

Міністерство освіти і науки України  
Національний технічний університет  
«ДНІПРОВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»

Факультет будівництва  
Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА**  
кваліфікаційної роботи ступеня магістра

студента Сабсабі Хуссеін  
академічної групи 192м-17з-1 ФБ  
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія  
за освітньо-професійною програмою Промислове і цивільне будівництво  
на тему: Проект будівництва цеху з виготовлення цементно-піщаної  
черепиці у м. Біла Церква

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Шаповал В.Г.			
розділів:				
1 розділ				
2 розділ				
3 розділ				
4 розділ				
5 розділ				

<b>Рецензент</b>	Головко С.І.			
------------------	--------------	--	--	--

<b>Нормоконтролер</b>	Максимова Е.О.			
-----------------------	----------------	--	--	--

Дніпро  
2019

**ЗАТВЕРДЖЕНО:**

**завідувач кафедри будівництва,  
геотехніки і геомеханіки**

\_\_\_\_\_ д.т.н. Гапєєв С.М.

« \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2019 року

**ЗАВДАННЯ  
на кваліфікаційну роботу  
ступеня магістра**

студенту Сабсабі Хуссеїн академічної групи 192М-17з-1 ФБ  
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія  
за освітньо-професійною програмою Промислове і цивільне будівництво  
на тему: Проект будівництва цеху з виготовлення цементно-піщаної  
черепиці у м. Біла Церква  
затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка»  
від \_\_\_\_\_ № \_\_\_\_\_

<b>Розділ</b>	<b>Зміст</b>	<b>Термін виконання</b>
<b>Розділ 1</b>	Архітектурно-будівельний	02.09.2019- 02.10.2019
<b>Розділ 2</b>	Обґрунтування вибору та розрахунку будівельних конструкцій	03.10.2019- 31.10.2019
<b>Розділ 3</b>	Технологія будівельного виробництва	01.11.2019- 20.11.2019
<b>Розділ 4</b>	Науково-дослідний розділ	21.11.2019- 02.12.2019
<b>Розділ 5</b>	Економіка будівництва	02.12.2019- 16.12.2019

**Завдання видано**

\_\_\_\_\_ Шаповал В.Г.  
(підпис керівника) (прізвище, ініціали)

**Дата видачі** 02.09.2019

**Дата подання до екзаменаційної комісії** 16.12.2019 р.

**Прийнято до виконання** \_\_\_\_\_ Сабсабі Хуссеїн  
(підпис студента) (прізвище, ініціали)

## РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 146 с., 56 рис., 17 табл., 2 додатка, 50 джерел.

ЦЕХ З ВИРОБНИЦТВА ЧЕРЕПИЦІ, ЗАЛІЗОБЕТОННІ, МЕТАЛЕВІ ТА КОМБІНОВАНІ КОНСТРУКЦІЇ, РОЗРАХУНКОВИЙ ТИСК НА ОСНОВУ, КРИТЕРІЙ МІЦНОСТІ КУЛОНА – МОРА, КРИТЕРІЙ МІЦНОСТІ О. ШАШЕНКА.

Об'єкт дослідження - цех з виготовлення цементно-піщаної черепиці у м. Біла Церква.

Мета роботи: запроектувати будівництво цеху з виготовлення цементно-піщаної черепиці у м. Біла Церква.

Результати та їх новизна: запроектовано цех з виготовлення цементно-піщаної черепиці у м. Біла Церква з визначенням розрахункового опору основи з використанням критерію міцності О.М. Шашенка.

Дипломний проект умовно можна розбити на дві частини: проект будівництва цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці та дослідження розрахункового тиску на основу.

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 каркасу цеху.

У другому розділі наведено обґрунтування вибору та розрахунку будівельних конструкцій. Розділ включає у себе такі підрозділи: загальні дані (тобто прив'язки та збір навантажень); розрахунок та проектування залізобетонних конструкцій каркасу (точніше фундаментів, колон та ригелів); розрахунок та проектування металевих конструкцій каркасу (точніше колон та ригелів), а також баз колон та вузлів примикання колон до ригелів; розрахунок та проектування конструкцій каркасу який включає у себе металеві ферми та залізобетонні колони; розрахунок та проектування окремих залізобетонних фундаментів неглибокого закладення (у ході

проектування було розроблено: опалубочні креслення, креслення сіток по підшві фундаменту та сіток, необхідних для армування стаканної часті фундаментів, а також розглянуто фундаменти під колони крайніх та центрального рядів).

У третьому розділі розглянуто технологію виконання земляних робіт, у тому числі визначення об'ємів земляних робіт.

У науково - дослідному розділі (розділ 4) наведено рекомендовану нами методику визначення розрахункового опору основи з використанням критерію міцності О.М. Шашенка

У п'ятому розділі диплому розглянуто економіку будівництва цеху.

## ABSTRACT

Explanatory note: 146 pp., 56 figures, 17 tables, 2 appendix, 50 sources.

WORKSHOP OF PRODUCTION OF TILES, REINFORCED CONCRETE, METAL AND COMBINED CONSTRUCTIONS, CALCULATING PRESSURE ON THE BASIS, CRITERION OF STRENGTH OF KULONITA - SEA.

The object of research is a workshop for the production of cement-sand tile in the town of Bila Tserkva.

Purpose: To design the construction of a shop for the production of cement-sand tile in Bila Tserkva.

Results and their novelty: a shop for the production of cement-sand tile in the town of Bila Tserkva was designed with the determination of the design resistance of the base using the strength criterion OM. Shashchenko.

The diploma project can be divided into two parts: the project of construction of a shop for the production of cement - sand tiles and the study of the design pressure on the base.

The architectural part of the project (section 1) shows: general characteristics of the construction object, construction and climatic characteristics of the area, the planning decision of the site, three-dimensional planning and construction and structural decision of the frame of the shop.

The second section justifies the choice and calculation of building structures. The section includes the following sections: general data (ie anchorages and load collection); calculation and design of reinforced concrete frame structures (more precisely foundations, columns and crossbars); calculation and design of metal structures of the frame (more precisely columns and bolts), as well as bases of columns and knots of adjacent columns to the bolts; design and design of frame structures that includes metal trusses and reinforced concrete columns; calculation and design of individual reinforced concrete foundations shallow (in the course of design it was developed: formwork drawings, drawings of the grids on the sole of

the foundation and the grids needed to reinforce the glass part of the foundations, and also considered the foundations for columns of the extreme and central rows).

The third section discusses earthmoving technology, including the definition of excavation volumes.

In the research section (section 4) the recommended method of determining the calculated resistance of the base using the criterion of strength O.M. Shashchenko

The fifth section of the diploma examines the economics of building a workshop.

## ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1_АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНИЙ.....	15
1.1 Загальна характеристика об'єкта будівництва. Будівельна і кліматична характеристика району .....	15
1.2 Планувальне рішення ділянки .....	17
1.3 Об'ємно-планувальне рішення.....	18
1.4 Конструктивне рішення.....	18
1.5 Будівельно - конструктивні рішення.....	19
1.6 Санітарно-технічне обладнання .....	26
1.7 Теплотехнічний розрахунок стінового огороження.....	26
Висновки по першому розділу.....	29
Розділ 2_обґрунтування вибору та розрахунку будівельних конструкцій .....	30
2.1 Загальні дані.....	30
2.2 Залізобетонні конструкції .....	41
2.3 Металеві конструкції .....	53
2.4 Комбіновані конструкції .....	59
Висновки по другому розділу: .....	70
РОЗДІЛ 3_ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА .....	71
3.1 Технологія виробництва земляних робіт .....	71
3.2 Визначення об'ємів земляних робіт .....	60
Висновки по третьому розділу.....	67
РОЗДІЛ 4_НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ. ....	68
4.1 Аналіз досягнень в даній області знань .....	69
Висновки по четвертому розділу.....	82
РОЗДІЛ 5_ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.....	83
Висновки по 5 розділу .....	96
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ .....	97
ЛІТЕРАТУРА .....	99
ДОДАТКИ.....	103

## ВСТУП

Цементно-піщана черепиця, як покрівельний матеріал був відомий ще в античному Римі.

Цементно-піщана черепиця є одним з найвідоміших покрівельних матеріалів, що витримав випробування часом. Вона надзвичайно широко поширена в Європі і Азії.

Сьогодні вже неможливо уявити собі як нове будівництво, так і реконструкцію або ремонт будівель без використання якісної покрівлі, що проводиться як організаціями, так і приватними особами, і число споживачів цієї продукції постійно зростає, це ще пов'язано з великою кількістю приватного житлового будівництва в Україні. Сучасна покрівля повинна відповідати наступним вимогам:

- довговічність;
- висока художня виразність;
- простота монтажу та заміни аварійних ділянок;
- стійкість до атмосферних, ударним і ін. впливів;
- доступна ціна кожного покупця.

Найбільш повно всім перерахованим вище вимогам відповідає цементно-піщана черепиця, що має ряд переваг перед такими покрівельними матеріалами як металочерепиця, керамічна черепиця, шифер, ондулін та ін.

До цих переваг відносяться:

- висока якість продукції за доступною ціною;
- придатність для покриття дахів будь-якої архітектурної форми (мансардних, вальмових, щипцевих, шатрових, складних і ін.).

Крім того, в комплекті з черепицею випускають десятки найменувань добірних елементів, що створюють покрівельну систему, в якій вирішені всі основні вузли, що зустрічаються при влаштуванні даху.

В даний час в Україні має місце недолік недорогих і надійних покрівельних матеріалів. Тому будівництво заводу в місті Біла Церква



дозволить перекрити потребу споживачів у недорогих покрівельних матеріалах, число яких постійно зростає.

Завод випускає цементно-піщану черепицю такого вигляду:

- звичайна;
- конькова;
- половинчаста.

Детальний перелік номенклатури черепиці наведено у додатку Д1.

Фізико-механічні показники підлягає випуску черепиці представлені в таблиці 1, а її загальний вигляд на малюнках 1 і 2.

Таблиця 1- Фізико-механічні показники черепиці

Вид черепиці	Довжина, мм.	Ширина, мм.	Товщина, мм	Руйнівне навантаження, N за 24 ч.	Руйнівне навантаження, N за 28 с.
Франкфурт	420	330	10	1600	2500
Харцер	420	330	10	1600	2500
Конькова	450	330	10	1200	2500

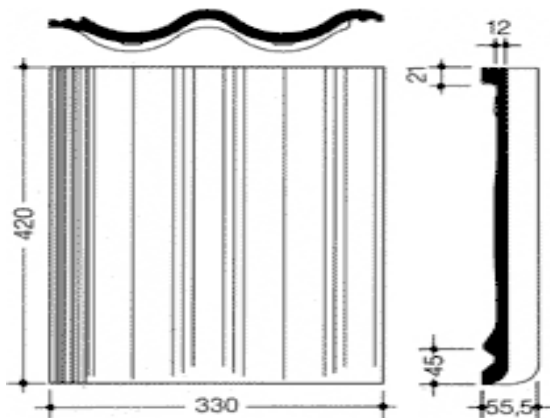


Рисунок 1- Цементно-піщана черепиця «харцер»

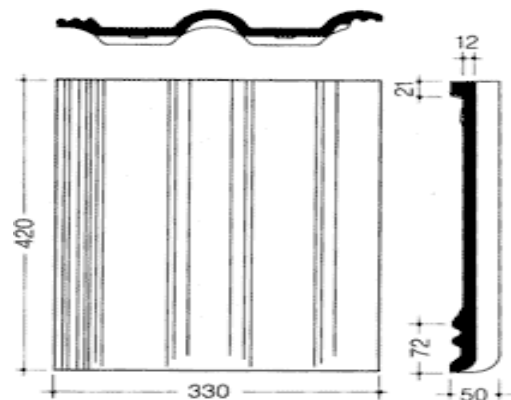


Рисунок 2 - Цементно-піщана черепиця «Франкфурт»

Продукція, що випускається повинна відповідати вимогам ТУ, зразкам-еталонам, затвердженим в установленому порядку і проводитися відповідно до технологічного регламенту.

Допускається (як окремий артикул) виготовлення черепиці без поверхневого фарбування і без використання пігменту при приготування бетону.

Матеріали, що застосовуються при виробництві черепиці, повинні відповідати вимогам відповідних стандартів і технічних умов:

- Портландцемент марки 400 - 500 по ДСТУ Б В.2.7-46: 2010
- Будівельний пісок по ДСТУ Б В.2.7-32-95. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій и робіт.

- Вода для бетонів і розчинів по ДСТУ Б В.2.7-273: 2011

- Залізо-окисні пігменти по ДСТУ 1438-94 (пігменти для фарб. Загальні технічні умови)

- Барвник для поверхневого фарбування BRAAS Reinacrilat

Питома ефективна активність радіонуклідів у вихідній сировині не повинна перевищувати 370 Бк / кг.

Форма, розміри, маса і основні технічні параметри рядовий і конькової черепиці повинні відповідати значенням, вказаним на рисунках і в таблицях за кожним видом черепиці.

Більш детально ці дані наведено у додатку Д1.

Виробнича потужність підприємства дорівнює 4 млн. Штук цементно-піщаної черепиці в рік.

Режим роботи:

- кількість робочих днів на рік 262;
- кількість робітників змін у добу 1;
- тривалість робочої зміни 8 годин.

Потреба в сировинних матеріалах представлена в таблиці 2.

Таблиця 2 - Потреба в сировинних матеріалах.

Найменування сировини	Питомі витрати сировини на тис .шт. черепиці	Витрати, кг			
		За годину	За зміну	За добу	За рік
1	2	3	4	5	6

Продовження таблиці 2

1	2	3	4	5	6
Цемент	930 кг	1860	14880	14880	3898560
Пісок	3570 кг	7140	57120	57120	14965440
Вода	375 кг	750	6000	6000	1572000
Пігмент	22 кг	44	352	352	92224
Фарба	40 кг	80	640	640	167680

Штатна відомість цеху з випуску цементно-піщаної черепиці представлена в таблиці 3.

Для виробництва цементно - піщаної черепиці застосовується конвеєрний спосіб виробництва, методом прокату (рис. 3).

При конвеєрному способі технологічний процес розчленовується на елементні процеси, які виконуються одночасно на окремих робочих постах.

При конвеєрному способі, форми з виробами переміщуються від одного поста до іншого спеціальними транспортними пристроями, кожне робоче місце обслуговується закріпленим за ним ланкою.

Таблиця 3 - Штатна відомість цеха випуску цементно-піщаної черепиці

Найменування професії	Кількість працюючих			Тривалість зміни	Кількість людино - годин	
	1 зміна	2 зміна	усього		За добу	За рік
Виробничі робітники						
Карщик	2	-	2	8	16	4192
Оператор формувальної машини	2	-	2	8	16	4192
Покращик	2	-	2	8	16	4192
Оператор теплової камери	1	-	1	8	8	2096
Електрозварник	1	-	1	8	8	2096
Електрик	1	-	1	8	8	2096
Оператор БСУ	1	-	1	8	8	2096
Лаборант	1	-	1	8	8	2096
Пакувальник	6	-	6	8	48	12576
Інші робітники	2	-	2	8	16	4192
Разом:	19	-	19			39824
Цеховий персонал						
Майстер	1	-	1	8	8	2096
Начальник цеху	1	-	1	8	8	2096
Прибиральниця	1	-	1	8	8	2096
Разом:	3	-	3			6288
Разом по цеху:	22		22			46112



Рисунок 3 - Конвеєр, призначений для виробництва цементно-піщаної черепиці

Більш детально технологічна схема виробництва та технологія формування черепиці наведена у додатку Д1.

Кошики з черепицею-сирцем завантажуються в камеру. У камері знаходиться до 5,5 тис. штук черепиці. Для нагрівання калорифера використовується гаряча вода. Гаряча вода надходить з котельні. Регулювання подачі тепла, відключення і включення камер, порядок розвантаження і завантаження здійснюється інженером-енергетиком, начальником лабораторії і водієм електро-навантажувача відповідно до карти (плану, завданням).

Після теплової обробки готова черепиця навантажувачем вивозиться на штабелер, де кошик розвантажується і палети з черепицею виштовхуються на конвеєр. У міру просування по системі конвеєрів, поверхня черепиці очищається скребком, щіткою, на механізмах розпалубки відбувається відділення палети від черепиці. Візуальний контроль якості на наявність дефектів здійснює оператор фарбування та бригадир - пакувальник. Бій відбракованої черепиці скидається в спеціальний бункер і вивозиться.



Рисунок 4 - Транспортування готової продукції на склад

Черепиця доставляється з цеху на склад готової продукції навантажувачем на дерев'яних піддонах, перев'язана полімерною стрічкою і упакованої в поліетиленову плівку.

Черепиця складається в штабеля з установкою піддонів один на одного висотою відповідно до вимог ТУ 5756-001-41546053-03. Черепиця зберігається окремо за видами і партіями.

Техніко - економічні показники представлені у таблиці 4.

Таблиця 4 - Техніко-економічні показники заводу з виробництва цементно-піщаної черепиці

Найменування показників	Одиниця вимірювання	Значення
Питома витрата електроенергії	кВт/куб.м	37,48
Енергоозброєність	кВт/(чол*сутки)	9,2
Трудомісткість	(чол-год)/куб.м	4,82
Продуктивність праці	куб.м/чол	431,5
Знімання продукції з 1 кв.м виробничої площі	куб.м/кв.м	3,5

## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика об'єкта будівництва. Будівельна і кліматична характеристика району

Об'єкт будівництва - розташований в м Білій Церкві.

Асортимент продукції, що випускається - цементно-піщана черепиця.

Річний фонд робочого часу - 305 днів.

Режим роботи - однозмінний.

Тривалість робочої зміни - 8 годин.

Приєм сировини - і відвантаження готової продукції - автомобільним і залізничним транспортом.

Загальна чисельність працюючих - 22 чол. з них:

Виробничих - 19 чол.

Обслуговуючий і керуючий персонал - 3 чол.

Район будівництва характеризується такими показниками:

Сніговий район - V.

1.1.1 Характеристичне значення снігового навантаження:  $s_0 = 1,55$  кПа

2 Вітровий район - I (тип місцевості «І»)

2.1 Значення вітрового навантаження:  $w_0 = 0,4$  кПа

3 Кліматичний район - I

4 Абсолютний мінімум температур коливається в межах -29 ... -26 градуси

5 Абсолютний максимум температур коливається в межах + 23 ..., + 28 градусів (по ДСТУ-Н Б В.1.1-27-2010. Будівельна Кліматологія) див. табл.1.1

Таблиця 1.1 - Температура повітря у районі будівництва

Область, місто	Середня місячна $\frac{\text{температура повітря}}{\text{середня добова амплітуда температури}}$ , °C												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 забезпеченістю	найхолодніша п'ятиденка забезпеченістю	найжаркіша доба забезпеченістю 0,95	найжаркіша п'ятиденка забезпеченістю 0,99	тривалість, дб	середня температура, °C	тривалість, дб	середня температура, °C	тривалість, дб	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
Київська область	$\frac{-4,7}{5,5}$	$\frac{-3,6}{5,7}$	$\frac{1,0}{6,6}$	$\frac{9,0}{8,8}$	$\frac{15,2}{9,8}$	$\frac{18,3}{9,6}$	$\frac{19,8}{9,4}$	$\frac{19,0}{9,6}$	$\frac{13,9}{9,1}$	$\frac{8,1}{7,5}$	$\frac{1,9}{4,7}$	$\frac{-2,5}{4,7}$	8,0	-29	-26	-25	-22	28	23	176	-0,1	195	0,7	-	-



Більш повну інформацію про температуру у районі будівництва наведено у таблиці 1.1.

1. Розрахункова сейсмічність 5 балів по картах А и В ОСР-2004 и 6 балів по карті С ОСР-2004 (ДБН В.1.1-12 2006).

## 1.2 Планувальне рішення ділянки

Територія заводу розділена на 4 зони: предзаводську, виробничу, підсобну і складську.

До складу заводу входять такі будівлі і споруди:

- виробничий корпус;
- адміністративно-побутовий корпус;
- парова котельня;
- склад цементу;
- склад піску;
- склад готової продукції;
- компресорна;
- вагова;
- трансформаторна підстанція;
- пожежні резервуари;
- насосна станція.

Будинки і споруди розміщені на ділянці відповідно до функціональних і технологічними вимогами.

Перепад рельєфу на ділянці становить 1,0-2,9 м.

Вертикальне планування ділянки вирішене в ув'язці з прилеглою територією.

До будівель і споруд запроектовані проїзди шириною 7,5-9,5 м. Покриття поїздів і майданчиків місцями асфальтобетонне, а місця ми - бетонне.

### 1.3 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля виробничого корпусу має наступні розміри в плані: довжина - 108 м, ширина - 36 м.

Будівля має 2 прольоту шириною 18 метрів.

Крок колон в поздовжньому напрямку - 12 м.

Висота будівлі 18 м.

### 1.4 Конструктивне рішення

Конструктивна схема - рамно-зв'язковий змішаний каркас (ж / б колони і сталеві несучі конструкції покриття).

Просторова жорсткість будівлі забезпечується диском покриття, яке складається із сталевих ферм, зв'язків і профнастилу.

Будівля в плані розміром 108x36 м розділене поперечними деформаційними швами на блоки 48 м і 60 м.

Під колони запроектовані окремі фундаменти.

Колони - крайніх рядів перетином 400x600 мм, а середніх - 400x800 мм.

Покриття - кроквяні конструкції - сталеві ферми з парних Куточків.

Крок ферм 12 м.

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

Стеля - профнастил з полімерним покриттям.

Зовнішні стіни - з газобетонних блоків товщиною 400 мм з мінераловатним утеплювачем товщиною 150 мм.

Підлоги - промислові бетонні.

Світлові ліхтарі - по металевому каркасі полікарбонатні панелі Termogal ( $\delta$ -25 мм).

Водостоки - зовнішні, система Шторм (Hunter).

Цоколь - із залізобетонних фундаментних блоків товщиною 400 мм, облицьований керамічною плиткою.

Ступінь вогнестійкості будівлі - Ш.

Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвилинах):

- стіни зовнішні самонесучі  $E = 120$  хв;
- колони  $R = 120$  мин
- ферми  $R = 30$  хв.

### 1.5 Будівельно - конструктивні рішення

У корпусі промислової будівлі запроектовані:

#### 1.5.1 Залізобетонні конструкції

Вони включають в себе:

Монолітні залізобетонні колони крайнього ряду (ряди «А» и «В»).

