_{III}) \cdot B \cdot \frac{1}{b} + g_p;$$

де b – ширина вантажної лінії, $b = 1$ м; g_p – вага рами, $g_p = 0,277$ кН/м.

$$q_p = (1,154 + 0,267) \times 2,8 \times 1 + 0,227 = 4,21 \text{ кН/м.}$$

Подальший розрахунок ведеться комплексом «Ліра 8.0».

Необхідні вихідні дані наведено в таблиці 2.1 (координати та розміри наведені в метрах). Номери вузлів та стрижнів показані на малюнку 2.1.

Таблиця 2.1 - Вихідні дані для розрахунку на ПЕОМ.

Вузли	Координати			Переміщення	Вузли	Координати			Переміщення
	x	y	z			x	y	z	
1	0	0	0	ні	4	7,45	0	2,1	Заборонено Uy
2	1,45	0	2,1	Заборонено Uy	5	0	0	0	ні
3	6	0	3,1	Заборонено Uy			0		

Прийнято такі схеми завантаження:

Власна вага та вага покриття;

Вітрове навантаження зліва;

Снігове навантаження на весь проліт.

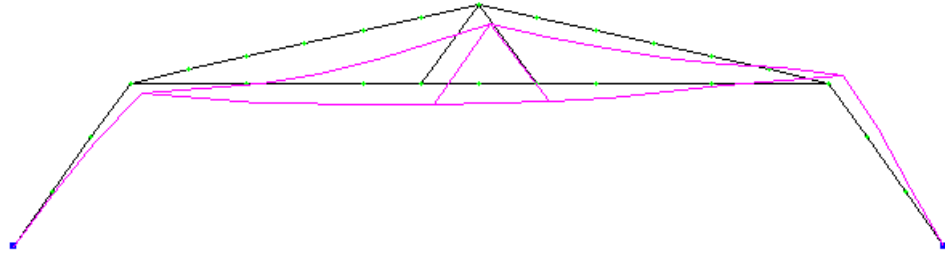


Рисунок – – 2.9 – Переміщення елементів рами

З рис. 2.9 видно, що ліва частина несучої рами пішла вниз і в право, внаслідок снігового та вітрового навантаження, що спричинило спотворення правої частини. Переміщення рами схематично зображено, не в масштабі. Цифрові значення переміщень вказані в табл. 2.2. Аналіз переміщень дозволяє зробити висновок, що переміщення перебувають у межах допуску і є небезпечними.

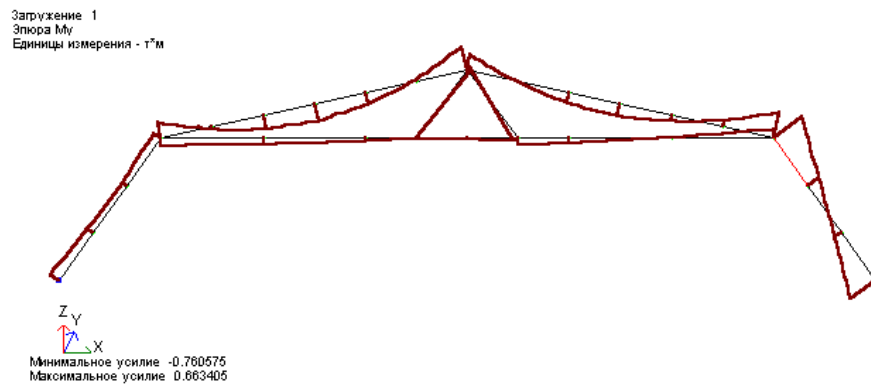


Рисунок – – 2.10 – Епюра M

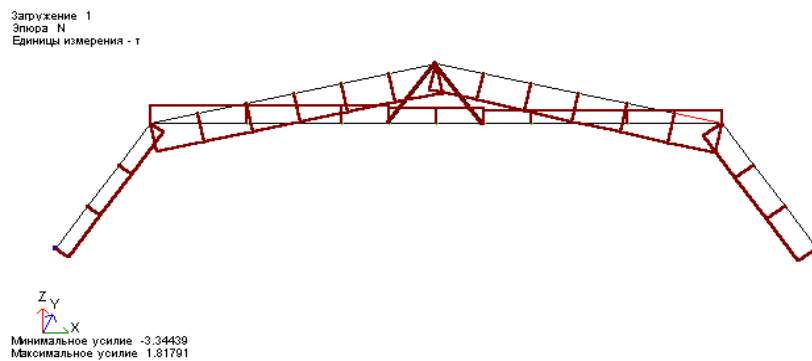


Рисунок – – 2.11 – Епюра N

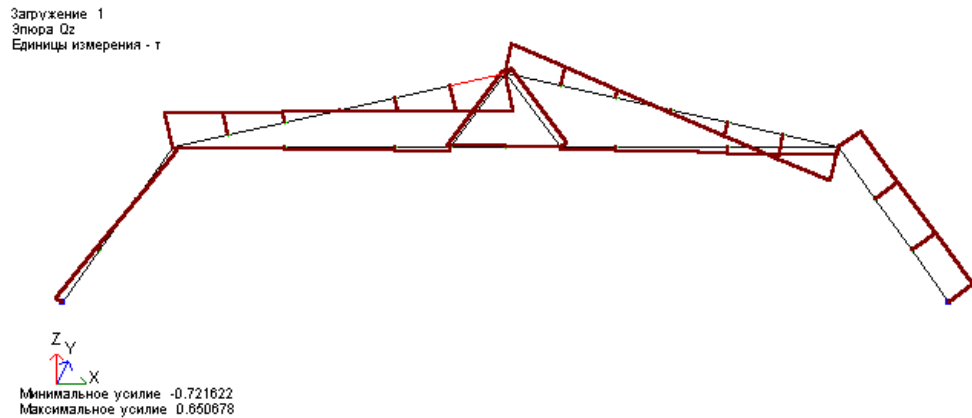


Рисунок – – 2.11 – Епюра Q

З епюр видно, що рама знаходиться стисло - вигнутому стані.

