

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню магістра

студента Степаняна Микити Айковича
академічної групи 192м-19-1 ФБ

(шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія

(офіційна назва)

на тему: Проект будівництва цеху з виробництва залізобетонних шпал у м. Кременчук Полтавської області

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Гапеев С.М.	80	добре	
розділів:				
Розділ 1	Гапеев С.М.	75	добре	
Розділ 2	Гапеев С.М.	80	добре	
Розділ 3	Гапеев С.М.	80	добре	
Розділ 4	Вигодін М.О.			
Розділ 5	Гапеев С.М.	90	відмінно	
Рецензент	Бабець Д.В.	80	добре	
Нормоконтролер	Максимова Е.О.	85	добре	

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

_____ Гапєєв С.М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

«___» _____ 2020 року

ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню магістра

студенту Степаняну Микиті Айковичу академічної групи 192М-19-1 ФБ
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія
(офіційна назва)

на тему Проект будівництва цеху з виробництва залізобетонних шпал у м. Кременчук
Полтавської області,

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від __.__.2020 р. № _____

Розділ	Зміст	Термін виконання
ВСТУП, РОЗДІЛ 1	Вступ. Архітектурно-будівельні рішення	
РОЗДІЛ 2	Обґрунтування вибору та розрахунку будівельних конструкцій	
РОЗДІЛ 3	Організація и технології будівельного процесу. Технологія монтажу збірних фундаментів із стінових та фундаментних блоків	
РОЗДІЛ 4	Економіка будівельного виробництва	
РОЗДІЛ 5	Дослідження можливості використання критерію міцності О.М. Шашенка для визначення міцності суглинистих ґрунтів	

Завдання видано _____
(підпис керівника)

Гапєєв С.М.
(прізвище, ініціали)

Дата видачі: 01.09.2020 р

Дата подання до екзаменаційної комісії: 18.12.2020 р.

Прийнято до виконання _____
(підпис студента)

Степанян М..А.
(прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 97 с., 37 рис., 21 табл., 1 додаток, 56 джерел.

ПРОМИСЛОВИЙ ЦЕХ, ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, МЕТАЛЕВІ
КОНСТРУКЦІЇ, СУГЛИНОК, КРИТЕРІЙ МІЦНОСТІ КУЛОНА – МОРА,
КРИТЕРІЙ МІЦНОСТІ ОЛЕКСАНДРА ШАШЕНКА

Об'єкт розроблення – цех з будівництва залізобетонних шпал у м. Кременчук
Полтавської області.

Мета роботи – розроблення технологічних рішень з метою найбільш
раціонального будівництва виробничого цеху на основі критерію міцності
грунту О. Шашенка.

Результати та їх новизна. У архітектурній частині проекту (розділ 1)
наведено: загальну характеристику об'єкту будівництва, будівельну і кліматичну
характеристики району, планувальне рішення ділянки, об'ємно-планувальне та
будівельно - конструктивне рішення несучих конструкцій цеху.

У другому розділі наведено обґрунтування вибору та розрахунку
будівельних конструкцій. Розділ включає у себе такі підрозділи:

- загальні дані;
- розрахунок та проектування залізобетонних конструкцій каркасу (колон
та ригелів);
- розрахунок та проектування металевих конструкцій каркасу (точніше
колон та ригелів цеху, а також вузлів примикання балок до колон та баз колон).

У ході проектування було розроблено: креслення робочого проекту
залізобетонних балок та колон.

Крім того також розроблено креслення вузлів з'єднання металевих
елементів будівельних конструкцій та баз колон.

У третьому розділі розглянуто особливості організації процесу технології
улаштування фундаментів із збірного залізобетону.

У четвертому розділі диплому виконано співставлення вартості несучих
залізобетонних та металевих несучих конструкцій цеху.

У п'ятому розділі диплому розглянуто питання використання критерію міцності О. Шашенка до визначення міцності суглинистого ґрунту.

ABSTRACT

Explanatory note: 97 p., 37 fig., 21 table., 1 appendix, 56 sources.

INDUSTRIAL SHOP, REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, METAL STRUCTURES, LOAM, COULOMB - MOR STRENGTH CRITERION, OLEXANDER SHASHENKO STRENGTH CRITERION

The object of the work – industrial shop for the construction of reinforced concrete sleepers of Kremenchuk Sity, Poltava Region.

The purpose of the work – development of technological solutions for the purpose of the most rational construction of the production shop on the basis of the criterion of soil strength O. Shashenko.

Results and their novelty. The architectural part of the project (section 1) provides: general characteristics of the construction object, construction and climatic characteristics of the area, planning decision of the site, spatial planning and construction - structural solution of the load-bearing structures of the shop.

The second section provides a rationale for the choice and calculation of building structures. The section includes the following sections:

- general data;
- calculation and design of reinforced concrete frame structures (columns and crossbars);
- calculation and design of metal frame structures (more precisely, columns and crossbars of the shop, as well as the nodes of the beams to the columns and bases of the columns).

During the design were developed: drawings of the working design of reinforced concrete beams and columns.

In addition, drawings of joints of metal elements of building structures and bases of columns have also been developed.

In the third section the peculiarities of the organization of the process of technology of arrangement of foundations from precast concrete are considered.

In the fourth section of the diploma the comparison of the cost of bearing reinforced concrete and metal bearing structures of the shop is performed.

The fifth section of the diploma considers the issue of using the criterion of strength of O. Shashenko to determine the strength of loamy soil.

ЗМІСТ

ВСТУП	9
1 АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ	10
1.1 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА. МІСТОБУДІВНІ РІШЕННЯ. КЛІМАТИЧНА ХАРАКТЕРИСТИКА РАЙОНУ	10
1.2 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РАЙОНУ ТА ПЛОЩАДКИ БУДІВНИЦТВА	11
1.3 ОРГАНІЗАЦІЯ ТЕХНОЛОГІЧНОГО ПРОЦЕСУ. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ.....	17
1.4 КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ.....	18
1.5 ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК СТІНОВОГО ОГОРОДЖЕННЯ..	20
1.6. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ПРОЕКТУ.....	23
1.7 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 1.....	24
2 ОБГРУНТУВАННЯ ВИБОРУ ТА РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	25
2.1 ЗАГАЛЬНІ ДАНІ. ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА КАРКАС	25
2.2 ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ. СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК КАРКАСУ БУДІВЛІ У ПРОСТОРОВІЙ ПОСТАНОВЦІ	34
2.3 МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ.....	41
2.4 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 2.....	47
3 ОРГАНІЗАЦІЯ И ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЦЕСУ. ТЕХНОЛОГІЯ МОНТАЖУ ЗБІРНИХ ФУНДАМЕНТІВ ІЗ СТІНОВИХ ТА ФУНДАМЕНТНИХ БЛОКІВ (ФРАГМЕНТ).....	48
3.1 РОЗМІТКА МАЙДАНЧИКА	48
3.2 ТЕХНОЛОГІЯ МОНТАЖУ.....	50
3.3 ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ ПО ГІДРОІЗОЛЯЦІЇ.....	55
3.4 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 3.....	56
4 ЕКОНОМІКА БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	57
4.1 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 4.....	68

5 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА. ДОСЛІДЖЕННЯ МОЖЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ КРИТЕРІЮ МІЦНОСТІ О.М. ШАШЕНКА ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ СУГЛИНИСТИХ ГРУНТІВ.....	69
5.1 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 5.....	78
6 ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ	80
ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ	81
ДОДАТКИ.....	85

ВСТУП

Залізобетонні шпали мають такі безперечні переваги перед дерев'яними:

- стабільність ширини рейкової колії;
- більш висока стійкість безстикової колії проти викиду (вище на 10-20%, ніж при використанні дерев'яних шпал);
- залізобетонні шпали довговічні (термін експлуатації може досягати 30-50 років);
- вони рідше вимагають ремонту;
- по всій довжині шляху характеристики пружності більш однорідні, що забезпечує плавність руху поїздів (це особливо важливо для швидкісних ліній);
- також використання залізобетонних шпал призводить до збереження лісів.

В даний час залізобетонні шпали виготовляють з попередньо напруженого залізобетону і армують високоміцним дротом.

При виробництві залізобетонної шпали надають трапецієподібну форму, така шпала краще працює під навантаженням.

При цьому залізобетонна шпала має змінне по довжині подовжній перетин.

Така сукупність перетинів має переваги по порівнянню з прямокутною формою дерев'яних шпал.

При написанні магістерської роботи мною переслідувалась ціль розробити проект будівництва цеху з виробництва залізобетонних шпал.

При цьому вирішувались такі завдання:

1. Забезпечення можливості безпроблемної реалізації виробничого процесу.
2. Забезпечення умов комфортної роботи робітників при виготовленні залізобетонних шпал.
3. Забезпечення оптимальної логістики при поставці на виробництво матеріалів, з яких виготовляються шпали, та транспортуванні готової продукції.
4. Забезпечити стійкість та можливість безпроблемної експлуатації будівельних конструкцій з урахуванням ґрунтових умов, виробничих та кліматичних впливів.

1 АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ

1.1 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА. МІСТОБУДІВНІ РІШЕННЯ. КЛІМАТИЧНА ХАРАКТЕРИСТИКА РАЙОНУ

Об'єкт будівництва розташований у м. Кременчук Полтавської області. (рис. 1.1).

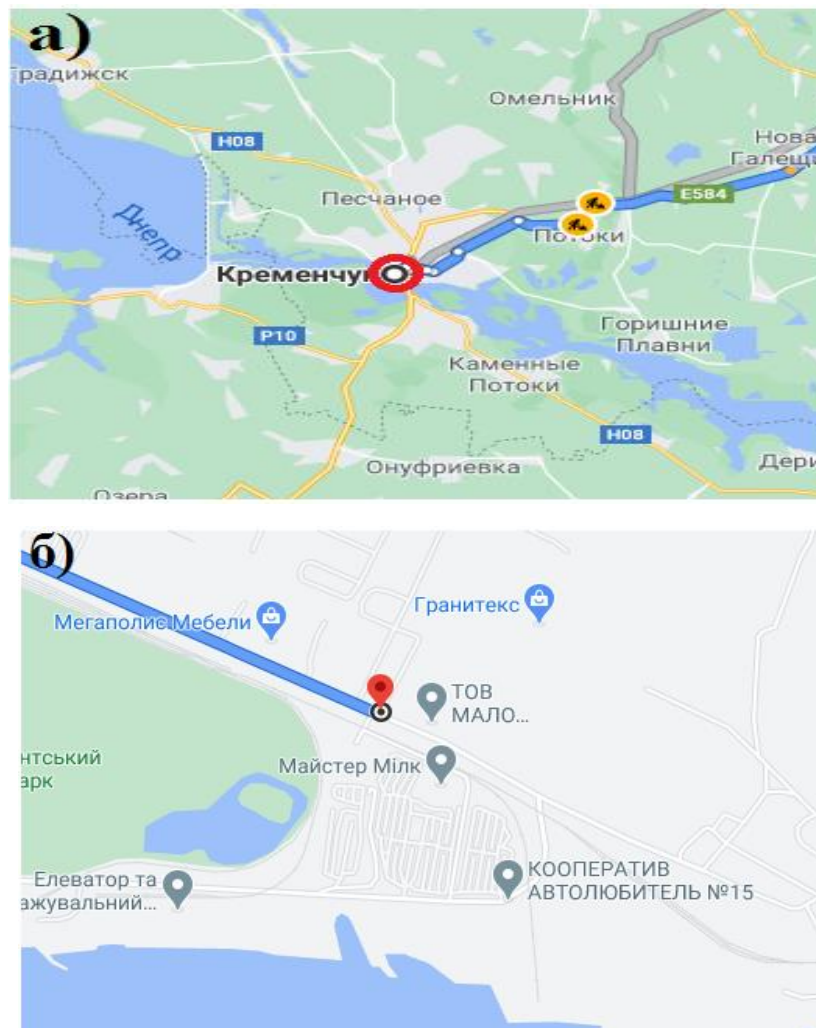


Рисунок 1.1 – Розташування об'єкту що підлягає проектуванню: а)- загальне розташування м. Кременчук; б) – детальна локація об'єкту що підлягає проектуванню

Будівля має такі параметри: (рис. 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6 та 1.7):

ширина 36,00 м;

довжина 96,00 м;

- кількість поверхів - 1;
- висота приміщення по вісях А та В дорівнює 9,60 м;
- висота приміщення по вісі Б дорівнює 10,230 м;
- висота несучих конструкцій будівлі по вісях А та В дорівнює 10,40 м;
- висота несучих конструкцій будівлі по вісі Б дорівнює 11,03 м;
- висота будівлі по вісях А та В дорівнює 10,60 м;
- висота будівлі по вісі Б дорівнює 11,23 м;
- висота колон від відмітки планування до відмітки низу підкранової рейки по вісях А, Б та В дорівнює 7,0 м;
- висота підкранових рейок дорівнює 230 мм.
- Кількість виробництв -1.
- За нульову відмітку прийнята відмітка підлоги цеху.

1.2 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РАЙОНУ ТА ПЛОЩАДКИ БУДІВНИЦТВА

1. Місто розташоване на границі південно – західного та південно – східного районів України.
2. Кількість градусо – діб опалювального періоду дорівнює 3500.
3. Температури зовнішнього середовища об'єкту будівництва наведено у таблиці 1.1.
 - 3.1. Кількість опадів у районі розташування об'єкту будівництва наведено у таблиці 1.2.
4. Сніговий район - V.
 - 4.1. Характеристичне значення снігового навантаження: $s_0 = 1,6$ кПа
5. Вітровий район - II (тип місцевості «III»)
 - 5.1. Значення вітрового навантаження: $w_0 = 0,45$ кПа
6. Розрахункова сейсмічність 5 балів за картками А і В ЗСР-2004 і 6 балів по карті С ЗСР-2004 (ДБН В.1.1-12 2006).

ПЛАН БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА М 1:1000

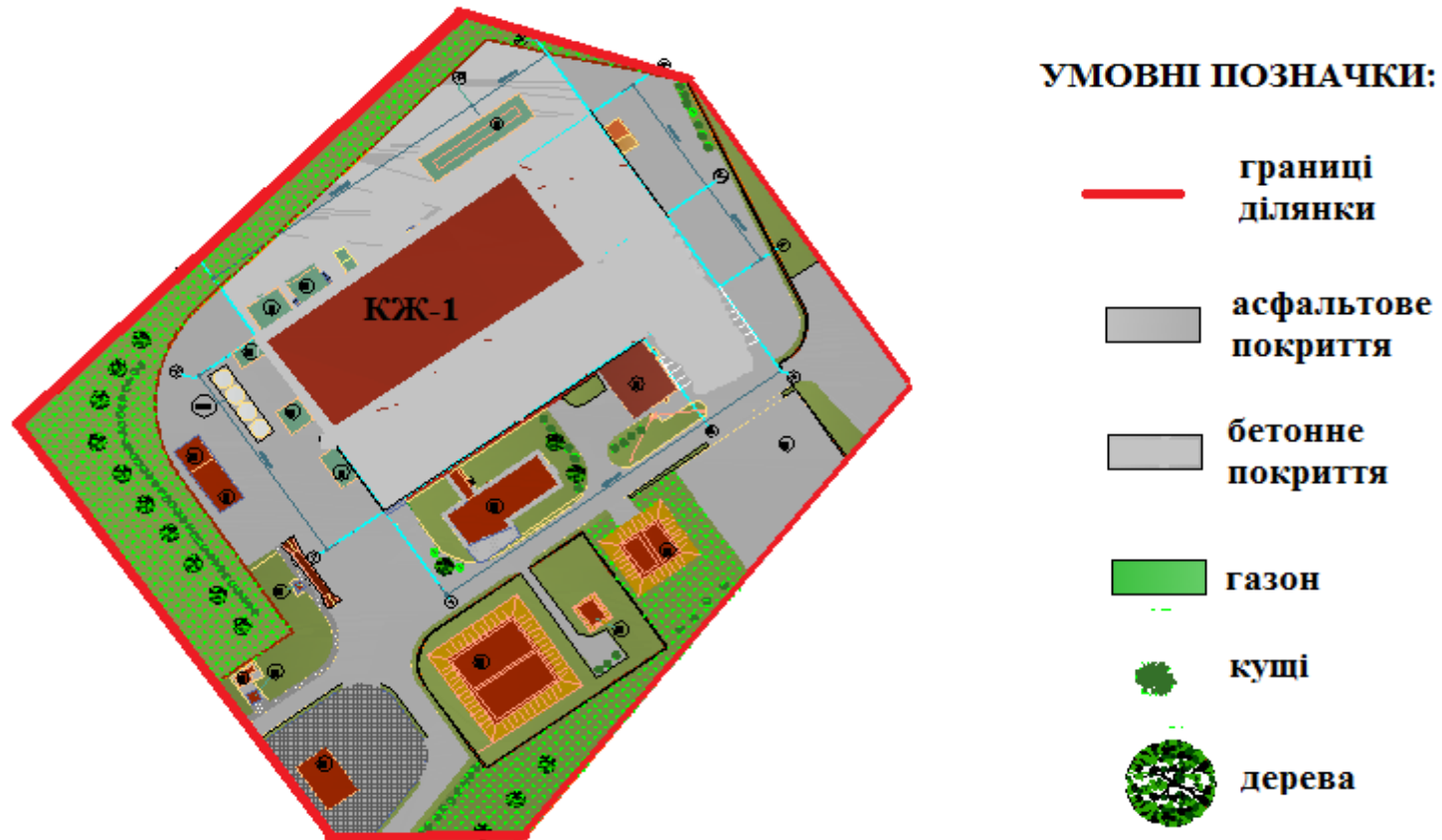


Рисунок 1.2 – План будівельного майданчика (фрагмент генплану)

ФАСАД У ВІСЯХ 1-9

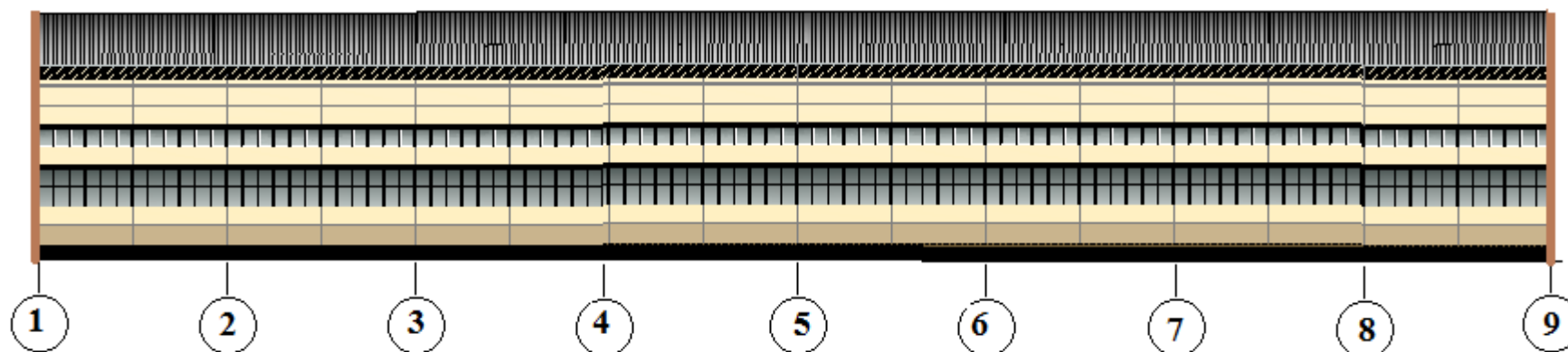


Рисунок 1.3 – Фасад цеху у вісях 1-9

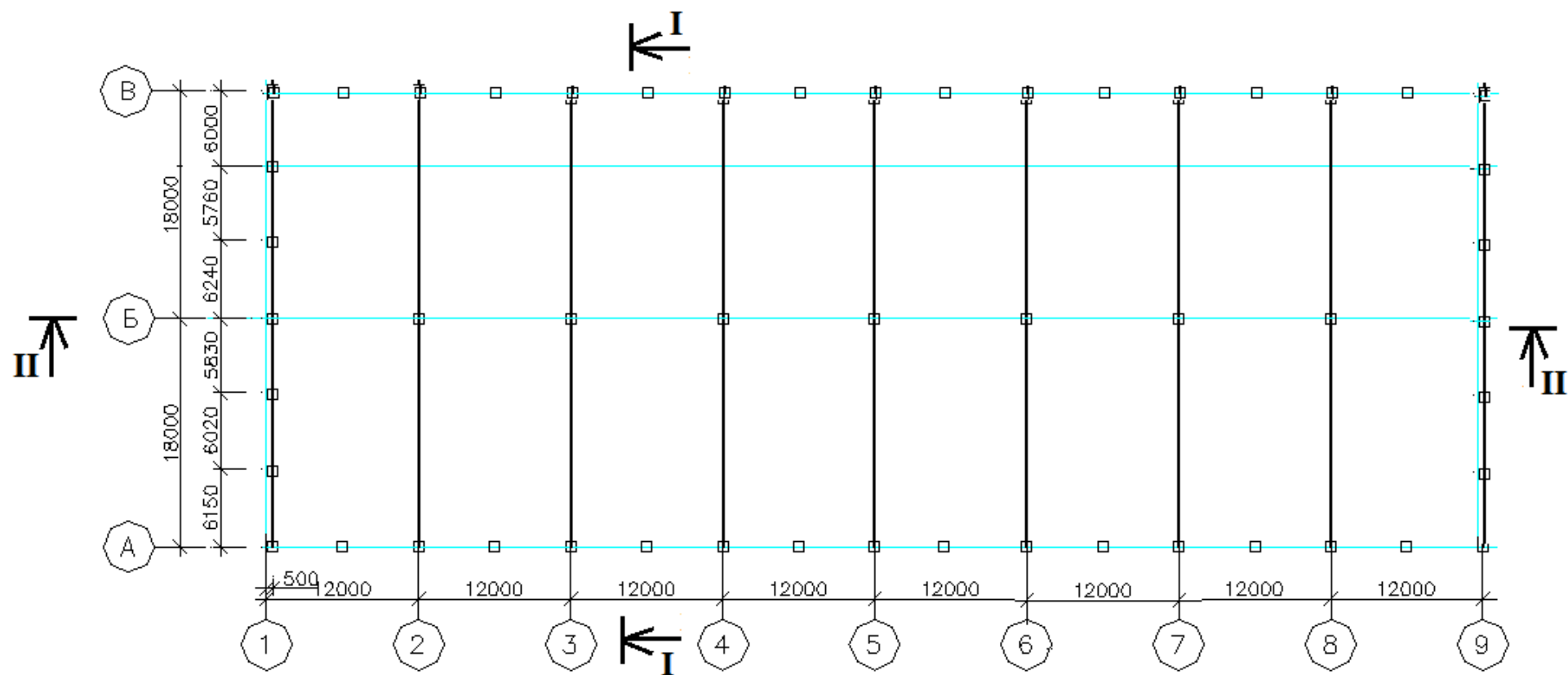


Рисунок 1.4 – План цеху на відмітці 0,000 м

РОЗРІЗ ПО I-I

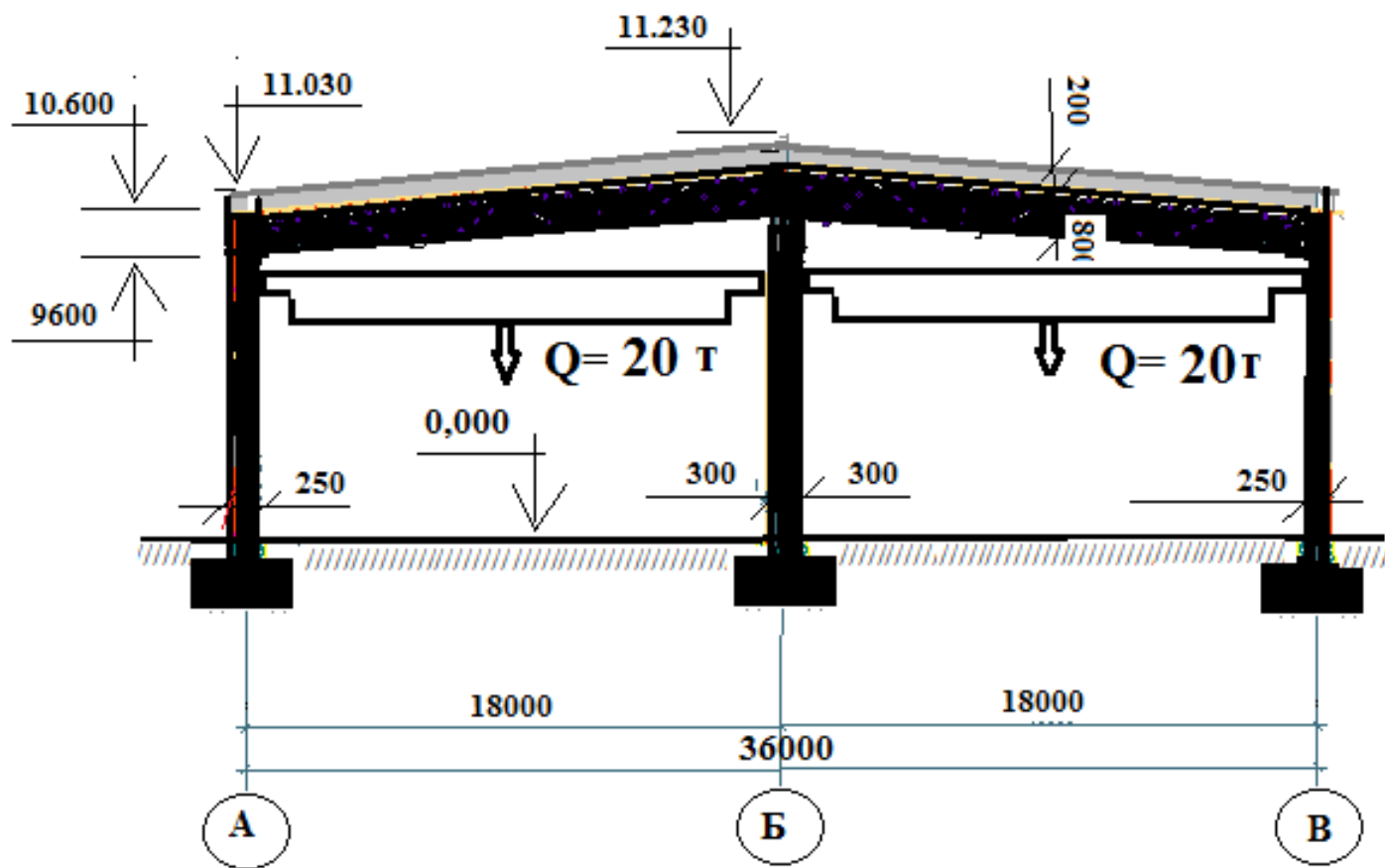


Рисунок 1.5 – Розріз по 1-1 (схема)