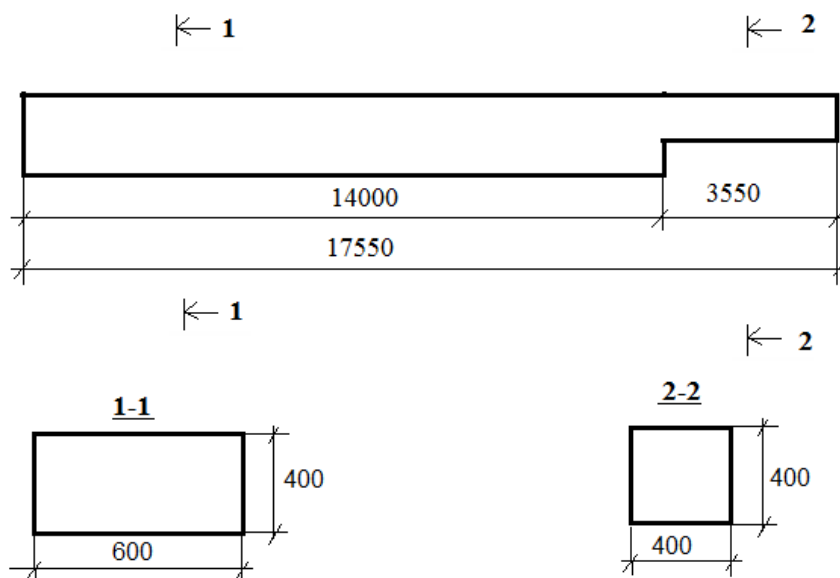


Рисунок 1.1 - Залізобетонна колона крайніх рядів

## Монолітні залізобетонні колони середніх рядів (ряд "Б")

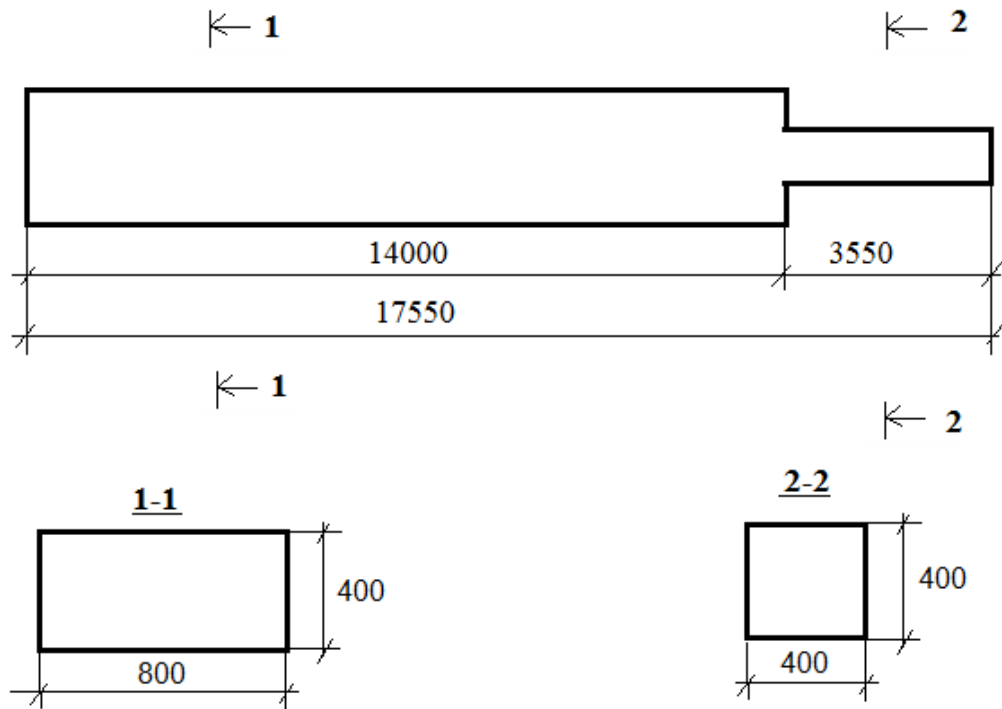


Рисунок 1.2 - Залізобетонна колона середнього ряду

Результати їх розрахунку і проектування залізобетонних колон представлені в розділі залізобетонні конструкції.

Металеві конструкції. Вони включають в себе:

- Металеві колони крайніх рядів (лав «А» и «В»)

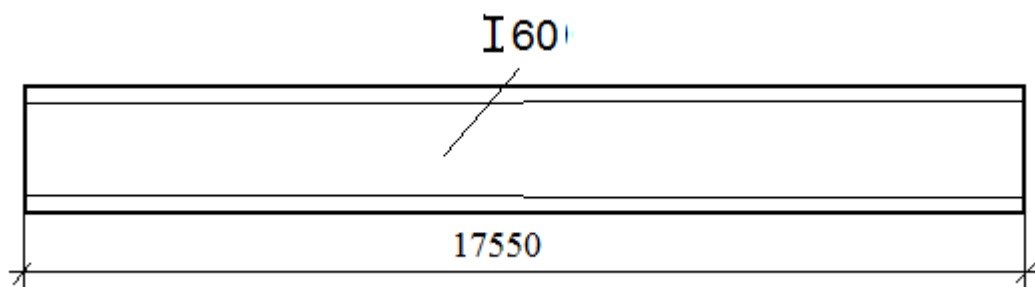


Рисунок 1.3 - Металева колона крайніх рядів

- Металеві колони середнього ряду (ряди "Б")

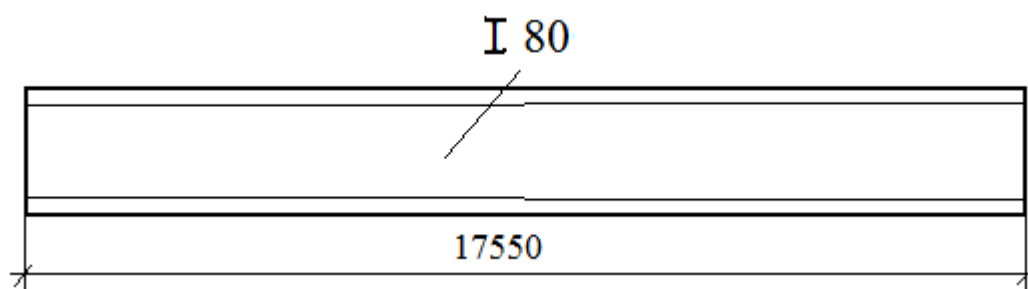


Рисунок 1.4 - Металева колона середнього ряду

- Металеві стропильні ферми

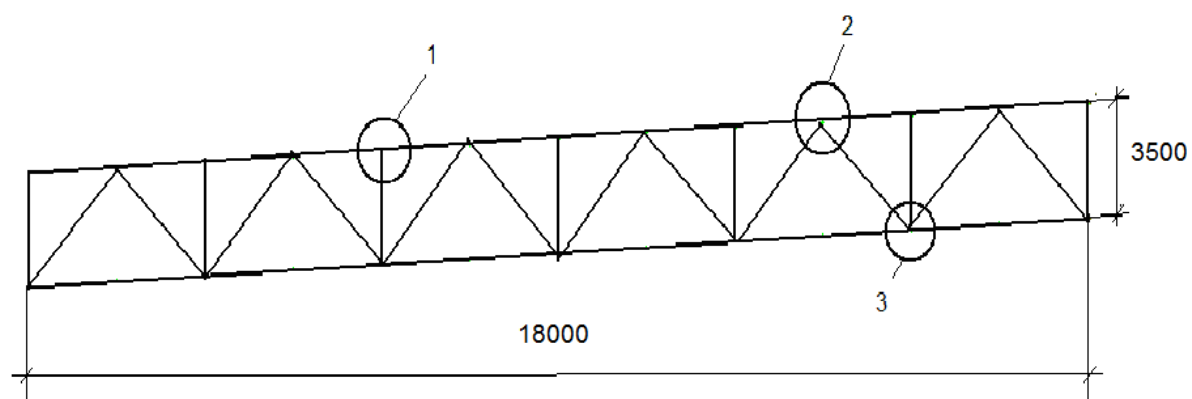


Рисунок 1.5 - Металева стропильна ферма

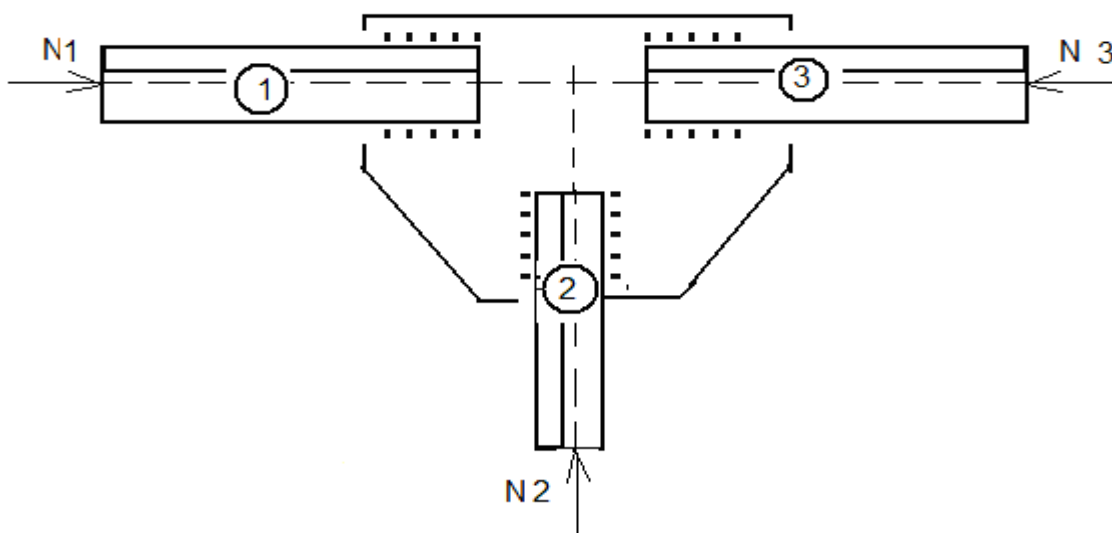


Рисунок 1.6 - Металева стропильна ферма. Вузол № 1

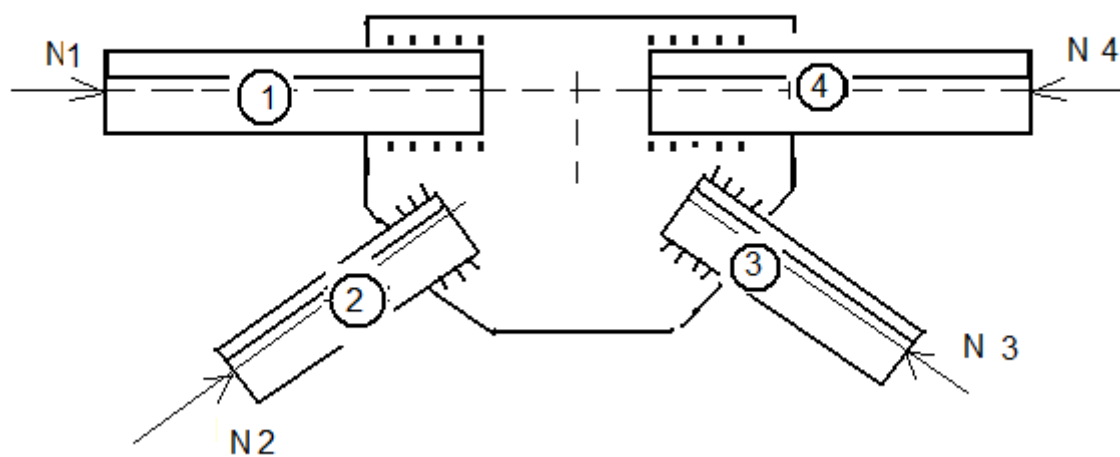


Рисунок 1.7 - Металева стропильна ферма. Вузол № 2

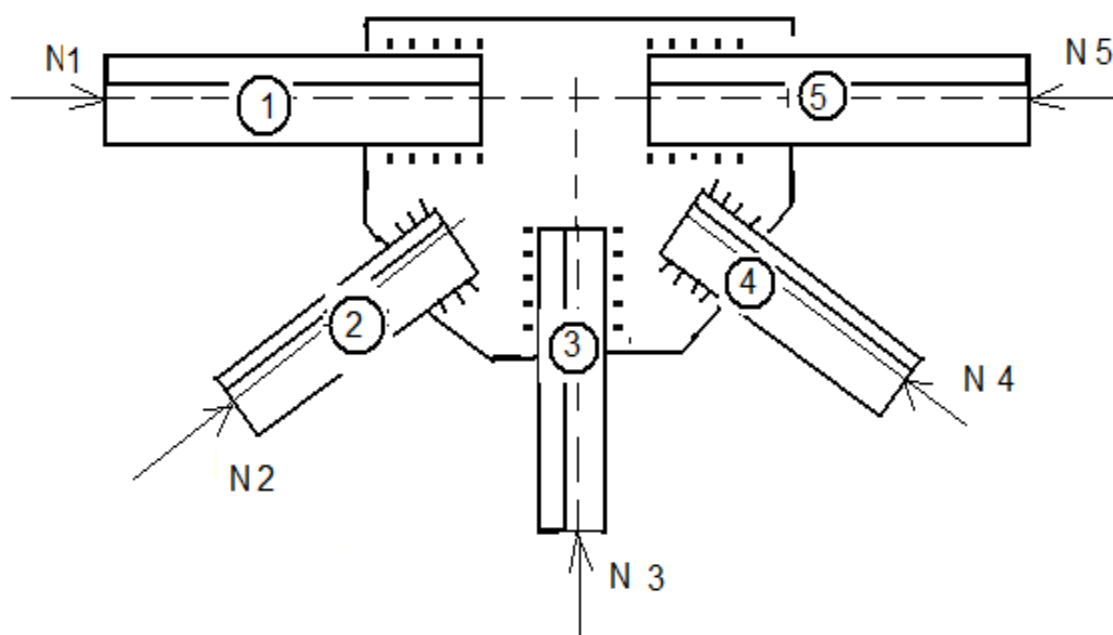


Рисунок 1.8 - Металева стропильна ферма. Вузол № 3

### 1.5.3 Залізобетонні фундаменти

Вони включають в себе:

- Монолітні залізобетонні фундаменти мілкового закладення крайнього ряду (ряди «А» и
- Монолітні залізобетонні фундаменти мілкового закладення середнього ряду (ряд "Б")
- Самонесучі зовнішні стіни

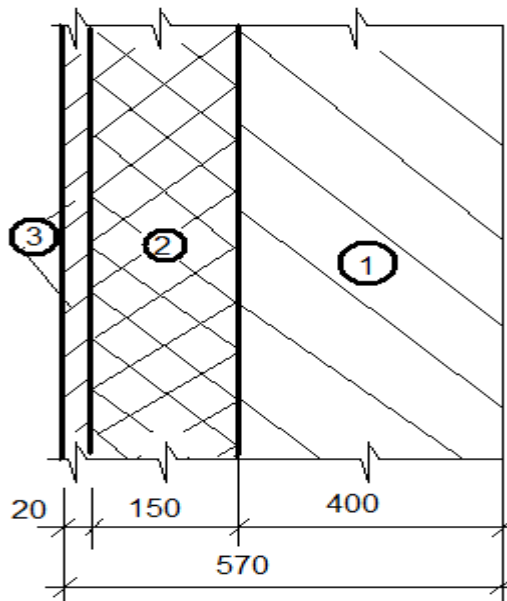


Рисунок 1.9 - Самонесучі зовнішні стіни (розріз)

1 - Стіна з газобетонних блоків; 2 - Утеплювач з мінеральної вати 150 мм; 3 - Система "Марморок" 20 мм.

#### 1.5.4 Прогони по кроквяних фермах з швелера № 10

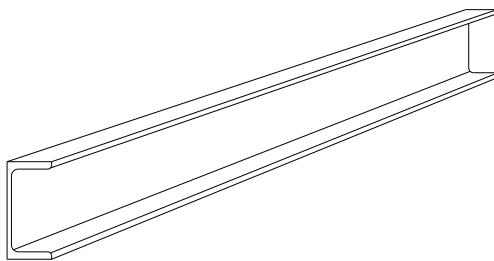


Рисунок 1.10 - Прогони по металевим фермам

Маса одного елемента дорівнює 0,103 тони; загальна маса дорівнює 90,6 тон.

### 1.5.5 Плити покриття типу «сандвіч» з розмірами 1 м х 6 м

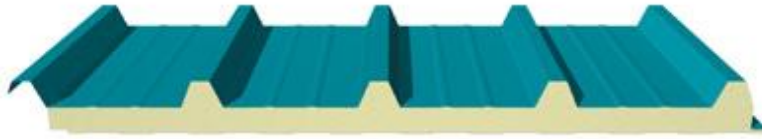


Рисунок 1.11 - Плити покриття по металевим фермам

### 1.5.6 Вікна металопластикові, провітрювані що відкриваються всередину

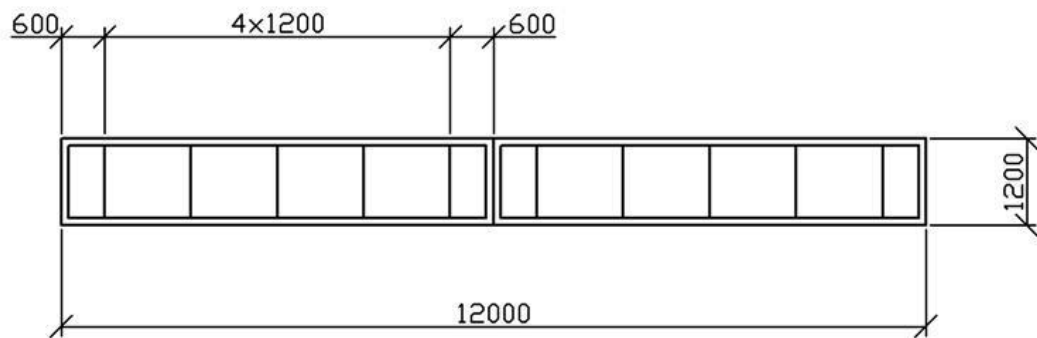


Рисунок 1.13 - Вікна металопластикові

### 1.5.7 Внутрішні стіни місцями з газобетонних блоків, місцями з цегли

Силікатна товщина 100 ... 120 мм оштукатурені цементно - піщаним розчином.

### 1.5.8 Підлоги. їх склад

Залежно від призначення приміщення підлоги підрозділяються на:

- 1) Бетонні (в промисловій зоні будівлі)
- 2) Керамічні (в зонах будівлі з вологими процесами).
- 3) З покриттям з лінолеуму (в лабораторних та офісних приміщеннях)

Нижче представлений склад підлог.

Підлоги з покриттям керамічною плиткою:



- 1) Керамічна плитка ГОСТ 6787-80 (товщина 10мм)
- 2) Подслої із заповненням швів цементно - піщаним розчином М 150 (товщина 10мм)
- 3) Цементно-піщана стяжка М 200 (товщина 20мм)
- 4) Шар гідроізоляції - руберойд на бітумній мастиці (товщина 4 мм).
- 5) Цементно-піщана стяжка М 200 (товщина 20мм)
- 6) Бетонна підготовка У 15 (товщина 100мм)

7) Ущільнений ґрунт (питома вага сухого ґрунту  $\gamma_d = 16 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  ; товщина 200 мм).

Бетонна підлога.

- 1) Бетон В 15 з залізненням поверхневого шару (товщина 150мм)
- 2) Бетонна підготовка з бетону В 7,5 (товщина 50мм)

3) Ущільнений ґрунт (питома вага сухого ґрунту  $\gamma_d = 16 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  ; товщина 200 мм).

Пол з покриття з лінолеуму

- 1) Покриття з ПВХ лінолеуму по ДСТУ16914-74 (2 мм)
- 2) ПВХ - каучукова мастика ПКМ -2 (2 мм)
- 3) Цементно-піщана стяжка М 200 (товщина 20мм)
- 4) Бетонна підготовка У 15 (товщина 150мм)
- 5) Ущільнений ґрунт (питома вага сухого ґрунту  $\gamma = 16 \text{ кН/куб.м}$  ; товщина 200 мм).

#### 1.5.9 Зовнішнє облицювання

Керамічна система "Марморок" з утеплювачем "Урса".

#### 1.5.10 Внутрішня обробка

Штукатурка, облицювання керамічною плиткою, клейова і водно - емульсійна забарвлення.

## 1.6 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 та пару.

Системи опалення, постачання гарячої води і пару – централізовані, від котельні.

Електропостачання цеху здійснюється від трансформаторної підстанції.

Постачання стисненого повітря виконується від компресорної станції.

## 1.7 Теплотехнічний розрахунок стінового огородження

Розрахунок виконуємо виходячи з умови (1) ДБН В.2.6-31: 2006:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}},$$

де: -  $R_{\Sigma \text{пр}}$  - приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції, м<sup>2</sup> к/вт;

-  $R_{q \text{ min}}$  - мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції, м<sup>2</sup> · К / Вт.

Відповідно до додатка В місто Біла Церква ставиться до II температурної зони, для якої:

- мінімально допустиме значення опору теплопередачі стіни для даної температурної зони будівництва і даного призначення будівлі  $R_{q, \text{ min}}$  відповідно до таблиці 1 ДБН В.2.6-31: 2006 становить 2,5 м<sup>2</sup> К / Вт

Опір теплопередачі ( $R_o$ ,  $\text{м}^2 \cdot \text{°K}/\text{Вт}$ ) огорожувальної конструкції визначаємо за формулою І.1, додатки І ДБН В.2.6-31: 2006

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}},$$

де  $\alpha_{\text{в}}$ ,  $\alpha_{\text{н}}$  - коеф. тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції відповідно,  $\text{Вт} / (\text{м}^2 * \text{K})$ , що приймаються відповідно до додатка Е ДБН В.2.6-31: 2006.

У нашому випадку:

$$- \alpha_{\text{в}} = 8.7 \text{ Вт}/(\text{м}^*\text{K}),$$

$$- \alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^*\text{K}),$$

$$- \delta - \text{товщина шару, м},$$

-  $\lambda$  - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару,  $\text{Вт}/(\text{м}^*\text{K})$ .

В даному випадку:

$$R_o^{mp} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}$$

Захисна конструкція складається з двох шарів:

- газобетон товщиною  $\delta_1 = 400$  мм і з коефіцієнтом теплопровідності  $\lambda_1 = 0.3 \text{ Вт}/(\text{м}^*\text{K})$
- утеплюючий шар плити з мінеральної вати з коефіцієнтом теплопровідності  $\lambda_2 = 0.07 \text{ Вт}/\text{м}^*\text{K}$

$$\delta_{ym} = \left( R_o^{mp} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right) \cdot \lambda_{ym},$$

звідки

$$\delta_{yt} = \left( 2.5 - \frac{1}{8.7} - \frac{0.4}{0.3} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0.07 = 0.104 \text{ м} = 104 \text{ мм},$$

Приймаємо товщину базальтового утеплювача «Урса» рівною 150 мм.

## Висновки по першому розділу

1 Основними елементами каркаса виробничої будівлі, що сприймає навантаження є плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями - кроквяними фермами

2 Поперечна рама сприймає навантаження від маси покриття, снігу, стін, вітру і забезпечує жорсткість будівлі в поперечному напрямку

3 Поздовжня рама включає один поздовжній ряд колон в межах температурного блоку, прогони, підкроквяні конструкції, зв'язки (у вигляді розпірок по колонах)

4 Поздовжні рами забезпечують жорсткість будівлі в поздовжньому напрямку і сприймають навантаження від вітру, що діє на торець будівлі

5 Рами будівель в поздовжньому напрямку об'єднуються між собою поверху жорстким у своїй площині диском покриття, утвореним зв'язками по верхніх і нижніх поясах ферм

6 Компонування каркаса визначається:

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

Ці вимоги визначаються Замовником у вигляді технологічних креслень.

## РОЗДІЛ 2

### ОБГРУНТУВАННЯ ВИБОРУ ТА РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

#### 2.1 Загальні дані

План проєктованої будівлі на рис. 2.1, а розрізи - на рис. 2.2 і 2.3.

Згідно з завданням на проєктування 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).
3. Комбінованої, колони якої виконано з монолітного бетону, а перекриття з металевих розкісних ферм.

Прольоти будівлі становлять 18 і 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 15.

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

Визначення навантажень на раму каркасу

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

При цьому, власна вага несучих елементів каркасу збирався програмно.

Навантаження від ваги конструкцій покриття

Результати збору навантажень представлені у табл. 2.1.