2.1.9 Підбір висоти двотаврового перерізу

Для марки сталі ВСт3пс6 відповідно до [16, табл.51а] розрахунковий опір при товщині полиці до 15 мм становить:

$$R_y = 235 \text{ МПа}; R_u = 350 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт умов роботи з [14, табл.6 * п.8б] дорівнює: $\gamma_c = 1,05$.

Розрахунок на міцність стисло – вигнутих елементів виконується за формулою [16, (50)]:

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq R_y \gamma_c$$

Приймаємо двотавр №20 ($A = 268 \text{ см}^2$, $W = 184 \text{ см}^3$).

З таблиці 2.3 для 1 елемента в 1 перерізі нормальні напруги у верхній частині перерізу дорівнюють:

$$\frac{-32,63}{26,8 \cdot 10^{-4}} + \frac{-5,71}{184 \cdot 10^{-6}} = -43,21 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 235 \cdot 1,05 = 246,7 \text{ МПа},$$

у нижній частині перерізу:

$$\frac{-32,63}{26,8 \cdot 10^{-4}} - \frac{-5,71}{184 \cdot 10^{-6}} = -18,86 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 246,7 \text{ МПа}.$$

Оскільки умова виконується, приймається двотавр №20. Конструкція рами виходить недонапружена, але через конструктивні особливості покриття мансарди (утеплювача $h=20 \text{ см}$), прийняти двотавр меншого номера, під діючі

навантаження, не є можливим.

Перевірка на стійкість виконується за такою формулою:

$$\frac{N}{\phi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

де ϕ_e - Коефіцієнт для стисло - вигнутих елементів постійного перерізу, визначається по [16, табл. 74], залежно від умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ та наведеного відносного ексцентриситету m_{ef} , визначається за формулою:

$$m_{ef} = \eta \cdot m;$$

де η - ексцентриситет впливу форми перерізу, визначається [16, табл. 73], залежно від $\bar{\lambda}$ та m ; $m = \frac{eA}{W}$ - відносний ексцентриситет (тут e – ексцентриситет, $e = \frac{M}{N} = \frac{0,14}{3,263} = 0,043$ м, W - момент опору перерізу $W = 23,1 \times 10^{-6}$ м³).

$$m = \frac{0,043 \cdot 26,3 \cdot 10^{-4}}{23,1 \cdot 10^{-6}} = 5,25.$$

Відповідно до [16, табл. 73] $\eta=1,2$, отже $m_{ef} = 1,2 \cdot 5,25 = 6,3$, Тоді згідно [16, табл. 74] методом подвійної інтерполяції $\phi_e = 207,2$:

$$\frac{32,63}{207,2 \cdot 26,3 \cdot 10^{-4}} = 58,89 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 235 \cdot 1,05 = 246,75 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості виконується, тому дана конструкція несучої сталеві рами (двутавр №20) прийнятна.

2.1.10 Розрахунок затяжки

Сталева рама, що несе, по повз згинальних і стискаючих зусиль, відчуває і розпір. Для сприйняття зусиль, що розтягують (розпір), влаштовується затяжка.

Затяжка знаходиться у центрально – розтягнутому стані. Розрахунок на міцність елементів конструкції, схильних до центрального розтягування силою N , слід виконати за формулою:

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c;$$

Для марки сталі ВСт3псб відповідно до [16, табл.51а] розрахунковий опір при товщині полиці до 10 мм становить:

$R_y = 235$ МПа; $R_u = 350$ МПа.

Коефіцієнт умов роботи з [14, табл.6*п.8б] дорівнює: $\gamma_c = 1,05$.

Приймаємо рівнополочний куточок №4 ($A = 2,35$ см²).

З таблиці 2.3 для 11 елемента в 1 перерізі нормальні напруги дорівнюють:

$$\frac{18,18}{2,35 \cdot 10^{-4}} = 77,36 \text{ Мпа} \leq R_y \gamma_c = 235 \cdot 1,05 = 246,7 \text{ МПа.}$$

Оскільки умова виконується, приймається куточок №4. Затяжка виходить недонапружена, але менше за номер куточка немає.

Приймати куточок із таким запасом міцності економічно не вигідно. Для зтягування можна прийняти й стрижневу арматуру А-І. Зробимо перерахунок зтяжки на стрижневу арматуру.

Для А-І відповідно до [16] розрахунковий опір арматури становить: $R_y = 225$ МПа. Приймається А-І 2Ø8 ($A = 1,01$ см²):

$$\frac{18,18}{1,01 \cdot 10^{-4}} = 180 \text{ Мпа} \leq R_y \gamma_c = 235 \cdot 1,05 = 246,7 \text{ МПа.}$$

Даний варіант найбільш прийнятний за економічними та міцністю. Але проаналізувавши результати розрахунків, зроблено висновок, що пристрій зтяжки немає необхідності. У зв'язку з цим, змінюється розрахункова схема та результати розрахунку. Перерахунок на нову розрахункову схему наведено в таблиці 2.4.