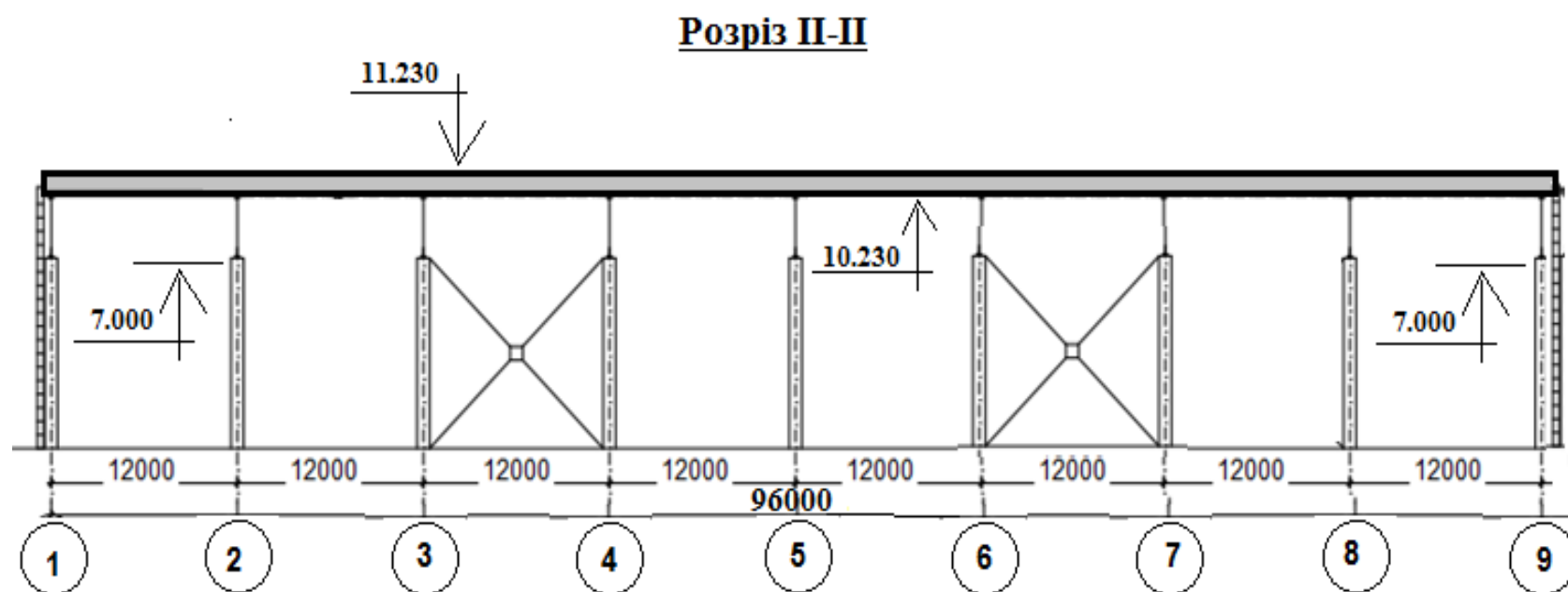


Рисунок 1.6 – Розріз по II-II

Таблиця 1.1 – Температури зовнішнього середовища об'єкту будівництва

Область, місто	Середня місячна температура повітря, °C середня добова амплітуда температури												Температура повітря, °C				Період із середньою добовою температурою повітря								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Середня за рік	холодного періоду		теплого періоду		≤ 8 °C	≤ 10 °C	≥ 21 °C					
														найхолодніша доба забезпеченості	найхолодніша п'ятиденка забезпеченості	найжаркіша доба забезпеченості 0,95	найжаркіша п'ятиденка забезпеченості 0,99								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	0,98	0,92	0,98	0,92	найжаркіша доба забезпеченості 0,95	найжаркіша п'ятиденка забезпеченості 0,99	тривалість, діб	середня температура, °C	тривалість, діб	середня температура, °C	тривалість, діб	середня температура, °C
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Полтавська область																									
Лубни	-5,4	-4,6	0,3	8,6	15,3	18,5	20,2	19,1	13,7	7,6	1,3	-3,3	7,6	-29	-26	-25	-23	28	25	180	-0,7	197	0,1	16	20,5
Полтава	-5,6	-4,7	0,3	9,0	15,4	18,7	20,5	19,7	14,3	7,7	1,3	-3,4	7,8	-30	-27	-25	-23	29	25	178	-0,8	195	0,0	31	20,8

Таблиця 1.2 – Кількість опадів у районі розташування об'єкту будівництва

Область, місто	Середня по місяцях кількість опадів, мм наявність снігового покриву, дні												Кількість опадів за рік, мм
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Полтавська область													
Лубни	45	42	46	47	48	77	68	62	56	46	52	51	640
Полтава	41	35	38	41	54	62	70	47	47	47	47	45	574

1.3 ОРГАНІЗАЦІЯ ТЕХНОЛОГІЧНОГО ПРОЦЕСУ. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

Схему технологічного процесу з виготовлення залізобетонних шпал наведено на рис. 1.7.

На підприємстві застосовують агрегатно - потоковий метод виробництва шпал в десятимісний формах.

Готовий пакет форм траверсою встановлюють на рольганг і подають до посту натягу.

Після натягу арматури форму переміщують на пост формування, укладають в неї бетонну суміш, яку ущільнюють.

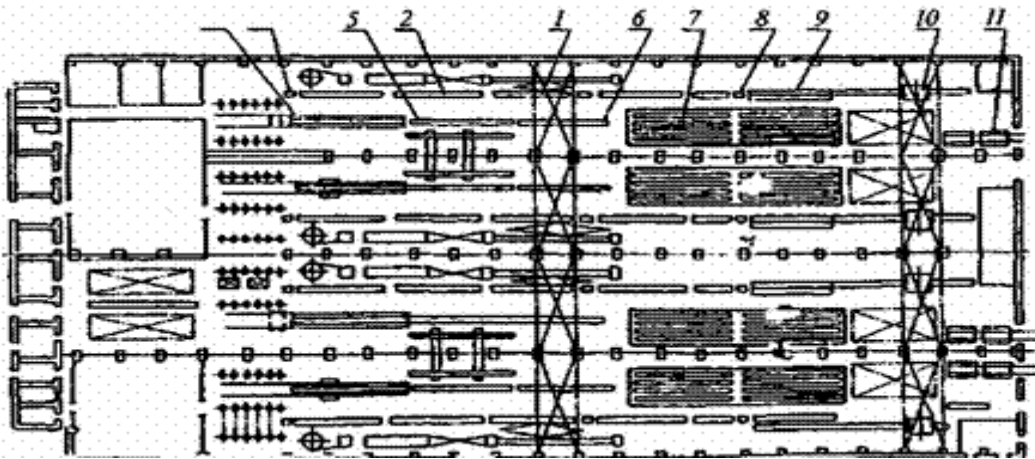


Рисунок 1.7 – Схема розташування обладнання в цеху з виготовлення залізобетонних шпал: 1 - пост виготовлення і установки струно- пакетів; 2 - пост установки закладних деталей; 3 - натяжна станція; 4 - вібромайданчик попереднього ущільнення; 5 - вібромайданчик остаточного ущільнення; 6 - пост вилучення заставних деталей; 7 - пропарювальні камери; 8-установка для зняття натягу; 9 - кантувач; 10 - штабелювальник; 11 - візок

Далі форму подають мостовим краном в пропарювальну камеру ямного типу, де бетон твердне по режиму 3 + 4 + 2 ч при 85 ° С і вологості не менше 95%.

В кінці процесу виготовлення шпали надходять на штабелювання, їх укладають в пакети з 20 шпал (5 рядів по 4 шпали) для 8-годинного витримування, далі відправляють на склад готової продукції.

В плані має прямокутну форму з розмірами в осях «1»-«9» – 96 м, «А»-«Д» – 36 м, з максимальною висотою – 11,23 м.

1.4 КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ

Конструктивна схема – рамно – зв’язковий змішаний каркас (ж / б колони, фундаменти і сталеві несучі конструкції покриття).

Просторова жорсткість будівлі забезпечується диском покриття-ку складається із сталевих ферм, зв’язків і профнастилу.

Будівля в плані розміром 108x36 м розділене поперечними деформаційними швами на блоки 108 м і 120 м.

Для колон запроектовані окремі фундаменти.

Колони - висотою 9,6 метра (крайні ряди) і 10,23 метра (середовищ-ний ряд).

Крок колон 12 м.

Плити покриття типу «сендвіч» з розмірами у плані 1 м х 6 м та товщиною 200 мм.

Покриття - кроквяні конструкції - сталеві двотаврові балки, розставлені з кроком 12 м.

Покрівля - подвійний сталевий профнастил з утеплювачем з мінеральної вати між листами товщиною 200 мм (по прогонах довжиною 12 метрів).

Стеля - профнастил з полімерним покриттям.

Зовнішні стіни - з газобетонних блоків товщиною 400 мм з поліуретановим утеплювачем товщиною 40 мм та зовнішнім покриттям «Марморок» товщиною 10 мм.

Водостоки - зовнішні, система Шторм (Hunter).

Вікна металопластикові, провітрювані (відкриваються) всередину.

Внутрішні стіни місцями з газобетонних блоків, місцями з цегли силікатної товщиною 100 ... 120 мм оштукатурені цементно - піщаним розчином.

Підлоги. Залежно від призначення приміщення підлоги підрозділяються на:

1. Бетонні (у промисловій зоні будівлі).
2. Керамічні (у зонах будівлі з вологими процесами).

Внутрішня обробка: Штукатурка, облицювання керамічною плиткою, клейова і водно - емульсійним забарвленням.

Санітарно-технічне обладнання: Цехові і міжцехових комунікації.

Об'єкт забезпечений необхідними інженерними комунікаціями, системами опалення, вентиляції, водопостачання і каналізації, мережами електропостачання та мережами подачі повітря, паро забезпечення.

Опалення, гаряче водопостачання і паро забезпечення - централізоване. Його здійснення передбачено від котельні.

Електропостачання цеху здійснюють від трансформаторної підстанції.

Постачання стисненим повітрям виконується від компресорної станції.

1.5 ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК СТІНОВОГО ОГОРОДЖЕННЯ

Порядок розрахунку:

1. Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків та споруд обов'язкове виконання умови:

$$R_{\sum np} \geq Rq_{\min}$$

$$\Delta t_{np} \leq \Delta t_{cr}$$

$$\tau_{B \min} > t_{\min}$$

$R_{\sum np}$ - приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

Rq_{\min} - мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

Δt_{np} - температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $^{\circ}C$.

Δt_{cr} - допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $^{\circ}C$.

$\tau_{B \min}$ - мінімальне значення температури внутрішньої поверхні в зонах провідних включень в огорожувальні конструкції, $^{\circ}C$.

t_{\min} - мінімально допустиме значення температури внутрішньої поверхні при розрахункових значеннях температур внутрішнього і зовнішнього повітря, $^{\circ}C$.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій громадських будівель для II температурної зони $Rq_{\min} = 2.5 m^2 \times K/Вт$.

2. Приведений опору теплопередачі огорожувальної конструкції слід розраховувати за формулою:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_b} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3} + \frac{1}{\alpha_b},$$

де

δ_i – товщина слою (рис. 1.8);

λ_{ip} - розрахунковий коеф. теплопровідності матеріалу;

R_i - термічний опір і-го шару конструкції.

3. Для даного об'єкту, по карті-схемі температурних зон – м. Кременчук Полтавської області, знаходиться у II зоні, вологісний режим – нормальний (умови експлуатації Б) за табл. 1 ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель» визначаємо:

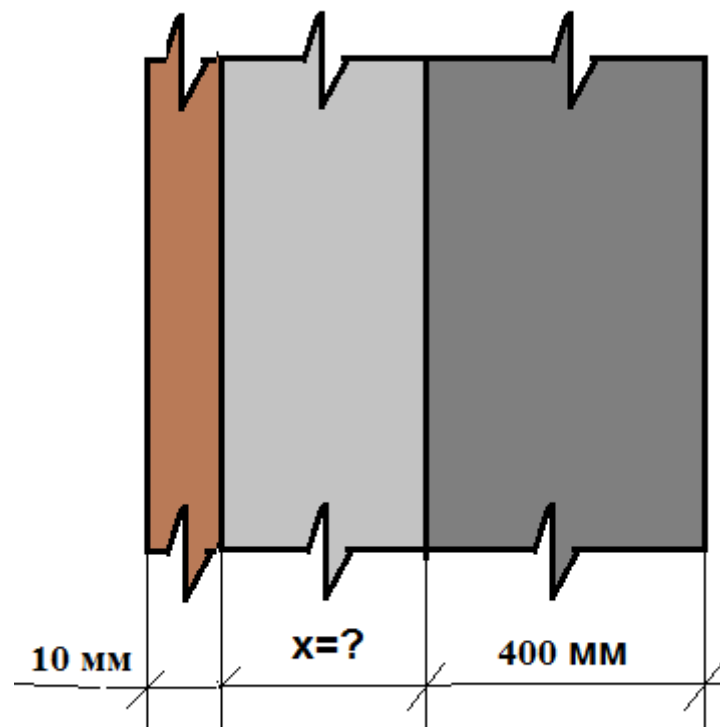


Рисунок 1.8 – Розрахункова схема зовнішньої стіни

- α_b , та α_3 - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції, Вт/(м²·К), які приймаються згідно з ДБН В.2.6.-31:2006 «Теплова ізоляція будівель» (додаток Е) і дорівнюють:

$$\alpha_b = 8.7$$

$$\alpha_3 = 23$$

4. Перетин зовнішньої захищаючої конструкції (стіни) складається з огорожуючих шарів із такими властивостями:

1 шар (керамічна стінова система «Марморок» з питомою вагою $\gamma_1=1750$ куб.м.):

- товщина $\delta = 0,010$ м;
- коефіцієнт кондуктивної теплопередачі $\lambda_1=0,7$ Вт/м*К.

2 шар (пінопласт $\gamma_2=45$ кг/м³):

- товщина $\delta = ?$ – треба визначити;
- коефіцієнт кондуктивної теплопередачі $\lambda_2=0,034$ Вт/м*К.

3 шар (газобетон $\gamma_3=600$ кг/м³):

- товщина $\delta = 400$ мм;
- коефіцієнт кондуктивної теплопередачі $\lambda_2=0,141$ Вт/м*К.

Далі визначаємо товщину теплоізоляційного шару конструкції стіни з пінопласту. Маємо:

$$2.5 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,400}{0,141} - \frac{0,01}{0,7} - \frac{1}{23} - \frac{x}{0,034} = 0,$$

звідки $x=0,017$ м = 1,7 см = 17 мм.

Приймаємо товщину стіни рівною 450 мм > 400 мм + 17 мм + 10 мм = 427 мм.

При цьому стіна складається з таких складових:

- керамічна стінова система «Марморок» з питомою вагою $\gamma_1=1750$ куб.м.;
- керамічна стінова система «Марморок» товщиною 10 мм;
- пінопласт з питомою вагою $\gamma_1=45$ кг/м² товщиною 40 мм;
- газобетон з питомою вагою $\gamma_1=600$ кг/м² товщиною 400 мм.

1.6. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ПРОЕКТУ

Техніко – економічні показники проекту наведено у таблиці 1.3.

Зведені показники було розраховано з використанням таких коефіцієнтів:

К1 – відношення розрахункової площі будівлі до загальної. Цей коефіцієнт дорівнює:

$$K1 = 3456/12000 = 0,288$$

Таблиця 1.3 – Техніко – економічні показники проекту

№ п/п	Назва	Оди= ниця виміру	Показники	Примітка
1	Площа ділянки	га	1,2	
2	Площа забудови	м ²	3456	
3	Поверховість цеху	по- верхи	1	
3	Ширина цеху	м	36	
4	Довжина цеху	м	96	
5	Максимальна висота цеху	м	11,23	
9	Загальна площа цеху	м ²	3456	
12	Будівельний об'єм цеху:	м ³	37722,24	
13	К1	ч.од.	0,288	
14	К2	метри	10,915	

К2 – відношення будівельного об'єму до розрахункової площі. Цей коефіцієнт дорівнює:

$$K2 = 37722,24/37722,24 = 10,915$$

1.7 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 1

1. Основними елементами цеху з виробництва залізобетонних шпал, що сприймають навантаження є залізобетонні фундаменти та рамно – зв’язковий каркас.

2. Горизонтальними елементами будівлі, що сприймають навантаження, є продольні та поперечні балки перекриття над цехом та металеві зв’язки.

3. Вертикальними елементами будівлі, що сприймають навантаження, є колони.

4. Компонування каркаса визначається:

- технологічними і архітектурними вимогами;
- умовами експлуатації будівлі;
- кліматичними умовами;
- типами і матеріалами огороджувальних та несучих конструкцій.

2 ОБГРУНТУВАННЯ ВИБОРУ ТА РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1 ЗАГАЛЬНІ ДАНІ. ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА КАРКАС

План проекрованої будівлі представлений на рис. 1.4, а розрізи - на рис. 1.5 і 1.6.

Згідно з завданням на проектування у розділі слід виконати статичний розрахунок будівлі цеху:

1. З монолітного бетону (залізобетонні колони, балки та покриття).

2. З металевих конструкцій (металеві колони та металеві перекриття).

Прольоти будівлі становлять 18 м.

Крок колон дорівнює 12 метрів.

У прольотах будівлі розташовані мостові крани:

- в осях А ... Б - кран вантажопідйомністю 20 тонн (при вазі кранової балки з візками 7,5 тонн);

- в осях Б ... В - кран вантажопідйомністю 20 тонн (при вазі кранової балки з візками 7,5 тонн).

Колони монолітні, виконані з бетону класу В20.

Арматура поздовжня класу А-400С2, поперечна - А-240С.

Оскільки об'єм магістерської роботи обмежений 60 – 80 сторінками, згідно із завданням не проектування мною було розраховано наведені на рис. 2.1 рами цеху.

Крім того, також було задіяне обмежене число завантажень, зокрема кранові навантаження варіювалися лише у межах рами Р2.

Визначення навантажень на раму каркасу.

Навантаження на каркас будівлі збиралися відповідно до вимог ДБН В.1.2-2: 2006. Для цієї мети був використаний проект прикладних програм «Еспрі».

При цьому, власна вага несучих елементів каркасу збирався програмно.

Навантаження від ваги конструкцій покриття.

Результати збору навантажень представлені у таблиці 2.1.

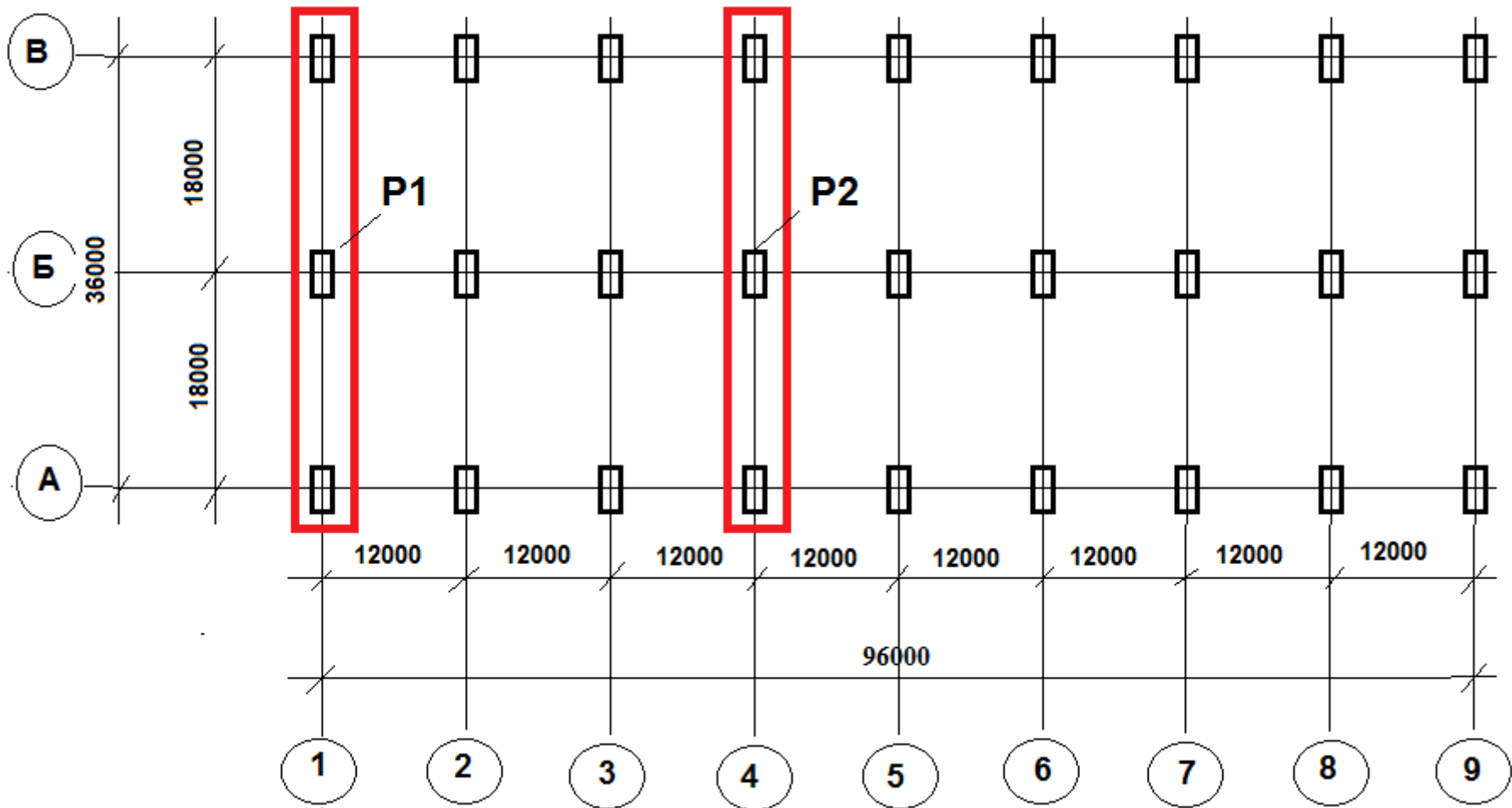


Рисунок 2.1,а – План проектованої будівлі.

Примітки: Червоним кольором відзначені осі, в яких знаходяться рами що підлягають розрахунку.