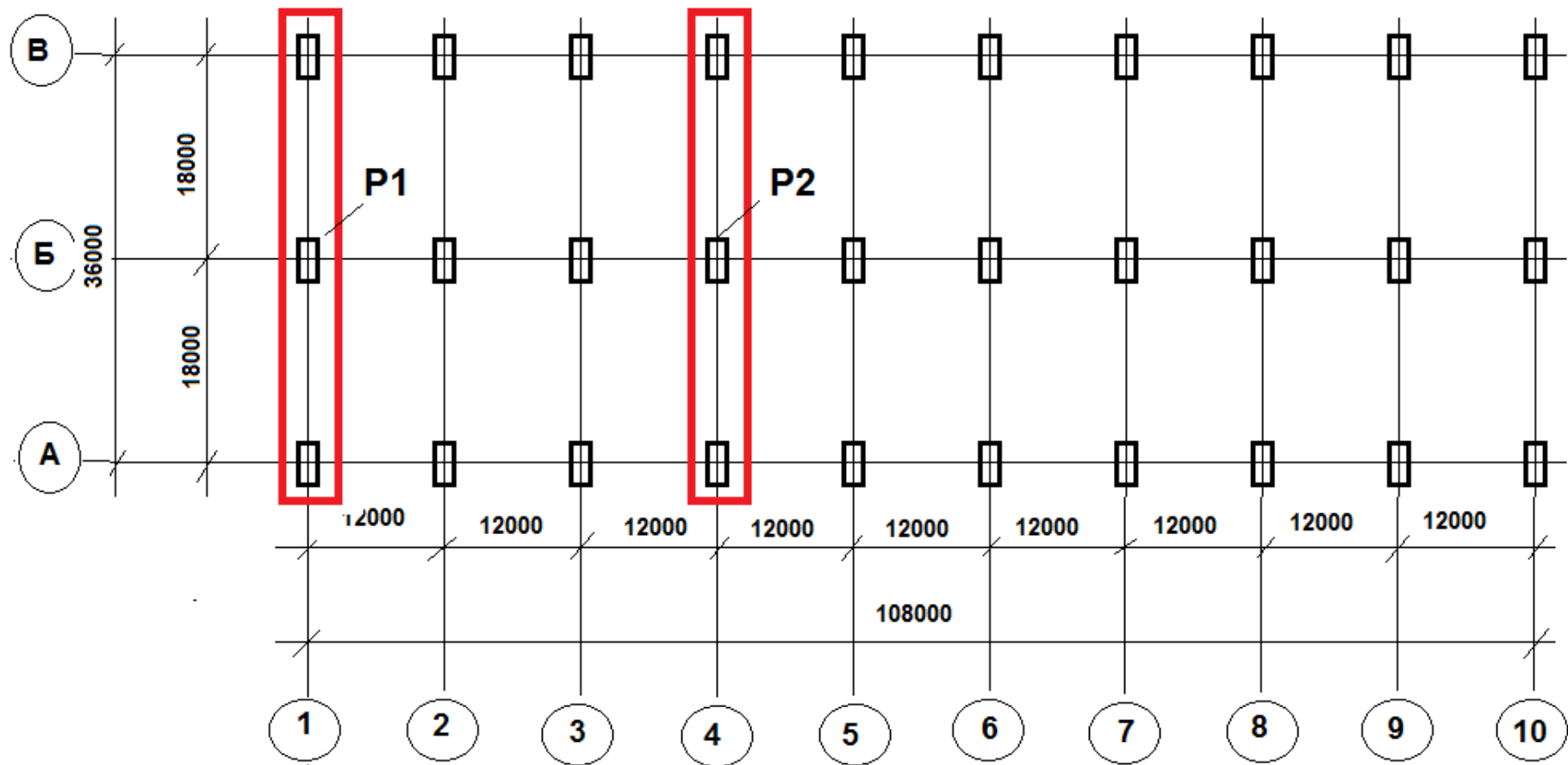


Рисунок 2.1 - План проектованої будівлі

Примітки:

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

P1 та P2 – маркування рам, які було запроектовано

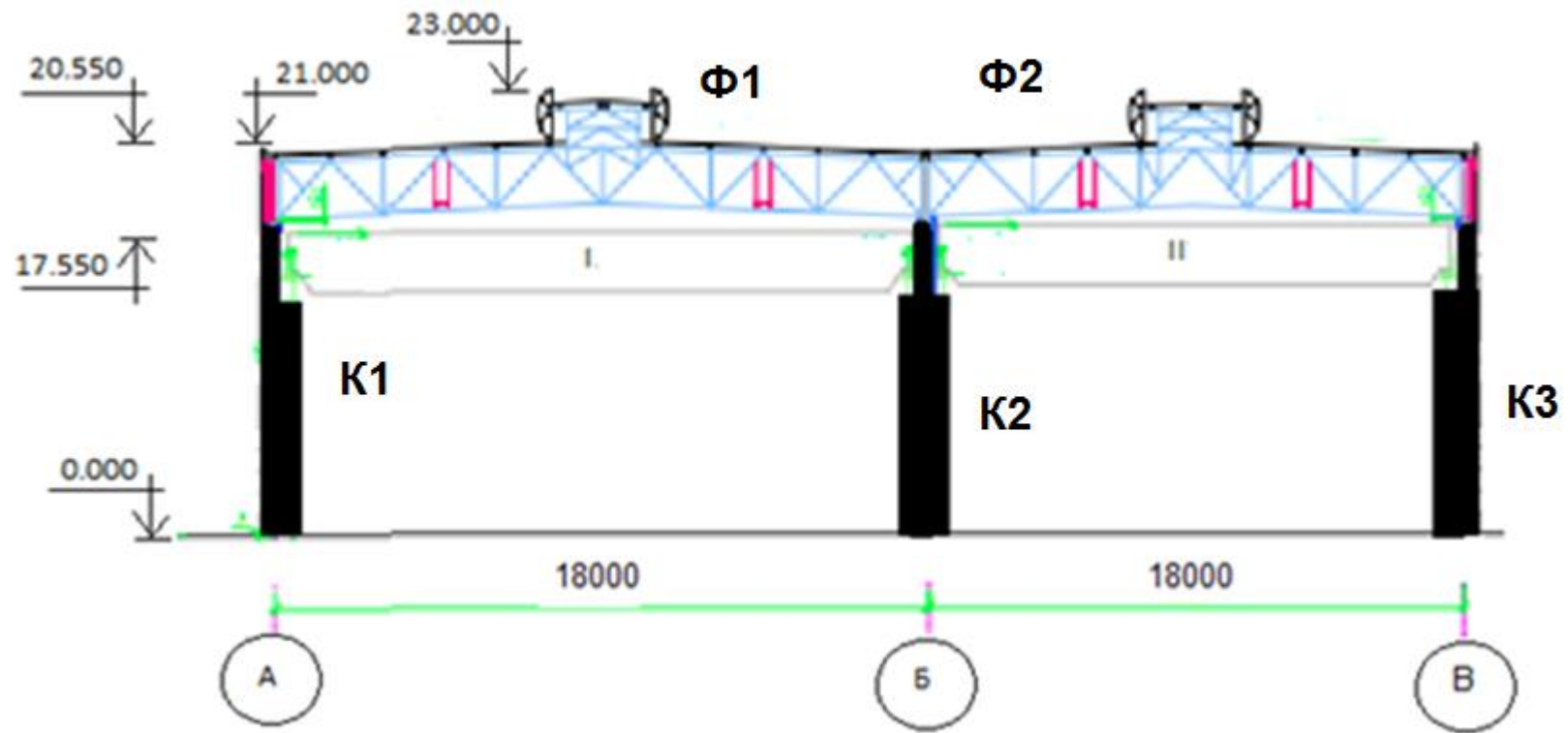


Рисунок 2.2 - Розріз будівлі по осі 4

Примітки:

1. I - мостовий кран вантажопідйомність 10 тонн; II - те саме.



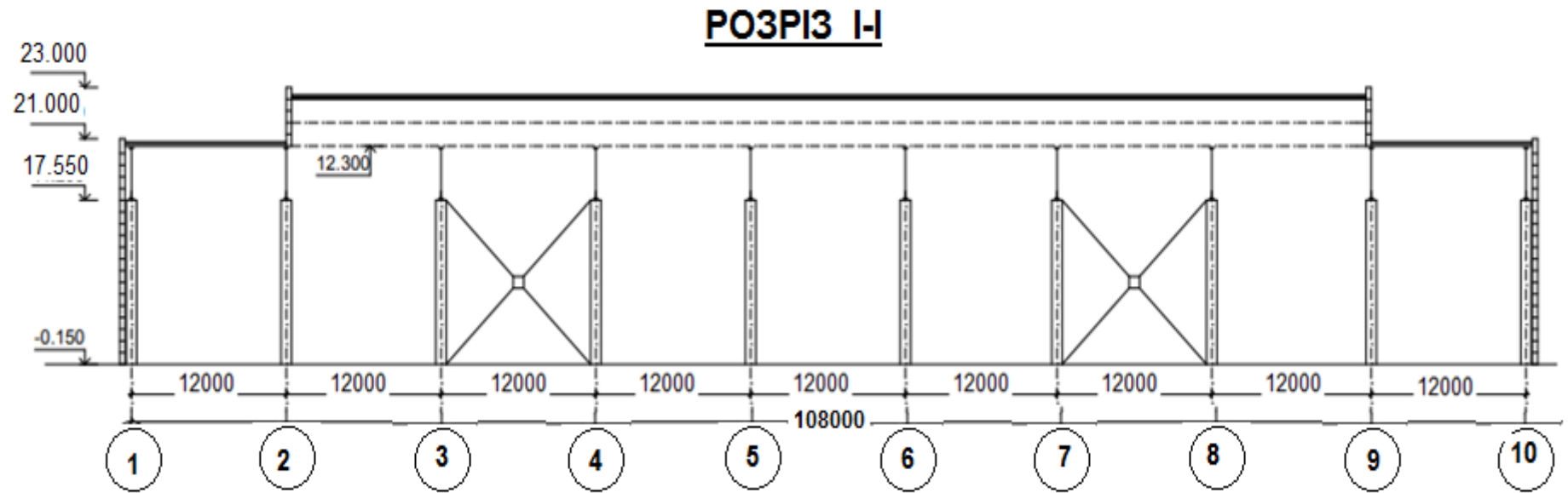


Рисунок 2.3 - Розріз проектованої будівлі по осі Б

Таблиця 2.1 - Навантаження від конструкцій покриття

Найменування	Експлуатаційне значення, т/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Граничне значення, т/м <sup>2</sup>
Профлист Майстер - профі 92601	0,01	1,05	0,0105
Прогони	0,025	1,05	0,0263
Утеплювач - Rockwool з питомою вагою $\rho = 0.2$ т/м <sup>3</sup>	0,02	1,3	0,026
Пароізоляція-поліетиленова плівка	0,007	1,3	0,0091
Профлист Майстер Профі 92202	0,01	1,05	0,0105
<u>УСЬОГО:</u>	$g_n = 0,072$		$g = 0,0825$

Зосереджені навантаження на каркас будівлі (конструкції) від ваги ліхтаря виявилися рівними 5 тонн.

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

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

На рис. 2.4 і таблиці 2.2 представлені виконані нами розрахунки для 5 снігового району:

Рисунок 2.4 - Снігове навантаження. Червоним відзначені вихідні дані

Таблиця 2.2 - Снігове навантаження

Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (Кг/м2)	Граничне навантаження, (Кг/м2)	Квазіпостійне навантаження, (Кг/м2)
0	78.4	182	47.7
18	78.4	182	47.7

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

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

На рис. 2.5 і 2.6, а також в таблицях 2.3 і 2.4 представлені виконані нами розрахунки для I-го вітрового району (тип місцевості -

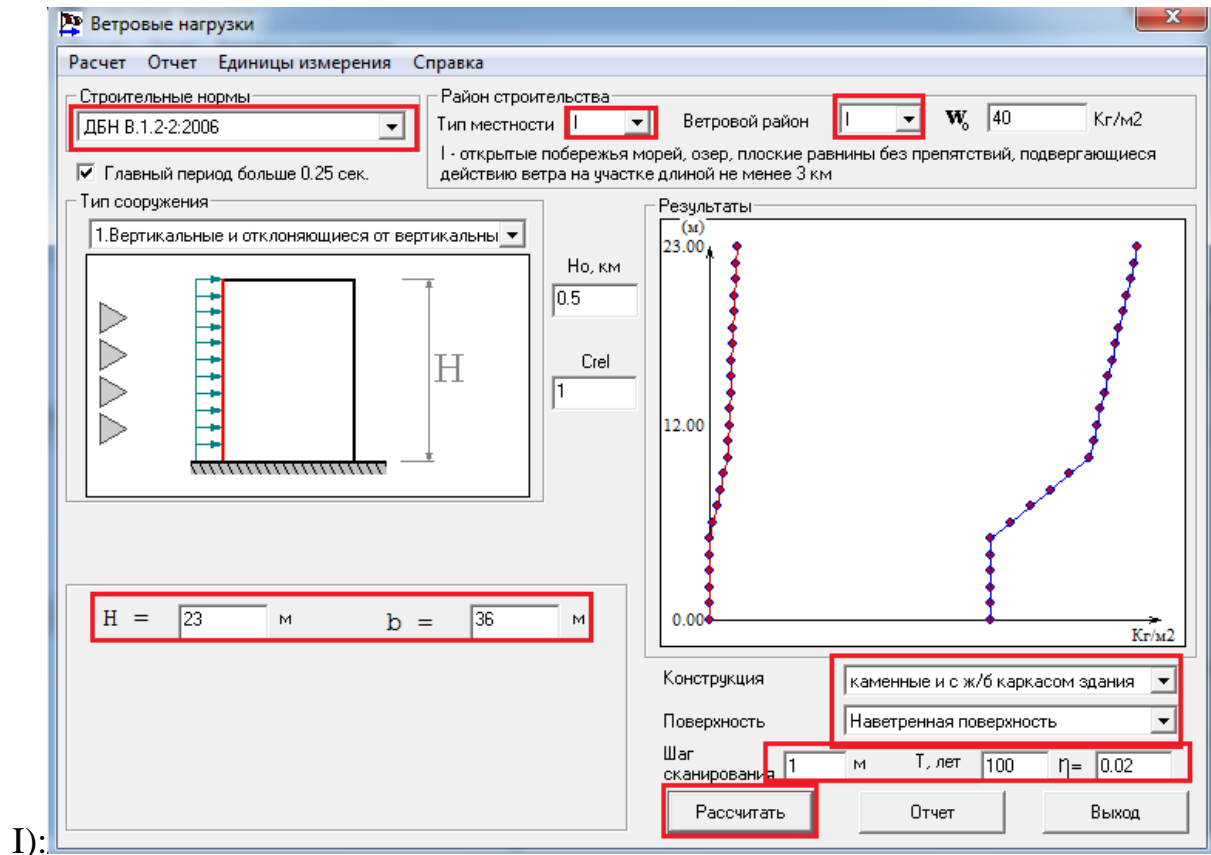


Рисунок 2.5 - Вітрове навантаження

Навітряна поверхня. Червоним кольором позначені вихідні дані

Таблица 2.3 - Вітрові навантаження. навітряна поверхня

Прив'язк а, (м)	Експлуатацій не навантаженн я, (Кг/м2)	Граничне навантажен ня, (Кг/м2)	Прив'язк а, (м)	Експлуатацій не навантаженн я, (Кг/м2)	Граничне навантажен ня, (Кг/м2)
0.00	8.94	48.52	1.00	8.94	48.52
2.00	8.94	48.52	3.00	8.94	48.52
4.00	8.94	48.52	5.00	8.94	48.52
6.00	9.45	51.29	7.00	9.96	54.06
8.00	10.47	56.84	9.00	10.98	59.61
10.00	11.49	62.38	11.00	11.59	62.90
12.00	11.68	63.42	13.00	11.78	63.94
14.00	11.87	64.46	15.00	11.97	64.98
16.00	12.07	65.50	17.00	12.16	66.02
18.00	12.26	66.54	19.00	12.35	67.06
20.00	12.45	67.58	21.00	12.54	68.10
22.00	12.64	68.62	23.00	12.74	69.14

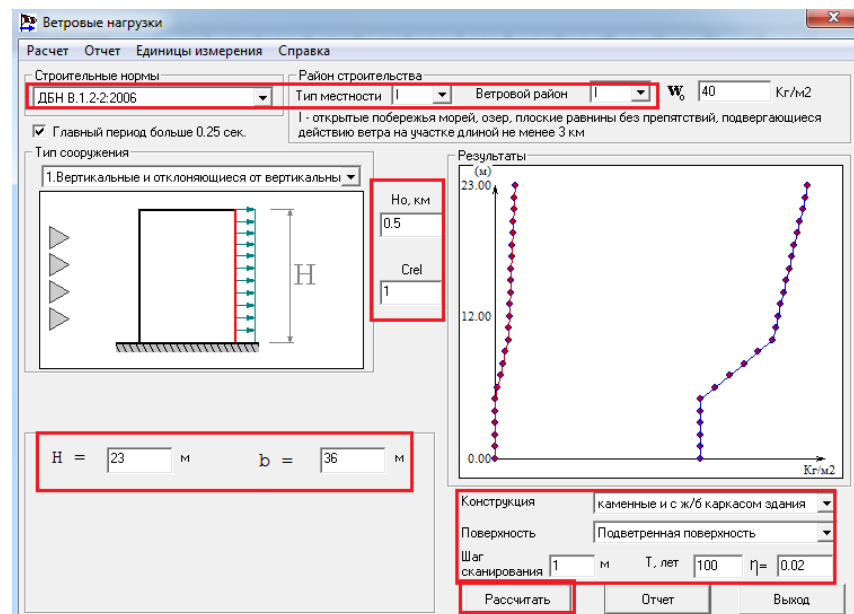


Рисунок 2.6 - Вітрове навантаження. Підвітряна поверхня. Червоним кольором позначені вихідні дані

Таблиця 2.4 - Вітрові навантаження. підвітряна поверхня

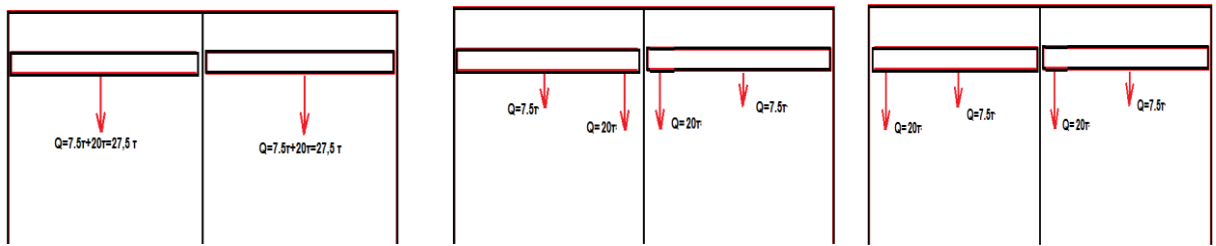
Прив'язка, (м)	Експлуатац ійне навантажен ня, (Кг/м2)	Граничне навантажен ня, (Кг/м2)	Прив'язка, (м)	Експлуатац ійне навантажен ня, (Кг/м2)	Граничне навантажен ня, (Кг/м2)
0.00	-6.69	-36.38	1.00	-6.69	-36.38
2.00	-6.69	-36.38	3.00	-6.69	-36.38
4.00	-6.69	-36.38	5.00	-6.69	-36.38
6.00	-7.08	-38.46	7.00	-7.46	-40.54
8.00	-7.84	-42.62	9.00	-8.23	-44.70
10.00	-8.61	-46.78	11.00	-8.68	-47.17
12.00	-8.75	-47.56	13.00	-8.82	-47.95
14.00	-8.90	-48.34	15.00	-8.97	-48.73
16.00	-9.04	-49.11	17.00	-9.11	-49.50
18.00	-9.18	-49.89	19.00	-9.25	-50.28
20.00	-9.33	-50.67	21.00	-9.40	-51.06
22.00	-9.47	-51.45	23.00	-9.54	-51.84

#### 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);

Розрахунок кранових навантажень зведений в таблицю 2.5. При цьому розрахункові схеми представлені на рис. 2.7.



а)

б)

в)

Рисунок 2.7 - Розрахункові положення кранів та грузів

а) - в центрі прольоту; б) - крани зрушені до середньої колоні; в) - то ж, в ліву сторону

Таблиця 2.5 - Кранові навантаження

№	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

## Завантаження

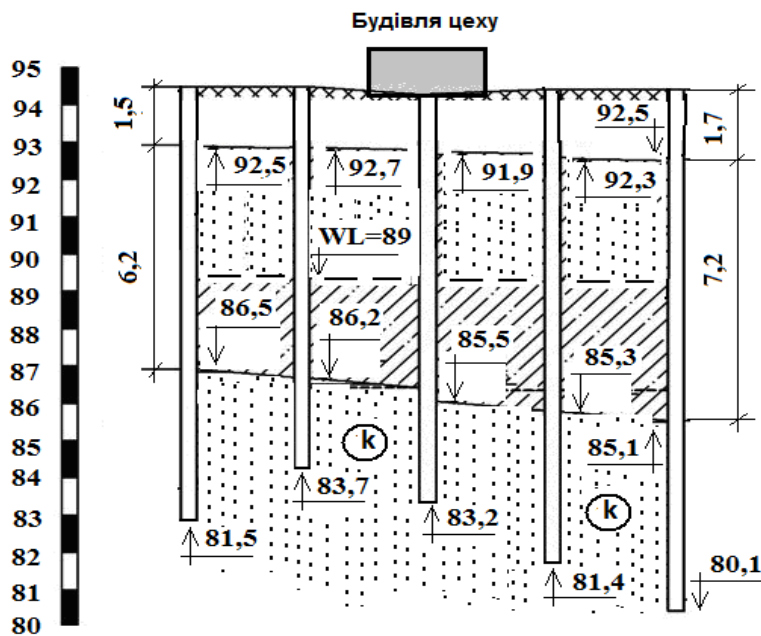
У таблицю 2.6 зведені використані при розрахунку рами завантаження.

Таблиця 2.6 - Рами завантаження

№	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 здвинуто впритул до середньої колони
7	7	Вантажі здвинуто впритул до колон

## Геологічна будова будівельного майданчика

Інженерно – геологічний розріз майданчика наведено на рис. 2.8





<b>№ свердловини</b>	<b>○ 3</b>	<b>○ 9</b>	<b>○ 15</b>	<b>○ 21</b>	<b>○ 27</b>
<b>Відмітка гирла свердловини</b>	<b>94,2</b>	<b>94,3</b>	<b>93,0</b>	<b>93,5</b>	<b>94,2</b>
<b>Відстань між свердловинами</b>	<b>60</b>	<b>60</b>	<b>60</b>	<b>60</b>	
<b>Дата проходки</b>	<b>01.05.18</b>	<b>05.05.18</b>	<b>17.05.18</b>	<b>23.05.18</b>	<b>27.05.18</b>

Рисунок 2.8 - Інженерно – геологічний розріз майданчика

Властивості ґрунтових шарів наведено у таблиці 2.7

## 2.2 Залізобетонні конструкції

Розраховувалися несучі конструкції цеху у цілому.

У якості фундаменту використано суцільну плиту товщиною 300 мм.

У цьому випадку у цій конструкції суміщаються зразу дві функції – підлоги та фундаменту.

Перетин крайніх колон приймався 600х600 мм, а середніх – 800х800 мм.

Товщина перекриття над цехом дорівнює 200 мм.

При виконанні розрахунку використовувались такі матеріали:

Бетон класу В-25.

Ширина розкриття тріщин - 0,4 мм (короткочасних) та 0,3 мм (тривалих).

Випадкові ексцентриситети - 3 см.

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

Для розрахунку та проектування несучих конструкцій цеху нами було використано програмний комплекс «Мономах».

МОНОМАХ-САПР призначений для розрахунку і проектування конструкцій будівель з монолітного залізобетону, а також будівель з цегляними стінами.

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

Комплекс складається з окремих програм - КОМПОНОВКА, БАЛКА, КОЛОНА, ФУНДАМЕНТ, Підпірні стіни, ПЛИТА, РОЗРІЗ (СТІНА), ЦЕГЛА.

Ці програми пов'язані інформаційно, крім того, кожна з них може працювати в автономному режимі

У ході розрахунку нами було використано загальну програму КОМПОНОВКА та конструюючі програми БАЛКА та КОЛОНА.