2.1.11 Розрахунок зварних з'єднань

Розрахунок зварних стикових з'єднань (Рис. 2.12 - вузол 1 і Рис. 2.13 - вузол 2) зводиться до визначення електрода, який забезпечив би наскрізний, повний провар, без каверн.

Відповідно до марки сталі - 3 245, і максимальною товщиною елементів, що зварюються - $t = 8,4$ мм, вибираємо марку електрода - Е42, [16, табл.55]. При зварювальних роботах необхідно вести ретельний контроль якості робіт.

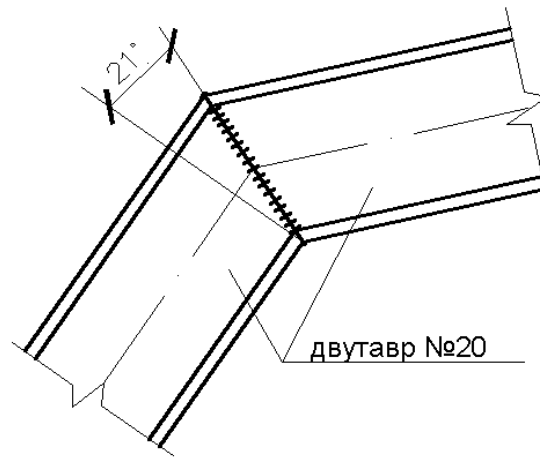


Рисунок – – 2.12 – Вузол 1

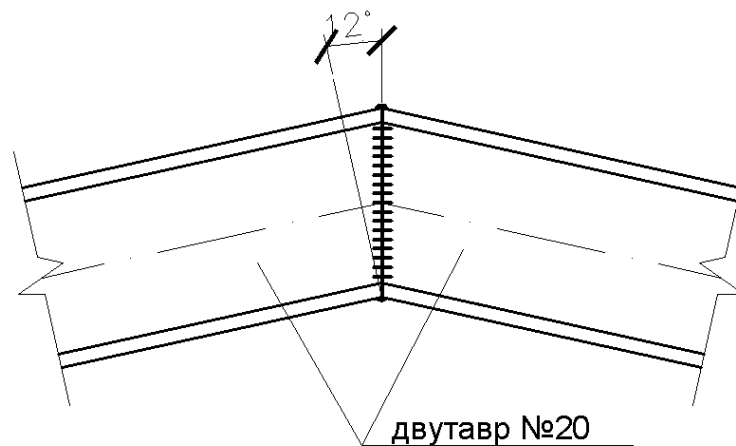


Рисунок – 2.13 – Вузол 2

2.1.13 Розрахунок болтового з'єднання

Основу стійки рами проектуємо у вигляді опорної плити. Прикріплення стійки до опорної плити здійснюється кутовими швами. Опорна плита (база) Опірна плита (база) спирається на залізобетонний пояс і кріпиться до нього анкерними болтами.

Матеріал опорної плити - таль С245 з розрахунковим опором $R_y = 240$ МПа. [16, табл.51 *].

Бетон обв'язувального пояса класу В15, $R_b = 8,5$ МПа.

Навантаження, що передаються стійкою рами на опорну плиту: $N=23,42$ кН; $M=6,63$ кН·м (див. табл.2.3).

Необхідна ширина опорної плити

$$B = (b_{\text{п}} + c) \cdot 2 = (100 + 50) \cdot 2 = 300 \text{ мм},$$

де $b_{\text{п}}$ – відстань від осі двотавра до центру анкерного болта; c – виліт консолі плити, який приймається з умови розміщення анкерних болтів.

Довжина опорної плити L визначаємо з умови [17]:

$$P_{\text{max}} = \frac{N}{BL} + \frac{6 \cdot M}{BL^2} \leq R_{b, \text{loc}};$$

де $R_{b, \text{loc}}$ – розрахунковий опір бетону зім'яттю, що приймається попередньо $1,5 R_b = 12,75 \text{ МПа}$.

Звідки

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b, \text{loc}}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b, \text{loc}}}\right)^2 + \frac{6M}{B \cdot R_{b, \text{loc}}}} =$$

$$\frac{23,42 \cdot 10^3}{2 \cdot 300 \cdot 12,75} + \sqrt{\left(\frac{23,42 \cdot 10^3}{2 \cdot 300 \cdot 12,75}\right)^2 + \frac{6 \cdot 6,63 \cdot 10^6}{300 \cdot 12,75}} = 111,4 \text{ (мм)}$$

З умови забезпечення мінімального вильоту консолі опорного листа приймаємо $L=344 \text{ мм}$. Конструкція бази показано на рис. 2.14.