1. P1 та P2 – маркування рам, які було запроєктовано

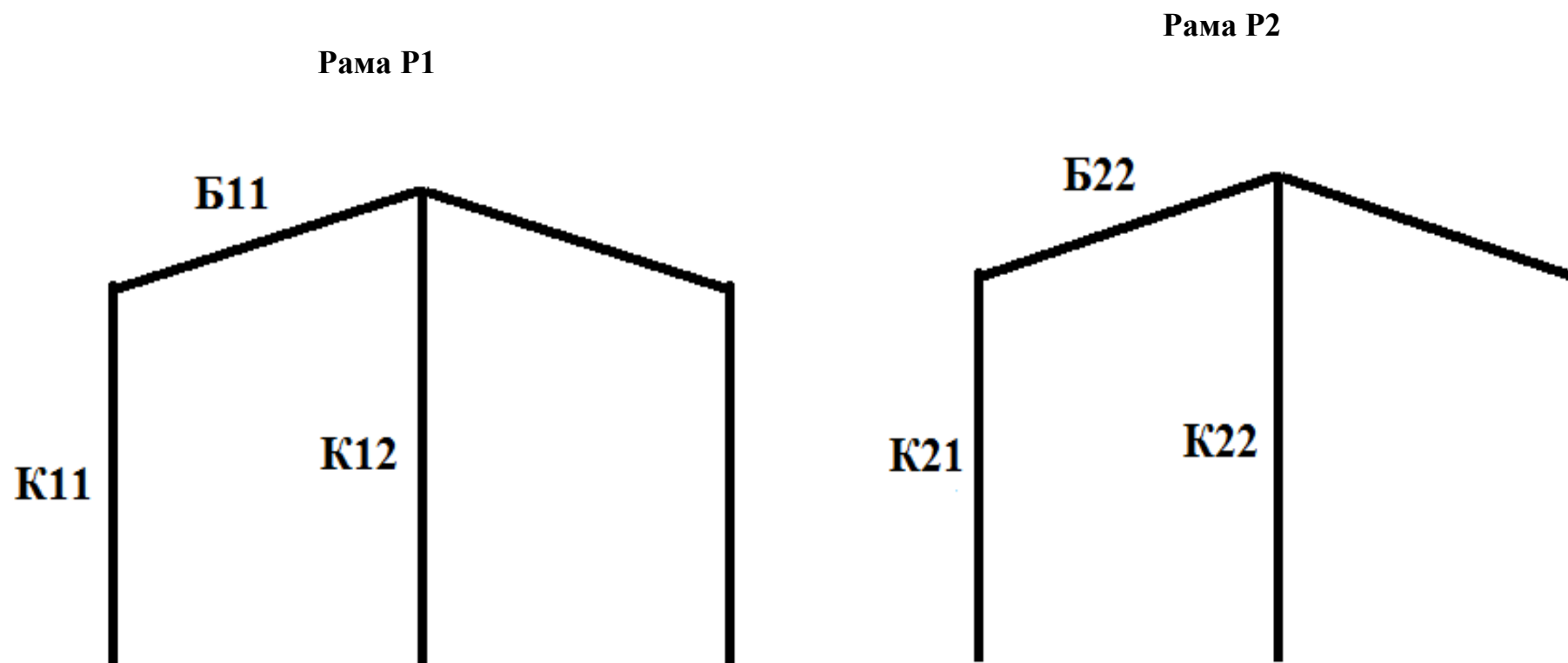


Рисунок 2.1, б – Маркування елементів, які було запроектовано

Таблиця 2.1 – Навантаження від конструкцій покриття

Найменування	Експлуатаційне значення, т/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Граничне значення, т/м ²
Профлист Майстер - профі 92601 товщина 3 мм	0,0225	1,05	0,024
Прогони-двотавр ІБ 10	0,00946	1,05	0,034
Утеплювач - Rockwool жорсткий з питомою вагою $\rho = 0.2$ т/м ³ товщина 200 мм	0,004	1,3	0,086
Пароізоляція-поліетиленова плівка	0,007	1,3	0,095
Профлист Майстер - профі 92601 товщина 3 мм	0,0225	1,05	0,024
УСЬОГО:	$g_n = 0,101$		$g = 0,118$

Снігове навантаження.

Снігове навантаження збиралася згідно п. 8 ДБН В.1.2-2: 2006.

Для визначення снігового навантаження нами був використаний пакет програм «Еспрі».

На рис. 2.2 і таблиці 2.2 представлені виконані нами розрахунки снігового навантаження на дах цеху для виготовлення залізничних шпал для 5 снігового району:

Вітрове навантаження

Вітрове навантаження збиралася згідно п. 9 ДБН В.1.2-2: 2006 для II-го вітрового району (тип місцевості - III).

Снеговые нагрузки

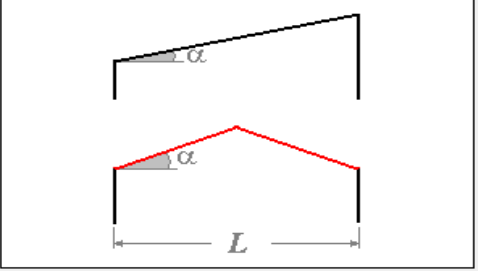
Расчет Отчет Единицы измерения

Строительные нормы: ДБН В.1.2-2:2006

Район строительства: V С₀ 160 Кг/м²

Снеговой район: V

Тип сооружения: 1. Здания с односкатными и двускатными покрытиями

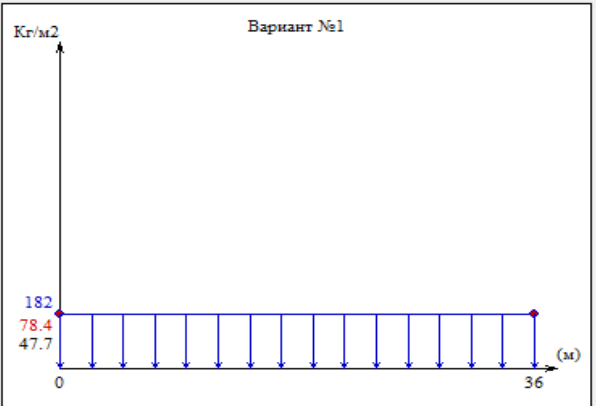


Л = 36 м α = 2 °

Общие параметры здания: Ширина (b) 60 м, Высота (h) 10 м, Н, км 0.5, Се 1

Дополнительные параметры: Конструкция Двускатные, Т, лет 100, П= 0.02

Результат: Вариант №1



Расчет Отчет Закрыть

Рисунок 2.2 – Снігове навантаження. Червоним відзначені вихідні дані

Таблица 2.2 – Снігове навантаження

Еюра	Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (Кг/м ²)	Граничне навантаження, (Кг/м ²)	Квазіпостійне навантаження, (Кг/м ²)
	0	78.4	182	47.7
	36	78.4	182	47.7

Рисунок 2.3 – Вітрове навантаження. Навітряна поверхня. Червоним кольором позначені вихідні дані

Таблица 2.3 – Вітрові навантаження. навітряна поверхня

Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (Кг/м2)	Граничне навантаження, (Кг/м2)	Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (Кг/м2)	Граничне навантаження, (Кг/м2)
0,00	6,46	35,09	3,00	6,46	35,09
6,00	6,89	37,43	9,00	8,19	44,45
11,23	8,93	48,46			

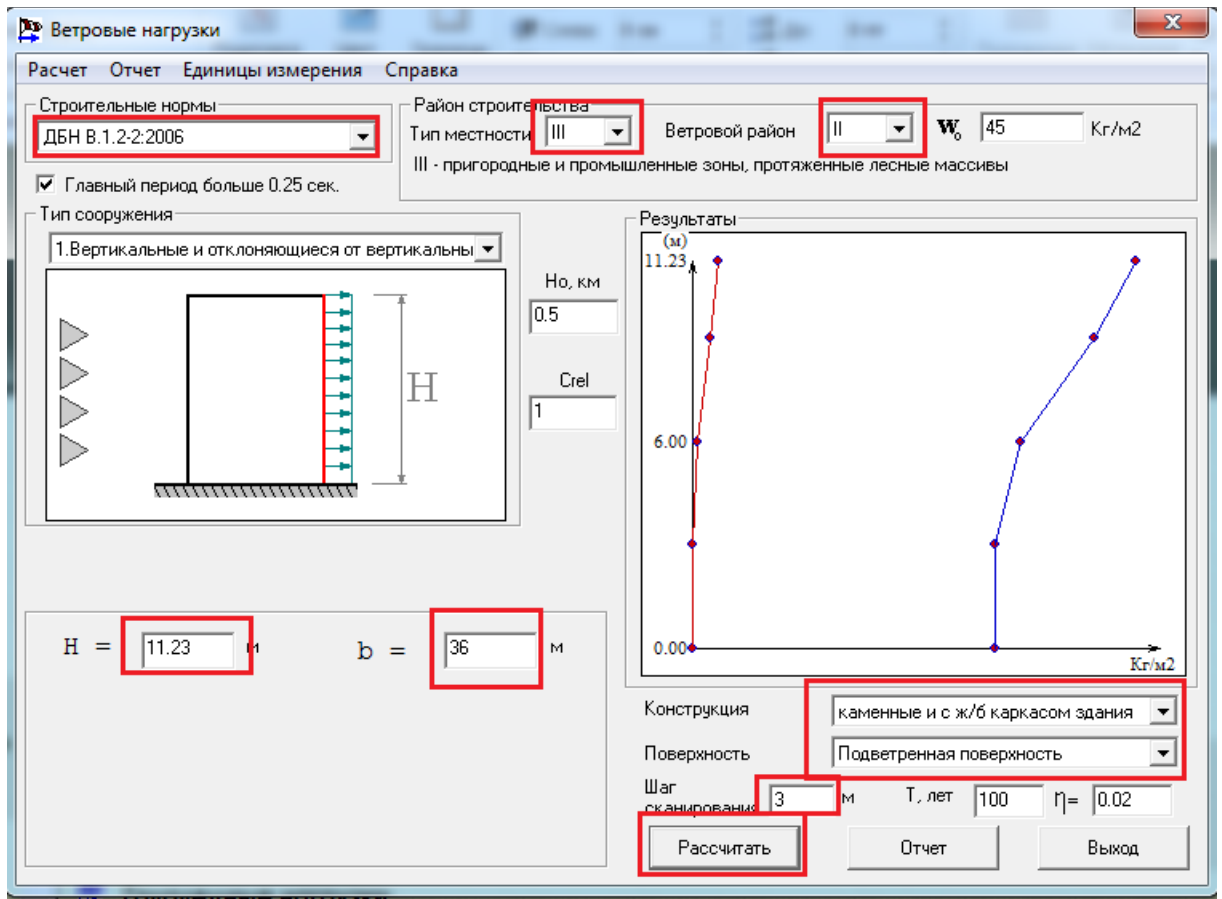


Рисунок 2.4 – Вітрове навантаження. Підвітряна поверхня. Червоним кольором позначені вихідні дані

Таблица 2.4 – Вітрові навантаження. підвітряна поверхня

Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (Кг/м2)	Граничне навантаження, (Кг/м2)	Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (Кг/м2)	Граничне навантаження, (Кг/м2)
0,00	-4,84	-26,31	3,00	-4,84	-26,31
6,00	-5,16	-28,06	9,00	-6,13	-33,32
11,23	-6,69	-36,34			

Для визначення вітрового навантаження нами був використаний пакет програм «Еспрі».

На рис. 2.3 і 2.4, а також в таблицях 2.3 і 2.4 представлені виконані нами розрахунки вітрових навантажень з боку вісей А, Б та В для II-го вітрового району (тип місцевості - III).

Крім того, у додатку Д на рис. Д1 та Д2, а також в таблицях Д1 та Д2 представлені виконані нами розрахунки вітрових навантажень з боку вісей 1-9 для II-го вітрового району (тип місцевості - III).

Кранові навантаження.

У прольотах будівлі розташовані мостові крани:

- в осях А ... Б - кран вантажопідйомністю 20 тонн (при вазі кранової балки з візками 7,5 тонн);

- в осях Б ... В - кран вантажопідйомністю 20 тонн (при вазі кранової балки з візками 7,5 тонн).

Згідно із вимогами керівника проекту мною було визначені комбінації від кранового навантаження для розташованої по вісі 4 рами (маркування цієї рами наведена рис. 2.1).

Завантаження. У таблицю 2.6 зведені використані нами при розрахунку рами завантаження.

Розрахунок кранових навантажень зведено в таблицю 2.5. При цьому розрахункові схеми представлені на рис. 2.5.

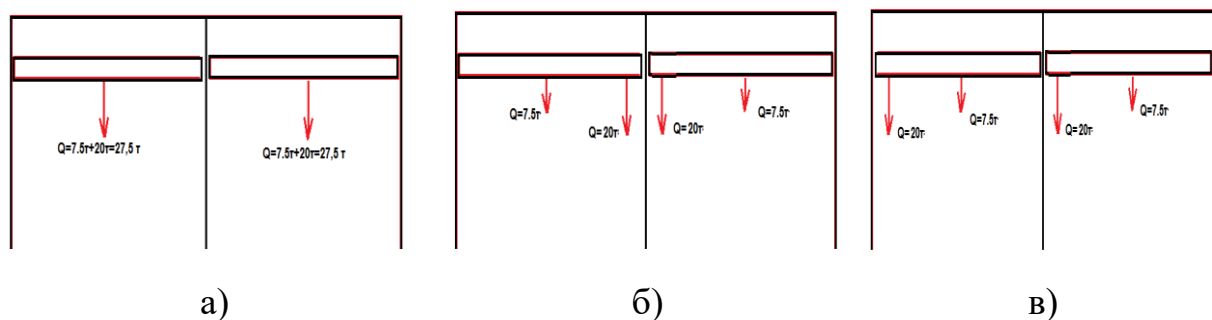


Рисунок 2.5 – Розрахункові положення кранів та вантажів: а) - в центрі прольоту; б) - крани зрушені до середньої колоні; в) - то ж, в ліву сторону

Таблиця 2.5 – Кранові навантаження

№ П.п.	Розрахункова схема на рис. 2.7	Вага грузу, т	Вага кранової балки, т	Ексцентриситет, м	Вертикальне навантаження Р, т	Моментне навантаження М, т*м	Сумарне навантаження по осі	Сумарне вертикальне навантаження Р, т	Сумарне моментне навантаження М, т*м
1	а)	10	3,75	0	13,75	0	А	13,75	0
		10	3,75	0	13,75	0	Б	27,5	0
		10	3,75	0	13,75	0			
		10	3,75	0	13,75	0	В	13,75	0
2	б)	0	3,75	0	3,75	0	А	3,75	0
		20	3,75	0,8	23,75	16	Б	47,5	0
		20	3,75	-0,8	23,75	-16			
		0	3,75	0	3,75	0	В	3,75	0
3	в)	20	3,75	0,8	23,75	16	А	23,75	16
		0	3,75	0	3,75	0	Б	27,5	16
		20	3,75	0,8	23,75	16			
		0	3,75	0	3,75	0	В	3,75	0

Таблиця 2.6 – Завантаження рами

№ п.п.	Номер завантаження	Найменування завантаження
1	1	Власна вага конструкцій
2	2	Вага покриття
3	3	Снігове навантаження
4	4	Вітрові навантаження
5	5	Вантаж у центрі прольоту
6	6	Вантажі знаходяться впритул до середньої колони
7	7	Вантажі знаходяться впритул до колон

2.2 ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ. СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК КАРКАСУ БУДІВЛІ У ПРОСТОРОВІЙ ПОСТАНОВЦІ

Розрахунок напружено – деформованого стану, конструювання елементів та розробка креслень робочого проекту будівлі були виконані з використанням програмного комплексу «Мономах».

В процесі роботи комплексу проводився розрахунок будівлі цеху і його окремих частин з формуванням робочих креслень і схем армування конструктивних елементів.

Розрахунок виконувався в такій послідовності:

1. Формується модель будівлі з заданими навантаженнями на конструктивні елементи за допомогою інструментарію наданого програмою.

Для цієї цілі було використано програму «Компоновка».

2. Виконується розрахунок всієї будівлі. Для цієї цілі було використано програму «Компоновка».

3. Виконується кінцево – елементний розрахунок всієї будівлі. Для цієї цілі було використано програму «Компоновка».

4. З використанням програми «Балка» було побудовано епюри зусиль та матеріалу.

5. Крім того, з використанням програми «Балка» креслення робочого проекту.

Загальний вигляд розрахункової схеми будівлі наведено на рис. 2.6.

Результати розрахунку та проектуванні балки Б11 наведено на рис. 2.7, 2.8, 2.9, 2.10 та 2.11. При цьому:

- на рис. 2.7 наведено епюру згинаючих моментів;
- на рис. 2.8 наведено епюру перерізуючих сил;
- на рис. 2.9 наведено епюру теоретичного розподілу продольної арматури;
- на рис. 2.10 наведено епюру теоретичного розподілу поперечної арматури;
- нарешті, на рис. 2.11 наведено креслення робочого проекту балки Б11.

Крім того, креслення робочого проекту балок Б12, Б21 та Б22 наведено у додатку Д на рис. Д3, Д4 та Д5 відповідно.

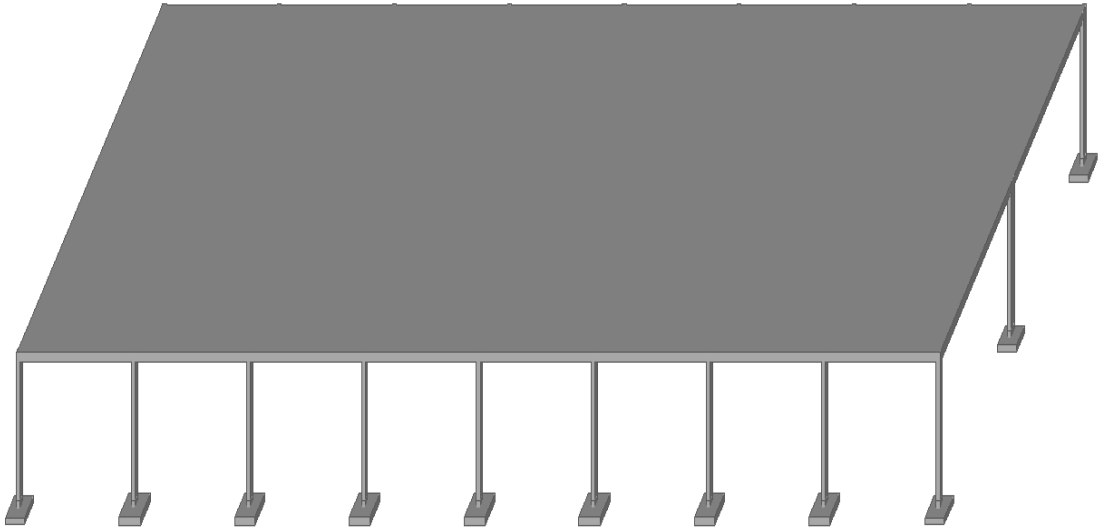


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема цеху. Програма «Компоновка» з програмного комплексу «Мономах»

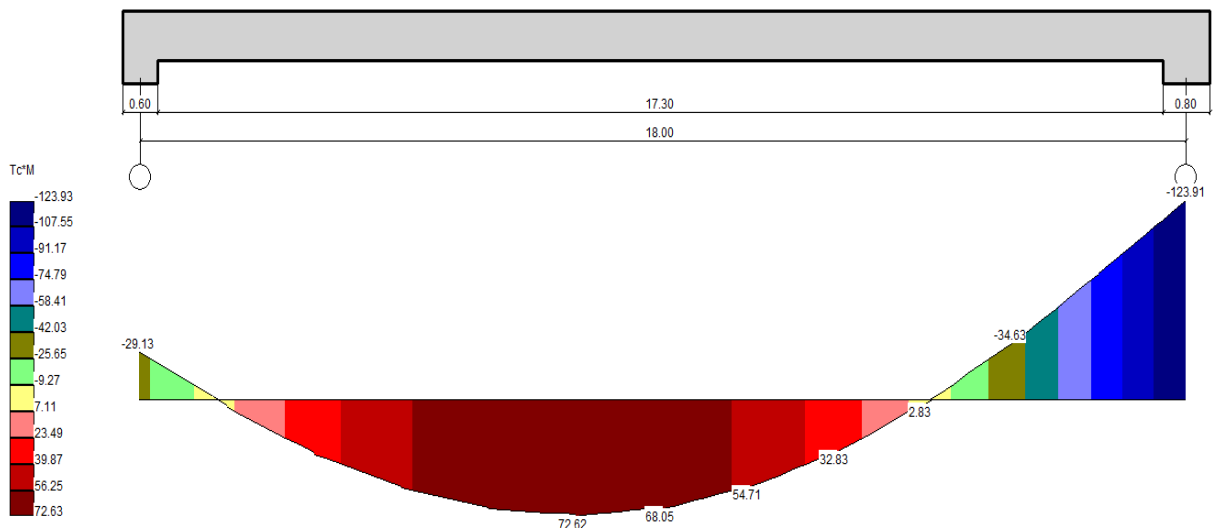


Рисунок 2.7 – Балка Б11. Епюра згинаючих моментів

Примітка: Даний рисунок слід розглядати з рис. 2.1

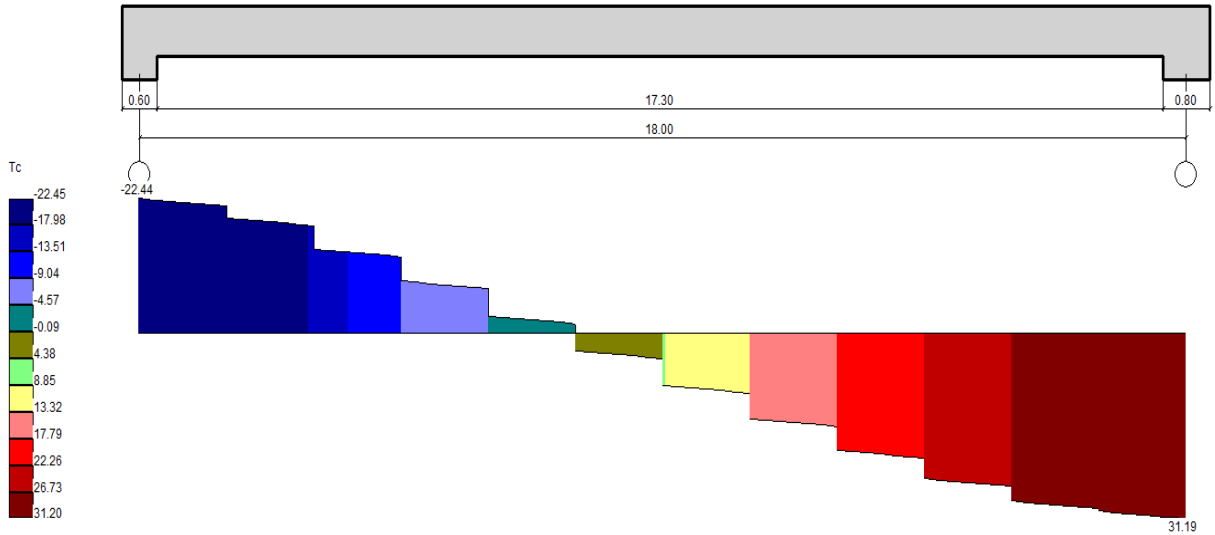


Рисунок 2.8 – Балка Б11. Епюра перерізуючих сил.

Примітка: Даний рисунок слід розглядати з рис. 2.1

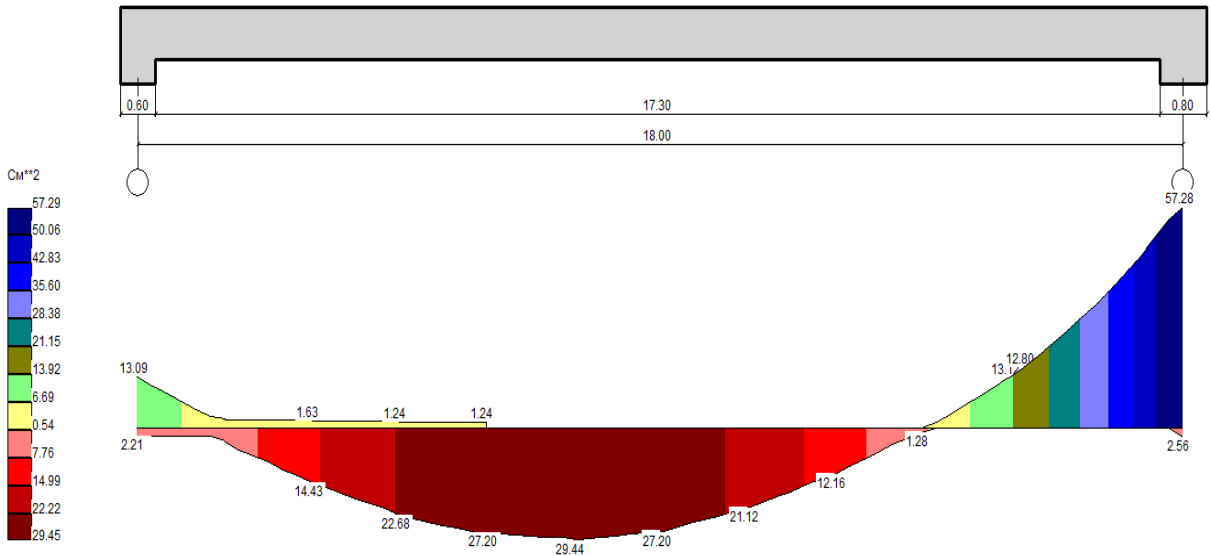


Рисунок 2.9 – Балка Б11. Епюра розрахункового поздовжнього армування.