Таблиця 2.7 - Властивості ґрунтових шарів

Найменування	Товщина , м	$\gamma_s$ , $\frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	$\gamma$ , $\frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	$\gamma_d$ $\frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	$W$ , ч.од.	$W_p$ , ч.од.	$W_L$ , ч.од.	$I_p$ , ч.од.	$I_L$ , ч.од.	$e$ , ч.од.	$S_r$ , ч.од.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа	$\frac{E}{E_{sat}}$ , МПа	$\frac{E_e}{E_{e,sat}}$ , МПа
1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Чорнозем	2	-	16,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Глина третична неводонасиче на	3,6	26,9	18,6	15,6	0,19	0,15	0,33	0,18	0,22	0,72	0,71	20	54	21,0 15,3	25,6 22,0
Суглинок палево жовтий водонасичены й	3,5	26,9	20,1	15,8	0,27	0,16	0,29	0,13	0,85	0,7	1,00	18	20	12,3 10,1	12,9 12,0
Пісок крупний	Необм.	26,6	19,4	16,2	0,20	-	-	-	-	0,65	0,82	38	1	30,0 30,0	35,0 35,0

Примітка

1. Рівень підземних вод знаходиться на глибині 5,2 метри

Для розрахунку необхідно знати коефіцієнт жорсткості основи  $C_1$ .

Для його визначення було використано:

- пакет програм «Електронний довідник інженера» (тобто ЕСПРІ);
- розміри фундаменту у плані 36x106 метрів;
- середній тиск під подошвою фундаменту 200 кПа;
- глибина закладення фундаменту у основу 2,5 метри;
- сумарне навантаження на фундамент  $P$  дорівнює:

$$P=36*106*200=763200 \text{ кН}=763 \text{ тони} \quad (2.1)$$

Скриншот інтерфейсу програми «C1 C2» для розрахунку коефіцієнтів жорсткості основи. Інформація, введена в форму:

- Вертикальна навантаження ( $P$ ): 763 т
- Ексцентриситет ( $e$ ): 0.001 м
- Глибина закладення ( $h_0$ ): 2.5 м
- Форма фундаменту: Прямокутний
- Менша сторона фундаменту ( $b$ ): 36 м
- Соотношение сторон фундамента: 3
- Удельный вес грунта выше подошвы фундамента ( $\gamma_0$ ): 1.66 т/м<sup>3</sup>
- Соотношение напряжений для ограничения глубины сжимаемой толщи: 0.2
- Схема расчета: ДБН В.2.1-10:2009

Рисунок 2.9 - Вихідні дані для визначення коефіцієнту жорсткості

ОСНОВИ

Результати розрахунку коефіцієнту жорсткості наведено у додатку Д2.1 на Рисунок Д2.1.

Виявилося, що коефіцієнти жорсткості основи дорівнюють:

$$m - C1 = 272,5 \text{ т/м}^3 = 2725 \text{ кН/м},$$

$$- C2 = 1507,1 \text{ т}^3 = 15071 \text{ кН/м}$$

Просторова модель споруди у залізобетонному варіанті наведена на рис. 2.10.

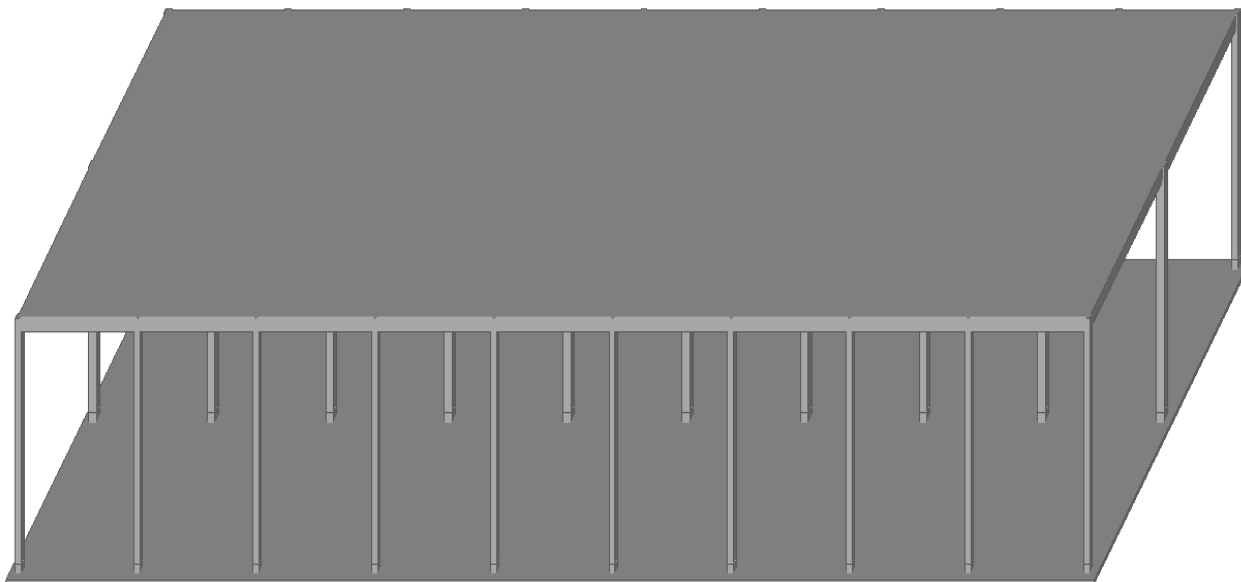


Рисунок 2.10 - Просторова модель залізобетонної будівлі цеху

Вихідні дані до розрахунку несучих конструкцій цеху (план) у програмі КОМПОНОВКА наведено у додатку Д2 (Рисунок Д2.2). На цьому ж рисунку червоним кольором виділено ті конструкції, для яких було розроблено креслення робочого проекту.

На рис. 2.11 наведено фрагмент конструюючої програми КОЛОНА, яку було використано для розрахунку арматури у залізобетонних колонах.

У додатку Д2 на рисунках Д2.3 – Д2.6 наведено креслення робочого проекту залізобетонних колон будівлі цеху з виробництва цементної черепиці згідно з наведеним на Рисунок Д2.2 схемою та маркуванням.

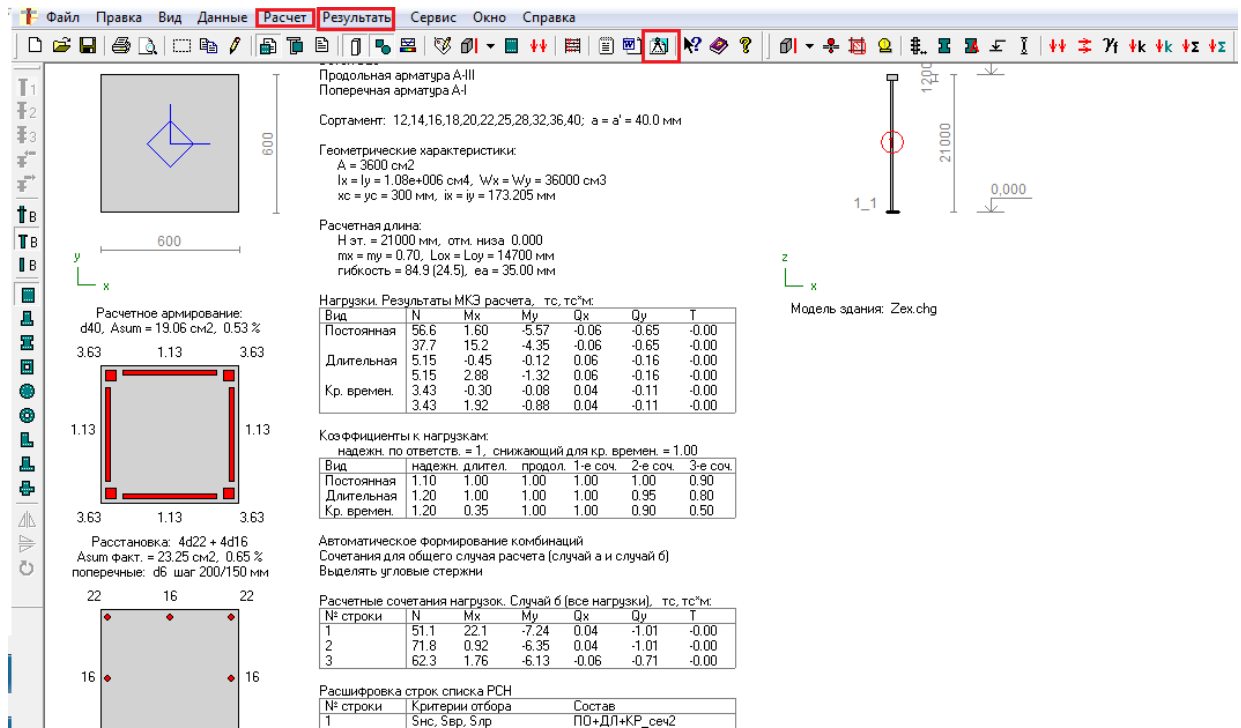


Рисунок 2.11 - Конструююча програма КОЛОНА. Вихідні дані до розрахунку арматури та розробки креслень робочого проекту залізобетонних колон будівлі цеху з виробництва цементної черепиці

На рис. 2.12 наведено фрагмент конструюючої програми БАЛКА, яку було використано для розрахунку арматури у залізобетонних балках.

У додатку Д2 на рисунках Д2.7 – Д2.10 наведено креслення робочого проекту залізобетонних колон будівлі цеху з виробництва цементної черепиці згідно з наведеним на Рисунок Д2.2 схемою та маркуванням.

## 2.3 Металеві конструкції

Розраховувалися поперечні рами, маркировку наведено на рис. 2.1.

Розрахунок каркаса виконується за допомогою програми Ліра 9.6. Моделювання всіх елементів каркасу будівлі виконано за допомогою двох вузлових кінцевих елементів. Розглядався варіант каркаса будівлі - металічні колони та балки перекриттів, по яким розкладені металеві прогони, до яких кріпиться покрівля.

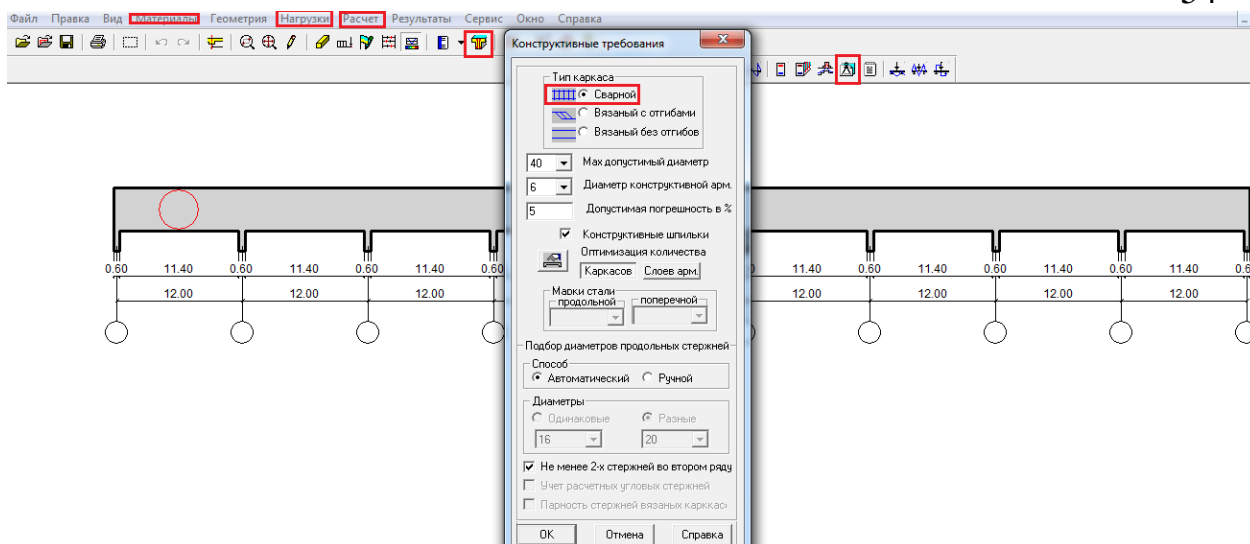


Рисунок 2.12 - Конструююча програма БАЛКА. Вихідні дані до розрахунку арматури та розробки креслень робочого проекту залізобетонних балок будівлі цеху з виробництва цементної черепиці

Все навантаження збиралися з прольоту 12 м. Розрахунок виконаний по сполученням завантажень.

Розглянуті нами завантаження представлені в таблиці 2.6:

### 2.3.1 Алгоритм розрахунку моделі будівлі в програмному комплексі ЛПА 9.6

Багатофункціональний програмний комплекс, призначений для проектування і розрахунку будівельних і машинобудівних конструкцій різного призначення.

Розрахункова схема моделюється в програмі ЛПР - Візор.

ЛПР-Візор є базовою системою програмного комплексу ЛПА включає наступні основні функції:

- візуалізація розрахункових схем на всіх етапах її синтезу і аналізу;
- діагностика помилок;
- наявність численних і різноманітних прийомів створення моделі (фільтри, маркери, дескриптори, навігація, багатомовність, різні системи

одиниць вимірювання, побудова будь-яких перерізів, масштабованість, багато віконний режим і т.д.);

- наявність численних прийомів аналізу результатів (побудова ізополів, ізоліній напружень, переміщень, епюр зусиль, анімація коливань, побудова деформованих схем, цифрова і колірна індикація елементів і їх атрибутів, регульований масштаб зображення);

- індикація проходження завдання в процесорі;

- наявність розвиненої системи документування.

### 2.3.2 Статичний розрахунок каркасу в плоскій постановці. розрахункова схема каркасу

Розрахунок каркаса виконується за допомогою програми Ліра 9.6. Моделювання всіх елементів каркасу будівлі виконано за допомогою двох вузлових кінцевих елементів.

Розглядався варіант каркаса будівлі - змішаного типу - монолітні ж / б колони з металевими фермами покриття.

Все навантаження збиралися з прольоту 12 м. Розрахунок виконаний по сполученням завантажень.

Розглянуті нами завантаження представлені в таблиці 2.6:

### 2.3.3 Етапи розрахунку

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

2 Виконується розрахунок на задані впливи

3 Визначаються необхідні перетину сталевих елементів

4 Виконується формування розрахункової схеми і кінцево-елементний розрахунок напружено - деформованого стану рами



5 Розрахункова схема експортується в програмний модуль Лір - СТК, в якому виконується підбір елементів конструкцій

6 Далі підібрані у програмному модулі Лір - СТК переносилися у програму Лір-Візор і виконувався перерахунок зусиль у несучих конструкціях

7 Розрахункова схема знову експортується в програмний модуль Лір - СТК, в якому виконується перевірка несучої здатності елементів конструкцій та виконується конструювання вузлів конструкції

Моделювання всіх елементів каркасу виконується методом кінцевих елементів з впровадженням двох вузлових КЕ № 10.

Нумерація вузлів і елементів, присутніх в розрахункових схемах представлена на рис. 2.13 і 2.14.

Жорсткості елементів, присутні в розрахунковій схемі Представлені на рис 2.15.

Маркування колон та балок, прийняте нами наведено на рис. 2.16.

На рисунках Д.2.11 – Д2.18 в додатку Д2 представлені схеми завантажень рамної конструкції

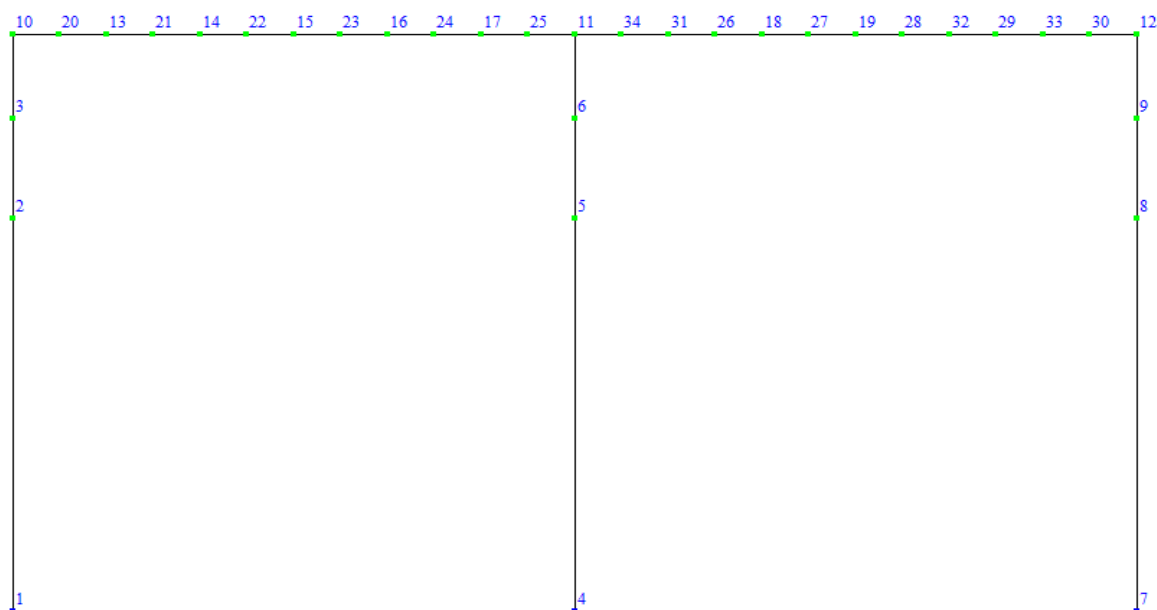


Рисунок 2.13 - Нумерація вузлів, прийнята при розрахунку рами з металевих конструкцій

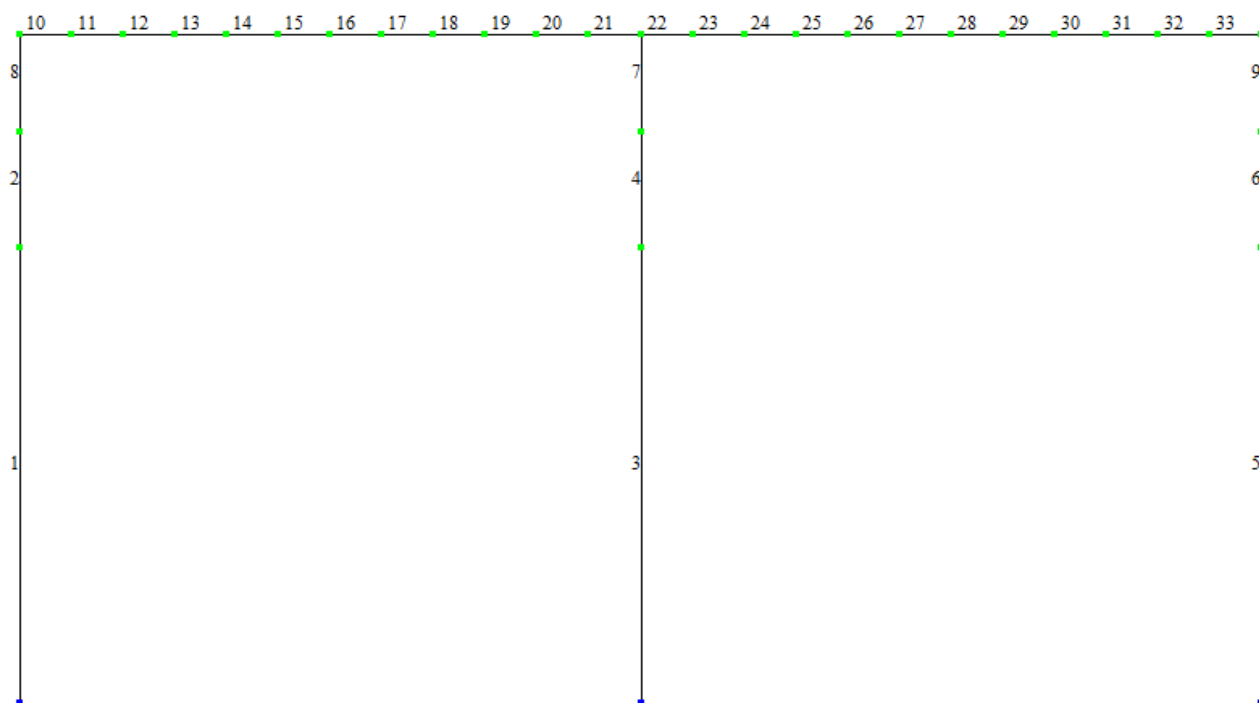


Рисунок 2.14 - Нумерація елементів, прийнята при розрахунку рами з металевих конструкцій

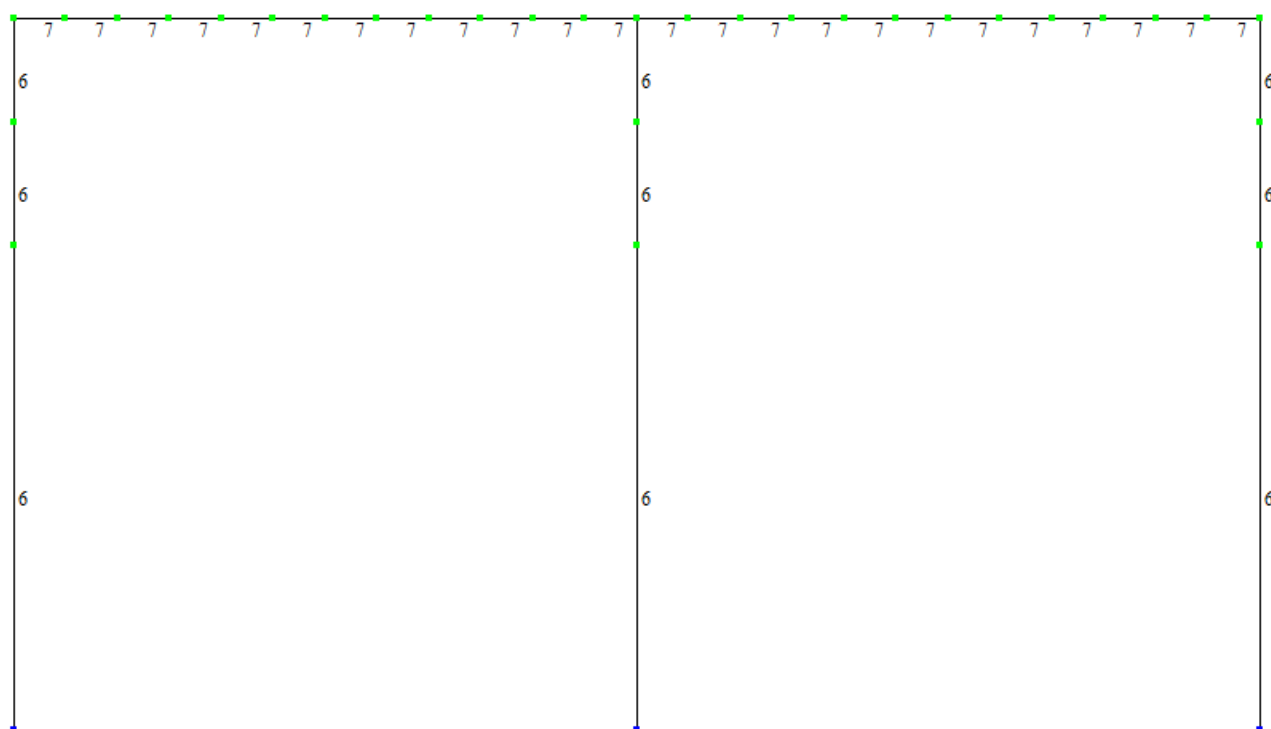


Рисунок 2.15 - Нумерація типів жорсткостей, прийнята при розрахунку рами з металевих конструкцій

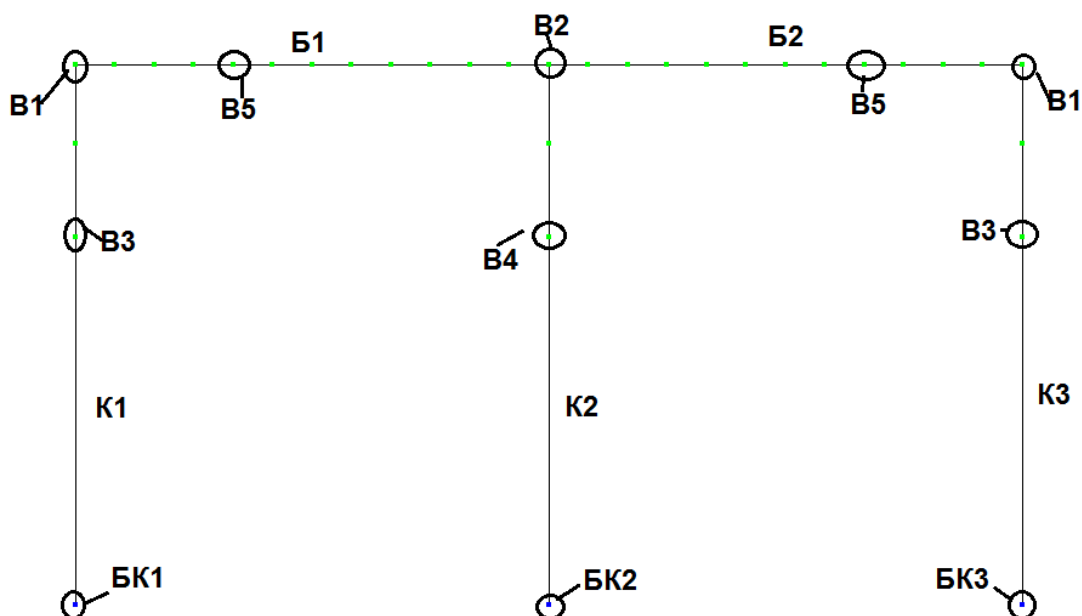


Рисунок 2.16 - Маркування колон та балок

K1, K2 та K3 – маркування колон; Б1 та Б2 – те ж саме, балок; В1-В7 – те ж саме, вузлів.