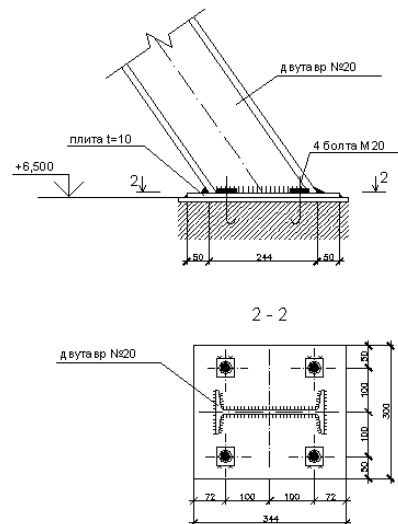


Рисунок – 2.14 – Вузол 3

Геометричні характеристики опорної плити:

$$A_{\text{пл}} = B \cdot L = 30 \cdot 34,4 = 1032 \text{ см}^2;$$

$$W_{\text{пл}} = B \cdot L^2 / 6 = 30 \cdot 30^2 / 6 = 4621 \text{ см}^3;$$

$$I_{\text{пл}} = B \cdot L^3 12 = 30 \cdot 30^3 12 = 101769 \text{ см}^3.$$

Тиск, що передається опорною плитою на бетон (крайові, середні та по межі стійки):

$$P_{\text{max}} = \frac{23,42}{1032} + \frac{6,63 \cdot 10^2}{5916,8} = 0,135 \text{ кН/см}^2;$$

$$P_{\text{min}} = \frac{23,42}{1032} - \frac{6,63 \cdot 10^2}{5916,8} = -0,089 \text{ кН/см}^2;$$

$$P_{\text{cp}} = \frac{23,42}{1032} = 0,023 \text{ кН/см}^2;$$

$$P_1 = \frac{23,42}{1032} + \frac{6,63 \cdot 10^2}{10177} \cdot 5 = 0,348 \text{ кН/см}^2.$$

Згинальний момент в опорній плиті площини рами:

$$M_1 = \frac{(a-a_1)^2}{24} \cdot (2 \cdot P_{\text{max}} + P_1),$$

нехай $c = \frac{a-a_1}{2}$ - консоль з одного боку, $c^2 = \frac{(a-a_1)^2}{4}$ тоді:

$$M_1 = \frac{(a-a_1)^2}{4 \cdot 6} \cdot (2 \cdot P_{\text{max}} + P_1) = \frac{c^2}{6} \cdot (2 \cdot P_{\text{max}} + P_1) = \frac{5^2}{6} (2 \cdot 0,135 +$$

0,348) = 2,01 кН·см, з площини рами

$$M_2 = \frac{P_{\text{cp}} \cdot c^2}{2} = \frac{0,023 \cdot 10^2}{2} = 1,15 \text{ кН·см}.$$

Необхідна товщина опорного листа:

$$t_{\text{тр}} = \sqrt{6 \cdot M_{\text{max}} R_y \cdot \gamma_c} = \sqrt{6 \cdot 2,0124 \cdot 1} = 0,85 \text{ см}.$$

Приймаємо $t_{\text{пл}} = 10 \text{ мм}$.

Зусилля в анкерних болтах, розташованих у розтягнутій зоні:

$$F = \frac{M - N \cdot a}{y},$$

де a – відстань від центру тяжкості епюри стиснутої зони до осі стійки рами; y – відстань від осі анкерного болта, до центру тяжкості епюри стиснутої зони (Рисунок – 2.15).

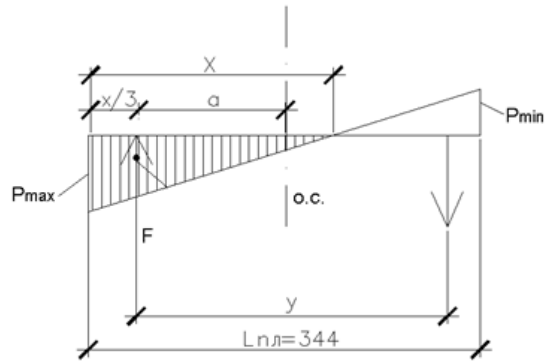


Рисунок – 2.15 – До розрахунку опорної плити та анкерів болтів

Обчислюємо довжину стиснутої зони:

$$x = \frac{P_{\max}}{P_{\max} + P_{\min}} \cdot L = \frac{0,135}{0,135 + 0,089} \cdot 344 = 207,3 \text{ мм.}$$

Тоді

$$a = \frac{L}{2} - \frac{x}{3} = \frac{344}{2} - \frac{207,3}{3} = 102,9 \text{ мм;}$$

$$y = 102,9 + 100 = 202,9 \text{ мм;}$$

$$F = \frac{6,63 - 23,24 \cdot 0,103}{0,203} = 20,78 \text{ кН.}$$

Необхідна площа перерізу одного анкерного болта нетто:

$$A_{bn} = \frac{F}{n \cdot R_{bt} \cdot \gamma_c} = \frac{32}{2 \cdot 18,5 \cdot 1} = 0,86 \text{ см}^2.$$

Приймаємо анкерний болт діаметром $d_b = 20$ мм з $A_b = 314,2 \text{ мм}^2$.

Необхідна глибина загортання болта в бетон за формулою:

$$l_{an} = \left(\omega \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{sn} \right) \cdot d \frac{A_{bn}}{A_b} = \left(1,2 \frac{185}{8,5} + 11 \right) \cdot 20 \frac{56}{314,2} = 132 \text{ мм.}$$

Приймаємо довжину анкерування $l_{an} = 150$ мм.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

3.1 Методика випробувань

Перші випробування залізобетонних конструкцій, армованих сталевими прутками, підтвердили їх високу економічну ефективність і показали, що балкові елементи, армовані плитами, мають вищу несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість порівняно зі звичайними залізобетонними конструкціями, армованими звичайними сталевими прутками. Споживання. Завдяки спільній роботі арматури зі сталеві стрічки С275 і високоміцних стрижнів попереднє напруження не вимагається, що дозволяє істотно зменшити кількість металу при дотриманні вимог міцності конструкції, тріщиностійкості і деформаційної здатності. Метою роботи є дослідження залізобетонних балок, зміцнених пакетом сталевих прутків і гібридних прутків.