Примітка: Даний рисунок слід розглядати з рис. 2.1

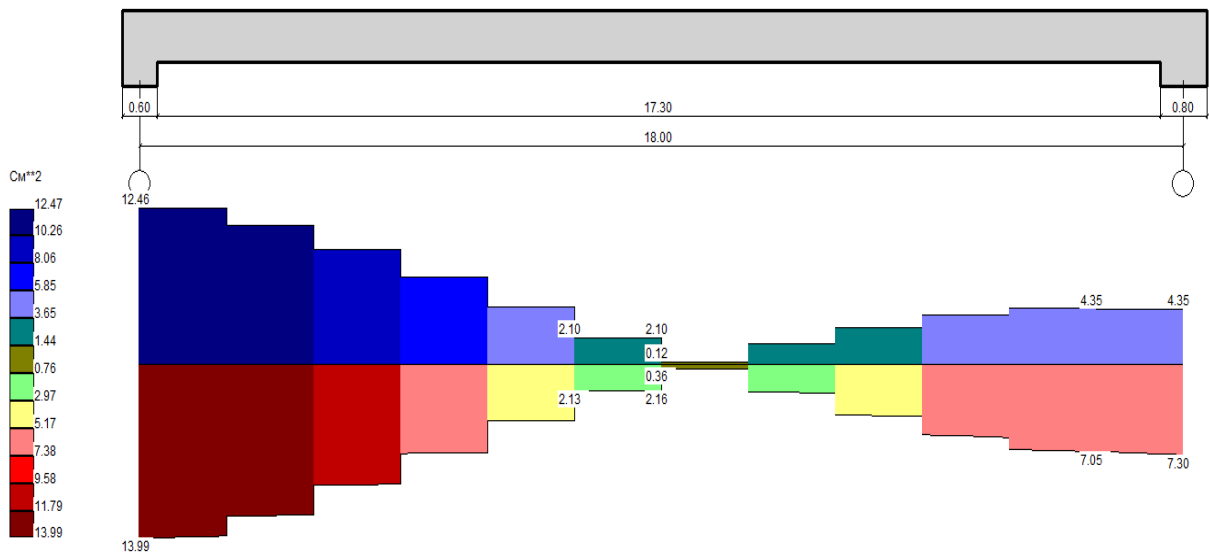


Рисунок 2.10 – Балка Б11. Епюра розрахункового поперечного армування.

Примітка: Даний рисунок слід розглядати з рис. 2.1

Також згідно із завданням керівника проекту мною було виконано перевірку отриманих мною результатів підбору арматури для балки БМ1 з використанням Європейських будівельних норм ЄВРОКОД.

Для цього мною було використано довідник інженера Еспрі.

Діалогове вікно програми Еспрі наведено на рис. 2.12, а результати розрахунку площі арматури – у таблиці 2.7.

Результати співставлення площ продовжної арматури, розрахованих з використанням Українських та Європейських норм, наведено у таблиці 2.8.

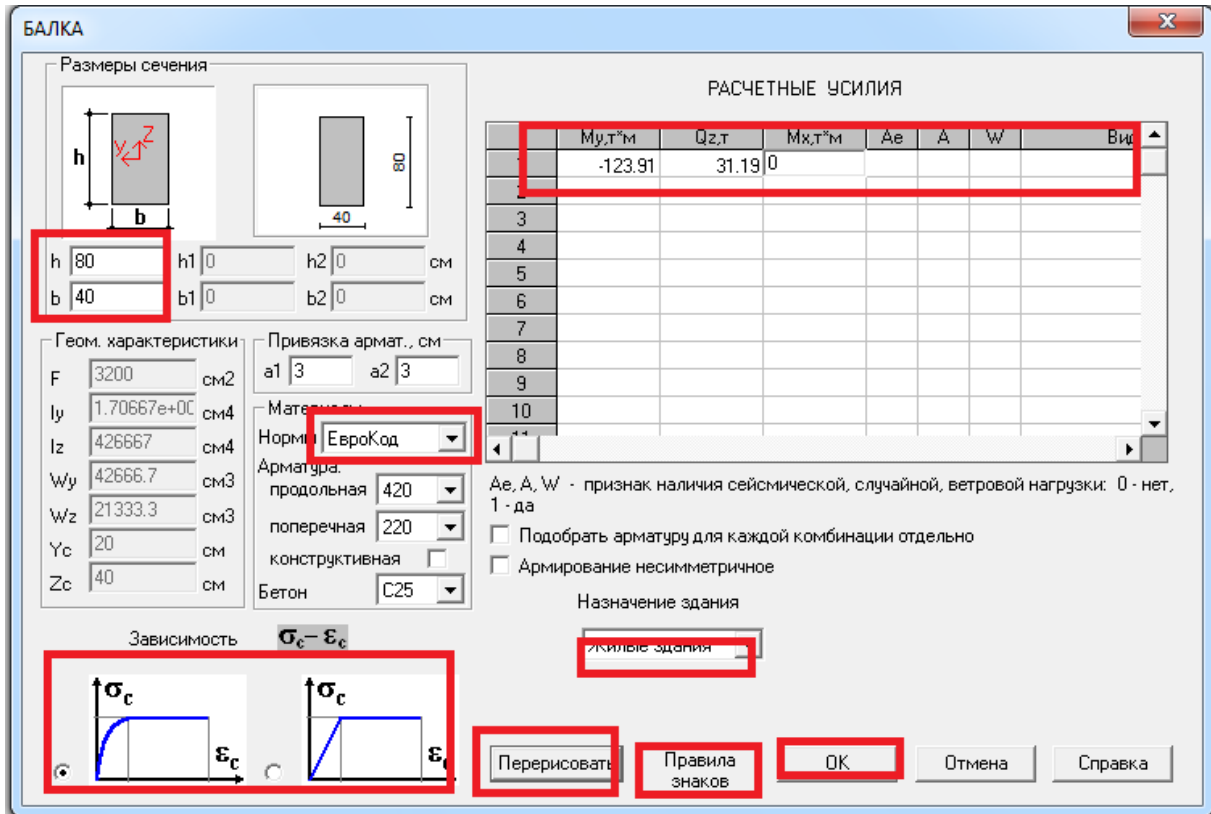


Рисунок 2.12 – Диалогове вікно програми Еспрі

Таблиця 2.7 – Результати розрахунку площі арматури

arm1 - РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ

Файл Вид Данные Отчет Помощь

AS2 AS1

AS3 AS4

AS1

h

b

Нормы: ЕвроКод
 Геометрические характеристики, см
 b = 40 Wy = 42666.7
 h = 80 Wz = 21333.3
 F = 3200 Yc = 20
 Iy = 1.70667e+006 Zc = 40
 Iz = 426667

Материалы
 Бетон C25
 Прод. арм 420
 Попереч. арм 220
 Привязка армат., см
 a1=3 a2=3

Назначение здания: Склады
 Армирование симметричное

N п/п	Усилия, т и м			% армир	Продольная арматура, см2				Поперечн. арм, см2/п.м.		Поперечная арматура, см2 при шаге хомутов, мм				
	My	Qz	Mkr		AS1	AS2	AS3	AS4	ASV1	ASV1	100	150	200	300	400
1	124	21	0	2.84	45.44	45.44	0	0	0.2077	0	0.02077	0.03115	0.04153	0.0623	0.08306

Таблиця 2.8 – Результати співставлення площин поздовжньої арматури у балці Б11, розрахованих з використанням Європейських та Українських будівельних норм

Найменування	Єврокод, симетричне армування	ДБН, несиметричне армування	ДБН, з урахуванням перерозподілу зусиль за рахунок повзучості бетону, формула	ДБН, з урахуванням перерозподілу зусиль за рахунок повзучості бетону, результат	Відносна похибка, відсотки
Площа верхньої арматури, см	45,12	57,28	$57,28 \times 0,7 =$	40,926	9,3
Площа нижньої арматури, см	45,12	29,44	$29,44 + 57,28 \times 0,3 =$	46,63	-3,3

Наведені у таблиці 2.8 дані свідчать про задовільний збіг розрахованої з використанням ДБН та Єврокоду площ арматури (розходження не перевищує 10%).

Для визначення напружено – деформованого стану колон мною було використано пакет прикладних програм МОНОМАХ та програми КОМПОНОВКА і КОЛОНА, що входять у цей комплекс.

Маркування на плані запроектованих мною колон наведено на рис. 2.13.

На рис. 2.14 наведено розроблені мною креслення робочого проекту колони К11.

Крім того, у додатку Д на рис. Д6, Д7 та Д8 наведено креслення робочого проекту колон К12, К21 та К22.

2.3 МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

У даному розділі також наведено результати розрахунку та проектування металевих колон та ригелів рам споруди, маркування яких наведено на рис. 2.1.

Розглядався варіант будівлі із таких матеріалів:

1. Залізобетонні фундаменти.
2. Металеві колони та ригелі.
3. Перекриття з легких конструкцій.

У якості колон та балок було використано двотаври заводського виготовлення.

Розрахунок, конструювання та проектування каркасу та його елементів виконувався за допомогою програмного комплексу Ліра 9.6.

При цьому для визначення напружено – деформованого стану будівлі було застосовано програму «Ліра - Візор», а для розрахунку та проектування вузлів металевих конструкцій будівлі було застосовано програму «Ліра - СТК».

Моделювання всіх елементів каркасу будівлі виконано за допомогою двох вузлових кінцевих елементів.

Крім того, згідно зі завданням на проектування у ході виконання даного розділу роботи мною було розраховано та запроектовано такі вузли металевої конструкції:

- базу колони К11;
- вузол примикання балки Б11 до колони К11;

Маркування означених елементів конструкцій наведено на рисунку 2.1.

Навантаження на каркас будівлі збиралися відповідно до вимог ДБН В.1.2-2: 2006.

Розрахунок виконувався в такій послідовності:

1. Модель будівлі цеху, розроблена з використанням програмного комплексу МОНОМАХ, було імпортовано у програму ЛІРА.

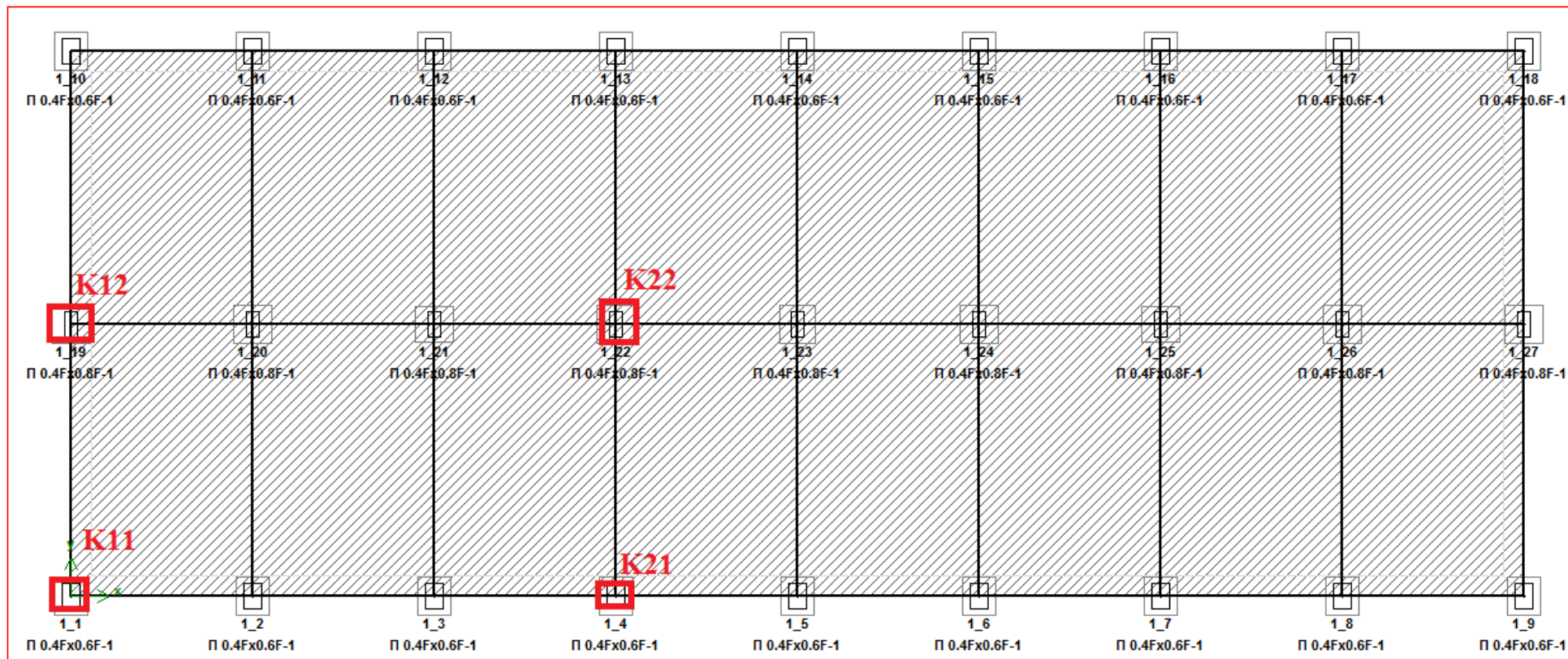


Рисунок 2.13 – Розташування запроєктованих колон

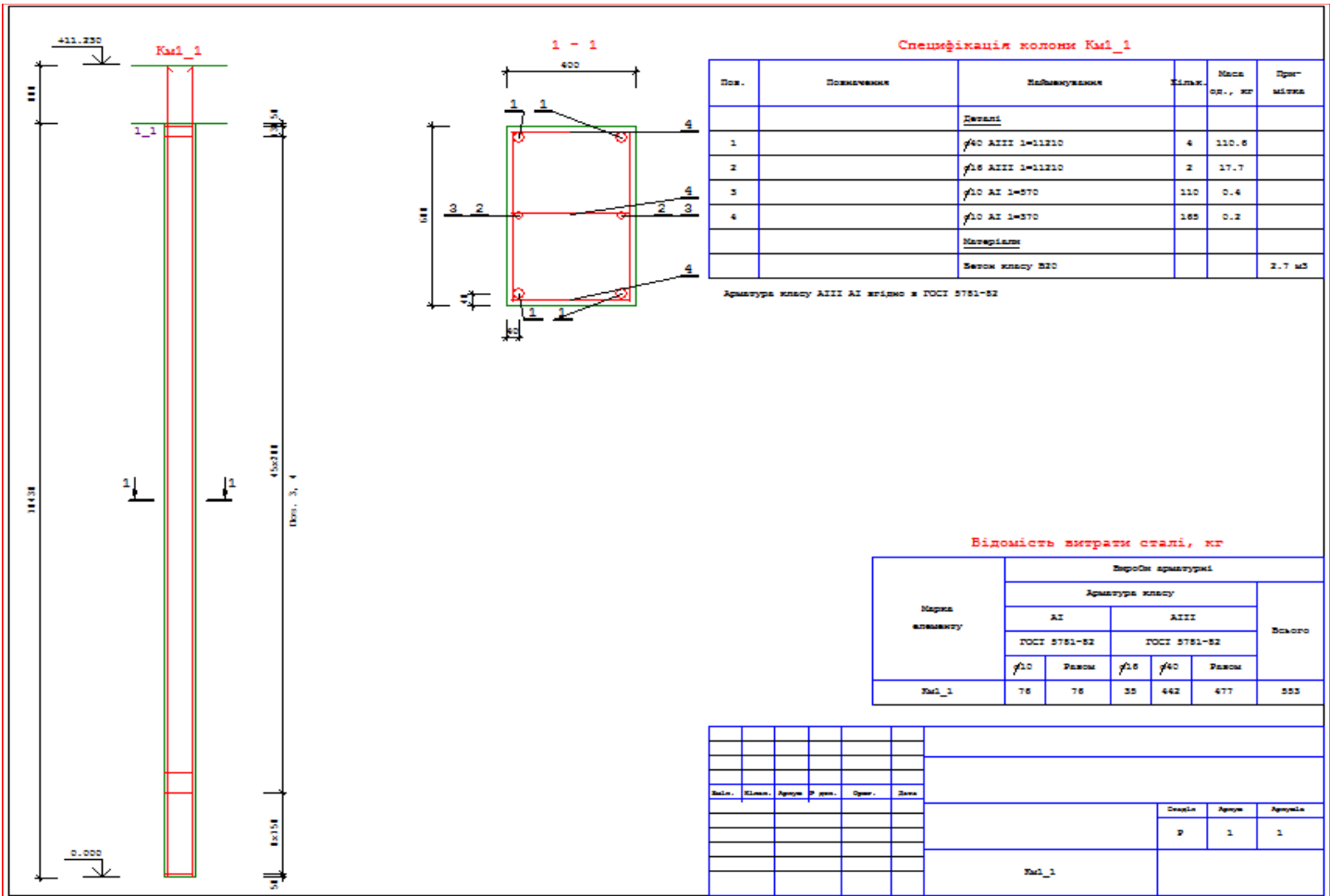


Рисунок 2.14 – Колонка К11. Креслення робочого проекту

1.1. Далі залізобетонні колони та ригелі було замінено на металеві. При цьому усі металеві елементи конструкції моделювались із використанням двотавра балочного типу №10.

1.2. Крім того, було виконано заміну навантаження від власної ваги перекриття (залізобетон на легкі конструкції).

2. Виконувався розрахунок каркасу на задані впливи. Для цього було використано програму «Лір - Візор» (рис. 2.15).

3. Після цього результати розрахунку та розрахункова схема експортується в програмний модуль «Лір – СТК», в якому виконувався підбір та розрахунок металевих елементів конструкцій. Таким чином визначались необхідні перетини металевих лінійних та плитних елементів.

4. Далі із урахуванням отриманих таким чином даних (тобто встановлених у ході попереднього розрахунку перетинів металевих елементів конструкції) повторювався розрахунок її напружено – деформованого стану та конструкції та її елементів (пункти 1.2-3).

5. Після цього з використанням програми «Лір – СТК», мною було виконано:

- підбір перетину колон К11, К12, К21 та К22;
- підбір перетину балок Б11, Б12, Б21 та Б22;
- перевірку несучої властивості металевих конструкцій каркасу;
- розрахунок та проектування бази колони К11;
- розрахунок та проектування вузла примикання балки Б11 до колони К11.

Результати підбору перетину колон К11, К12, К21 та К22 наведено у додатку Д у таблиці Д3.

Результати підбору перетину балок Б11 та Б22 наведено у додатку Д у таблиці Д4.

При цьому креслення розрахованої та запроектованої мною бази колони К11 наведено у додатку Д на рис. Д9.

Креслення розрахованого та запроектованого мною вузла примикання балки Б11 до колони К11 наведено у додатку Д на рис. Д10.

1. Расчетная схема:
- Уравнений 8635
- Элементов 3531
- Узлов 1658
- Загружений 2
- Расчетные сочетания

2. Расчет:
- Линейный

3. Ресурс:
- Диск. память 45.117 М
- Время расчета 1-1 мин.

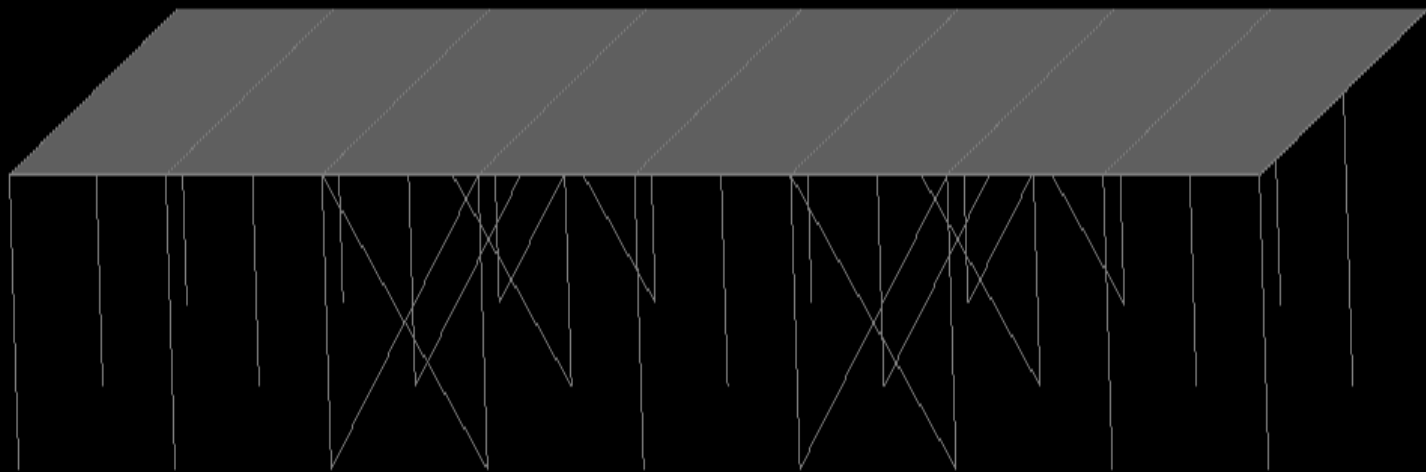
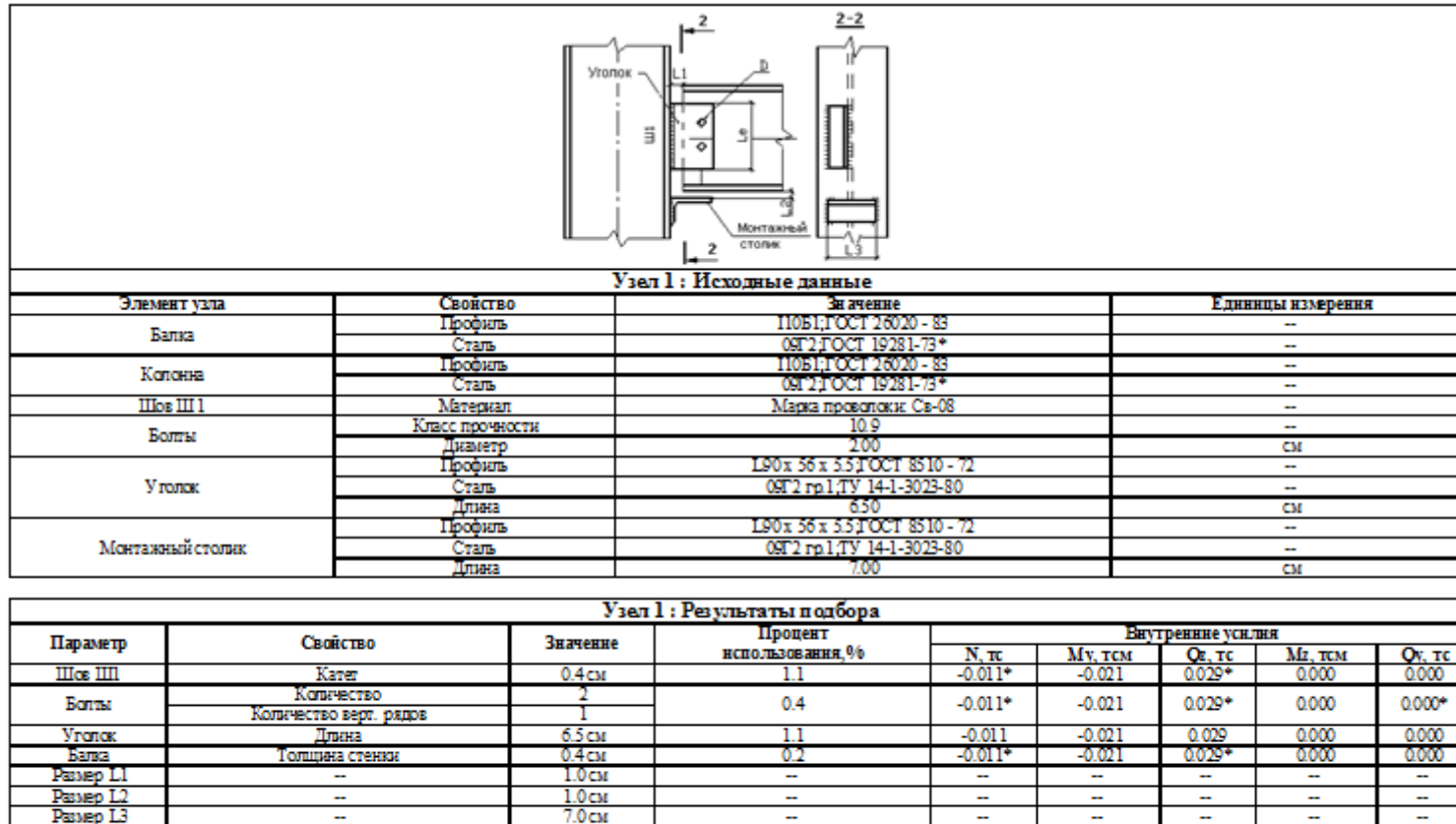


Рисунок 2.15 – Розрахункове вікно програми ЛІР-ВІЗОР



* - усилия, участвующие в подборе или проверке соответствующего параметра.