Результати підбору елементів рами відповідно до представленого на рис. 2.16 маркування зведено у таблицю 2.8.

Таблиця 2.8 - Результати розрахунку та підбору елементів рами

№ п.п.	Назва елементу	Кількість	Сортамент	Довжина, метри	Вага, кг
1	Колона К1	1	Двотавр 70Б1, ГОСТ 262020-83	21	2715,3
2	Колона К2	1	Двотавр 80Б1, ГОСТ 262020-83	21	4267,2
3	Колона К3	1	Двотавр 70Б1, ГОСТ 262020-83	21	2715,3
4	Балка Б1	1	Двотавр 80Б1, ГОСТ 262020-83	18	3657,6
5	Балка Б2	1	Двотавр 80Б1, ГОСТ 262020-83	18	3657,6
Загальна вага рами, кг					17013

Креслення запроєтованих нами вузлів наведено на Рисунок Д2.19 - Д2.26.

При цьому на Рисунок Д2.19- Д2.22 наведено креслення баз колон, а на Рисунок Д2.23 – Д2.26 – вузли кріплення ригелів рами до колон.

#### 2.4 Комбіновані конструкції

Розраховувалися поперечні рами, маркировку яких наведено на рис. 2.1.

Розрахунок каркаса виконується за допомогою програми Ліра 9.6. Моделювання всіх елементів каркасу будівлі виконано за допомогою двох вузлових кінцевих елементів. Розглядався варіант каркаса будівлі - залізобетонні колони та металеві ферми покриттів, по яким розкладені металеві прогони, до яких кріпиться покрівля.

Все навантаження збиралися з прольоту 12 м. Розрахунок виконаний по сполученням завантажень.

Розглянуті нами завантаження представлені в таблиці 2.6:

##### 2.4.1 Алгоритм розрахунку моделі будівлі в програмному комплексі ЛІРА 9.6

Багатофункціональний програмний комплекс, призначений для проектування і розрахунку будівельних і машинобудівних конструкцій різного призначення.

Розрахункова схема моделюється в програмі ЛІРА - Візор.

##### 2.4.2 Статичний розрахунок каркасу в плоскій постановці. розрахункова схема каркасу

Розрахунок каркаса виконується за допомогою програми Ліра 9.6. Моделювання всіх елементів каркасу будівлі виконано за допомогою двох вузлових кінцевих елементів.

Розглядався варіант каркаса будівлі - змішаного типу - монолітні ж / б колони з металевими фермами покриття.

Все навантаження збиралися з прольоту 12 м. Розрахунок виконаний по сполученням завантажень.

Розглянуті нами завантаження представлені в таблиці 2.6:

#### 2.4.3 Етапи розрахунку

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

2 Виконується розрахунок на задані впливи

3 Розрахункова схема колон експортується в програмний модуль Лір - АРМ, в якому виконується розрахунок та підбор арматури та генерація креслень робочого проекту

Моделювання всіх елементів каркасу виконується методом кінцевих елементів з впровадженням двох вузлових КЕ № 10.

Маркування колон та ферм, прийняте нами, наведено на рис. 2.2.

Нумерація вузлів і елементів, присутніх в розрахункових схемах представлена на рис. 2.17 і 2.18.

Жорсткості елементів, присутні в розрахунковій схемі представлено на рис 2.19, а розташування шарнірів – на рис. 2.20.

На рисунках Д.2.27 – Д2.33 в додатку Д2 представлені схеми завантажень рамної конструкції.

#### 2.4.4 Результати розрахунків

В результаті розрахунку отримані всі компоненти напруженого і деформованого стану конструктивних елементів будівлі.

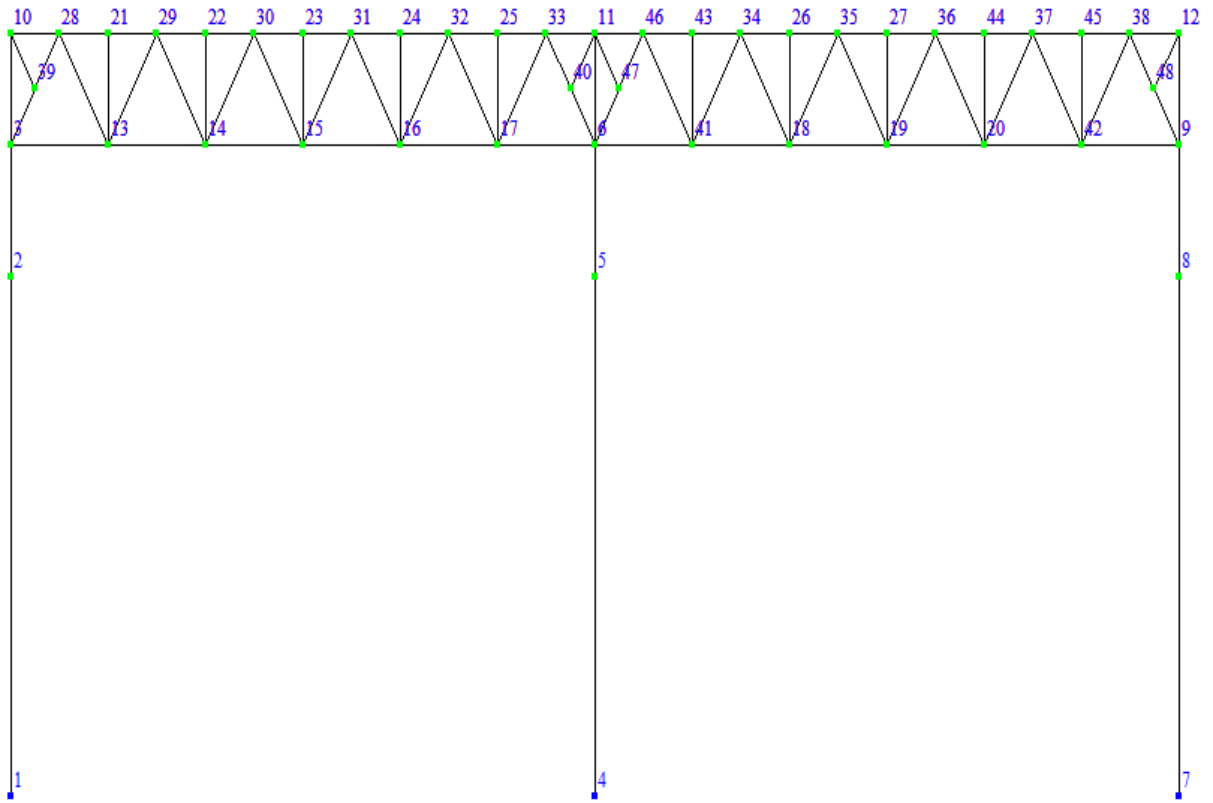


Рисунок 2.17 - Розрахункова схема. Маркування колон

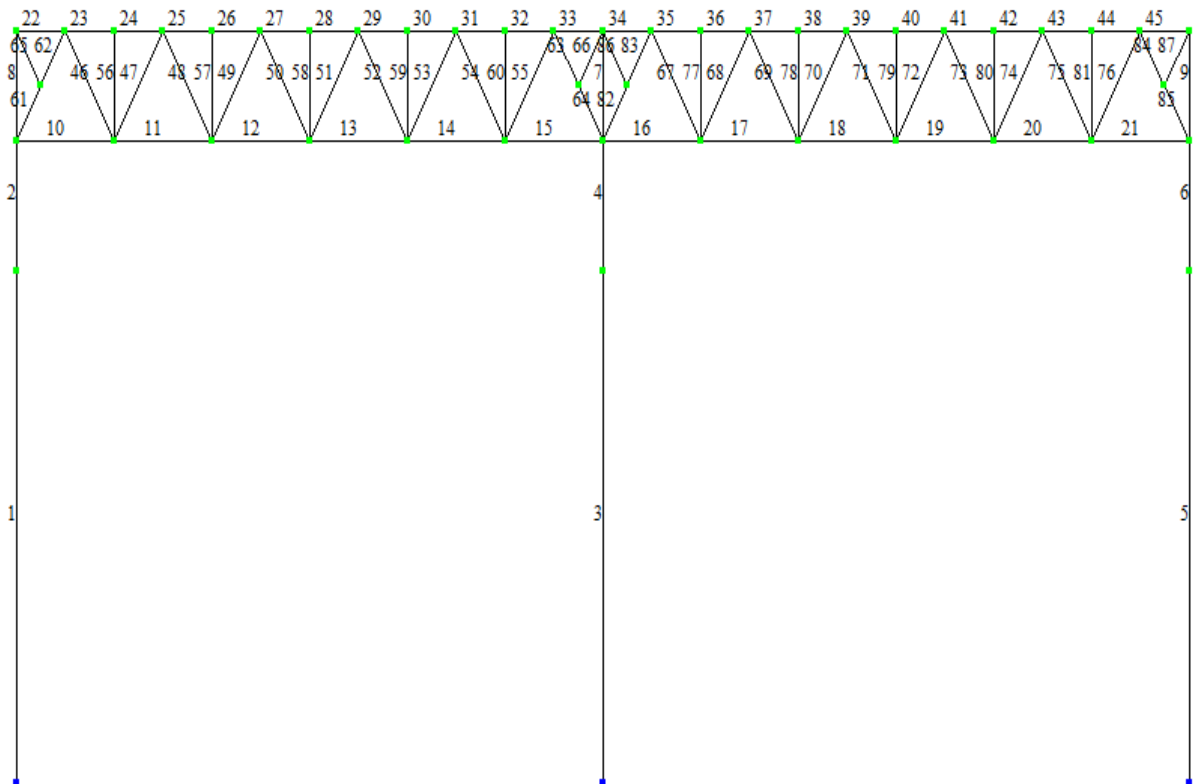


Рисунок 2.18 - Розрахункова схема. Нумерація елементів

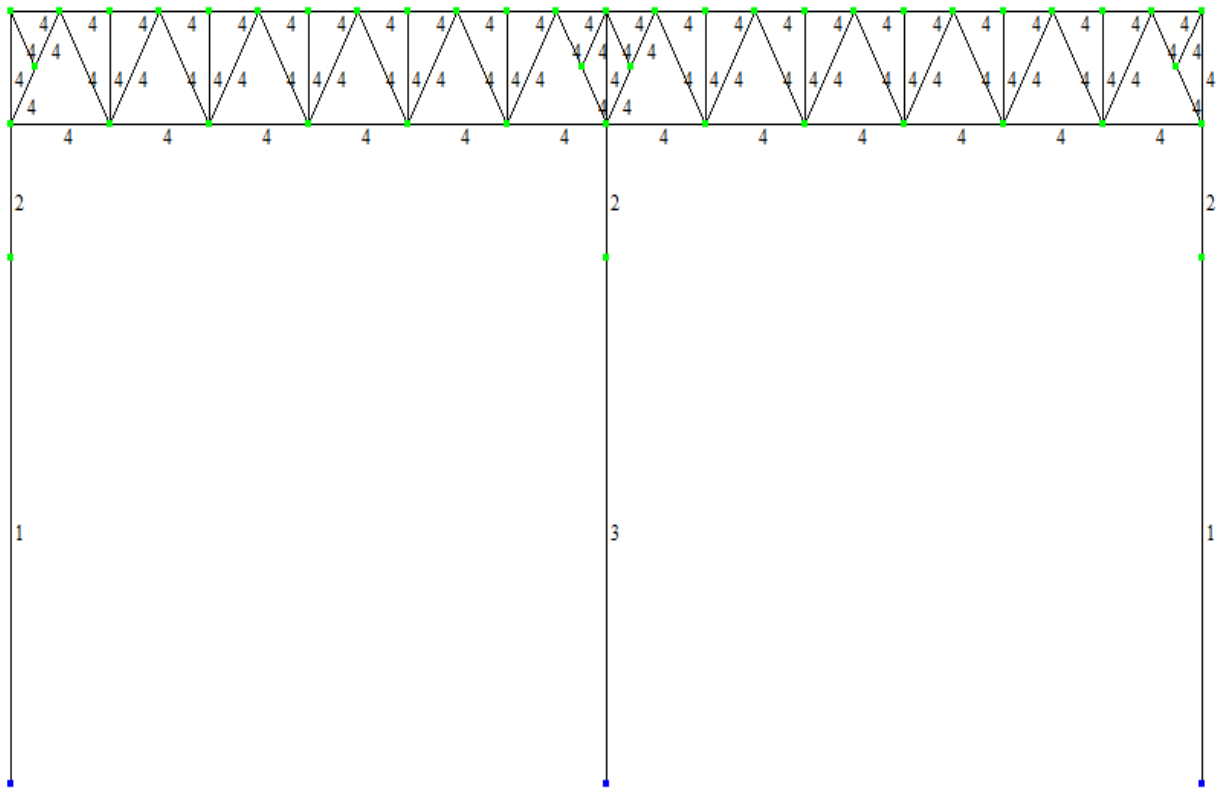


Рисунок 2.19 - Розрахункова схема. Нумерація жорсткостей

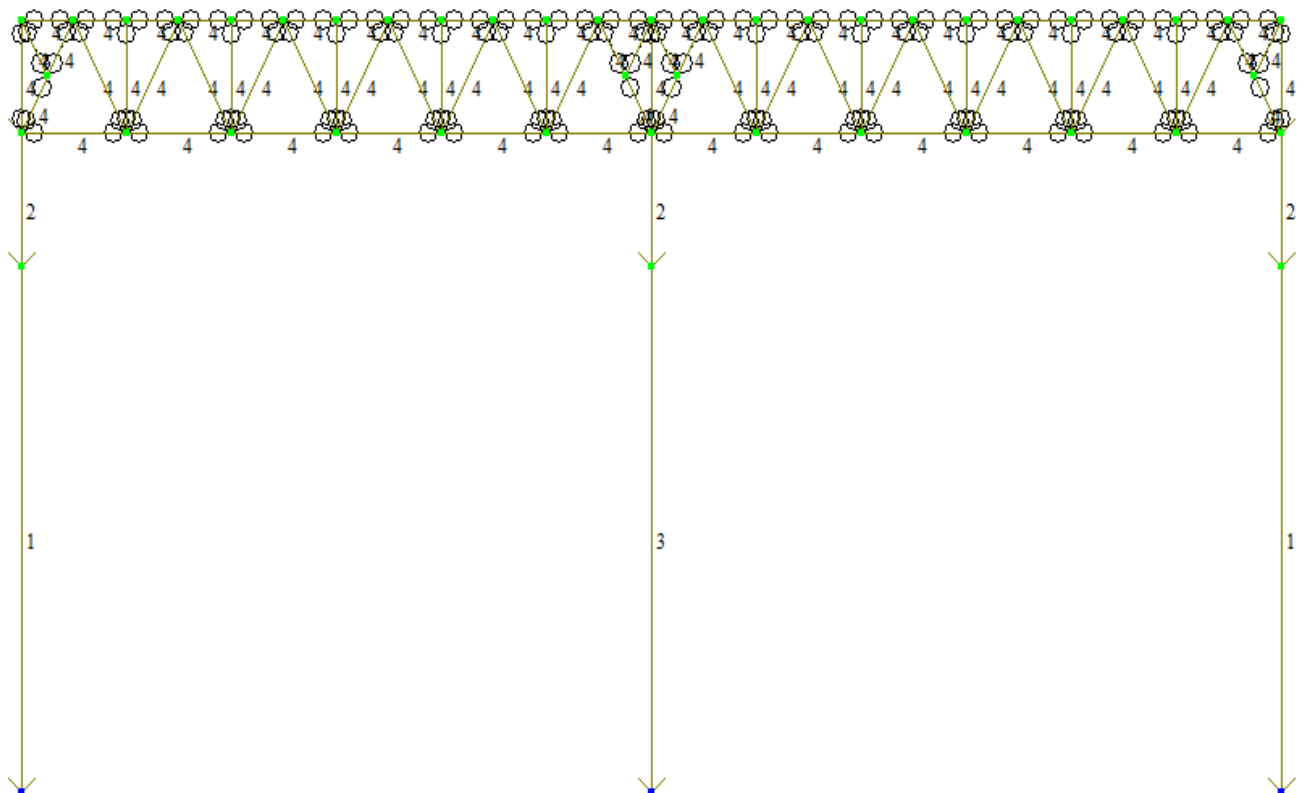


Рисунок 2.20 - Шарніри

За отриманими в результаті статичного розрахунку розрахунковим сполучення-данним зусиль визначено необхідну розрахункове армування конструктивних елементів будівлі (точніше, його колон), отримане за допомогою конструюють модуля «Лір-Арм».

При побудові епюр зусиль нами було використано перше основне сполучення. Ці епюри представлені на (Рисунок Д2.37 – Д2.40).

2.4.5 Розрахунок армування залізобетонних колон в програмного модулі «ЛІР-АРМ».

Вихідні дані для розрахунку:

1. Вид елемента - колона.
2. Модуль армування - стрижень. Армування - симетричне.
3. Система - статично невизначена.
4. Розрахунок по II групі граничних станів - виконувати.

Матеріали:

1. Бетон класу В-15. Ширина Розкриття тріщин - 0,4 мм (короткочасних), 0,3 мм (тривалих). Випадкові ексцентриситети - 3 см.
2. Арматура поздовжньому класу А-400С2, поперечна - А-240С.

Короткий опис модулів програми, з використанням яких здійснюється армування елементів.

Модуль <СТЕРЖЕНЬ>. Модуль виконує підбір арматури при наявності в перетинах стрижня:

- нормальної сили (стиснення або розтягнення)  $N$ ;
- крутного моменту  $M_k$ ;
- згинальних моментів в двох площинах  $M_y$ ,  $M_z$ ;
- перерізуєчих сил  $Q_z$ ,  $Q_y$ .



Виконує розрахунок за граничними станами першої (міцність) і другої групи (утворення тріщин).

Перетин: прямокутний.

Режим "виділяти кутові стрижні" – це алгоритм підбору дискретної арматури з пріоритетним розташуванням стрижнів в кутових зонах.

За бажанням може бути отримано симетричне і несиметричне армування щодо осі  $Y$  або  $Z$ .

Підбір поперечної арматури здійснюється виходячи з величини перерізуючої сили за напрямками  $Y$  і  $Z$  на одиницю довжини.

Для підбраної арматури за умовами тріщиностійкості визначається ширина тривалого і короткочасного розкриття тріщин. Ширина розкриття тріщин визначається за напрямками  $Z$  і  $Y$ .

У таблицю результатів заноситься більшого значення.

На малюнку 2.21 представлено схему, яка використовувалася при підборі арматури

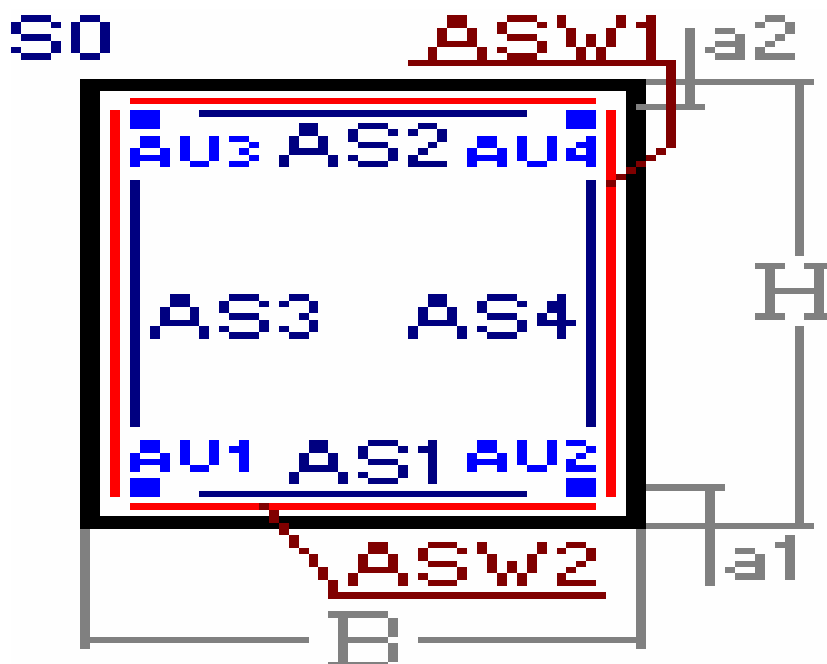


Рисунок 2.21 - Визначення поздовжньої і поперечної арматури

На рис. 2.12 прийняті такі позначення:

- AU1 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (в лівому нижньому куті перетину);
- AU2 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (в правому нижньому куті перетину);
- AU3 - площа кутовий верхній поздовжньої арматури (в лівому верхньому куті перетину);
- AU4 - площа кутовий верхній поздовжньої арматури (в правому верхньому куті перетину);
- AS1 - площа нижньої поздовжньої арматури;
- AS2 - площа верхньої поздовжньої арматури;
- AS3 - площа бічної поздовжньої арматури (у лівій грані перерізу);
- AS4 - площа бічної поздовжньої арматури (у правій грані перерізу);
- ASW1 - вертикальна поперечна арматура;
- ASW2 - горизонтальна поперечна арматура;

Також нами було згенеровано креслення робочого проекту середньої та крайніх колон (Рисунок Д2.11-Д2.14 у додатку Д2).

## 2.5 Фундаментні конструкції

Розраховувалися фундаменти поперечних рам, маркировку яких наведено на рис. 2.1.

Розрахунок фундаментів виконується за допомогою програми «ФОК».

Програма «ФОК Комплекс» (версія 2018 г.) призначена для проектування окремо розташованих фундаментів під колони каркасних будівель на природній, пальовій забивній і пальовій буронабивній основі, для проектування фундаментів під стіни безкаркасних будівель на природній і пальовій основі, а також проектування (перевірки) гравітаційних підпірних стін і підпірних стін з буронабивних паль і

шпунтів іншої конструкції на персональних комп'ютерах (ПК), сумісних зі стандартом IBM PC.

Програма ФОК Комплекс будується на алгоритмі введення вихідних даних про конструктивному вирішенні фундаменту і геології, і подальшому розрахунку з висновком робочої документації. Програма для проектування фундаментів не базується на МСЕ (метод кінцевих елементів), що означає відсутність необхідності в зборі моделі, як, наприклад того вимагає Plaxis (програма для кінцево-елементного розрахунку напружено-деформованого стану підстав).

Робота в ФОК Комплекс починається зі створення плану розташування фундаменту: створюється сітка осей, а потім до осей прив'язується розташування фундаментів (стрічкових і окремо розташованих).