Для дослідницьких цілей спроектовано, виготовлено та випробувано чотири залізобетонні балки довжиною 2600 мм, розрахунковим прольотом 2400 мм і перетином 120 x 240 мм. В якості дрібного заповнювача використовується кварцовий пісок середньої зернистості. Крупний заповнювач - гранітний щебінь з розміром частинок 5-20 мм. Вода водопровідна, питна. Крім того, з метою підвищення текучості суміші та зниження водоцементного відношення використовувався високоефективний водяний редуктор НК-1 (ВМ). Зразок заливки бетону в металевій опалубці. Догляд після бетонування включає підтримку вологого середовища. Через 4-5 годин після заливки бетону відкриту поверхню бетону покривають шаром вологого піску і протягом усього часу твердіння бетону накладають ще один шар поліетиленової плівки. Таким чином створюються сприятливі умови для твердіння бетону. Температура приміщення, де зберігаються виготовлені зразки, коливається від +20 до +25°C.

В розтягнутій зоні використовувалась стрічкова гладка сталь марки С275 товщиною 8 мм, та стержнева арматура періодичного профілю \varnothing 10 мм

класу А1000 (А – VI). Арматура у стиснутій зоні балок приймалась періодичного профілю \varnothing 8 мм класу А 400С (А – III). Поперечна арматура використовувалась гладка \varnothing 5 мм класу А 240 (А – I). Фізико-механічні характеристики бетону на стиск визначалися випробуванням кубів з ребром 150 мм і призм довжиною 600 мм з поперечним перерізом 150 x 150 мм.

Випробування сталевих зразків проводили на натяжній машині ТМС-50, при цьому знімали діаграми розтягу, крім того, використовували тензорезистори для вимірювання деформації, що дозволяло точніше побудувати істинну діаграму розтягу сталі, виключаючи рухи. викликане ковзанням ручок машини.

3.2 Стадія руйнування дослідних балок

При збільшенні навантаження деформація арматури в зоні розтягування досягає граничного значення, відповідного текучості. Слід зазначити, що при досягненні деформації $\varepsilon_{s, \text{sheet}} = 137 \cdot 10^{-5}$ смуга починає прогинатися. Далі, при подальшому навантаженні, деформація стрижневої високоміцної арматури зростає і прогин балки значно збільшується, а розтягуюча напруга в смузі $f_{yk} A_s$, смузі фіксується. Усі наступні збільшення навантаження поглинаються високоміцною арматурою до досягнення її нормальної межі текучості. Навіть після початку текучості стрічкова арматура продовжує отримувати ту частину навантаження, яка відповідає її межі текучості. Умовна межа текучості прутка з високоміцної сталі А1000 – відносне видовження $\varepsilon_{s, \text{бар1000}} = 564 \cdot 10^{-5}$. Найбільші значення деформацій бетону в розтягнутій та стисненій зонах, деформації розтягнутої арматури, прогини до моменту граничного розкриття тріщин, при умовно прийнятому навантаженні $0,7M_{dr2}$, подано в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 - Значення відносних деформацій у перерізах балок при навантаженні $0,7M_{dr2}$, в зоні дії максимального моменту

Шифр балки	$0,7M_{dr2}$, кН	$\epsilon_s * 10^5$	$\epsilon_{s \text{ лист}} * 10^5$	$\epsilon_{Bt} * 10^5$	$\epsilon_B * 10^5$	Прогин f_{dr2} , мм
Б - 1	44,93	105	127	124	94	4,55
Б - 2	48,10	259	304	298	147	9,44

Смуги починають здаватись швидше, ніж високоміцні, із подальшим зростанням деформації та прогину. Тому при розрахунку на міцність звичайних перерізів слід враховувати, що в композитних гнутих сталобетонних елементах армованих сталевими елементами існують такі стадії експлуатації:

- Коли напруга в арматурі досягне межі текучості, зростання деформації і прогину збільшиться, але балка буде продовжувати нести зростаюче навантаження;
- Сталевий пруток високої міцності починає прогинатися, додаткове навантаження балки вже не відчувається, подальше навантаження зразка призводить до значної деформації сталевого прутка, різкого розкриття тріщин і збільшення прогину; Фізичне руйнування, тобто пошкодження стиснутих ділянок бетону внаслідок розриву бетону. Балка розроблена таким чином, що межа текучості високоміцної арматури відбувається швидше, ніж руйнування в зоні стиснення бетону.

Залежність прогинів в робочій арматурі від навантаження та значення прогинів подано на графіках рис. 3.2 та рис 3.3.

При проведенні випробовування проводився аналіз роботи арматури та бетону з виведенням графіків напружень, це дозволяло передбачити поведінку дослідних зразків при наступних навантаженнях, та визначити момент появи текучості у стрічковій арматурі.