Предупреждения:

1. Узел 1 : Шов Ш1-- расчетные характеристики шва не обеспечивают истинность условия $R_{wz} < R_{wf} \leq R_{wz} * B_z / B_f$.
2. Узел 1 : Болты-- невозможно разместить болты.
3. Узел 1 : Шов Ш1-- размеры параметра не вписываются в габариты соединения.

Рисунок 2.16 – Узел примыкания балки Б11 до колонны К11. Кресления рабочего проекта

2.4 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 2

Викладені у даному розділі матеріали досліджень дозволили зробити такі висновки:

1. Виконано розрахунок напружено – деформованого стану каркасу цеху з виготовлення залізобетонних шпал (залізобетонні балки перекриття та колони), розташованого – м. Кременчук Полтавської області України.

При цьому:

1.1. Розроблено креслення робочого проекту двох колон та двох балок будівлі.

1.2. Виконано співставлення площі арматури у балці, розрахованої згідно з вимогами ДБН та ЄВРОКОД.

1.3. Встановлено, що площі арматури, визначена згідно з вимогами ДБН та ЄВРОКОД мають близькі значення.

2. Виконано розрахунок напружено – деформованого стану металевих каркасу (металеві колони та металеві балки перекриття) цеху з виготовлення залізобетонних шпал (залізобетонні перекриття та колони), розташованого у м. Кременчук Полтавської області України.

При цьому:

1.1. Підібрано сортамент, з якого слід виготовити колони каркасу.

1.2. Підібрано сортамент, з якого слід виготовити балки каркасу.

1.3. Запроектовано базу колони та виконано її креслення робочого проекту.

1.4. Запроектовано стик балки та колони каркасу будівлі та виконано його креслення робочого проекту.

3 ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЦЕСУ. ТЕХНОЛОГІЯ МОНТАЖУ ЗБІРНИХ ФУНДАМЕНТІВ ІЗ СТІНОВИХ ТА ФУНДАМЕНТНИХ БЛОКІВ (ФРАГМЕНТ)

У цьому розділі наведено фрагмент розробленої мною технологічної карти, у якому наведено улаштування фундаментів з фундаментних та стінових блоків заводської готовності.

Даною технологічною картою передбачається наступний порядок виконання робіт:

3.1 РОЗМІТКА МАЙДАНЧИКА

3.1.1. Розмітку місць монтажу фундаментних блоків проводять способом зарубок від осьових точок споруди. Осьові точки споруди розбиваються на місцевості від осей X і Y.

Точки закріплюють на шаблоні, розташованому поза зоною робіт.

За відносну позначку 0,000 приймають відмітка верху чистої долівки будівлі, відповідно абсолютній відмітці, зазначеної в робочих кресленнях

Геодезист за допомогою теодоліта переносить осі на обноску з закріпленням їх двома цвяхами, забитими в дошки обноска.

Проміжні осі переносять способом лінійних вимірювань.

Натягнувши між цвяхами дріт, отримують фіксовані осі установки фундаментних блоків.

З натягнутого дроту за допомогою схилу осі переносять на підготовку, де фіксують забитими дерев'яними кілочками або металевими штирями. Точність геодезичних робіт повинна відповідати вимогам ДБН В.1.3-2-2010.

3.1.2. При монтажі фундаментних плит попередньо від точки перетину осей метром відміряють проектне положення зовнішньої межі плити і забивають два металевих штиря так, щоб натягнута між ними дріт був розташований у 2 ... 3 мм за лінією плити фундаментів.

Після розмітки положення плит на підготовці та зняття дроту по осях приступають до монтажу фундаментних плит.

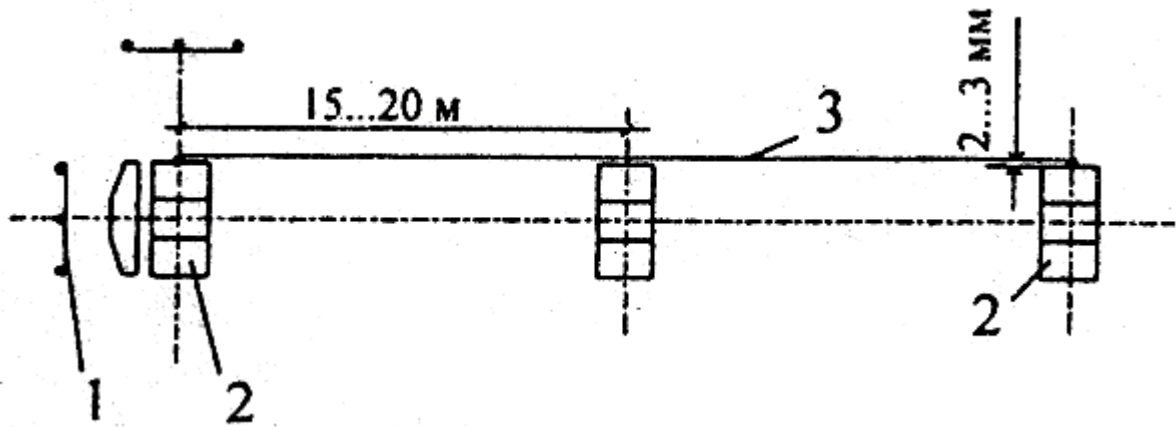


Рисунок 3.1 – Розмітка положення плит фундаментів:

1 - обноска; 2 - торцеві фундаментні плити; 3 - причалка

3.1.3. Плити фундаменту починають монтувати з маякових плит по кутах і в місцях перетину стін. Після цього шнур піднімають до рівня верхнього зовнішнього ребра плит і по ній розташовують всі проміжні блоки.

Стропальник, закріпивши залізобетонну плиту фундаменту чотири - гілковим стропом, подає команду машиністу крана підняти її на висоту 0,2 ... 0,3 м і перевіряє надійність стропування, потім йде з небезпечної зони.

Далі він дає команду машиністові крана продовжувати підйом, контролюючи при цьому переміщення елемента на 0,5 м вище перешкод, що зустрічаються на шляху.

При наближенні плити до зони монтажу машиніст крана звуковим сигналом попереджає монтажників про необхідність виходу з небезпечної зони.

Коли плита виявляється на висоті 0,2 ... 0,3 м від проектного положення, монтажник дає команду машиністові крана опустити плиту на підготовлену основу. При необхідності плиту ломом підсувають в проектне положення при натягнутих стробах.

Переконавшись, що положення плити відповідає проектному, монтажник дає команду машиністові крана послабити стропи і знімає їх.

На бічних гранях плит встановлюють дерев'яну опалубку в одну дошку.

По висоті вона виступає над верхньою площиною плит не менше ніж на 50 мм.

В опалубці влаштовують горизонтальну гідроізоляцію, а по гідроізоляції - цементно-піщану стяжку товщиною 30 мм.

Крім того, в стяжку укладають арматурну сітку з діаметром стержнів не менше 5 мм. Цей армований шов служить для більш рівномірного розподілу навантаження від верхніх блоків і конструкцій.

По завершенню улаштування армованого шва доцільно засипати котлован до верху змонтованих таким чином фундаментних плит.

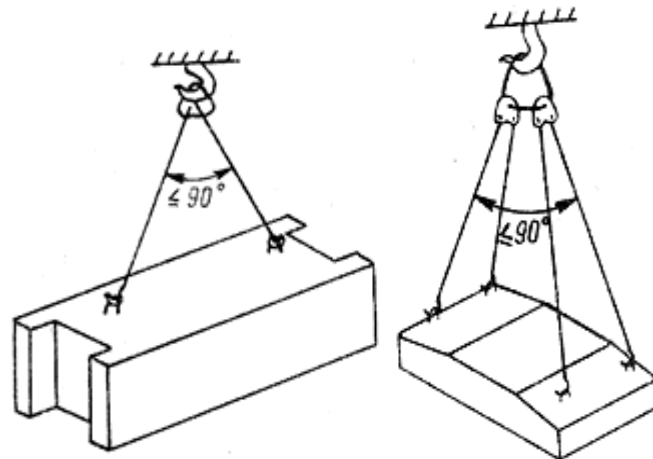


Рисунок 3,2 – Схема стропування фундаментних блоків і плит

3.2 ТЕХНОЛОГІЯ МОНТАЖУ

3.2.1. Монтаж фундаментних блоків стін починають з установки маякових блоків, тобто з крайніх розташованих на відстані 5,0 м один від одного. Маякові блоки встановлюють, поєднуючи їх осьові риски з рисками розбивочних осей по двох взаємно перпендикулярним напрямкам.

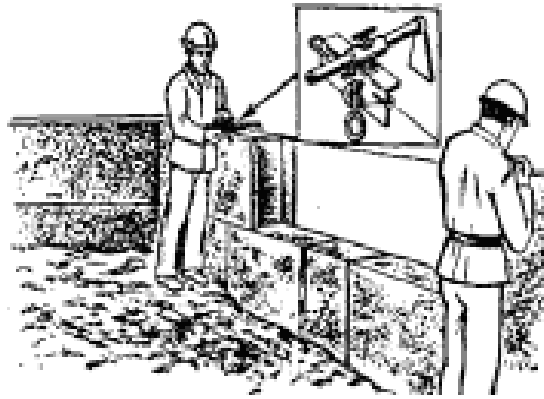


Рисунок 3,3 – Установка маякових блоків натягування та причалювання

До установки рядових блоків слід приступати після вивірки положення маякових блоків в плані і по висоті. Після установки маякових блоків на рівні їх верху натягують шнур, по якому встановлюють рядові блоки.

3.2.2. Підготовкою блоку до монтажу і його подачею займається монтажник 3 розряду має суміжну професію - стропальник.

Він кріпить блок, перевіряє правильність зачіпки, очищає блок від бруду і напливів бетону, а переконавшись, що блок готовий до монтажу, відправляє його до місця установки.

Перевірка, строповка блоку і очищення її нижньої площини.

Монтажник, перевіривши маркування, геометричні розміри фундаментних блоків і надійність монтажних петель, при необхідності виправляє їх ломом або молотком.



Рисунок 3.4 – Строровка блоку.

За сигналом монтажника машиніст крана піднімає блок на висоту 50-70 см.

Переконавшись в надійності стропування і очистивши від бруду і пилу нижню площину блоку, монтажник подає сигнал до подальшого підйому і переміщенню блоку до котловану.

3.2.3. Монтажники 4-го і 3-го розрядів готують місце установки блоку.

Використовуючи як орієнтири дерев'яні кілки, попередньо забиті на проектну відмітку основи блоку, вони лопатами вирівнюють основу.

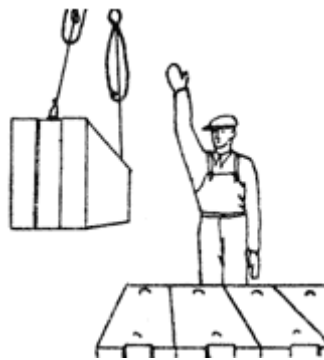


Рисунок 3.5 – Підйом блоку

Монтажник 3-го розряду лопатою розстеляє розчин по опорній поверхні, а монтажник 4-го розряду розрівнює його шаром товщиною 20-30 мм.

Смуги розчину повинна відстояти від граней блоку на 30-40 мм.

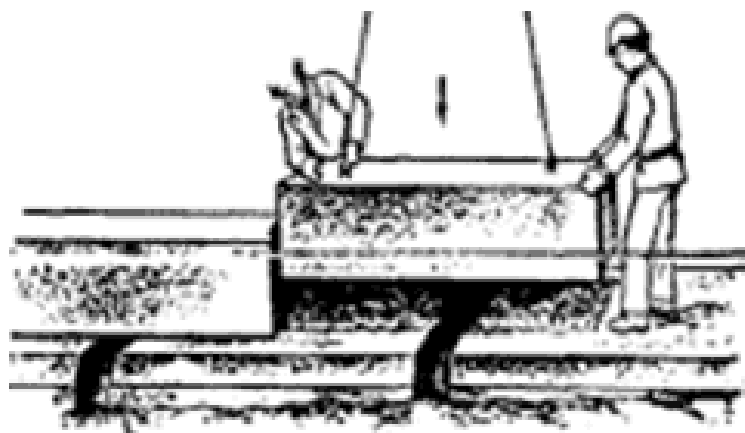


Рисунок 3.6 – Укладка блоку

Прийом і укладання блоку на місце. Монтажники приймають блок на висоту 200 ... 300 мм від поверхні підстави, орієнтують його в потрібному напрямку і дозволяють машиністу крана опустити блок на підготовлену постіль.

У правильності установки засвідчуються, використовуючи осьовий дріт, натягнутий на обноси (цей дріт фіксує лінію краю блоку).

Вивірка блоку і розстроповка блоку.

Монтажники перевіряють горизонтальність укладеного блоку рівнем.

Положення блоку щодо раніше укладених перевіряють по натягнутому шнуру, а вирівнюють за допомогою ломів і клинів при натягнутому стропі.

Положення фундаментного блоку по висоті вивіряють за допомогою нівеліра.

Положення блоку в плані перевіряють при не знятих стробах шляхом поєднання рисок по двом взаємно перпендикулярним осям.

Невелике відхилення усувають, пересуваючи блок монтажним ломиком.

Монтажники ломами рихтують блок за відмітками, встановлюючи його в проектне положення.

Далі машиніст опускає блок на опорну поверхню.

Потім монтажники звільняють строп і проводять остаточну вивірку укладеного блоку.

Подача строба до наступного блоку. Машиніст крана по сигналу монтажника, плавно піднімає строп і відводить стрілу до місця складування блоків

Закладення швів.

Монтажник 3-го розряду заповнює вертикальний стик бетонною сумішшю, а потім ущільнює розчин в горизонтальному шві.

Вертикальні і горизонтальні шви повинні бути заповнені розчином і розшиті з двох сторін.

Якість матеріалів, що надходять на об'єкт, слід контролювати шляхом відбору трьох проб з кожних 100 куб.м бетонної суміші.

При вхідному контролі необхідно враховувати клас (марку) бетону по міцності на стиск, який повинен відповідати зазначеній в робочих кресленнях.

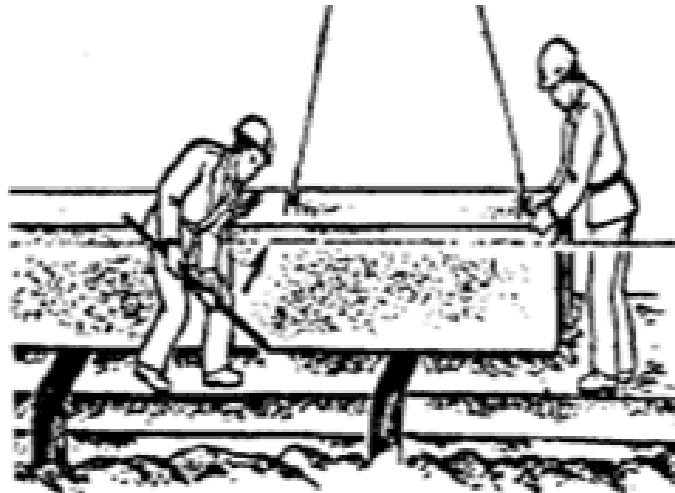


Рисунок 3.7 – Вивірка блоку

Контроль якості бетону полягає в перевірці відповідності його фізико-механічних характеристик вимогам проекту.

Обов'язковою є лабораторна перевірка міцності бетону на стиск. Міцність при стисненні бетону слід перевіряти на контрольних зразках виготовлених проб бетонної суміші, відібраних після її приготування на бетонному заводі, а також безпосередньо на місці бетонування конструкцій.

У місцях укладання бетонної суміші повинен здійснюватися систематичний контроль її рухливості.

Контрольні зразки, виготовлені у місця бетонування, повинні зберігатися в умовах тверднення бетону конструкції.

3.2.4. Після закінчення монтажу верхнього ряду фундаментних блоків ставлять опалубку для вирівнюючого поясу.

Відмітка верхньої поверхні армованого поясу виноситься на внутрішню сторону дощок опалубки за допомогою нівеліра і фіксуються забитими в дошки опалубки, між якими натягується дріт.

Потім верхня поверхня фундаментних блоків зволожується, укладається арматурна сітка на бетонні підставки із зазором для захисного шару і далі укладається бетонна суміш завтовшки 50 ... 80 мм.

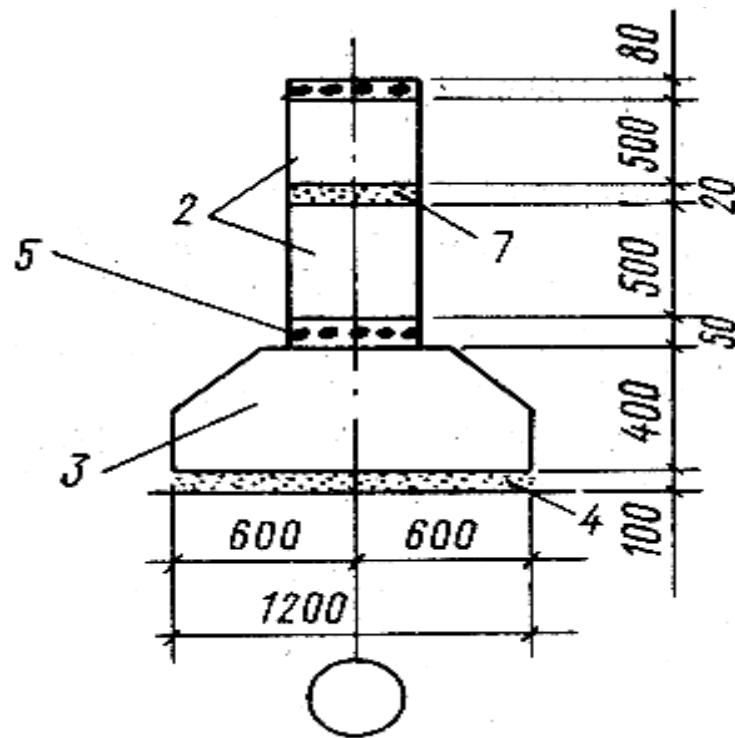


Рисунок 3.8 – Схема збірного стрічкового фундаменту під стіни будівлі:

1- основа; 2 - фундаментні блоки; 3 - плита фундаменту; 4 - щебенева основа; 5 - армований шов; 7 - шов з цементно-піщаного розчину

3.3 ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ ПО ГІДРОІЗОЛЯЦІЇ

3.3.1. Бічні поверхні і верхню площину бетонної підготовки залізобетонних конструкцій, що стикаються з ґрунтом, слід обмазати гарячим бітумом марки БН 70/30 за два рази по шару холодної бітумної ґрунтовки не менше 1,5 мм загальної товщини.

Виконані роботи слід пред'явити Замовникові для підписання актів огляду прихованих робіт по влаштуванню гідроізоляції бітумом.

3.3.2. Зворотну засипку пазух котловану проводити не здіймаючимся ґрунтом - середньозернистим піском з пошаровим ущільненням при оптимальній вологості, товщина шару не більше 0,30 м, до коефіцієнта ущільнення не менше 0,92.

3.4 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 3

1. Згідно із завданням на виконання роботи розроблено фрагмент технологічної карти, присвячений улаштуванню збірних фундаментів.
2. Встановлено, що у даному випадку основними є роботи по розмітці основи; власне, улаштуванню фундаменту; робіт по гідроізоляції конструкцій.

4 ЕКОНОМІКА БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Згідно з завданням мною була розрахована вартість матеріалів, необхідних для виготовлення каркасу будівлі цеху з виготовлення шпал у залізобетонному варіанті (залізобетонні колони та залізобетонні балки перекриттів) та варіанті каркасу лише із металевих конструкцій (металеві колони та металеві балки перекриттів).

Дані щодо підбору розмірів цих конструкцій наведено у розділі 2.

При розрахунку вартості нами було використані ринкові ціни з таких джерел:

1. Бетону 2200 гривень за кубічний метр [47].
2. Арматури 16200 гривень за тону [48].
3. Сталевий прокат (двотавр №18,...№20) 24000 гривень за тону [49].
4. Опалубка 300 гривні за квадратний метр (з урахуванням монтажу) [50].

Розташування несучих рамних конструкцій у плані та маркування окремих несучих конструкцій цеху з виготовлення шпал наведено на рис. 4.1.

Спочатку була визначена вартість несучих конструкцій цеху з виготовлення шпал з використанням залізобетонних конструкцій (таблиці 4.1 та 4.3).

Після цього була визначена вартість несучих конструкцій цеху з виготовлення шпал з використанням металевих конструкцій (таблиці 4.2 та 4.4).

Розміри залізобетонних колон, необхідний для їх виготовлення об'єм бетону, вага арматури та необхідна площа опалубки наведені у таблиці 4.1.

Розміри металевих колон та необхідна для їх виготовлення вага металевих конструкцій наведені у таблиці 4.2.

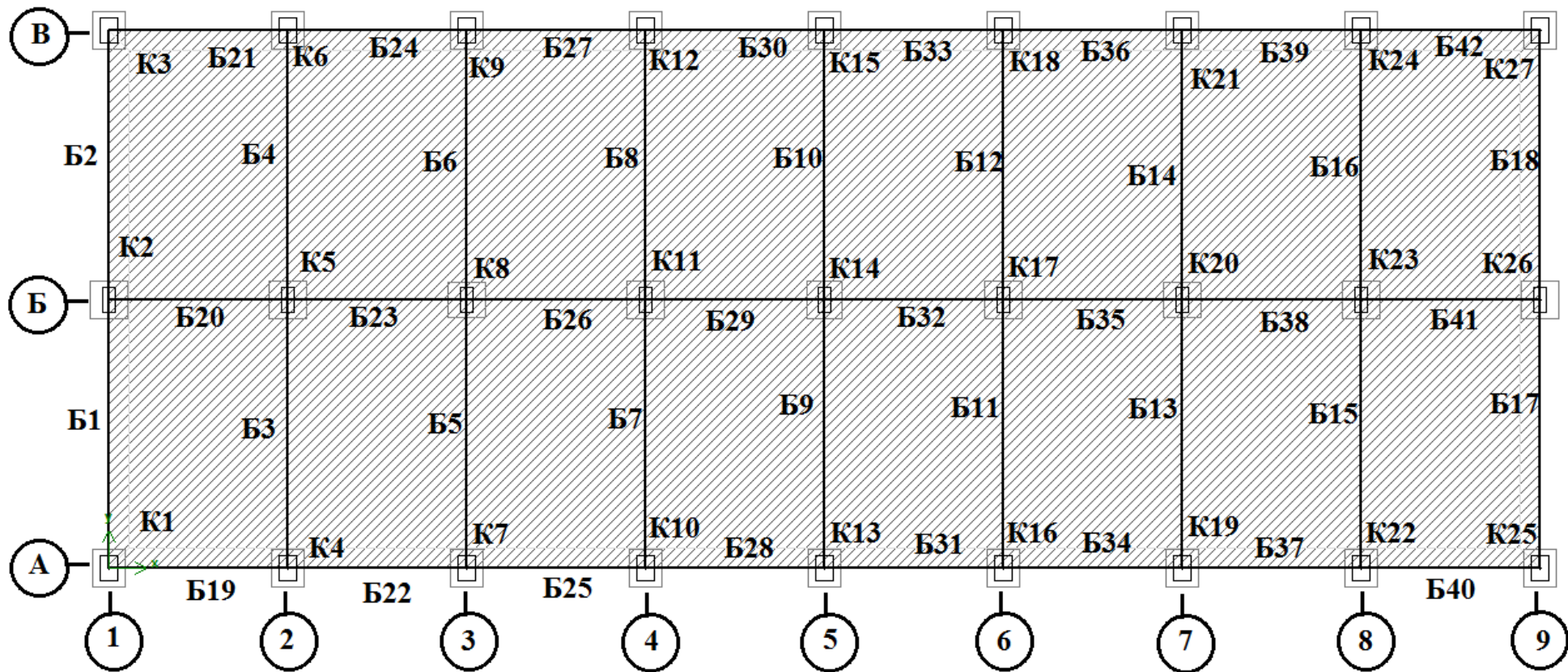


Рисунок 4.1 – Діалогове вікно до визначення об'ємів та вартості залізобетонних конструкцій

Таблиця 4.1 - Розміри колон, об'єм бетону, вага арматури та площа опалубки

Номер колони	Перетин колони, м	Висота колони, м	Бетон, куб.м.	Арматура, тони	Опалубка, кв.м.
1	2	3	4	5	6
K1	0,4x0,6	10,60	2,55	0,340	21,2
K2	0,4x0,8	11,23	3,59	0,154	26,95
K3	0,4x0,6	10,60	2,55	0,340	21,20
K4	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K5	0,4x0,8	11,23	3,59	0,176	26,95
K6	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K7	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K8	0,4x0,8	11,23	3,59	0,176	26,95
K9	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K10	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K11	0,4x0,8	11,23	3,59	0,176	26,95
K12	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K13	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K14	0,4x0,8	11,23	3,59	0,176	26,95
K15	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K16	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K17	0,4x0,8	11,23	3,59	0,176	26,95
K18	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K19	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K20	0,4x0,8	11,23	3,59	0,176	26,95
K21	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K22	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K23	0,4x0,8	11,23	3,59	0,176	26,95

Завершення табл. 4.1

1	2	3	4	5	6
K24	0,4x0,6	10,60	2,55	0,352	21,20
K25	0,4x0,6	10,60	2,55	0,340	21,20
K26	0,4x0,8	11,23	3,59	0,154	26,95
K27	0,4x0,6	10,60	2,55	0,340	21,20
Узагальнені показники			Загальний об'єм бетону, куб.м.	Загальна вага арматури, тони	Загальна площа опалубки, кв.м.
			78,21	7,829	624,15

Таблиця 4.2 – Розміри, сортамент та вага металевих колон

Номер колони	Довжина, м	Сорта- мент	Вага одного метру, тони	Вага елементу, тони
K1	10,60	I 12Б2	0,0104	21,2
K2	11,23	I 20Б1	0,0213	26,95
K3	10,60	I 12Б2	0,0104	21,20
K4	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K5	11,23	I 40Б1	0,0566	26,95
K6	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K7	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K8	11,23	I 40Б1	0,0566	26,95
K9	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K10	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K11	11,23	I 40Б1	0,0566	26,95
K12	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K13	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K14	11,23	I 40Б1	0,0566	26,95
K15	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20

Завершення табл. 4.2

1	2	3	4	5
K16	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K17	11,23	I 40Б1	0,0566	26,95
K18	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K19	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K20	11,23	I 40Б1	0,0566	26,95
K21	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K22	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K23	11,23	I 40Б1	0,0566	26,95
K24	10,60	I 18Б1	0,0154	21,20
K25	10,60	I 12Б2	0,0104	21,20
K26	11,23	I 20Б1	0,0213	26,95
K27	10,60	I 12Б2	0,0104	21,20
Загальна вага металевих колон, тони				7,654

Об'єм бетону, необхідний для виготовлення означених на рис.4.1 залізобетонних колон, а також вага необхідної для їх виготовлення арматури для однієї колони наведено у розроблених нами кресленнях робочого проекту (розділ 2.2).