Дані по грунтах задаються за допомогою введення в ФОК Комплекс відповідних значень про фізичні властивості.

Значення потужностей шарів ґрунту можна задати для кожного фундаменту вручну або автоматично (за допомогою створення єдиної бази ґрунтів, в такому випадку потужність шарів під кожним фундаментом буде визначена інтерполяцією). Потім в дію вступає алгоритм розрахунку фундаменту.

Подальші дані для розрахунку (матеріали, навантаження і т.д.) вводяться в програму ФОК Комплекс для кожного фундаменту вручну. Цей процес, на перший погляд, може здатися дуже трудомістким, з огляду на наявність 2-5 таблиць в кожному пункті, але насправді все куди простіше: дані, заповнені для одного фундаменту, можна розтиражувати на інші, змінюючи параметри що відрізняються.

Навантаження на фундаменти було визначено у ході розрахунку конструкції з залізобетонними колонами та металевими фермами.

Ці навантаження зведено у таблицю 2.9.

Для розрахунку та проектування фундаментів нами було використано дані ґрунтових шарів, наведених у таблиці 2.7 та наведені у таблиці 2.22 навантаження на фундаменти.

У всіх випадках глибина залягання підосви фундаменту приймалася рівною 2,5 метри.

Це витікає з особливостей температурних особливостей району будівництва, особливостей конструкції та будови ґрунтової товщі.

На рис. 2.22 наведено діалогове вікно з планом фундаментів будівлі цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці.

Таблиця 2.9 - Навантаження на фундаменти

№ п.п.	Маркування рами	Назва елемента	Навантаження	
			Вертикальна сила N, тони	Згинальний момент M, т*м
1	Рама Р1	Колона К1	46,1	1,1
		Колона К2	111,5	1,4
		Колона К3	46,1	1,1
2	Рама Р2	Колона К1	78,5	1,2
		Колона К2	195,3	1,8
		Колона К3	78,5	1,2

Примітка: дану таблицю слід розглядати сумісно з рис. 2.1.



Рисунок 2.22 - Диалоговое окно программы ФОК. План фундаментів

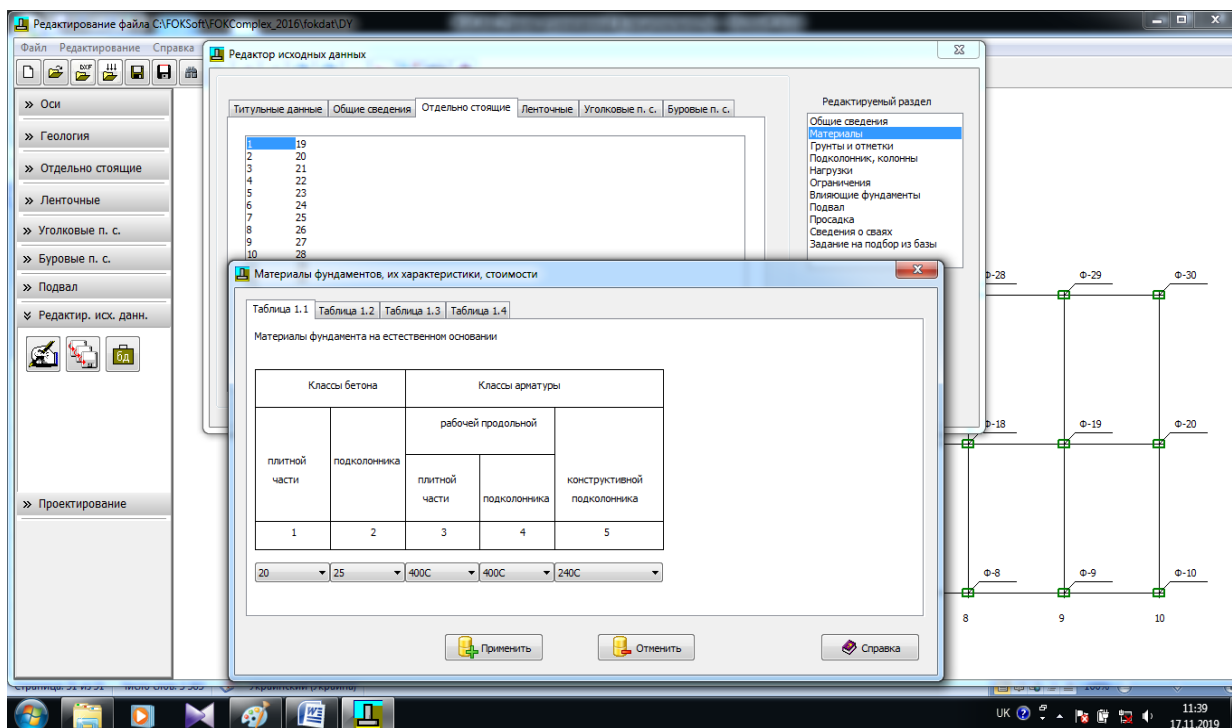


Рисунок 2.23 - Диалоговое окно программы ФОК. Матеріали

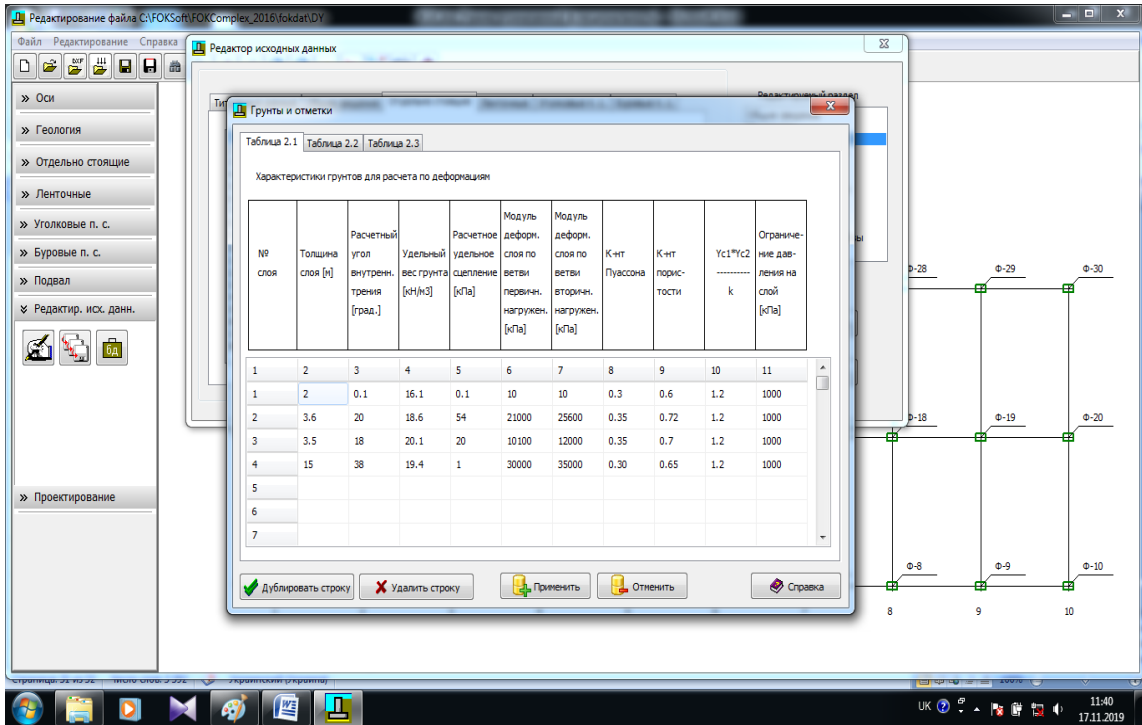


Рисунок 2.24 - Діалогове вікно програми ФОК. Властивості ґрунтів

На рис. 2.23 наведено діалогове вікно з властивостями матеріалу фундаментів, а на рис. 2.24 – діалогове вікно програми ФОК з властивостями ґрунту.

Результати генерації креслень фундаментів під рами Р1 та Р2 наведено у додатку Д2 на Рисунок Д2.41-Д2.44.

При цьому опалубочне креслення та креслення арматурних виробів під фундаменти рами Р1 наведено на Рисунок Д2.41-Д2.42.

Крім того опалубочне креслення та креслення арматурних виробів під фундаменти рами Р2 наведено на Рисунок Д2.43 -Д2.44.

Висновки по другому розділу:

1. При розробці даного розділу нами було розраховано та запроектовано несучі конструкції цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці з таких матеріалів:

1.1 Залізобетонну

1.2 Металу

1.3 Комбіновані

2 Розраховано та запроектовано такі елементи несучих конструкцій цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці

2.1 Колони

2.2 Балки покриття

2.3 Ферми покриття

2.4 Окремі фундаменти

2.5 Плитний фундамент

3 Найбільш матеріалоємним виявився каркас з монолітного залізобетону, а найменш матеріалоємним – з металу

При цьому комбінована конструкція (залізобетонні колони та металеві ферми) займає проміжне місце.

## РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

### 3.1 Технологія виробництва земляних робіт

Для перетворення природного рельєфу площадки, відведеної під будівництво будівель і споруд для планування території, виконують земляні роботи, передбачені проектом.

Основні роботи включають розробку ґрунту в котловані, транспортування його до місця вивантаження, зворотну засипку пазах фундаменту з подальшим його ущільненням.

Процес розробки ґрунту в котловані проводиться екскаватором, оснащеним зворотною лопатою, оскільки розробка ґрунту ведеться нижче рівня стоянки екскаватора.

Процес розробки ґрунту екскаватором складається з операцій, які чергуються в певній послідовності.

Один цикл включає в себе:

- різання ґрунту;
- заповнення ковша;
- підйом ковша з ґрунтом;
- поворот екскаватора навколо своєї осі до місця вивантаження;
- вивантаження ґрунту з ковша в транспортний засіб;
- зворотний поворот екскаватора;
- опускання ковша і подача його в початкове положення.

Уривка котловану проводиться одноківшевим екскаватором із зворотною лопатою ЕО-4121, оснащеним ковшем ємністю 0.65 куб.м.

Розробку ґрунту ведуть лобовий проходки.

Екскаватор розробляє масив ґрунту, доступний для розробки з однієї стоянки.



Після закінчення розробки ґрунту в даному положенні, екскаватор переміщається на нову позицію.

Найбільший радіус копання становить 9.2 метра.

Тому відстань між стоянками приймається рівним максі-мінімальний радіусу копання.

Для зворотної засипки котловану використовується бульдозер ДЗ-42 з неповоротним відвалом на базі трактора ДТ-75.

Ґрунт, доставлені транспортними засобами висипається, і за допомогою робочого органу бульдозера транспортується до місця укладання.

Для ущільнення ґрунту використовуються ручні трамбування ІЕ-4502 з розмірами черевика 350 \* 450 мм.

Ґрунт укладається шарами 20 см і потім трамбується.

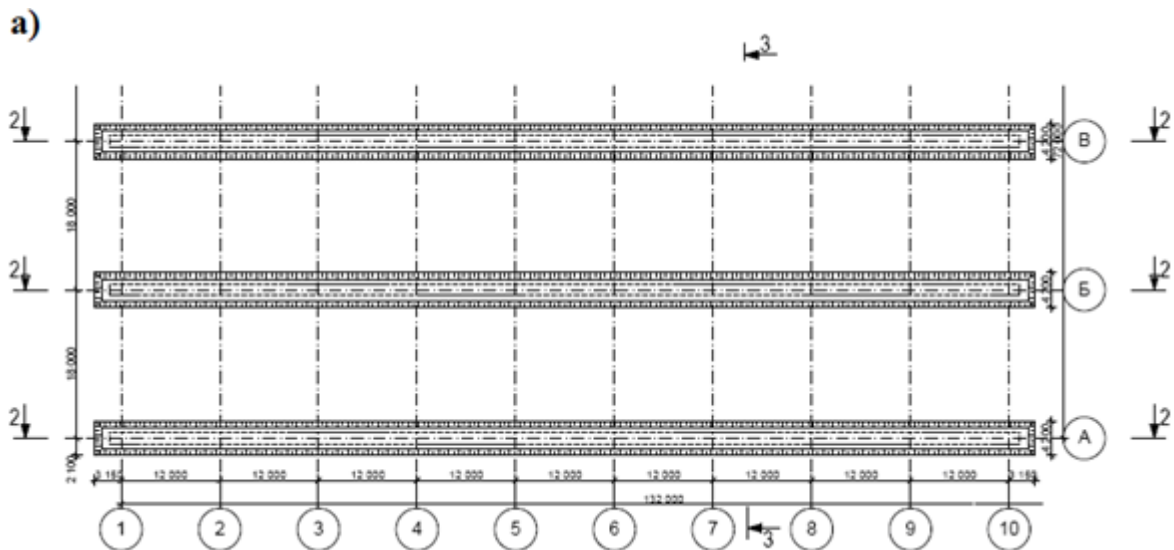


Рисунок 3.1 - Схема улаштування ґрунтової подушки

## 3.2 Визначення об'ємів земляних робіт

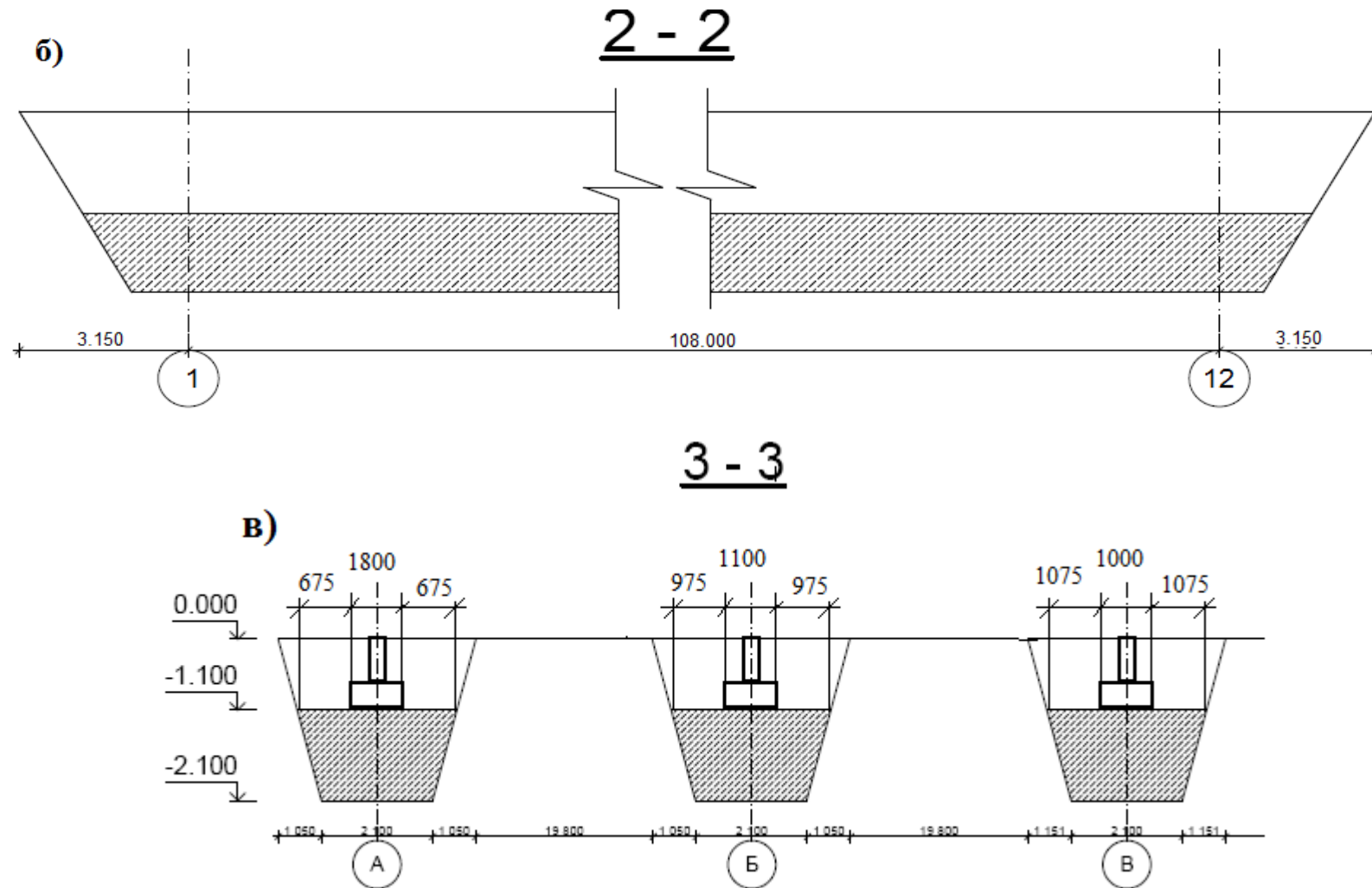


Рисунок 3.1 - Фактична схема котловану. а - план, б, в – розрізи

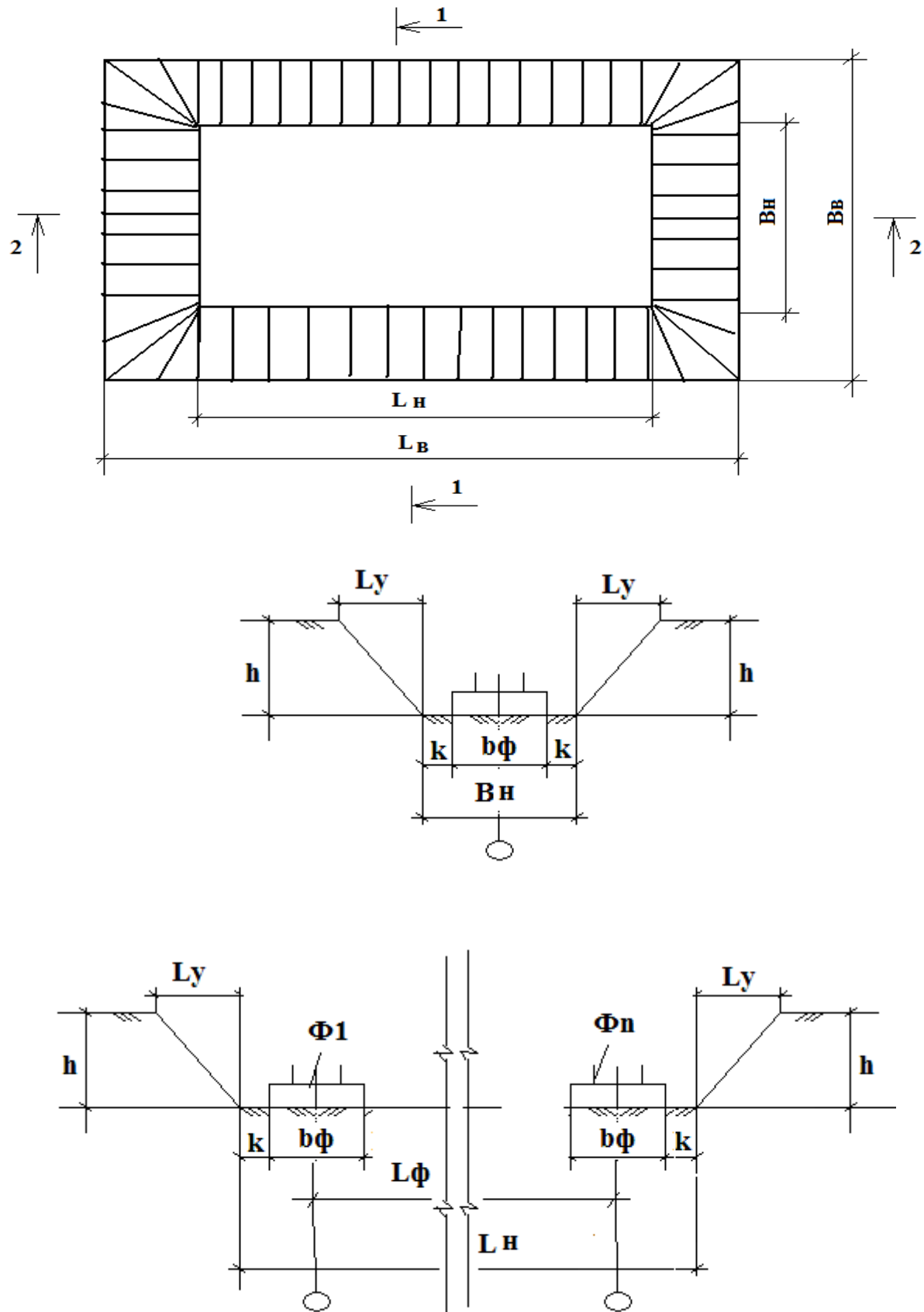


Рисунок 3.2 - До визначення обсягів земляних робіт

Розміри котловану, встановлені з конструктивних міркувань, представлені на рис. 3.1.

1.1. Схема, призначена для визначення обсягів земляних робіт, представлена на рис. 3.2.

Так як в нашому випадку глибина котловану становить 2,1 метра, то ґрунт необхідно розробляти з укосами.

Модуль укосу  $m$  для суглинку, згідно ДБН А.3.2-2-2009, дорівнює 0,5.

Обсяг ґрунту при уривку котловану визначаємо за формулою:

$$V = \frac{F_n + F_v}{2} \cdot h,$$

де:  $F_n$  - площа котловану по низу;  $F_v$  - площа котловану по верху;  $h$  - глибина котловану.

Розміри і площа нижньої частини котловану слід визначати по формулам:

$$B_n = B + l_f + 2k,$$

$$L_n = L + l_f + 2k,$$

$$F_n = (B_n) \cdot (L_n),$$

$B_f$ ,  $l_f$  - відповідно довжина і ширина фундаменту;  $B_k$ ,  $l_k$  - відповідно довжина і ширина котловану;  $h$  - глибина котловану.

Відстань від краю фундаменту до краю котловану, приймається рівною 0,5 метра.

З малюнка 3.1 випливає, що відстань від фундаментів до бортів котловану

$$k = 0,625m > 0,5m$$

Тому розміри котловану призначаємо, виходячи з конструктивних міркувань.

Для котлованів по осях "А" і "Д" маємо:

$$B_n = 2,1 \text{ м},$$

$$L_H = 132\text{м} + 2 * 1,050\text{м} = 134,2\text{ м},$$

$$F_H = (B_H) * (L_H) = 134,2 * 2,1 = 281,2\text{ кв.м},$$

$$B_B = 4,2\text{ м},$$

$$L_B = 138,3\text{ м},$$

$$F_B = (B_H) * (L_H) = 138,3 * 4,2 = 580,86\text{ кв.м},$$

$$V = \frac{F_H + F_B}{2} \cdot h = (281,2 + 580,86) * 2,1 / 2 = 906\text{ куб.м}$$

Для котлованів у осях "Б" і "Г" маємо:

$$B_H = 2,1\text{ м},$$

$$L_H = 132\text{м} + 2 * 1,050\text{м} = 134,2\text{ м},$$

$$F_H = (B_H) * (L_H) = 134,2 * 2,1 = 281,2\text{ кв.м},$$

$$B_B = 4,2\text{ м},$$

$$L_B = 138,3\text{ м},$$

$$F_B = (B_H) * (L_H) = 138,3 * 4,2 = 580,86\text{ кв.м},$$

$$V = \frac{F_H + F_B}{2} \cdot h = (281,2 + 580,86) * 2,1 / 2 = 906\text{ куб.м}$$

Для котловану по осі "В" маємо:

$$B_H = 2,1\text{ м},$$

$$L_H = 132\text{м} + 2 * 1,050\text{м} = 134,2\text{ м},$$

$$F_H = (B_H) * (L_H) = 134,2 * 2,1 = 281,2\text{ кв.м},$$

$$B_B = 4,2\text{ м},$$

$$L_B = 138,3\text{ м},$$

$$F_B = (B_H) * (L_H) = 138,3 * 4,2 = 580,86\text{ кв.м},$$

$$V = \frac{F_H + F_B}{2} \cdot h = (281,2 + 580,86) * 2,1 / 2 = 906\text{ куб.м}$$

ЗАГАЛЬНИЙ ОБСЯГ КОТЛОВАНІВ ДОРІВНЮЄ:

$$V_{\text{котл}} = 3 \cdot V = 3 \cdot 906 \text{ куб.м.} = 2718 \text{ куб.м}$$

ОБСЯГ ПІДЧИЩЕННЯ ДНА КОТЛОВАНУ ВРУЧНУ

Підчистка дна котловану вручну здійснюється в місцях розташування фундаментів. Її обсяг визначаємо за формулою:  $V_{\text{подч}} = f_{\text{ф}} \cdot h_{\text{п}}$ , де:  $f_{\text{ф}}$ - площа підшов фундаментів,  $h_{\text{п}}$ - глибина підчищення вручну (дорівнює 0,1 м). Маємо:

$$f_{\text{ф}} = 12 \cdot (1,8 \cdot 1,8) \cdot 2 + 12 \cdot (1,1 \cdot 1,1) \cdot 2 + 12 \cdot (1 \cdot 1) \cdot 1 = 124,32 \text{ кв.м,}$$

$$V_{\text{подч}} = 124,32 \cdot 0,1 = 12,5 \text{ кв.м}$$

ОБСЯГ ГРУНТУ, НЕОБХІДНОГО ДЛЯ УЛАШТУВАННЯ З'ЇЗДІВ У КОТЛОВАН

Обсяг ґрунту, призначеного для влаштування з'їздів, дорівнює:

$$V_c = 2 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot L \cdot h \cdot b \right),$$

де  $L$ -довжина з'їзду;  $L = h / i$ , де  $i$ -ухил, який дорівнює 15%;  $h$ - глибина котловану;  $b$ - ширина з'їзду, яка при односторонньому русі дорівнює 3,5 м.