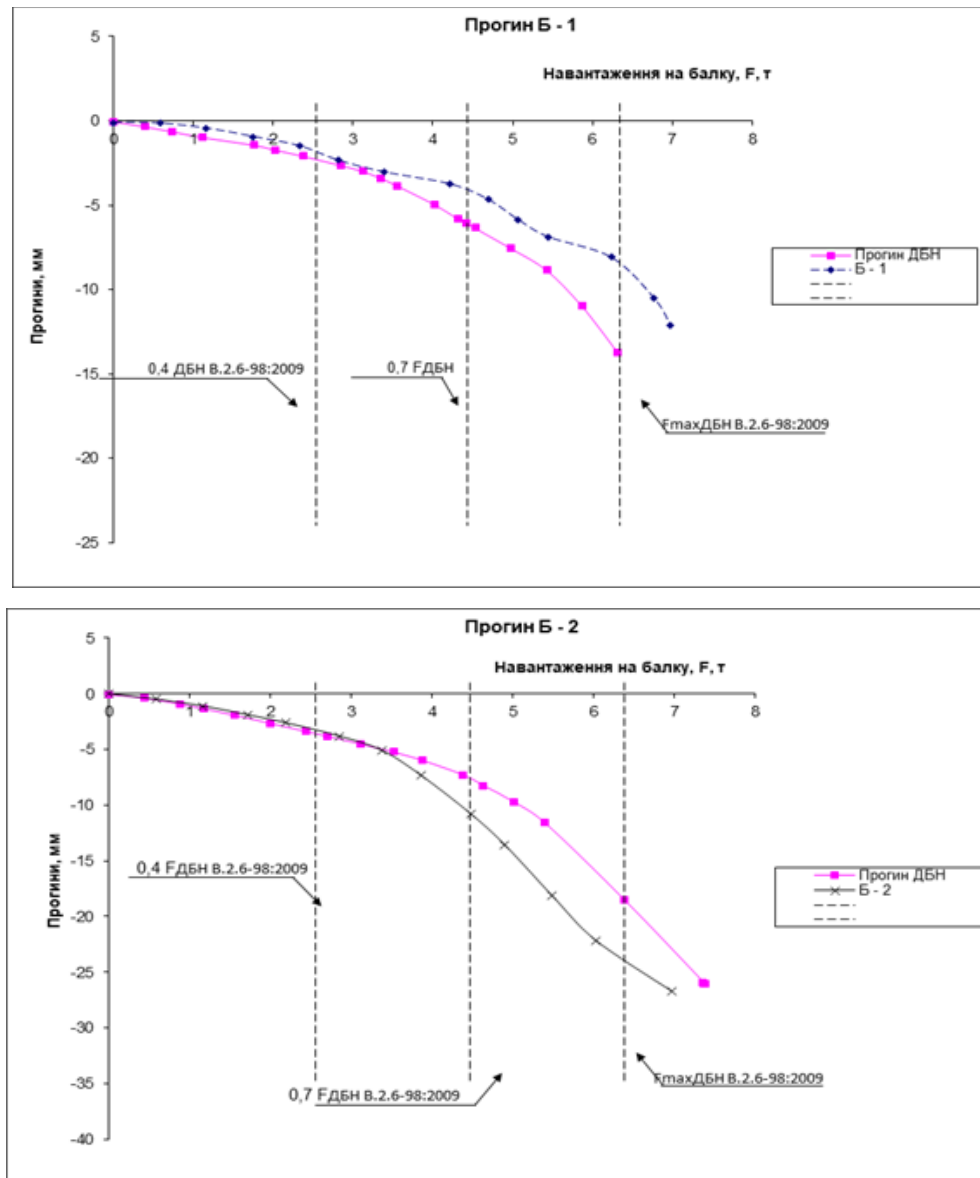


Рисунок – 3.1 Графіки прогинів в залежності від навантаження на балку

Дослідні і розрахункові значення граничних згинальних моментів наведені в табл. 3.2.

Аналізуючи цю таблицю, можна побачити, що текучість стрічки залежить від відсотка армування високоміцної стрижневої арматури ($30,7 \div 60,7$ %), настає відповідно при $(0,41 \div 0,83) M_{dr2}$.

Таблиця 3.2 - Результати досліджень експериментальних сталобетонних балок із комбінованим армуванням

Позначення балок	Дослідне значення M_{dr1} при текучості стрічкової арматури, кНм	Прогин балки перед початком текучості стрічкової арматури, f_{dr1} , мм	Несуча здатність (текучість високоміцної арматури, руйнування стиснутої зони бетону)			Прогин F_{dr2} , мм при $M=0,7M_{CH\Pi}$		
			Дослідне значення M_{dr2} при вичерпанні несучої здатності, кНм	За ДБН В.2.6-98:2009 $M_{дБН}$, кНм	$(M_{dr2}-M_{дБН})/M_{dr2}$, %	Дослідне значення f_{dr2} при $M=0,7M_{дБН}$, мм	За ДБН В.2.6-98:2009 при $M=0,7M_{дБН}$, $f_{дБН}^{max}$, кНм	$(f_{dr2}-f_{дБН}^{max})/f_{dr2}$, %
Б - 1	42,70	6,87	51,52	51,38	0,3	4,55	5,5	20,9
Б - 2	31,10	8,01	55,20	52,85	5,6	9,44	21,8	10,2

3.3 Висновки до розділу

1. За наявності високоміцної стрижневої арматури несуча здатність балки і виснаження несучої здатності відбуваються не при плинні стрічкової арматури, а при значній пластичній деформації високоміцної арматури. міцність стрижневої арматури, що дозволяє розрахувати несучу здатність балок, особливо сталевих високоміцних, за умовною межею текучості.

2. Для залізобетонних балок, армованих високоміцними стрижнями, зі збільшенням коефіцієнта армування зростає несуча здатність балки, але також збільшується прогин і кількість тріщин.