При цьому сортамент сталевих елементів каркасу цеху наведено у розділі 2.3.

Розміри залізобетонних балок, необхідний для їх виготовлення об'єм бетону, вага арматури та необхідна площа опалубки наведені у таблиці 4.3.

Розміри металевих балок та необхідна для їх виготовлення вага металевих конструкцій наведені у таблиці 4.4.

У таблиці 4.5 наведено об'єми, вагу та вартість матеріалів, необхідних для спорудження цеху з виробництва залізобетонних шпал, у залізобетонному варіанті.

При цьому, у таблиці 4.6 наведено співвідношення об'ємів, ваги та вартості матеріалів, необхідних для спорудження цеху з виробництва залізобетонних шпал, у залізобетонному варіанті.

У таблиці 4.7 наведено об'єми, вагу та вартість матеріалів, необхідних для спорудження цеху з виробництва залізобетонних шпал, з конструкцій.

Крім того, у таблиці 4.8 наведено співвідношення ваги та вартості матеріалів, необхідних для спорудження цеху з виробництва залізобетонних шпал, у варіанті із металевих конструкцій.

Таблиця 4.3 – Розміри балок, об'єм бетону, вага арматури та площа опалубки

Номер колони	Перетин балки, м	Довжина балки, м	Бетон, куб.м.	Арматура, тони	Опалубка, кв.м.
1	2	3	4	5	6
Б1	0,4x0,8	18,0	5,76	1,141	43,2
Б2	0,4x0,8	18,0	5,76	1,141	43,2
Б3	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б4	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б5	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б6	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б7	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б8	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б9	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б10	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б11	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б12	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б13	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б14	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б15	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б16	0,4x0,8	18,0	5,76	2,348	43,2
Б17	0,4x0,8	18,0	5,76	1,141	43,2
Б18	0,4x0,8	18,0	5,76	1,141	43,2
Б19	0,4x0,8	12,0	3,84	0,266	28,8

Продовження таблиці 4.3

1	2	3	4	5	6
Б20	0,4x0,8	12,0	3,84	0,162	28,8
Б21	0,4x0,8	12,0	3,84	0,266	28,8
Б22	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б23	0,4x0,8	12,0	3,84	0,193	28,8
Б24	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б25	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б26	0,4x0,8	12,0	3,84	0,193	28,8
Б27	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б28	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б29	0,4x0,8	12,0	3,84	0,193	28,8
Б30	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б31	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б32	0,4x0,8	12,0	3,84	0,193	28,8
Б33	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б34	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б35	0,4x0,8	12,0	3,84	0,193	28,8
Б36	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б37	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б38	0,4x0,8	12,0	3,84	0,193	28,8
Б39	0,4x0,8	12,0	3,84	0,197	28,8
Б40	0,4x0,8	12,0	3,84	0,266	28,8
Б41	0,4x0,8	12,0	3,84	0,162	28,8
Б42	0,4x0,8	12,0	3,84	0,266	28,8
Узагальнені показники			Загальний об'єм бетону, куб.м.	Загальна вага арматури, тони	Загальна площа опалубки, кв.м.
			195,8	42,346	1496

Таблиця 4.4 – Розміри, сортамент та вага металевих колон

Номер колони	Довжина балки, м	Сортамент	Вага одного метру, тони	Вага елемента, тони.
1	2	3	4	5
Б1	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б2	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б3	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б4	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б5	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б6	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б7	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б8	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б9	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б10	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б11	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б12	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б13	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б14	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б15	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б16	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б17	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б18	18,0	I 18Б1	0,0154	0,2772
Б19	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б20	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б21	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б22	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б23	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б24	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б25	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848

Продовження таблиці 4.4.

1	2	3	4	5
Б26	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б27	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б28	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б29	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б30	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б31	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б32	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б33	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б34	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б35	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б36	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б37	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б38	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б39	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б40	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б41	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Б42	12,0	I 18Б1	0,0154	0,1848
Загальна вага металевих балок, тони				9,245

Таблиця 4.5 – Обсяг необхідних для спорудження залізобетонного каркасу матеріалів та їх загальна вартість

Матеріали	Колони	Балки	Усього
1	2	3	4
Бетон, м³	78,21	195,8	274,01
Бетон, ціна одиниці, грн.	2200	2200	-
Бетон, ціна, грн.	172062	430760	602822
Арматура, кг	7829	42346	50175

Завершення таблиці 4.5

1	2	3	4
Арматура, ціна одиниці, грн.	16,2	16,2	-
Арматура, ціна, грн.	126829,8	686005,2	812835
Опалубка, м ²	624,15	1496	2120,15
Опалубка, ціна одиниці, грн.	300	300	-
Опалубка, ціна, грн.	187245	448800	636045
Усього, ціна грн.	298891,8	1116765,2	1415657

Таблиця 4.6 – Співвідношення об'ємів, ваги та вартості матеріалів, необхідних для спорудження цеху з виробництва залізобетонних шпал, у залізобетонному варіанті

Найменування	Співвідношення об'ємів, ваги та вартості матеріалів		
	Колони	Балки	Колони/балки, ч.од.
Бетон, об'єм, куб.м.	78,21	195,8	2,5
Арматура, вага, кг	7829	42346	5,4
Вартість, грн.	298891,8	1116765,2	3,7

Таблиця 4.7 – Обсяг необхідних для спорудження металевого каркасу матеріалів та їх загальна вартість

Матеріали	Колони	Балки	Усього
Сталь, кг	7654	9245	16899
Сталь, ціна одиниці, грн.	16,2	16,2	-
Сталь, загальна ціна, грн	123994,8	149769	273763,8

Таблиця 4.8 – Співвідношення ваги та вартості матеріалів, необхідних для спорудження цеху з виробництва залізобетонних шпал, у варіанті із металевих конструкцій

Матеріали	Колони	Балки	Колони/балки, ч.од.
Сталь, кг	7654	9245	1,21
Сталь, ціна одиниці, грн.	16,2	16,2	-
Сталь, загальна ціна, грн	123994,8	149769	1,21

Наведені у таблицях четвертого розділу даної магістерської роботи дані дозволили мені зробити такі висновки:

1. Загальна вага конструкцій каркасу цеху з виготовлення залізобетонних шпал у залізобетонному варіанті дорівнює (табл. 4.5):

$$P_{зб} = \gamma_b \cdot V_b + P_a = 274,01 \cdot 2,5 + 50,175 = 735,21 \text{ тон.}$$

Тут: $P_{зб}$ - загальна вага залізобетонних конструкцій каркасу цеху з виготовлення залізобетонних шпал; γ_b - питома вага бетону; V_b - об'єм бетону; P_a - вага сталевих арматури.

2. Загальна вартість конструкцій каркасу цеху з виготовлення залізобетонних шпал у залізобетонному варіанті (з урахуванням вартості опалубки та робіт по її улаштування, табл. 4.5) дорівнює:

$$B_{зб} = 1415657 \text{ грн.}$$

3. Загальна вага конструкцій каркасу цеху з виготовлення залізобетонних шпал у металевому варіанті дорівнює (табл. 4.5):

$$P_{мет} = 16,899 \text{ тон.}$$

4. Загальна вартість конструкцій каркасу цеху з виготовлення залізобетонних шпал у металевому варіанті (з урахуванням вартості опалубки та робіт по її улаштування, табл. 4.7) дорівнює:

$$B_{мет} = 273763,8 \text{ грн.}$$

5. Різниця між вагою конструкцій цеху у залізобетонному та металевому варіантах ΔP дорівнює:

$$\Delta P = P_{зб} - P_{мет} = 735,21 - 16,899 = 718,31 \text{ тони.}$$

6. Відношення між вагою конструкцій цеху у залізобетонному та металевому варіантах δP дорівнює:

$$\delta P = \frac{P_{зб}}{P_{мет}} = 735,21/16,899 = 43,5 \text{ рази.}$$

7. Різниця між вартістю конструкцій цеху у залізобетонному та металевому варіантах ΔB дорівнює:

$$\Delta B = B_{зб} - B_{мет} = 1415657 - 273764 = 1141893 \text{ грн.}$$

8. Відношення між вагою конструкцій цеху у залізобетонному та металевому варіантах δB дорівнює:

$$\delta B = \frac{B_{зб}}{B_{мет}} = 1415657/273764 = 5,17 \text{ рази.}$$

4.1 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 4

Викладені у даному розділі матеріали досліджень дозволили нам зробити такі висновки.

1. Вага несучих конструкцій у залізобетонному варіанті на 718,31 тони більше ваги каркасу у варіанті із металевих конструкцій.

2. Вага несучих конструкцій у залізобетонному варіанті у 43,5 рази більше ваги каркасу у варіанті із металевих конструкцій.

3. Вартість несучих конструкцій у залізобетонному варіанті на 1141893 гривень більше вартості каркасу у варіанті із металевих конструкцій.

4. Крім того, вартість несучих конструкцій у залізобетонному варіанті у 5,17 рази більше вартості каркасу у варіанті із металевих конструкцій.

У цілому, зроблено висновок про те, що із розглянутих варіантів каркасів більш перспективним є застосування каркасу із металевих конструкцій.

5 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА. ДОСЛІДЖЕННЯ МОЖЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ КРИТЕРІЮ МІЦНОСТІ О.М. ШАШЕНКА ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ СУГЛИНИСТИХ ГРУНТІВ

Залежність міцності глинистих ґрунтів, у тому числі і суглинистого ґрунту (тобто огинаюча Кулона – Мора), від прикладеного до них вертикального тиску має криволінійний.

При цьому в даний час при прогнозі міцності і стійкості ґрунтових основ і споруд використовують лінійний критерій міцності Кулона - Мора [46, 47].

Це призводить до недостатньо точного урахування властивостей ґрунту.

Згідно із завданням керівника магістерської роботи при написанні даного дослідженнямною нами переслідувалася мета оцінити, наскільки прийнятний для урахування фізичної нелінійності суглинистих ґрунтів запропонований О. Шашенко [47, 48].

Дослідження було проведено з використанням аналітичних і чисельних математичних методів, зокрема методів математичної статистики [54].

Згідно даних М. О. Цитовіча (Механіка ґрунтів (короткий курс), 1963, підручник, 288 сторінок) при вертикальному навантаженні на зразок, що дорівнює нулю, руйнівне дотичне напруження в глинистих ґрунтах також дорівнює нулю.

При цьому критерій міцності Кулона - Мора дає у цій точці значення руйнівного дотичного напруження, яке дорівнює питомому зчепленню (тобто відмінне від нуля; рис. 5.1).

Це, в свою чергу, призводить до завищення утримуючих сил при розрахунку стійкості і міцності ґрунтових основ і споруд.

Таким чином, у результаті аналізу літературних джерел мною було зроблено висновок про те, що проблема урахування фізичної нелінійності характеристик міцності властивостей глинистих ґрунтів актуальна, а одним із шляхів її

вирішення є використання широко відомого в механіці гірських порід критерію міцності О. Шашенка [48, 49].

Задача досліджень була сформульована так:

1. Відомі експериментальні результати консолидовано - дренажних випробувань суглинистого ґрунту в приладі одноплощинного зсуву.

2. Необхідно:

2.1. Виконати апроксимацію експериментальних даних з використанням лінійної залежності (критерій міцності Кулона - Мора).

2.2. Виконати апроксимацію експериментальних даних з використанням нелінійної залежності (критерій міцності О. Шашенко).

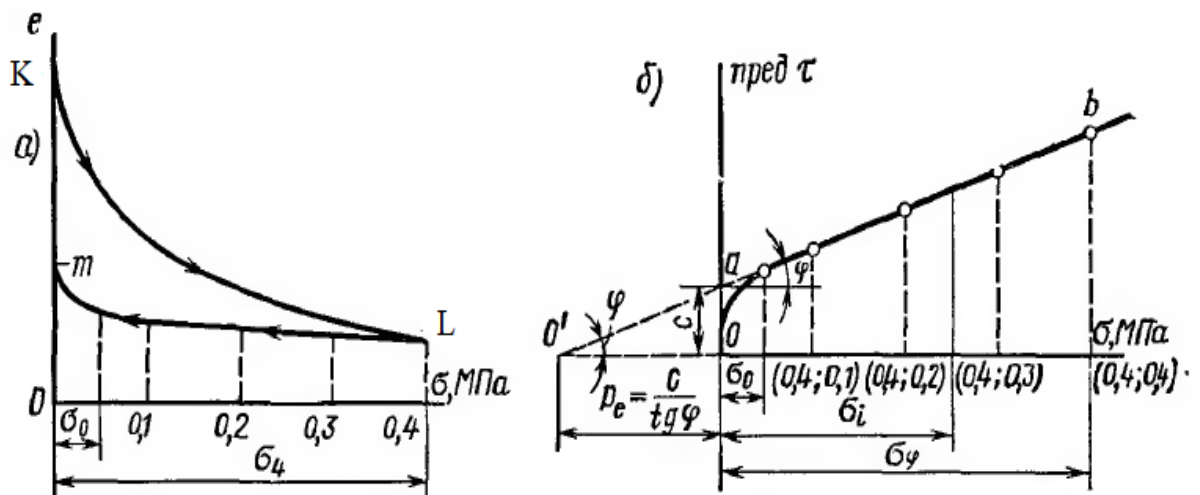


Рисунок 5.1 – Криві граничних опорів зрушенню зв'язкових глинистих ґрунтів в умовах відкритої системи (консолидовано - дренажних; дані М.О. Цитовіча): а - залежності пористості ґрунту від навантаження (крива KL) і розвантаження (крива mL); б - крива зсуву

2.3. З використанням відносної середньоквадратичної похибки виконати оцінку точності апроксимації.

2.4. Виконати екстраполяцію результатів апроксимації в область малих тисків.

2.5. Зіставити отримані з використанням розглянутих у даному розділі магістерської роботи результати та зробити висновки щодо доцільності

використання критерію міцності М. О. Шашенка для відображення міцностних властивості суглинистого ґрунту.

Для визначення властивостей ґрунту і його класифікації нами були використані рекомендації [49, 50].

Фізичні властивості випробуваного нами суглинистого ґрунту наведено в таблиці 5.1.

Міцність ґрунту визначалася відповідно до рекомендацій [51].

Результати визначення міцності ґрунту при його природної вологості представлені в таблиці 5.2.

Результати випробувань повністю водонасиченого ґрунту представлені в таблиці 5.3.

Аналіз представлених у таблиці 5.1 даних дозволив нам зробити висновок про те, що властивості випробуваного нами суглинистого ґрунту є типовими для Придніпровського регіону.

Для визначення матеріальних констант критерію міцності Кулона - Мора, який має вигляд:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c, \quad (5.1)$$

мною було використано загальновідому методику [52].

Тут τ - руйнівне дотичне напруження; σ - вертикальне навантаження на ґрунт, φ і c - матеріальні константи (відповідно кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення) критерію міцності Кулона – Мора.

При цьому для визначення матеріальних констант критерію міцності О. Шашенко, який має вигляд:

$$\tau = \sqrt{\sigma \cdot c \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c^2}, \quad (5.2)$$

мною була використана методика, викладена в [53]. Тут τ - руйнівне дотичне напруження; σ - вертикальне навантаження на ґрунтовий зразок, φ і c - матеріальні константи критерію міцності О. Шашенка, що підлягають визначенню.

Таблиця 5.1 – Фізичні властивості суглинистого ґрунту.

Іге № 3.									
Суглинки палево – жовті та жовті									
Найменування характеристики	Значення характеристики								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Лабораторний номер	18	19	20	21	22	23	11	12	14
Свердловина та її номер	скв.2	скв.2	скв.2	скв.2	скв.2	скв.2	св. 20	св. 20	св. 20
Глибина відбору проби, м	21,0	21,5	22,5	23,7	24,7	25,7	20,0	21,0	30,0
Вологість на границі текучості, ч.од.	0,39	0,39	0,35	0,34	0,37	0,40	0,20	0,18	0,20
Вологість на границі розкочування, ч.од.	0,24	0,23	0,22	0,21	0,23	0,24	0,16	0,15	0,15
Число пластичності, ч.од.	0,15	0,16	0,13	0,13	0,14	0,16	0,04	0,03	0,05
Природна вологість, ч.од.	0,23	0,21	0,21	0,21	0,22	0,21	0,14	0,09	0,12

Іге № 4-б.									
Суглинки палево – жовті та жовті									
Найменування характеристики	Значення характеристики								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Вологість водонасичення, ч.од.	0,22	0,20	0,20	0,20	0,21	0,20	0,20	0,16	0,17
Показник текучості, ч.од.	-0,07	-0,13	-0,08	0,00	-0,07	-0,19	-0,50	-2,00	-0,60
Щільність часток ґрунту, г/см³	2,72	2,73	2,71	2,71	2,72	2,73	2,67	2,67	2,67
Щільність ґрунту, г/см³	2,06	2,10	2,09	2,08	2,07	2,09	1,94	2,00	2,03
Щільність сухого ґрунту, г/см³	1,67	1,74	1,73	1,72	1,70	1,73	1,70	1,83	1,81
Пористість, ч.од.	0,38	0,36	0,36	0,37	0,38	0,37	0,36	0,31	0,32
Коефіцієнт пористості у природному стані, ч.од.	0,62	0,57	0,57	0,58	0,60	0,58	0,57	0,46	0,47
Степінь вологості, ч.од.	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,66	0,53	0,68
Недостача водонасичення, ч.од.	-0,00	-0,00	-0,00	-0,01	-0,01	-0,01	0,06	0,07	0,05

Таблиця 5.2 – Результати випробувань суглинстого ґрунту природної вологості в приладі одноплщинного зсуву

Іге № 4-б. Суглинки палево – жовті та жовті						
Опір зрізу зразка в природному стані (зрушення консолюдований)						
Вертикальне навантаження σ, МПа	Руйнівне навантаження τ, МПа					
0,200	0,124	0,127	0,120	0,098	0,127	0,122
0,400	0,209	0,208	0,204	0,189	0,215	0,200
0,600	0,276	0,281	0,284	0,252	0,270	0,240

Виявилося, що залежність міцності ґрунту від вертикального тиску на ґрунт в рамках критерію міцності Кулона - Мора має вигляд:

$$\tau = \sigma \cdot 0,3688 + 0,0495, \quad (5.3)$$

де $tg(\varphi) = 0,3688$, звідки $\varphi = 20,24$ градуси та $c = 0,0495$ МПа.

При цьому виявилося, що залежність міцності ґрунту від вертикального тиску на зразок в рамках критерію міцності О. Шашенка має вигляд:

$$\tau = \sqrt{\sigma \cdot 0,1430 - 0,0146}, \quad (5.4)$$

де $c^2 = -0,0146$, звідки $c = \pm 0,12083 \cdot i$ МПа; $tg(\varphi) = \mp 1,1835 \cdot i$, звідки $\varphi = \mp (48,04 + 25,11 \cdot i)$. Тут $i = \sqrt{-1}$ - уявна одиниця [54].

Отримані нами значення матеріальних констант, що входять в критерій міцності О. Шашенка, є або уявними (питоме зчеплення) або комплексними (кут внутрішнього тертя) числами.

Результати апроксимації залежностей «руйнівне навантаження - вертикальна навантаження на зразок» представлені на рис. 5.2.

Для оцінки відповідності критеріїв міцності експериментальними даними нами з використанням формул:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{n} \left(\frac{\tau_{\text{э}} - \tau_{\text{р}}}{\tau_{\text{э}}} \right)^2}, \quad (5.5)$$

де ε - відносна середня квадратична похибка між експериментальними ($\tau_{\text{э},i}$) і розрахунковими ($\tau_{\text{р},i}$) значеннями руйнують дотичних напружень; i - номер випробування; n - загальне число випробувань.

Виявилося, що в разі критерію міцності Кулона - Мора $\varepsilon = 0,101$, а в разі критерію О. Шашенка $\varepsilon = 0,094$. На цій основі був зроблений висновок про те, що в області зміни експериментальних даних ($\sigma \in \{2,0 \dots 6,0\}$ МПа) більш точним є критерій міцності О. Шашенка.

Далі нами була виконана екстраполяція критеріїв міцності в область малих тисків (рис. 5.2).

Виявилося, що при вертикальному навантаженні, меншому 0,1 МПа критерій міцності О. Шашенко дає нам негативні значення руйнівного навантаження, що суперечить сучасним уявленням про природу руйнування ґрунтів і гірських порід.

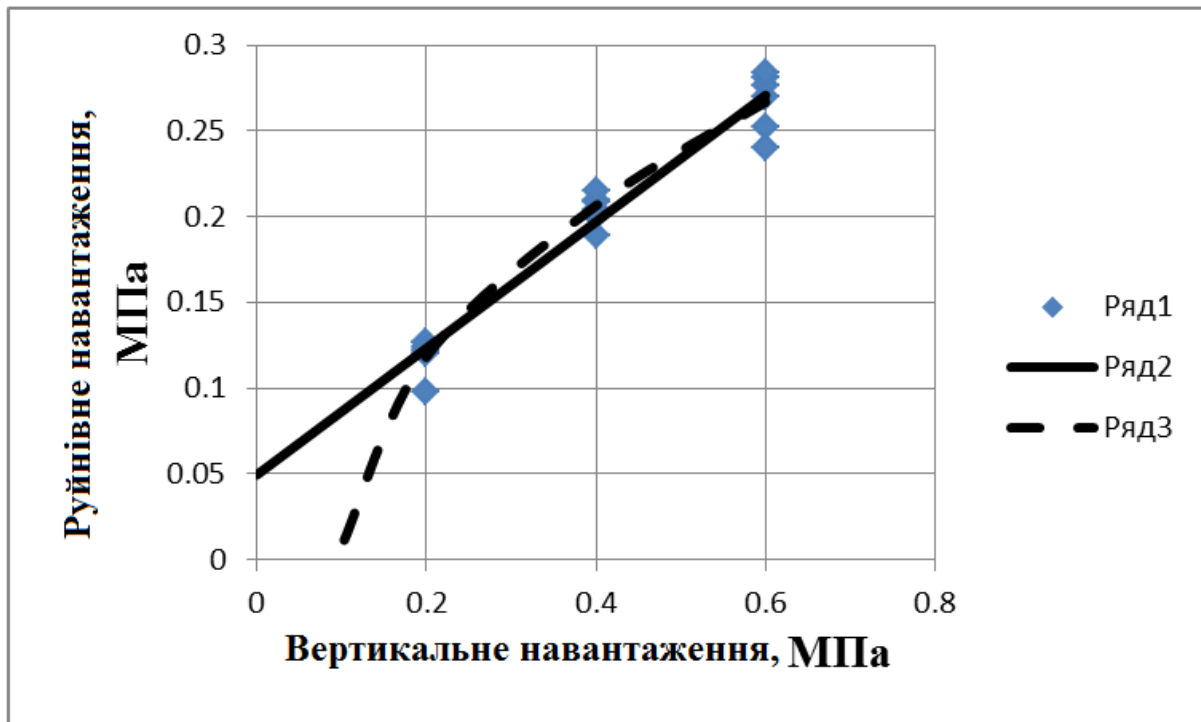


Рисунок 5.2 – Результати визначення кривих «руйнівне навантаження - вертикальний тиск на зразок»: Ряд 1 - експеримент; ряд 2 - критерій міцності Кулона - Мора; 3 - критерій міцності О. Шашенка

У зв'язку з цим на інтервалі тисків ($\sigma \in \{0, 0 \dots 6, 0\}$ МПа) критерій міцності О. Шашенко має бути записано у такому вигляді:

$$\tau = \begin{cases} 0 & \text{при } \sigma \leq 0,113; \\ \sqrt{\sigma \cdot 0,2289 - 0,0259} & \text{при } \sigma > 0,113. \end{cases} \quad (5.6)$$

В ході подальшого аналізу нами було виконано зіставлення залежностей кута внутрішнього тертя (рис. 5.3) та питомого зчеплення (рис. 5.4) від тиску на ґрунт.