Маємо:

$$L = 2,1 / 0,15 = 14 \text{ м,}$$

$$V_c = 2 \left( \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 2,1 \cdot 3,5 \right) = 102,9 \text{ м}^3$$

Для п'яти котлованів обсяг ґрунту дорівнює:

$$V_{c,общ} = 3 \cdot V_c = 3 \cdot 102,9 = 308,7 \text{ м}^3,$$

Загальний обсяг розробки ґрунту дорівнює:

$$\begin{aligned} V_{общ} &= V_{котл} + V_{c,общ} + V_{подч}, \\ &= 2718 + 12,5 + 308,7 = 3039,2 \text{ куб.м} \end{aligned}$$

### ЗВОРОТНЯ ЗАСИПКА

Обсяг ґрунту, призначеного для зворотної засипки, підраховується як різниця між обсягами котловану та обсягом конструкції фундаменту:

$$V_{зас1} = V_{общ} - V_{ф},$$

де  $V_{заг}$  - загальний обсяг ґрунту при улаштуванні котловану

$V_{ф}$  - обсяг фундаментів, який дорівнює 57 куб.м

$$V_{зас1} = 2718 \text{ куб.м.} - 57 \text{ куб.м.} = 2661 \text{ куб.м}$$

Об'єм ґрунту для зворотної засипки визначаємо з урахуванням коефіцієнта розпушення ґрунту. маємо:

$$V_{зас} = \frac{V_{зас1} K_n}{K_o},$$

де: -  $K_o = 1,065$ ;  $K_n = 1,27$

Тут

$$V_{зас} = \frac{2661 \cdot 1,27}{1,065} = 3173 \text{ куб.м}$$



Висновки по третьому розділу

1 Загальний об'єм розробки ґрунту дорівнює 3039,2 кубічних метрів ґрунту

2 Для зворотної засипки котловану необхідно використати 3173 кубічних метрів ґрунту

## РОЗДІЛ 4

### НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.

Мета. При написанні даного розділу нами переслідувалася мета вказати на перспективність використання нелінійних моделей міцності (зокрема, критерію міцності О. М. Шашенка) при визначенні нормативного та розрахункового опорів основи [37, 38, 39, 40, 41, 42].

Це дозволить зменшити трудомісткість процесу визначення характеристик міцності властивостей ґрунтів (в даний час для кожного із значень кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення необхідно вказувати інтервали тисків, при яких вони визначалися).

Облік нелінійності також дозволить представити властивості міцності як функції від тиску, при якому вони визначалися, і, тим самим, значно розширити область зміни міцностних властивостей ґрунту.

Методи. Теоретичні дослідження геомеханічних процесів з використанням аналітичних математичних методів.

Аналіз і узагальнення результатів теоретичних досліджень.

Результати. Отримано модифікації формул, призначених для визначення початкового критичного навантаження на ґрунт, а також нормативного та розрахункового опорів основи [37, 38].

На відміну від формул, які використовуються в даний час в українських нормативних документах [7, 8], отримані нами формули дозволяють враховувати залежності міцностних властивостей ґрунту від тиску на нього (в нашому випадку - середнього тиску під подошвою фундаменту).

Наукова новизна. Отримані нами теоретичні залежності дозволяють враховувати вплив криволінійної форми огиначаючої Кулона - Мора на результати визначення нормативного та розрахункового опорів основи.

При цьому для обліку нелінійності огинаючої запропоновано використовувати умова міцності О.М. Шашенка [39, 40, 42].

Практична значимість. Отримані нами результати дозволяють підвищити достовірність визначення початкової критичного навантаження на ґрунт, а також нормативного та розрахункового опорів основи. Це досягається за рахунок обліку не лінійності огинаючої Кулона - Мора.

Ключові слова: лінійний критерій міцності Мора - Кулона; нелінійний критерій міцності і О. М. Шашенка; нормативний розрахунковий опір основи, розрахунковий опір основи; питоме зчеплення ґрунту; кут внутрішнього тертя ґрунту, лінійна залежність, нелінійна залежність, середній тиск під подошвою фундаменту.

#### 4.1 Аналіз досягнень в даній області знань

В даний час для визначення області тисків, в якій допускається виконувати розрахунки основ в рамках лінійної моделі, використовують так званий розрахунковий опір ґрунту  $R$  [37, 38, 44, 45].

Проблема полягає в тому, що при його розрахунку діючі на території України будівельні норми (ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення) не враховують вплив на характеристики міцності ґрунту нормального тиску, при якому ці характеристики визначалися.

Ціль роботи. При написанні даного розділу нами переслідувалась ціль отримати формули, необхідні для визначення нормативного  $R^H$  та розрахункового опору основи  $R$ .

Матеріали і методика досліджень. Завдання досліджень була сформульована так:

1) Відомі залежності міцностних властивостей ґрунту або гірської породи (питомого зчеплення  $c$  і кута внутрішнього тертя  $\varphi$ ) від діючого на нього вертикального тиску  $\sigma$

2) Відомі питома вага ґрунту (породи) вище підосви фундаменту  $\gamma'$  та питома вага ґрунту (породи) вище підосви фундаменту  $\gamma$ .

3) Відомі глибина закладання підосви фундаменту  $d$  и ширина підосви фундаменту  $b$

4) Треба визначити:

4.1 Нормативний розрахунковий опір основи  $R^H$

4.2 Розрахунковий опір основи  $R$

При викладенні матеріалу досліджень нами свідомо в тій чи іншій мірі були відтворені відомі математичні викладки [37, 38].

Це необхідно для обґрунтування алгоритму, який був використаний нами для отримання модифікованих формул, призначених для визначення початкової критичного навантаження на ґрунт, а також нормативного та розрахункового опорів ґрунту.

Для визначення розрахункового опору розглянемо представлену на рис. 1-а розрахункову схему.

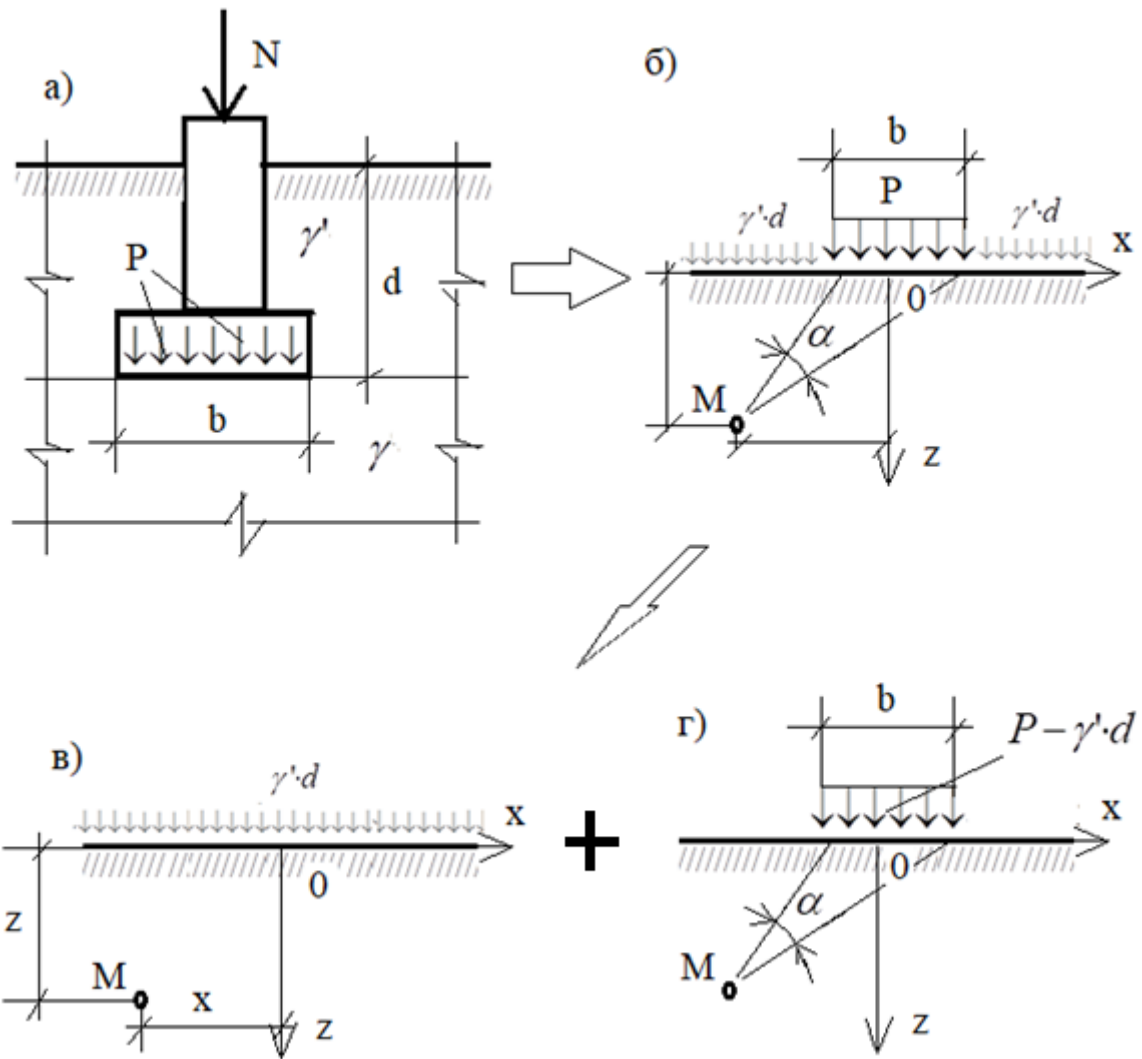


Рисунок 4.1 - До визначення нормативного та розрахункового опорів основи  
 а - система «основа - фундамент»; б - відповідна їй розрахункова схема; в і г - складові розрахункової схеми

Цю схему розіб'ємо на дві складові, одна з яких відповідає півпростором, до верхньої межі якої прикладена нескінченна в плані розподілене навантаження  $q$ , що чисельно дорівнює:

$$q = \gamma' \cdot d, \quad (4.1)$$

де  $q = \gamma' \cdot d$  - питома вага ґрунту вище подошви фундаменту, а  $d$  - глибина закладення його подошви (рис. 4.1 - в), а друга - півпростір, до верхньої межі якого прикладена місцева розподілене навантаження шириною  $b$ , яке дорівнює:

$$q_1 = P - \gamma' \cdot d, \quad (4.2)$$

де  $P$  - середній тиск під подошвою фундаменту.

Далі знайдемо головні напруження у довільній точці «М», які відповідають розрахунковим схемам на рис 4.1-в та рис. 4.1-г.

Для схеми на рис 4.1-в маємо:

$$\sigma_{1,\text{в}} = \sigma_{3,\text{г}} = \gamma' \cdot d + \gamma \cdot z; \quad (4.3)$$

Для схеми на рис 4.1-г використаємо відому формулу Мітчела [37, 38]. Маємо:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1,\text{г}} &= \frac{P - \gamma' \cdot d}{\pi} \cdot [\alpha + \sin(\alpha)] \\ \sigma_{3,\text{г}} &= \frac{P - \gamma' \cdot d}{\pi} \cdot [\alpha - \sin(\alpha)] \end{aligned} \right\}, \quad (4.4)$$

Тут  $\alpha$  - кут видимості (див. розрахункову схему на рис. 1-г).

Далі знайдемо головні  $\sigma_1$  та  $\sigma_3$  напруження як суму (4.3) та (4.4):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{1,\text{в}} + \sigma_{1,\text{г}} = \gamma' \cdot d + \gamma \cdot z + \frac{P - \gamma' \cdot d}{\pi} \cdot [\alpha + \sin(\alpha)] \\ \sigma_3 &= \sigma_{3,\text{в}} + \sigma_{3,\text{г}} = \gamma' \cdot d + \gamma \cdot z + \frac{P - \gamma' \cdot d}{\pi} \cdot [\alpha - \sin(\alpha)] \end{aligned} \right\}, \quad (4.5)$$

Далі підставимо (4.5) в умову міцності Кулона – Мора [37, 38, 42]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} &\leq \sin(\varphi), \\ \sigma_1 &> \sigma_2 > \sigma_3. \end{aligned} \right\}, \quad (4.6)$$

Тут  $c$  – питоме зчеплення, а  $\varphi$  - кут внутрішнього тертя ґрунту.

Далі приймемо у (4.6)  $z=b/2$ . Маємо:

$$\frac{\sin(\varphi) \cdot \left\{ \left\langle c \cdot \cos(\varphi) + \left[ \begin{array}{l} \gamma' \cdot d + \\ + \gamma \cdot \frac{b}{2} \end{array} \right] \cdot \sin(\varphi) \right\rangle \cdot \pi + \left[ \begin{array}{l} \sin(\varphi) \cdot \alpha - \\ - \sin(\alpha) \end{array} \right] \cdot P \right\}}{\left\langle c \cdot \cos(\varphi) + \left[ \gamma' \cdot d + \gamma \cdot \frac{b}{2} \right] \cdot \sin(\varphi) \right\rangle \cdot \pi + \sin(\varphi) \cdot \alpha \cdot P} = 0,$$

звідки:

$$\left. \begin{aligned} P = R^H &= \frac{\pi \cdot [0,25 \cdot \gamma \cdot b + \gamma' \cdot d + c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)]}{\operatorname{ctg}(\varphi) + \varphi - \pi/2} + \gamma' \cdot d = \\ &= M_\gamma \cdot \gamma \cdot d + M_q \cdot \gamma' \cdot d + M_c \cdot c; \\ M_\gamma &= \frac{0,25 \cdot \pi}{\operatorname{ctg}(\varphi) + \varphi - \pi/2}; \\ M_q &= \frac{\pi}{\operatorname{ctg}(\varphi) + \varphi - \pi/2} + 1; \\ M_c &= \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}{\operatorname{ctg}(\varphi) + \varphi - \pi/2}. \end{aligned} \right\}, \quad (4.7)$$

На розрахунковий опір основи значний вплив мають тип ґрунту та конструктивні особливості споруди.

Тому діючі в даний час на території України нормативних документах нормативне розрахунковий опір основи рекомендують розраховувати з використанням такої формули:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left[ M_{\gamma} \cdot k_z \cdot \gamma \cdot d + M_q \cdot \gamma' \cdot d + M_c \cdot c \right]; \left. \begin{array}{l} \\ M_{\gamma} = \frac{0,25 \cdot \pi}{\operatorname{ctg}(\varphi) + \varphi - \pi/2}; \end{array} \right\} \quad (4.8)$$

$$\left. \begin{array}{l} M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg}(\varphi) + \varphi - \pi/2} + 1; \\ M_c = \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}{\operatorname{ctg}(\varphi) + \varphi - \pi/2}. \end{array} \right\} \quad (4.8)$$

де  $\gamma_{c1}$  і  $\gamma_{c2}$  - емпіричні коефіцієнти, що залежать від виду і стану ґрунту, а також особливостей над фундаментної конструкції;  $k$  - коефіцієнт, що враховує спосіб визначення питомої ваги і міцностних властивостей ґрунту;  $k_z$  - коефіцієнт, що враховує масштабний ефект.

Виявилося, що навіть використання напівемпіричної формули (4.8) для розрахунку осідання фундаментів не дозволяє отримати задовільні результати.

У зв'язку з цим значний інтерес представляють дані С. Н. Сотникова, який зіставив фактичні  $S$  факт і розрахункові  $S$  розр кінцеві (стабілізовані) осідання приблизно 143 об'єктів. Були зроблені такі висновки:

- 1 Вид будівлі незначно впливає на точність визначення його осідань
- 2 У випадку «міцних» основ розбіжність між розрахунковим і фактичними осіданнями на 50% і менше має місце у 50% розглянутих випадків

При цьому у інших 50% розглянутих випадків розрахункові осідання виявилися значно більше фактичних.



З У випадку «слабких» основ розбіжність між розрахунковим і фактичними осіданнями на 50% і менше має місце у 70% розглянутих випадків

При цьому в інших 30% розглянутих випадків розрахункові осідання виявилися значно менше фактичних.

Таким чином, результати прогнозу осад будівель і споруд з використанням діючої на території України методики є незадовільними.

На наш погляд, це обумовлено тим, що у закон міцності Кулона-Мора покладено лінеаризовану залежність руйнівного напруження від тиску на ґрунт (рис. 4.2).

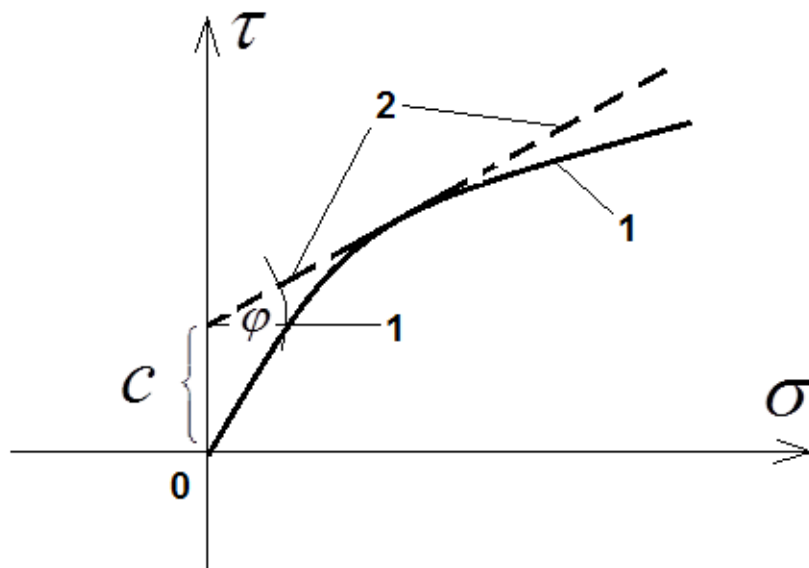


Рисунок 4.2 - Фактична огинаюча Кулона - Мора (крива 1) і її лінеаризація (пряма 2)

Для обліку нелінійності залежності обвідної Кулона - Мора доцільно використовувати умову міцності А. Шашенко, яке в одновимірному випадку має вигляд [39, 40, 42]:

$$\tau \leq \sqrt{c \cdot [2 \cdot P \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}, \quad (4.9)$$

де  $\tau$  - руйнує дотичне напруження;  $P$  - вертикальне нормальне напруження;  $\varphi$  - кут внутрішнього тертя;  $c$  - питоме зчеплення.

Для того, щоб використати (4.9) для визначення нормативного  $R^H$  та розрахункового  $R$  опорів використовувати готові рішення (4.7) и (4.8), виконаємо лінеаризацію (4.9).

Для цього розкладемо (4.9) в ряд Тейлора [46] в околиці точки

$$P = P_0, \quad (4.10)$$

де  $P_0$  - середній тиск під підошвою фундаменту. При цьому обмежимося першим ступенем полінома. маємо:

$$\tau \approx \sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]} + \frac{c \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (P - P_0)}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}}, \quad (4.11)$$

Далі покладемо у (4.11)

$$\left. \begin{aligned} c^* &= \frac{c \cdot [P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}}; \\ \varphi^* &= \operatorname{arctg} \left[ \frac{c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}} \right] \end{aligned} \right\}, \quad (4.12)$$

Тоді (4.11) прийме вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= P \cdot \operatorname{tg}(\varphi^*) + c^*; \\ c^* &= \frac{c \cdot [P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}}; \\ \varphi^* &= \operatorname{arctg} \left[ \frac{c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}} \right] \end{aligned} \right\}, \quad (4.13)$$

Верхнє рівняння (21) за формою повністю збігається з відомою умовою міцності Кулона - Мора.

Тому з використанням (4.13) нормативний розрахунковий опір основи  $R^H$  (рівняння (4.7)) дорівнює:

$$\left. \begin{aligned} R^H &= M_\gamma \cdot \gamma \cdot d + M_q \cdot \gamma' \cdot d + M_c \cdot c; \\ M_\gamma &= \frac{0,25 \cdot \pi}{\operatorname{ctg}(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2}; \\ M_q &= \frac{\pi}{\operatorname{ctg}(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2} + 1; \\ M_c &= \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}(\varphi^*)}{\operatorname{ctg}(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2}; \end{aligned} \right\}, \quad (4.14)$$

$$\left. \begin{aligned} c^* &= \frac{c \cdot [P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}}; \\ \varphi^* &= \operatorname{arctg} \left[ \frac{c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}} \right]. \end{aligned} \right\}, \quad (4.14),$$

а розрахунковий опір основи –

$$\left. \begin{aligned}
 R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} \cdot \gamma \cdot d + M_q \cdot \gamma' \cdot d + M_c \cdot c); \\
 M_{\gamma} &= \frac{0,25 \cdot \pi}{\operatorname{ctg}(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2}; \\
 M_q &= \frac{\pi}{\operatorname{ctg}(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2} + 1; \\
 M_c &= \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}(\varphi^*)}{\operatorname{ctg}(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2}; \\
 c^* &= \frac{c \cdot [P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}}; \\
 \varphi^* &= \operatorname{arctg} \left[ \frac{c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}} \right].
 \end{aligned} \right\} \quad (4.15)$$

Далі проаналізуємо, яким чином використання умови міцності А. Шашенко позначиться на результатах визначення початкового критичного тиску на ґрунт і нормативного опору основи.

Припустимо, що з використанням методики ДСТУ в інтервалі тисків 50 ... 150 кПа (середній тиск  $P_0=100$  кПа) були отримані такі значення характеристик міцності: питоме зчеплення  $c^*=25$  кПа і кут внутрішнього тертя  $\varphi^*=9$  градусів.

Такі характеристики міцності є типовими для слабких ґрунтів [37, 38, 41].

Далі підставимо ці значення в останні два рівності системи рівнянь (4.14). маємо:

$$\left. \begin{aligned} \frac{c \cdot [P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}} = 25; \\ \operatorname{arctg} \left[ \frac{c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}{\sqrt{c \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c]}} \right] = 9. \end{aligned} \right\}, \quad (4.16)$$

Рішенням системи рівнянь (4.16) є такі значення характеристик міцності, що входять в умову міцності О. Шашенка: з  $c^* = 20$  кПа і  $\varphi^* = 18$  градусів, в силу чого останні два рівності (4.14) приймуть вигляд:

$$\left. \begin{aligned} c^* = \frac{20 \cdot [P_0 \cdot \operatorname{tg}(18) + 20]}{\sqrt{20 \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(18) + 20]}}; \\ \varphi^* = \operatorname{arctg} \left[ \frac{20 \cdot \operatorname{tg}(18)}{\sqrt{20 \cdot [2 \cdot P_0 \cdot \operatorname{tg}(18) + 20]}} \right] \end{aligned} \right\}, \quad (4.17)$$

Формули (4.17) пов'язують міцності константи лінійного закону міцності умови міцності Кулона - Мора  $c^*$  та  $\varphi^*$  з матеріальними константами умови міцності О. Шашенка  $c$  і  $\varphi$ .