3. У разі використання для комбінованого армування залізобетонних балок сталевих стрижнів марки С275 і високоміцних стрижнів марки А1000, завдяки високому опору, опір високоміцних сталевих стержнів можна знизити на 15-30 % коефіцієнта зміцнення, і в той же час відповідати вимогам, міцності, деформації та стійкості до тріщин

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Майданчик будівництва знаходиться в центрі міста, тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огорожений. Огородження, які примикають до місць масового проходу людей, необхідно облаштувати суцільним захисним козирком. Конструкція огороження повинна задовільняти вимоги [27]: конструкція огороження повинна бути збірно-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення, висота захисних панелей з козирком становить 2,0 м, в розріжених панелях огороження відстань в простві (розрідженість) між деталями заповнення полотна панелей повинна бути в межах 80-100 мм, захисний козирок встановлюється по верху огороження з підйомом до горизонту під кутом 20° в сторону тротуару, панелі козирка повинні забезпечити перекриття тротуару і виходити за його край (зі сторони руху транспорту) на 50-100 мм.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огороження, які задовільняють вимоги [27]: висота стійок сигнального огороження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштовані 1 в'їзд та 1 виїзд, тимчасові дороги шириною 6,0 м дозволяють рухатись автомобільному транспорту з під'їздом до всіх складів та вузлів.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема

руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

На будівельному майданчику огороженні всі небезпечні зони (монтажна зона, зона дії крана).

Відкритий котлован, траншеї огородити захисним огороженням.

До монтажних робіт допускаються чергові люди, які пройшли медичний огляд та мають допуск до роботи на висоті.

Стропування вантажів проводять згідно технологічної карти, розстроповку вантажів та залізобетонних елементів проводять після їх закріплення.

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більше 5 мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3 м і більше – огороження і бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлест допускається тільки по їх довжині, при чому кінці елементів, що стикуються, повинні бути розміщені на опорі і перекривати її не менше ніж на 0,2 м в кожную сторону. Риштування повинні бути прикріплені до стіни будинку, що будується. При відсутності особливих вказівок в інструкції заводу-виготовлювача кріплення риштувань до стін будівлі повинно виконуватись не менше ніж через один ярус для крайніх точок, через два прольоти для верхнього яруса і одного кріплення на кожні 50 м² проекції поверхні риштувань на фасад будівлі.

Приміщення, в яких проводяться роботи з пилевидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами (провітрюванням).

На робочих місцях, де застосовуються або готуються клеї, мастики, фарби і інші матеріали, що виділяють вибухонебезпечні або шкідливі речовини, не допускаються дії з використанням відкритого вогню або іскри.

На території будівництва в місцях розташування тимчасових будівель,

складів, майстерень встановлюються пожежні щити, стенди та бочки з водою. Для запобігання розповсюдження пожежі необхідно забезпечити будівництво достатньою кількістю засобів пожежогасіння, дотримуватись правил зберігання, розміщення і обмеження кількості палих речовин і матеріалів, а також дотримуватись інших вимог [28].

Основні причини виникнення пожеж при будівельних роботах:

- недоліки в будівельних конструкціях, спорудах, плануванні приміщень, влаштуванні комунікацій;
- дефекти обладнання, порушення режиму технологічних процесів та неправильне проведення робіт;
- несправність систем живлення і випуску відпрацьованих газів у двигунах внутрішнього згорання, відсутність іскрогасників на вихлопних трубах двигунів;
- порушення правил користування відкритим вогнем, особливо поблизу місць застосування або зберігання горючих або легкозаймистих речовин;
- відсутність або несправність заземлення цистерн з рідкими нафтопродуктами;
- несправність або відсутність на деяких об'єктах системи блискавкозахисту.

На будівельному майданчику повинні бути організовані пости з проти-пожежними засобами, а також визначені особливо небезпечні зони у пожежному відношенні. В межах цих зон не допускається зберігання масляних фарб, оліфи, смоли, масел, паливно-мастильних матеріалів, вказані матеріали повинні зберігатись в окремих складських приміщеннях або під навісом. Зберігання в одному приміщенні кисневих балонів та балонів з іншими горючими газами забороняється. Всі роботи пов'язані з використанням відкритого вогню, допускається вести лише з дозволу відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику.

Пожежна безпека - це стан об'єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей.

Пожежна безпека забезпечується завдяки створенню системи заходів пожежної профілактики і активного пожежного захисту.

Пожежна профілактика - комплекс організаційних заходів і технічних засобів, що спрямовані на запобігання можливого виникнення пожежі чи зменшення її наслідків,

Система активного пожежного захисту - це комплекс організаційних заходів і технічних засобів по боротьбі з пожежами і запобігання дії на людей небезпечних чинників пожежі, а також обмеження матеріальних збитків від неї.

Для запобігання пожеж у будівельних організаціях розробляють організаційні, технічні, режимного характеру, пожежно-евакуаційні, тактико-профілактичні, будівельно-конструктивні та інші заходи режимів експлуатації машин і обладнання, за яких повністю виключається можливість виникнення іскор і полум'я при роботі, контакт нагрітих деталей обладнання з горючими матеріалами.

До організаційних заходів належать правильний вибір технології; недопущення захаращення приміщень і будівельних майданчиків; навчання працівників правилам пожежної безпеки; спеціальне розміщення матеріалів на складах та техніки в гаражах і ремонтних майстернях.

До технічних належать заходи, що стосуються правильного добору і монтажу електрообладнання, систем блискавкозахисту об'єктів і влаштування заземлення, іскрогасників тощо.