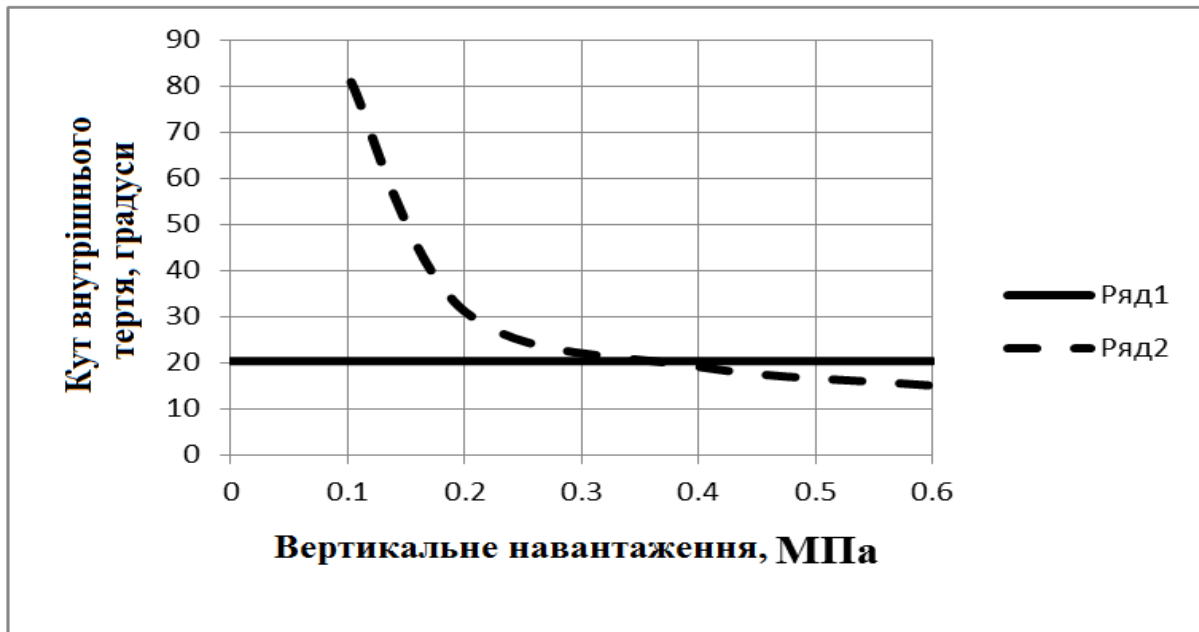


Рисунок 5.3 – Результати визначення кривих «кут внутрішнього тертя - вертикальний тиск на зразок»: Ряд 1 - критерій міцності Кулона - Мора; 2 - критерій міцності О. Шашенка

Для визначення «дотичних» кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення в точці з поточною координатою « σ » нами були використані такі формули:

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \arctg \left\{ \frac{\partial \tau}{\partial \sigma} \right\}; \\ c &= \tau - \sigma \cdot \frac{\partial \tau}{\partial \sigma}. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

З рис. 5.3 випливає, що встановлений в рамках критерію міцності Кулона - Мора кут внутрішнього тертя не залежить від тиску на ґрунт.

При цьому розрахований в рамках критерію міцності «дотичний» кут внутрішнього тертя залежить від нормального тиску на ґрунт. У цьому випадку має місце чітка тенденція зменшення кута внутрішнього тертя при зростанні навантаження на ґрунт.

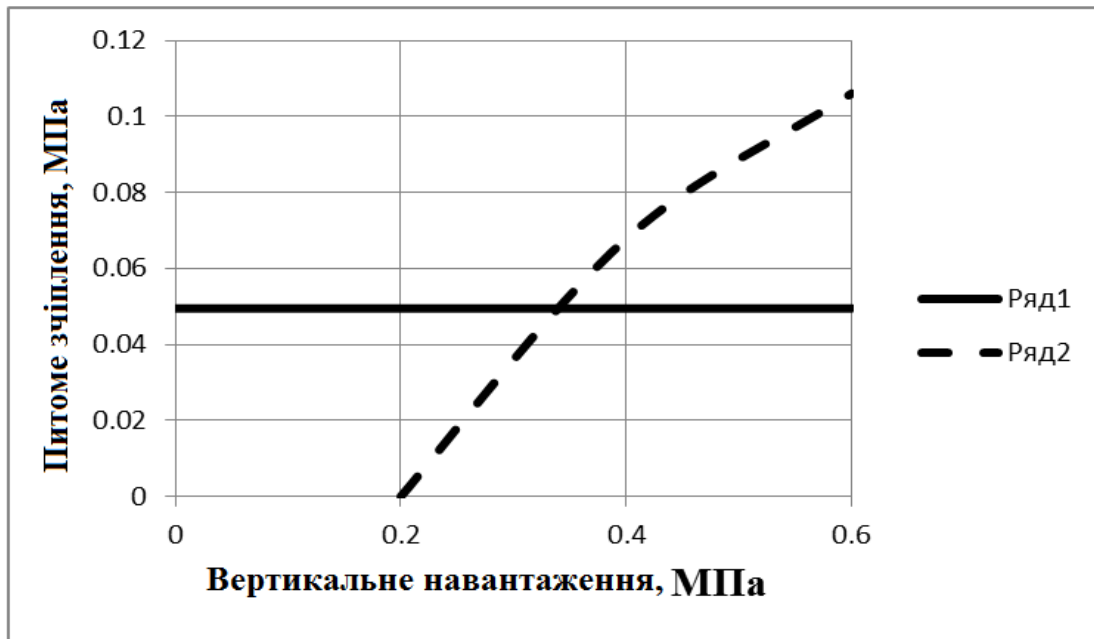


Рисунок 5.4 – Результати визначення кривих «Питоме зчеплення - вертикальний тиск на ґрунт»: Ряд 1 - критерій міцності Кулона - Мора; 2 - критерій міцності А. Шашенка

З рис. 5.4 випливає, що встановлене в рамках критерію міцності Кулона - Мора питоме зчеплення не залежить від тиску на ґрунт.

При цьому розраховане в рамках критерію міцності О. М. Шашенка «дотичне» питоме зчеплення залежить від нормального тиску на ґрунт. У цьому випадку має місце чітка тенденція зростання питомого зчеплення при зростанні навантаження на ґрунт.

Слід також зазначити, що в розглянутому випадку отримані з використанням критерію міцності О. Шашенко, результати мають гарне відповідність сучасним уявленням про руйнування ґрунтів при зсуві в області зміни експериментальних даних (тобто при $\sigma \in (2,0 \dots 6,0) \text{ МПа}$)).

5.1 ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 5

Представлені у даному розділі магістерської роботи матеріали досліджень дозволили зробити такі висновки:

1. Встановлено, що запропонований О. Шашенко критерій міцності ґрунту цілком може бути використаний для прогнозу міцності суглинистих ґрунтів.

2. Показано, що в області зміни експериментальних даних залежність «руйнівне навантаження - вертикальний тиск на ґрунт», встановлена в рамках критерію міцності О. Шашенко, має кращу відповідність експерименту, ніж аналогічна залежність, встановлена у рамках критерію міцності Кулона - Мора.

3. Встановлено, що екстраполяція експериментальних даних в область малих тисків з використанням критерію міцності О. Шашенко дає гірші результати, ніж використання для аналогічних цілей критерію міцності Кулона - Мора.

У цілому, виконані мною та наведені у п'ятому (тобто даному) розділі магістерської роботи теоретичні дослідження дозволили мені констатувати таке:

1. Показано, що в області зміни експериментальних даних критерій міцності О. Шашенка дозволяє більш точно, ніж це дозволяє критерій Кулона – Мора, описати властивості міцності ґрунту.

При цьому встановлено, що при екстраполяції кривих в область малих тисків найкращим є критерій міцності Кулона - Мора.

2. Крім того, вперше з використанням конкретних експериментальних даних досліджено питання про використання критерію міцності А. Шашенка для обліку фізичної нелінійності характеристик міцності суглинистого ґрунту.

3. Отримані нами результати дозволяють обґрунтовано застосовувати для обліку фізичної нелінійності міцностних властивостей суглинистого ґрунту критерій міцності О. Шашенко.

6 ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ

Виконані нами у ході виконання дипломної роботи дослідження дозволили зробити такі висновки:

1. Основними елементами каркасу цеху з виробництва залізобетонних шпал, що сприймає навантаження, є просторовий каркас утворений колонами, ригелями та плитами перекриттів (у залізобетонному варіанті) та просторовий каркас, утворений колонами, поперечними ригелями, подовжніми прогонами та перекриттів з легких конструкцій (у металевому варіанті).

2. Каркас сприймає навантаження від маси покриття, снігу, стін, вітру і забезпечує жорсткість будівлі.

3. Така компоновка каркаса визначається:

- архітектурними вимогами;
- умовами експлуатації будівлі;
- кліматичними умовами;
- типами і матеріалами огорожувальних та несучих конструкцій.

Ці вимоги визначаються Замовником у вигляді технологічних креслень.

4. Було розраховано та запроектовано несучі конструкції цеху виробництва залізобетонних шпал з таких матеріалів:

- залізобетону;
- металу.

5. Розраховано та запроектовано такі елементи несучих конструкцій цеху:

- колони.
- ригелі;

6. Встановлено, що вартість цілком залізобетонного каркасу 5,17 рази більше вартості каркасу у варіанті із металевих конструкцій.

У цілому, зроблено висновок про те, що із розглянутих варіантів каркасів більш перспективним є застосування каркасу із металевих конструкцій.

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ

1. ДБН А.2.2-3-2.4. «Проектування. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва.»
2. ДСТУ БА.2.4.-4-99. «Основні вимоги до проектної та робочої документації.»
3. ДСТУ БА.2.4-6-95. «Правила виконання робочої документації генеральних планів підприємств, споруд та житлово-цивільних об'єктів.»
4. ДСТУ БА. 2.4.-7-95. «Правила виконання архітектурно - будівельних робочих креслень.»
5. ДБН А.31-5-96. «Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва.»
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи
7. ДБН В.1.2-5:2000. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах.
8. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Київ. Мінрегіонбуд України, 2009-104 с.
9. Посібник до ДБН А.3.1-5-96. «По розробленню проектів організації будівництва та проектів виконання робіт.»
10. СНиП III-4-80.* «Техника безопасности в строительстве.»
11. СНиП II-89-80. «Генеральные планы промышленных предприятий.»
12. ДБН В.1.1-5-2000. «Будинки та споруди на підроблювальних територіях і просідаючих ґрунтах.»
13. ДБН В 1.1-7-2000. «Пожежна безпека об'єктів будівництва.»
14. ДБН В 1.2.-2:2006. «Навантаження і впливи. Норми проектування.»
15. ДСТУ БВ.12-3:2006. «Прогини і переміщення. Вимоги проектування.»
16. ГОСТ 27751-88. «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.»
17. ДБН В. 1.2-14-2009. «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.»

18. ГОСТ 21780-83. «Система обоснования точности геометрических параметров в строительстве. Расчет точностей.»
19. ГОСТ 23616-79. « Система обеспечения точности геомеханических параметров в строительстве. Контроль точности.»
20. ДСТУ БВ.2.1-2-96. «Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація.»
21. ДБН В.2.2-9-99. «Будинки і споруди. Громадські будинки і споруди.»
22. ДБН В.2.2-15-2005. «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.»
23. СНиП 2.03.01-84.* «Бетонные и железобетонные конструкции.»
24. СНиП III-18-75. «Металлические конструкции.»
25. ДБН В.3.1-1-2002. «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ промислових будинків та споруд.»
26. Пособие к СНиП 3.01.03-84. « Пособие по производству геодезических работ в строительстве.»
27. ДБН В.2.6-14-95. «Конструкції будівель та споруд.»
28. СНиП 2.09.02-85.* «Производственные здания.»
29. СНиП 2.11.01-85.* «Складские здания.»
30. СНиП 3.03.01-87. «Несущие и ограждающие конструкции.»
31. ДБН А.3.1-5-96(п.1). «Земельні роботи.»
32. СНиП 2.03.11-85. « Защита строительных конструкций от коррозии.»
33. Стандарт НГУ « О порядке оформления и содержания курсовых и дипломных работ.»
34. ГОСТ 2.105-95 «ЕСКД. Общие требования к текстовым документам.»
35. ДБН Д.1.1-1-2000. «Правила определения стоимости строительства.»
36. СНиП II-23-81. Стальные конструкции.– М.: Стройиздат, 1990.
37. СНиП 2.01.07-85. п.4.8. – М.: Стройиздат, 1985, 145 с.
38. ГОСТ 5781-82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций», Издательство стандартов, 1994.

39. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. – М.;Стройиздат, 1983.
40. СНиП И-6-74. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1976.
41. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1985.
42. СНиП П-17-77. Свайные фундаменты. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1978.
43. СНиП 3.02.01-83. Основания и фундаменты. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1983.
44. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1977.
45. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Київ: Мінрегіонбуд України. ДП «Укрархбудінформ», 2009. – 37 с.
46. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты, Высшая школа. Москва. 2007. 566 с.
- 47.. Шашенко А. Н., Пустовойтенко В. П., Сдвижкова Е. А. Геомеханика. - К.: Новый друк, 2016
- 48.. Shapoval, V., Shashenko, O., Napieiev, S., Khalymendyk, O., & Andrieiev, V. (2020). Stability assessment of the slopes and side-hills with account of the excess pressure in the pore liquid. Mining of Mineral Deposits, 14 (1), 91-99. <https://doi.org/10.33271/mining14.01.091>
- 49.. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація.
- 50.. ДСТУ Б В.2.1-17-2009. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей.
- 51.. ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості.

- 52.. ДСТУ Б В.2.1-5-96. Ґрунти. Метод статистичної обробки результатів визначення характеристик.
53. Шаповал В. Г., Іванова Г. П., Жилінська С. Р., Іваськевич О. М., Лавренюк В. М. Методика визначення нормативних та розрахункових матеріальних констант, які входять у критерій міцності О. М. Шашенка. Proceedings of the XVIII International Scientific and Practical Conference International Trends in Science and Technology October 31, 2019, Warsaw, Poland, s. 24-29.
54. Корн Г., Корн Т. Справочник по математике. Електронний ресурс. <https://www.twirpx.com/file/1900914/>. Додано 05.03.2020.
55. Електронний ресурс. https://www.googleadservices.com/pagead/acik?sa=L&ai=DChcSEwiW5p6xjazsAhVD6bIKHc94DCUYABABGgJscg&ohost=www.google.com&cid=CAASE-RovLhaYYpldRN2p9Gbpqu7UKg&sig=AOD64_12ZktDztNeriOEGqzI5wiN4wtY4w&q&adurl&ved=2ahUKEwiAhJixjazsAhWi_CoKHYkhCUQQ0Qx6BAgNEAE. Додано 07.03.2020.
56. Електронний ресурс http://lesopt.dp.ua/?gclid=EAIaIQobChMIwco_xY6s7AIVLSB7Ch1ligztEAAyAiAAEgL8J_D_BwE. Додано 09.09.2020.

ДОДАТКИ

Таблица Д1 – Вітрове навантаження на стіну з боку вісей 1-9. Навітряний бік

Прив'язка , (м)	Експлуатацій не навантаження , (КГ/КВ.М)	Максимальн е навантаженн я, (КГ/КВ.М)	Прив'язка , (м)	Експлуатацій на навантаження , (КГ/КВ.М)	Максимальн е навантаженн я, (КГ/КВ.М)
0,00	6,12	33,24	3,00	6,12	33,24
6,00	6,53	35,46	9,00	7,76	42,11
11,23	8,46	45,91			

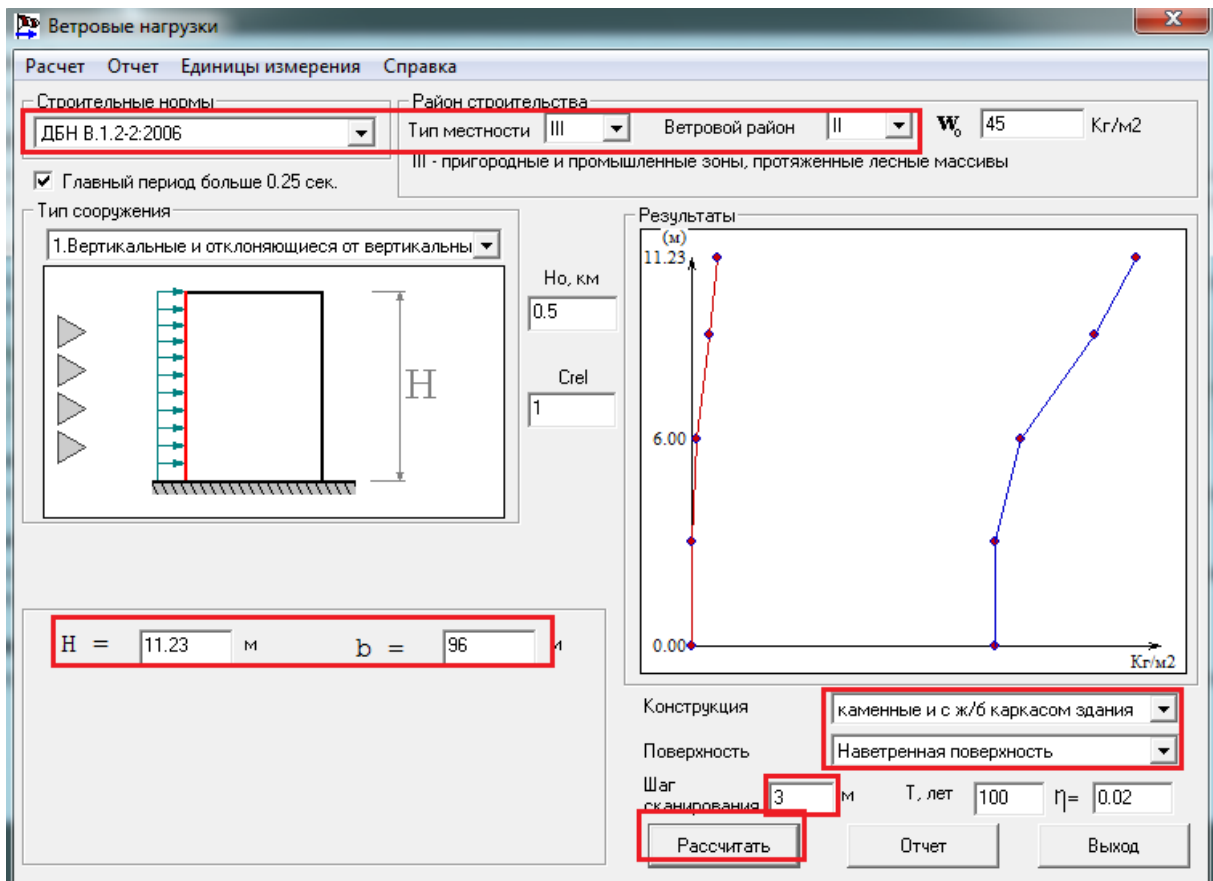


Рисунок Д1 – Вітрове навантаження з боку вісей 1-9. Скат з навітряного боку

Таблица Д2 – Вітрове навантаження на стіну з боку вісей 1-9. Підвітряний бік

Прив'язк а, (м)	Експлуатаційн е навантаження, (КГ/КВ.М)	Максимальне навантаженн я, (КГ/КВ.М)	Прив'язк а, (м)	Експлуатаційн а навантаження, (КГ/КВ.М)	Максимальне навантаженн я, (КГ/КВ.М)
0,00	-4,58	-24,92	3,00	-4,58	-24,92
6,00	-4,89	-26,58	9,00	-5,81	-31,57
11,23	-6,33	-34,42			

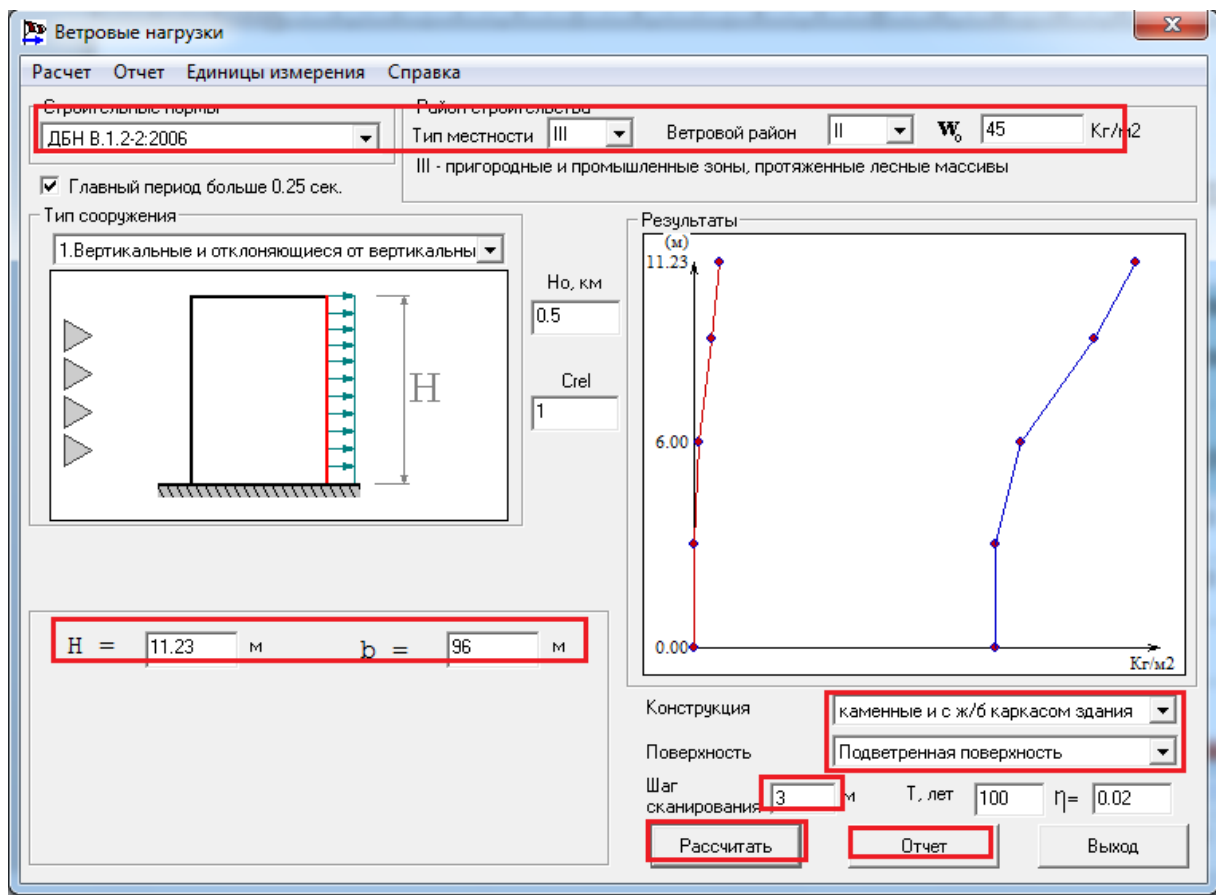


Рисунок Д2 – Вітрове навантаження з боку вісей 1-9. Скат з підвітряного боку

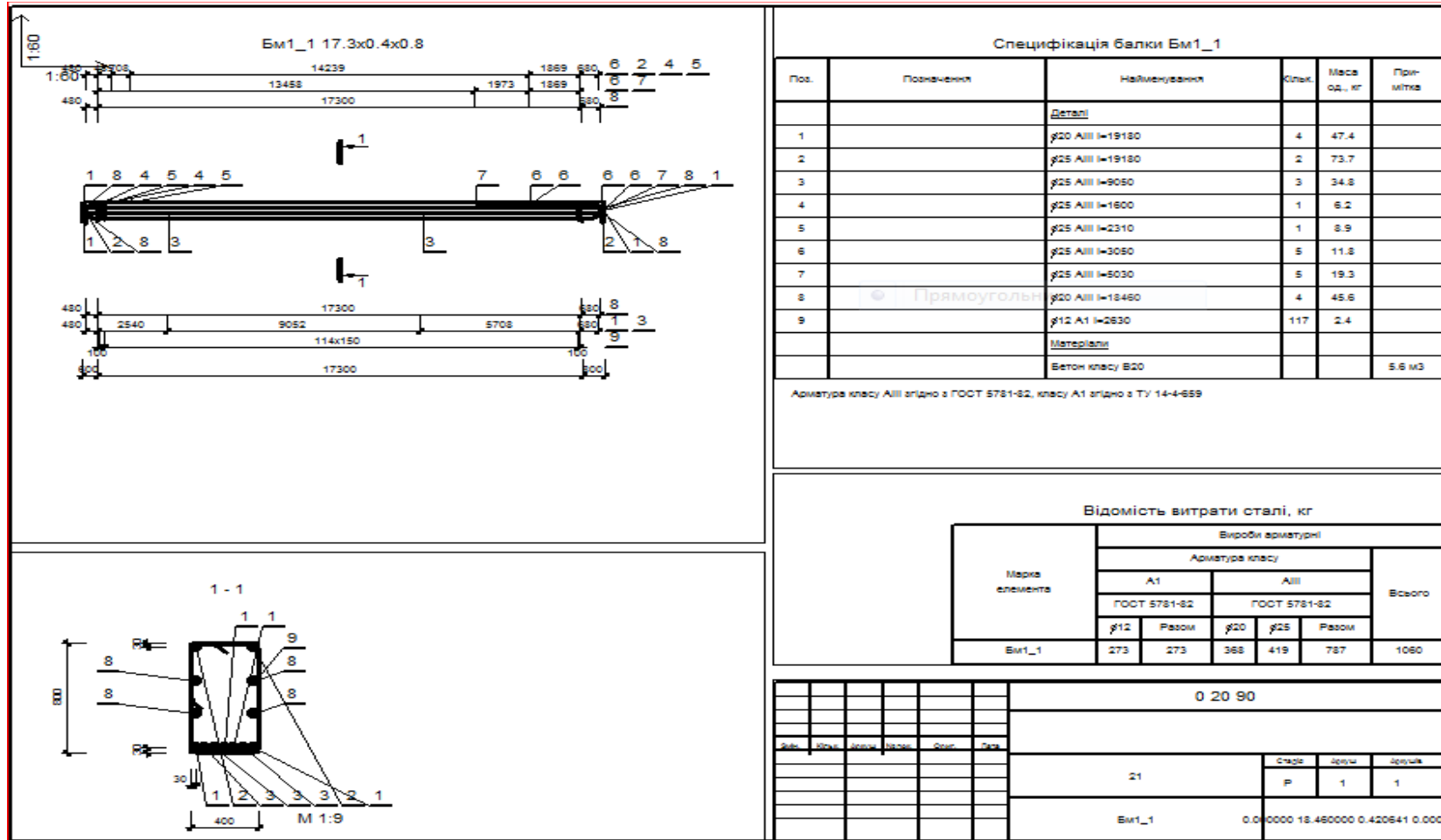


Рисунок ДЗ – Балка Б12. Креслення робочого проекту

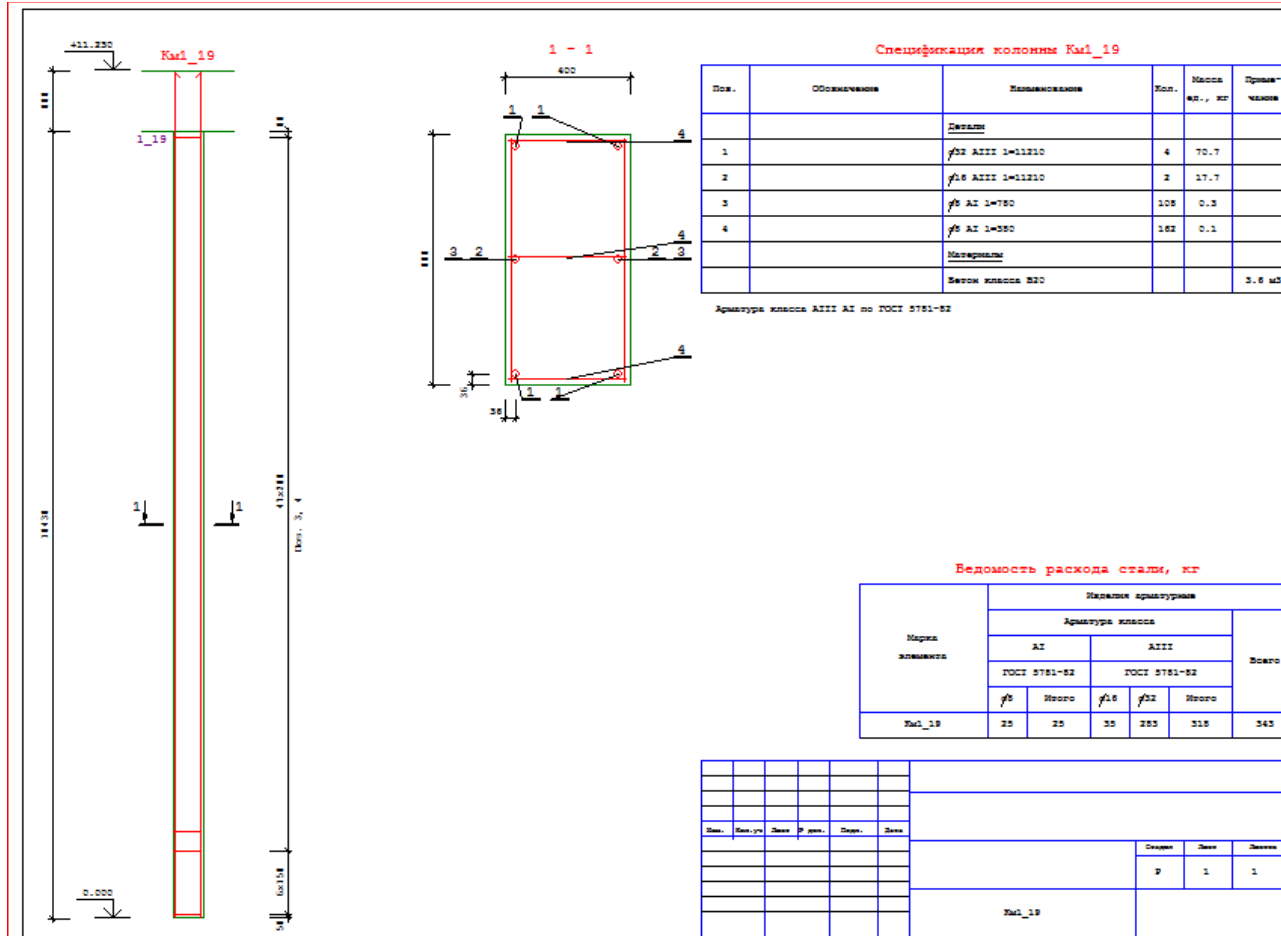


Рисунок Д6 – Колона K12. Кресления рабочего проекта

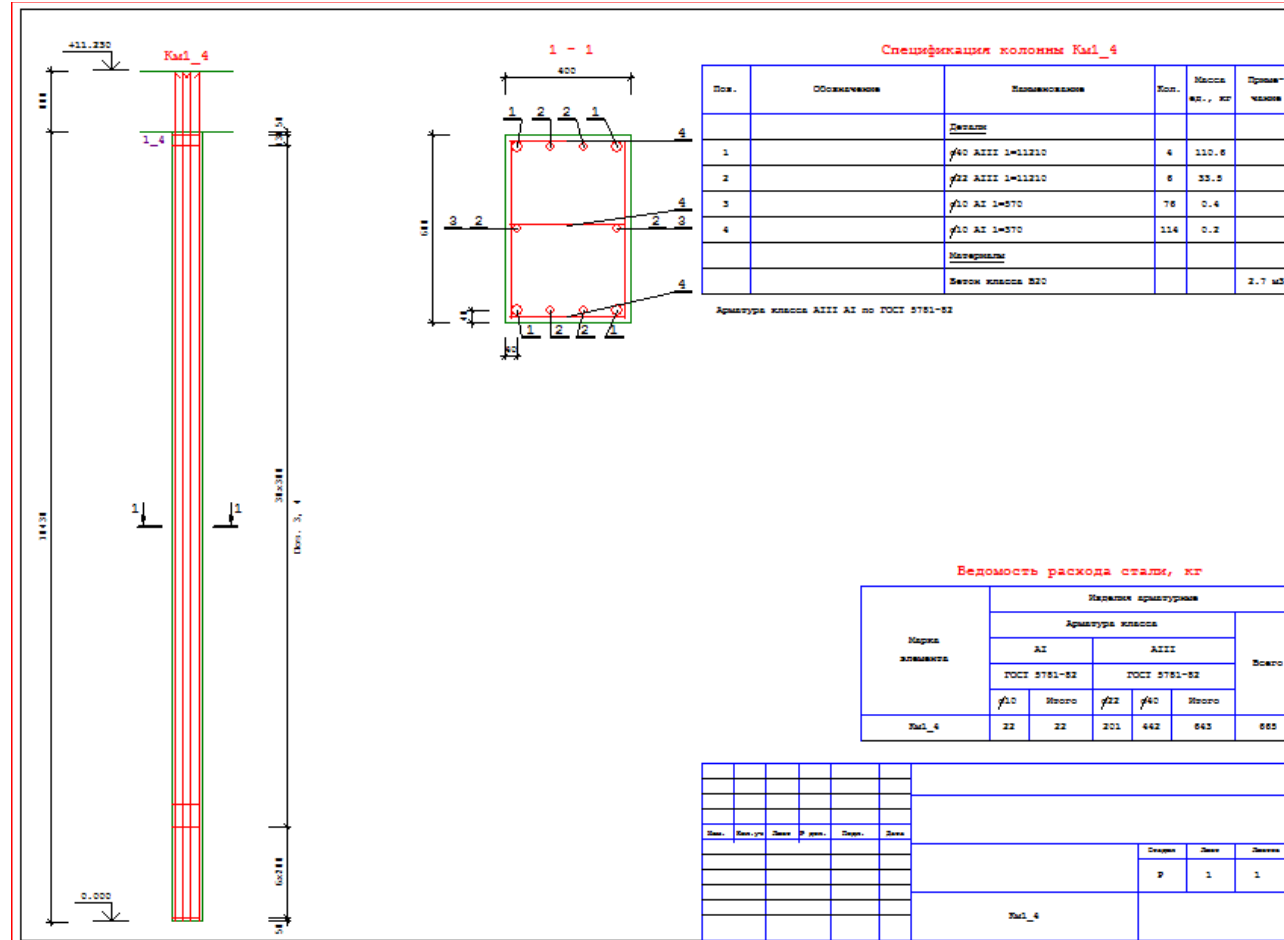


Рисунок Д7 – Колона K21. Кресления рабочего проекта

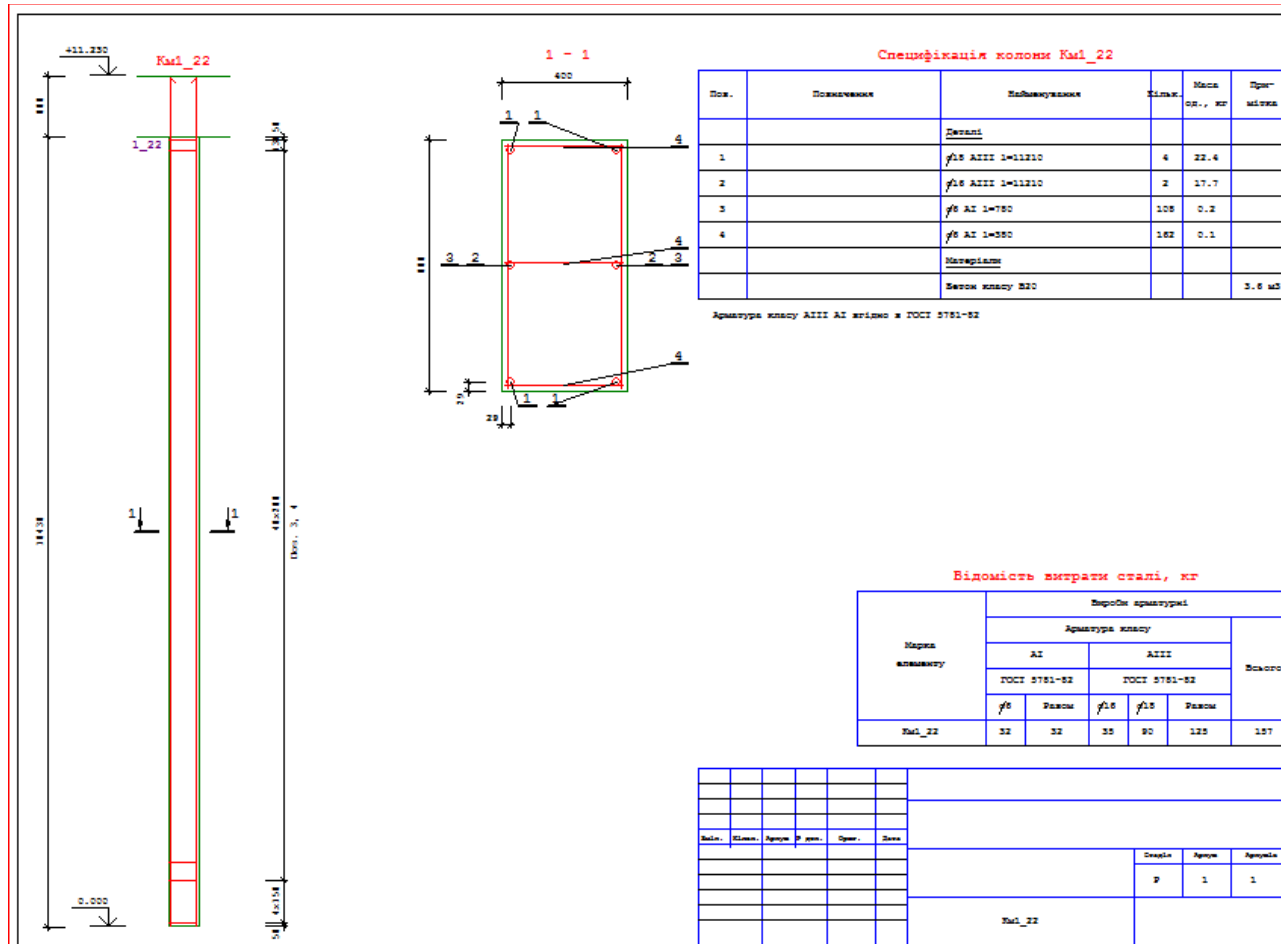


Рисунок Д8 – Колона К22. Креслення робочого проекту

Таблица ДЗ – Результаты подбора перетину колон К11, К12, К21 та К22

Колона К11															
Элемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Проценты исчерпания несущей способности колонны по сечениям, %											Длина элемента
				нор	УУ1	УЗ1	УУЗ	ГУ1	ГЗ1	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У	
Сечение: 2. Двутавр 10Б1															
Профиль: 10Б1; ГОСТ 26020 - 83															
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*															
Сортамент: Двутавр с параллельными гранями полок типа Б(балочный)															
1				Подобрано: 2. Двутавр 12Б2 Профиль: 12Б2; ГОСТ 26020 - 83 Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*											
1	1		0.00	68	68	68	0	0	0	50	25	68	0	50	11.23
1	2		0.00	94	91	68	68	0	0	0	30	94	0	30	11.23

Колона К12															
Элемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Проценты исчерпания несущей способности колонны по сечениям, %											Длина элемента
				нор	УУ1	УЗ1	УУЗ	ГУ1	ГЗ1	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У	
Сечение: 2. Двутавр 10Б1															
Профиль: 10Б1; ГОСТ 26020 - 83															
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*															
Сортамент: Двутавр с параллельными гранями полок типа Б(балочный)															
19				Подобрано: 2. Двутавр 20Б1 Профиль: 20Б1; ГОСТ 26020 - 83 Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*											
19	1		0.00	97	97	97	0	0	0	81	35	97	0	81	11.23
19	2		0.00	98	96	96	96	0	0	0	35	98	0	35	11.23

Колона 21															
Элемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Проценты исчерпания несущей способности колонны по сечениям, %											Длина элемента
				нор	УУ1	УЗ1	УУЗ	ГУ1	ГЗ1	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У	
Сечение: 2. Двутавр 10Б1															
Профиль: 10Б1; ГОСТ 26020 - 83															
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*															
Сортамент: Двутавр с параллельными гранями полок типа Б(балочный)															
3				Подобрано: 2. Двутавр 18Б1 Профиль: 18Б1; ГОСТ 26020 - 83 Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*											
3	1		0.00	79	78	78	0	0	0	87	40	79	0	87	11.23
3	2		0.00	83	88	78	78	0	0	0	42	88	0	42	11.23

Продовження таблиці Д3

Колона К22															
Елемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Проценты исчерпания несущей способности колонны по сечениям, %											Длина элемента
				нор	УУ1	УЗ1	УУЗ	ГУ1	ГЗ1	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У	
Сечение: 2. Двутавр 10Б1															
Профиль: 10Б1; ГОСТ 26020 - 83															
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*															
Сортамент: Двутавр 22															
Подобрано: 2. Двутавр 40Б1															
Профиль: 40Б1; ГОСТ 26020 - 83															
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*															
22	1		0.00	84	94	94	0	0	0	100	48	94	0	100	11.23
22	2		0.00	83	94	94	0	0	0	100	48	94	0	100	11.23

Таблица Д4 – Результаты підбору перетину балок Б11 та Б22

Балка Б11																
Елемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Фб min	Проценты исчерпания несущей способности балки по сечениям, %											Длина элемента
					нор	тау	с1	УБ	Прг	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У		
Сечение: 8. Двутавр 10Б1																
Профиль: 10Б1; ГОСТ 26020 - 83																
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*																
Сортамент: Двутавр с параллельными гранями полок типа Б(балочный)																
КБ1																
Подобрано: 3. Двутавр 18Б1																
Профиль: 18Б1; ГОСТ 26020 - 83																
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*																
40	1	КБ1	0.00	1.000	26	3	19	0	91	40	32	26	91	40	18.00	
40	2	КБ1	0.00	1.000	12	3	9	0	91	40	32	12	91	40	18.00	

Балка Б22																
Елемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Фб min	Проценты исчерпания несущей способности балки по сечениям, %											Длина элемента
					нор	тау	с1	УБ	Прг	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У		
Сечение: 8. Двутавр 10Б1																
Профиль: 10Б1; ГОСТ 26020 - 83																
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*																
Сортамент: Двутавр с параллельными гранями полок типа Б(балочный)																
КБ2																
Подобрано: 3. Двутавр 18Б1																
Профиль: 18Б1; ГОСТ 26020 - 83																
Сталь: 09Г2; ГОСТ 19281-73*																
88	1	КБ2	0.00	1.000	19	1	13	0	90	40	32	19	90	40	18.00	
88	2	КБ2	0.00	1.000	13	1	10	0	90	40	32	13	90	40	18.00	

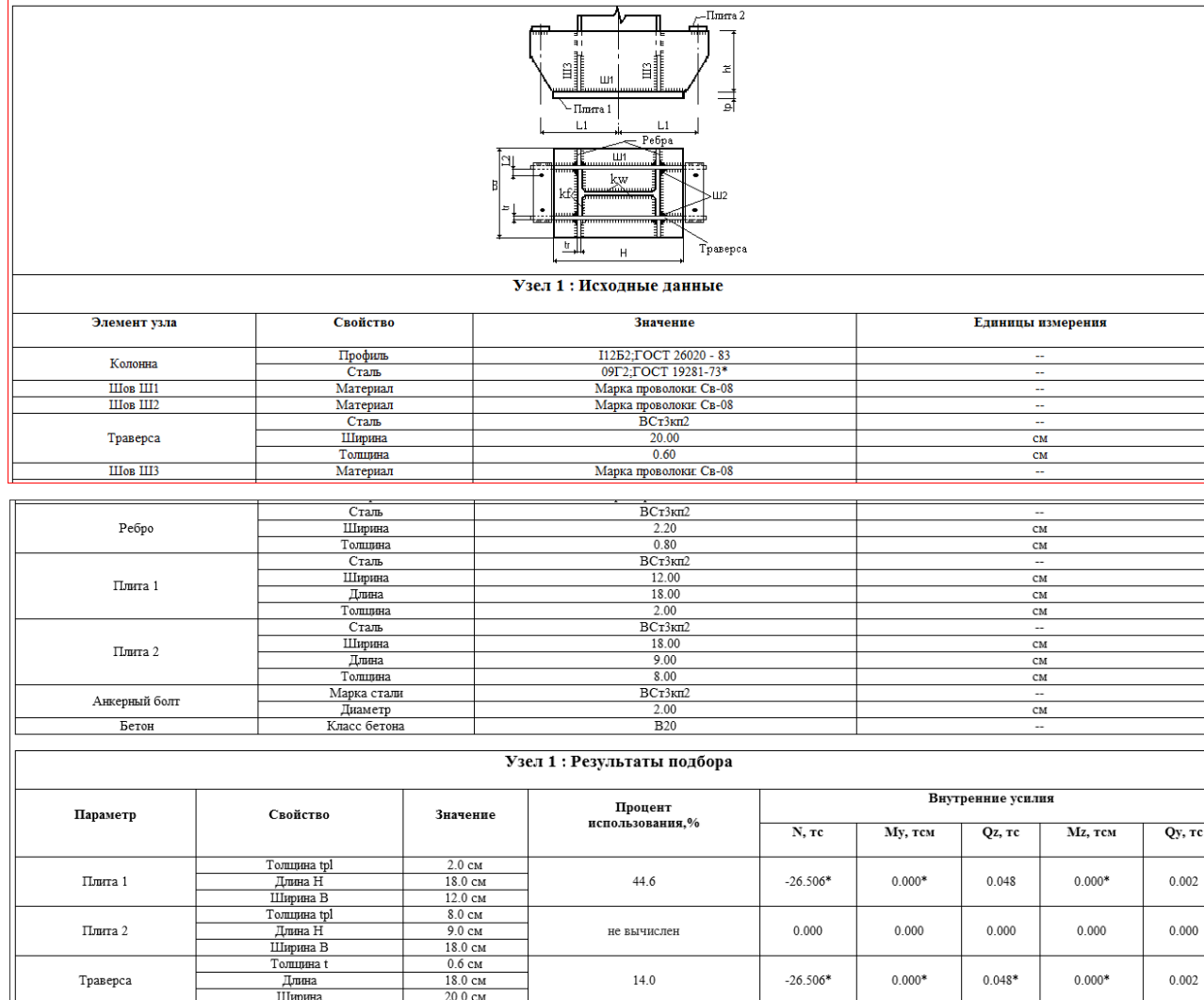


Рисунок Д9 – База колони К11. Кресления рабочего проекта

Узел 2 : Исходные данные				
Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения	
Балка	Профиль	И18Б1;ГОСТ 26020 - 83	--	
	Сталь	09Г2;ГОСТ 19281-73*	--	
Колонна	Профиль	И12Б2;ГОСТ 26020 - 83	--	
	Сталь	09Г2;ГОСТ 19281-73*	--	
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки Св-08	--	
Болты	Класс прочности	10.9	--	
	Диаметр	2.00	см	
Уголок	Профиль	L90 x 56 x 5.5;ГОСТ 8510 - 72	--	
	Сталь	09Г2 гр.1;ТУ 14-1-3023-80	--	
	Длина	10.50	см	
Монтажный столик	Профиль	L90 x 56 x 5.5;ГОСТ 8510 - 72	--	
	Сталь	09Г2 гр.1;ТУ 14-1-3023-80	--	
	Длина	7.50	см	

Узел 2 : Результаты подбора								
Параметр	Свойство	Значение	Процент использования,%	Внутренние усилия				
				N, тс	M _y , тсм	Q _z , тс	M _z , тсм	Q _y , тс
Шов Ш1	Катег	0.4 см	2.8	-0.002*	-0.016	-0.137*	0.000	0.000
Болты	Количество	2	1.8	-0.002*	-0.016	-0.137*	0.000	0.000*
	Количество верт. рядов	1						
Уголок	Длина	10.5 см	3.9	-0.002	-0.016	-0.137	0.000	0.000
Балка	Толщина стенки	0.4 см	3.3	-0.002*	-0.016	-0.137*	0.000	0.000
Размер L1	--	1.0 см	--	--	--	--	--	--
Размер L2	--	1.0 см	--	--	--	--	--	--
Размер L3	--	7.5 см	--	--	--	--	--	--

Рисунок Д10 – Узел примикания балки Б11 до колонны К11. Кресления рабочего проекта