Заходи режимного характеру - це заборона куріння, запалювання вогню, правильне зберігання промаслених ганчірок, постійний контроль за зберіганням матеріалів, що можуть самозагорятись і т. ін.

$$\eta_b \text{ та } \eta_r R_{II} = \left(\frac{2360}{2\pi \cdot 50} \right) \ln \left(\frac{50}{0,04 \cdot 0,8} \right) = 84 \text{ Ом.}$$

Визначаємо приблизну к-сть n одиночних стержневих заземлювачів за формулою:

$$n = \frac{R_b}{r_3 \cdot \eta_b} = \frac{192}{4 \cdot 1} = 48 \text{ шт.}$$

Приймаємо розміщення вертикальних заземлювачів по контуру з відстанню між суміжними заземлювачами рівним $2l$.

За табл. 3.2 та 3.3 [11] знаходимо дійсні значення коефіцієнта використання:

$$\eta_b \text{ та } \eta_r.$$

$$\text{Значення } \eta_b = 0,66 \text{ та } \eta_r = 0,39.$$

Знаходимо необхідну к-сть вертикальних заземлювачів:

$$n = \frac{R_b}{r_3 \cdot \eta_b} = \frac{192}{4 \cdot 0,66} \approx 73 \text{ шт.}$$

Визначаємо загальний розрахунковий опір заземлюючого пристрою R з врахуванням з'єднувальної полоси:

$$R = \frac{R_b \cdot R_r}{R_b \cdot \eta_r + R_r \cdot \eta_b \cdot n} = \frac{192 \cdot 84}{192 \cdot 0,39 + 84 \cdot 0,66 \cdot 73} \approx 3,91 \text{ Ом.}$$

Розрахунок виконаний вірно так як $R \leq [r_3] 3,91 < 4$.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Нові об'єкти будівництва повинні будуватися з урахуванням вимог, виконання яких сприяє підвищенню стійкості інженерно-технічного комплексу об'єкта. Основні з цих такі [30]:

1. Будинки і споруди необхідно розміщати розосереджено. Відстань між будинками і спорудами повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість переносу вогню з одного будинку на інші, навіть якщо гасіння пожежі не відбувається. Будинки адміністративно-господарського й обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найбільш важливі виробничі спорудження варто будувати заглибленими чи зниженої висотності, прямокутної форми в плані. Це зменшує парусність будинків і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Хорошою стійкістю до впливу ударної хвилі володіють залізобетонні будинки з металевими каркасами в бетонній опалубці. Для підвищення стійкості до світлового випромінювання в споруджуваних будинках і спорудженнях повинні застосовуватися вогнестійкі конструкції, а також вогнезахистна обробка спалених елементів будинку. У кам'яних будинках перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі за розмірами будинки повинні розділятися на секції неспаленими стінами. У ряді випадків при проектуванні й будівництві промислових будинків і споруджень повинна бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу.

Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості й продовольчих складів.

3. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей.

4. Дороги на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям, забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будинками, спорудженнями і складами; в'їздів на територію об'єкта повинне бути не менш двох із різних напрямків.

5. Системи побутової і виробничої каналізації повинні мати не менш двох випусків у міські каналізаційні мережі й пристрої для аварійних скидань у підготовлені місця (котловани, яри, траншеї тощо).

Оцінка стійкості основних елементів інженерно-технічного комплексу, від яких залежить робота господарського об'єкта, полягає у визначенні виду можливого руйнування кожного з основних елементів інженерно-технічного комплексу та у виявленні нестійких елементів. При оцінці ефективності захисту робітників і службовців у разі сильного вибуху визначають можливу кількість уражених і вид травм людей на території господарського об'єкта. Оцінка стійкості систем управління і постачання (електроенергією, газом, водою, сировиною, комплектуючими виробами тощо) полягає у визначенні ступеня їх порушення в разі вибуху. Крім того, оцінюють ступінь підготовленості господарського об'єкта до відновних робіт. Висновок про стійкість господарського об'єкта в цілому складають після аналізу отриманих результатів. Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем господарського об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система господарського об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем будівельного об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система будівельного об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об'єкті будівництва

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РiНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [14].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;

- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;
- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обставини та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направляти основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);

- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.
- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦЗ з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення.

Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах.

Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;
- II фаза – стає горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;
- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження

ВИСНОВКИ

В архітектурно – будівельному розділі виявлено низку вимог щодо проектування будівлі, з вибору огорожувальних конструкцій будівлі на підставі розрахунків. Описано об'ємно – планувальне рішення та конструктивний кістяк будівлі, основні несучі та огорожувальні конструкції та інші елементи будівлі: вікна, двері, сходи, підлоги та оздоблення приміщень.

У розрахунково – конструктивному розділі виконано розрахунок та проектування несучої конструкції покриття – сталеві рами.

У науково-дослідній частині визначено прогини сталобетонних балок армованих пакетом арматур із змішаним армуванням;

У розділі «Охорона праці» описані заходи щодо безпеки праці робітників під час надзвичайних ситуаціях.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2019 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2018.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2022.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
10. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at

Temperatures 293–213K. // Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

11. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

12. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

13. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

14. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Містечтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

15. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

16. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

17. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної

науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

18. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

19. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

20. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

21. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.

22. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.

23. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.

24. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.

25. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.

26. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.

27. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

28. Mykhailo Hud, Simulation of the stress-strain state of a cylindrical tank under the action of forced oscillations, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 79-86, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.006>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000063>)

29. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // Scientific Journal of TNTU. — Tern.: TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.

30. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R., & Baran, D. (2022). Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads. *Procedia Structural Integrity*, 36, 87-91.