У графічному вигляді залежності (26) в інтервалі тисків  $P_0 = 100 \dots 500$  кПа наведено на рис. 4.3.

Далі нами був виконаний чисельний експеримент.

Було виконано зіставлення початкового критичного тиску і критичного тиску на ґрунт, розрахованих за методикою ДБН (тобто без урахування впливу на властивості ґрунту середнього тиску під подошвою фундаменту) і з урахуванням зазначеного фактора.

У всіх випадках глибина закладання подошви фундаменту приймалася рівною  $d = 2,0$  метра; ширина фундаменту  $b = 1,7$  метри;

питома вага ґрунту вище подошви фундаменту  $\gamma_1 = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  і питома вага ґрунту нижче подошви фундаменту -  $\gamma = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ .

При цьому діапазон зміни тиску під подошвою фундаменту був прийнятий рівним:  $P_0 \in (100 \dots 500)$  кПа.

Необхідно відмітити що середній тиск під подошвою фундаментів реальних будівель і споруд знаходиться у зазначених межах [37, 38].

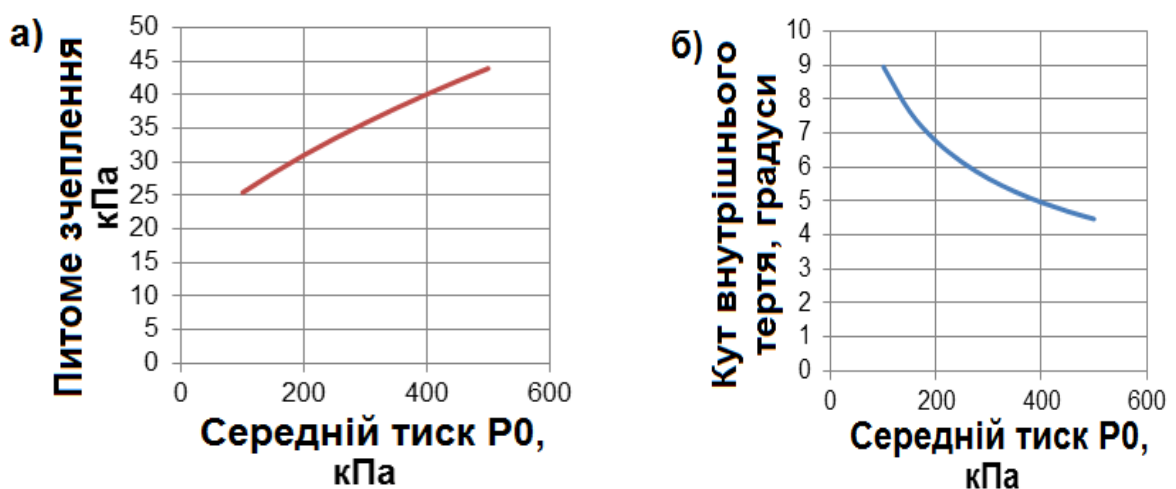


Рисунок 4.3 - Взаємозв'язок матеріальних констант, що входять в умови міцності Кулона Мора і О. Шашенко

а - питома зчеплення; б - кут внутрішнього тертя

Умови експерименту були сформульовані так:

1 Матеріальні константи критерію міцності Кулона - Мора з використанням рівності (4.15) були розраховані для тисків  $P_0 = 100$  кПа та  $P_0 = 500$  кПа

У першому випадку вони дорівнюють  $c^* = 25$  кПа и  $\varphi^* = 9^\circ$ , а у другому -  $c^* = 44$  кПа та  $\varphi^* = 4^\circ$ .

2 Далі з використанням методики ДБН для цих значень матеріальних констант було розраховано нормативний розрахунковий опір основи  $R^H$  (криві 1 та 2 на рис. 4.4)

3 Після цього нормативний розрахунковий опір основи  $R^H$  було розраховано з використанням критерію міцності О. Шашенка (крива 3 на рис. 4.4)

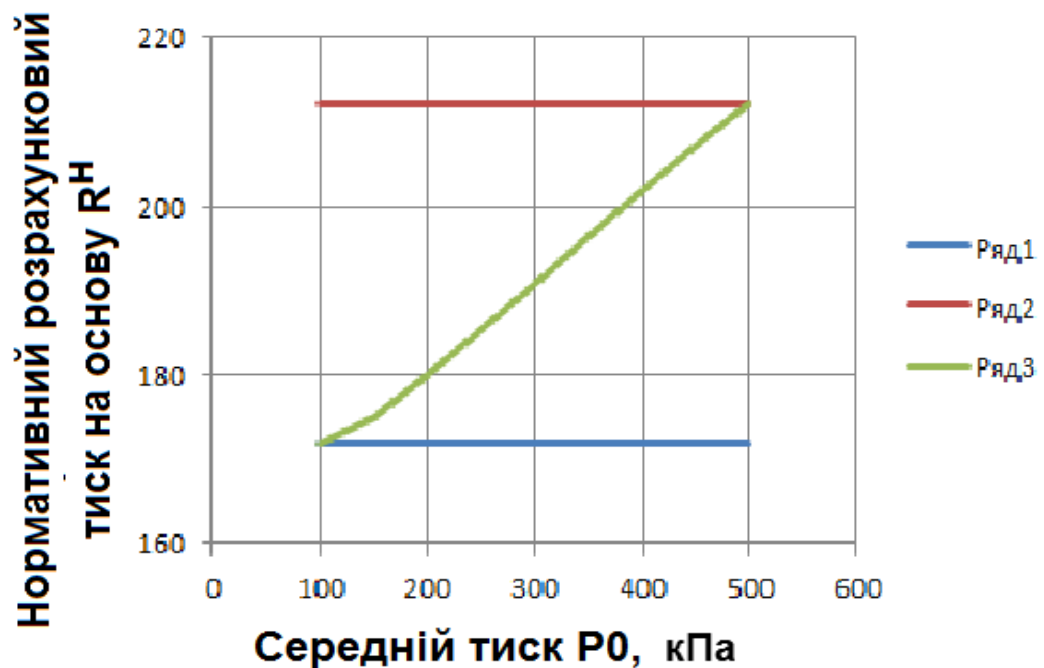


Рисунок 4.4 - Залежність критичного тиску від середнього тиску під подошвою фундаменту

Ряд 1 - розрахунок з використанням матеріальних констант умови міцності Кулона - Мора, визначених при  $P_0 = 100$  кПа; ряд 2 – те ж саме,  $P_0 = 500$  кПа; ряд 3 – те ж саме, з використанням умови міцності

О. Шашенка.

## Висновки по четвертому розділу

1 Якщо властивості міцності ґрунту були визначені в діапазоні малих тисків ( $P \in (50-150)$  кПа и  $P_0 = 100$  кПа), то залежності нормативного розрахункового опору, розраховані з використанням загальноприйнятої методики (ряд 1 на малюнку 4.4) мають вигляд горизонтальної лінії, паралельної осі абсцис. Тобто вони не залежать від середнього тиску під подошвою фундаменту. При цьому даний тиск за винятком однієї точки ( $P_0 = 100$  кПа) менше розрахованих з використанням критерію міцності О. Шашаенко

2 Якщо властивості міцності ґрунту були визначені в діапазоні великих тисків ( $P \in (450-550)$  кПа и  $P_0 = 500$  кПа), то залежності нормативного розрахункового опору, розраховані з використанням загальноприйнятої методики (ряд 2 на малюнку 4.4) мають вигляд горизонтальної лінії, паралельної осі абсцис. Тобто вони не залежать від середнього тиску під подошвою фундаменту. При цьому даний тиск за винятком однієї точки ( $P_0 = 500$  кПа) більше розрахованих з використанням критерію міцності О. Шашаенко

3 При цьому використання для визначення нормативного розрахункового опору основи критерію міцності О. Шашенко дозволяє коректно врахувати вплив на його величину середнього тиску під подошвою фундаменту



## РОЗДІЛ 5

### ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.

Згідно з завданням нами була розрахована вартість матеріалів, необхідних для виготовлення каркасу будівлі у залізобетонному варіанті та варіанті із металевих конструкцій.

Дані щодо підбору розмірів цих конструкцій наведено у розділі 2.

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

1 Бетону 1400 гривень за кубічний метр [47]

2 Арматури 12500 гривень за тону [48]

3 Сталевий прокат (двотавр №70 і №80) 24000 гривень за тону [49]

4 Опалубка 72 гривні за квадратний метр [50]

Для розрахунку вартості споруди у залізобетонному варіанті нами була використана програма «Мономах».

Діалогове вікно цієї програми наведено на рис. 5.1.

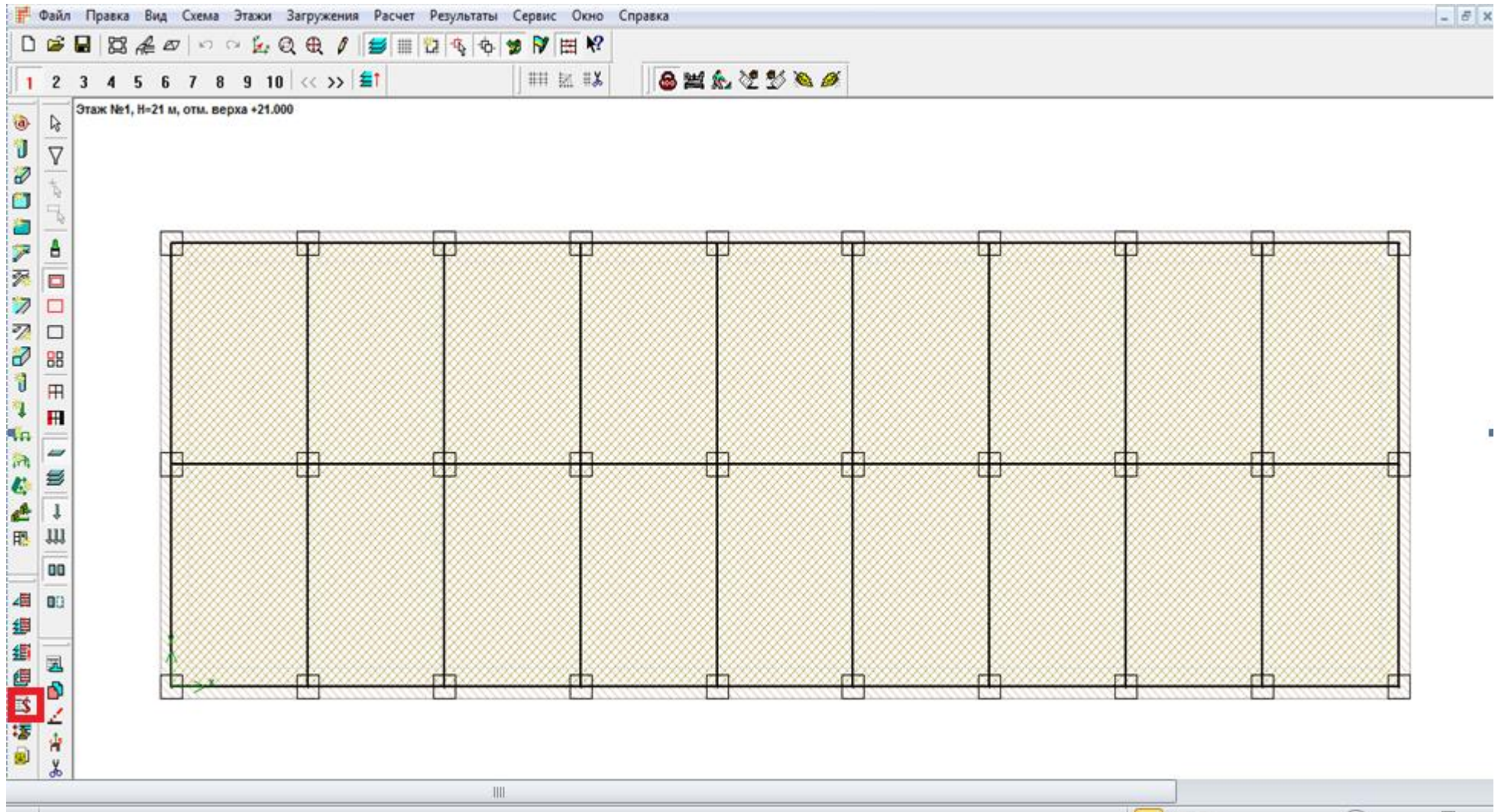


Рисунок 5.1 - Діалогове вікно до визначення об'ємів та вартості залізобетонних конструкцій

Розміри колон, необхідний для їх виготовлення об'єм бетону, вага арматури та необхідна площа опалубки наведені у таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 - 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	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
2	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
3	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
4	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
5	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
6	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
7	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
8	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
9	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
10	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
11	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
12	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
13	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
14	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
15	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
16	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
17	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
18	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
19	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
20	0,6x0,6	21,0	7,56	0,361	50,4
21	0,8x0,8	21,0	13,44	0,612	67,2

Продовження таблиці 5.1

Номер колони	Перетин колони, м	Висота колони, м	Бетон, куб.м.	Арматура, тони	Опалубка, кв.м.
22	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
23	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
24	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
25	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
26	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
27	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
28	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
29	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2
30	0,6x0,6	21,0	13,44	0,612	67,2

Розміри ригелів, необхідний для їх виготовлення об'єм бетону, вага арматури та необхідна площа опалубки наведені у таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 - Розміри ригелів, об'єм бетону, вага арматури та площа опалубки

Номер	Проліт у осях	Перетин, м	Довжина, м	Бетон, куб.м.	Арматура, тони	Опалубка, кв.м.
1	1	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
1	2	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
1	3	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
1	4	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
1	5	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
1	6	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
1	7	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
1	8	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6

Продовження таблиці 5.2

Номер	Проліт у осях	Перетин, м	Довжина, м	Бетон, куб.м.	Арматура, тони	Опалубка, кв.м.
1	9	0,4x1,2	12,0	5,76	0,282	33,6
2	1	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	2	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	3	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	4	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	5	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	6	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	7	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	8	0,4x1,2	12,0	5,76	0,281	33,6
2	9	0,4x1,2	12,0	5,76	0,282	33,6
3	1	0,4x1,2	12,0	5,76	0,533	33,6
3	2	0,4x1,2	12,0	5,76	0,471	33,6
3	3	0,4x1,2	12,0	5,76	0,422	33,6
3	4	0,4x1,2	12,0	5,76	0,426	33,6
3	5	0,4x1,2	12,0	5,76	0,424	33,6
3	6	0,4x1,2	12,0	5,76	0,418	33,6
3	7	0,4x1,2	12,0	5,76	0,428	33,6
3	8	0,4x1,2	12,0	5,76	0,498	33,6
3	9	0,4x1,2	12,0	5,76	0,528	33,6
4	1	0,4x1,2	18,0	8,54	1,116	50,4
4	2	0,4x1,2	18,0	8,54	1,110	50,4
5	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2,834	50,4
5	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2,818	50,4
6	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2,765	50,4
6	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2,748	50,4

Продовження таблиці 5.2

Номер	Проліт у осях	Перетин, м	Довжина, м	Бетон, куб.м.	Арматура, тони	Опалу б- ка, кв.м.
7	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2.772	50,4
7	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2.777	50,4
8	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2.77	50,4
8	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2.777	50,4
9	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2.769	50,4
9	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2.777	50,4
10	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2.765	50,4
10	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2.773	50,4
11	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2.831	50,4
11	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2.838	50,4
12	1	0,4x1,2	18,0	8,54	1.114	50,4
12	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2.834	50,4
13	1	0,4x1,2	18,0	8,54	2.818	50,4
13	2	0,4x1,2	18,0	8,54	2.765	50,4

Загальний обсяг необхідних для спорудження залізобетонного каркасу матеріалів та їх загальна вартість наведені у таблиці 5.3.

Таблиця 5.3 - Обсяг необхідних для спорудження залізобетонного каркасу матеріалів та їх загальна вартість

Матеріали	Колони	Балки	Усього
Бетон, м <sup>3</sup>	285.60	328.32	2657.76
Бетон, ціна	399840	459648	3720868

## Продовження таблиці 5.3

Матеріали	Колони	Балки	Усього
Арматура, кг	13339	58223	332377
Арматура, ціна	166740	727793	4154716
Опалубка, м <sup>2</sup>	1680.00	1915.20	11824.02
Опалубка, ціна	120960	137894	851329
Усього, ціна	687540	1325335	8726913

У таблиці 5.4 наведені співвідношення між необхідними для будівництва каркасу цеху для виробництва цементно – піщаної черепиці.

З таблиці витікає, що ціна матеріалів, необхідних на виготовлення залізобетонного каркасу дорівнює  $R_{\text{рами,бет}}=8726913$  гривні.

При цьому вага залізобетонної рами дорівнює  $R_{\text{рами,бет}}=332,377+2657,76*2,5=6977$  тон.

Таблиця 5.4 - Співвідношення між компонентами, необхідними для спорудження залізобетонного каркасу

Співвідношення		
Елементи	Опалубка/Бетон, кв.м/куб.м	Арматура/Бетон, кг/куб.м
Колони	5,88	46,71
Балки	5,83	177,34

З таблиці 5.4 витікає що співвідношення між кількістю опалубки до необхідного для їх виготовлення об'єму бетону приблизно однакові.

При цьому на виготовлення залізобетонних балок каркасу при інших рівних умовах необхідно більше у 3,8 разів арматури ніж на виготовлення колон.

Вагу та вартість сталевого прокату, необхідного для будівництва

каркасу цеху для виробництва цементно – піщаної черепиці наведено у таблиці 5.5.

З таблиці 5.5 витікає що вага однієї металевої рами будівлі цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці дорівнює:

$$P_{\text{рами,ст}}=14,552*10=145,520 \text{ тони}$$

З таблиці також 5.5 витікає що вартість металу, необхідного для виготовлення металевого каркасу будівлі цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці дорівнює:

$$B_{\text{рами,ст}}=349248*10=3492480 \text{ гривні}$$

Далі порівнюємо вартості матеріалу, який необхідний для виготовлення залізобетонного та металевого каркасу будівлі цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці.

Далі порівнюємо варіанти залізобетонного та металевого каркасів.

Різниця між вагою залізобетонного та металевого каркасів дорівнює:

$$\Delta_p = P_{\text{рами,бет}} - P_{\text{рами,ст}} = 6977 - 145,52 = 6831.48 \text{ тон}$$

Відносна різниця між вагою залізобетонного та металевого каркасів дорівнює:

$$\delta_p = P_{\text{рами,бет}} - P_{\text{рами,ст}} = |(6977 - 145,52) / 145,52| = 46,9 \text{ разів}$$

Різниця між вартістю залізобетонного та металевого каркасів дорівнює:

$$\Delta_B = B_{\text{рами,бет}} - B_{\text{рами,ст}} = 8726913 - 3492480 = 5234433 \text{ гривні}$$

Відносна різниця між вагою залізобетонного та металевого каркасів дорівнює:

$$\delta_p = B_{\text{рами,бет}} - B_{\text{рами,ст}} = |(8726913 - 3492480) / 3492480| = 1,49 \text{ разів}$$



Таблиця 5.5 - Обсяг необхідних для спорудження сталевого каркасу матеріалів та їх загальна вартість

№ рами	№ колони	Сортамент	Довжина, метри	Вага одного метру, тони	Вага елементу, тони	Загальна вага рами, тони	Вартість однієї тони прокату, грн	Загальна вартість прокату, грн.
1	1	I 70	21	0,1293	2,7153	14,552	24000	349248
	2	I 80	21	0,1595	3,3495			
	3	I 70	21	0,1293	2,7153			
	№ балки	Сортамент	Довжина, метри	Вага одного метру, тони	Вага елементу, тони			
	1	I 80	18	0,1595	2,871			
	2	I 80	18	0,1595	2,871			

## Висновки по 5 розділу

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

1 Вага несучих конструкцій у залізобетонному варіанті на 6831 тон більше ваги каркасу у сталевому варіанті

2 Вага несучих конструкцій у залізобетонному варіанті у 46,9 разів більше ваги каркасу у сталевому варіанті

3 Вартість несучих конструкцій у залізобетонному варіанті на 5.234.433 гривень більше вартості каркасу у сталевому варіанті

4 При цьому вартість несучих конструкцій у залізобетонному варіанті у 1,48 разів більше вартості каркасу у сталевому варіанті

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ

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

1 Основними елементами каркаса виробничої будівлі, що сприймає навантаження є плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями - кроквяними фермами

2 Поперечна рама сприймає навантаження від маси покриття, снігу, стін, вітру і забезпечує жорсткість будівлі в поперечному напрямку

3 Поздовжня рама включає один поздовжній ряд колон в межах температурного блоку, прогони, підкроквяні конструкції, зв'язки (у вигляді розпірок по колонах)

4 Поздовжні рами забезпечують жорсткість будівлі в поздовжньому напрямку і сприймають навантаження від вітру, що діє на торець будівлі

5 Рами будівель в поздовжньому напрямку об'єднуються між собою поверху жорстким у своїй площині диском покриття, утвореним зв'язками по верхніх і нижніх поясах ферм

6 Компонування каркаса визначається:

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

Вимоги визначаються Замовником у вигляді технологічних креслень.

7 При розробці даного розділу нами було розраховано та запроектовано несучі конструкції цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці з таких матеріалів:

7.1 Залізобетонну

7.2 Металу

7.3 Комбіновані

8 Розраховано та запроектовано такі елементи несучих конструкцій цеху з виробництва цементно – піщаної черепиці

8.1 Колони

8.2 Балки покриття

8.3 Ферми покриття

8.4 Окремі фундаменти

8.5 Плитний фундамент

9 У ході виконання науково – дослідних робіт нами було виконано удосконалення прийнятої у нормативних документах методики розрахунку розрахункового тиску на основу

Це удосконалення було досягнуто за рахунок використання замість лінійного критерію міцності Кулона – Мора нелінійного критерію міцності О. Шашенка. Це дозволило коректно врахувати вплив на розрахунковий тиск на основу величини середнього тиску під подошвою фундаменту.

10 Найбільш матеріалоемним виявився каркас з монолітного залізобетону, а найменш матеріалоемним – з металу

11 Вартість каркасу з монолітного залізобетону значно (у 1,5 рази) більше вартості каркасу з металу

## ЛІТЕРАТУРА

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. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Національний стандарт України. Правила визначення вартості будівництва.
6. ДБН А.31-5-96. «Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва.»
7. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи
8. ДБН В.1.2-5:2000. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах.
9. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Київ. Мінрегіонбуд України, 2009-104 с.
10. Посібник до ДБН А.3.1-5-96. «По розробленню проектів організації будівництва та проектів виконання робіт.»
11. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці.
12. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій.
13. ДБНВ.1.1-5-2000. «Будинки та споруди на підроблювальних територіях і просідаючих ґрунтах.»
14. ДБНВ 1.1-7-2000. «Пожежна безпека об'єктів будівництва.»
15. ДБНВ 1.2.-2:2006. «Навантаження і впливи. Норми проектування.»
16. ДСТУ БВ.12-3:2006. «Прогини і переміщення. Вимоги проектування.»
17. ГОСТ 27751-88. «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.»

- 18.ДБНВ. 1.2-14-2009. «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.»
- 19.ГОСТ 21780-83. «Система обоснования точности геометрических параметров в строительстве. Расчет точностей.»
- 20.ГОСТ 23616-79. «Система обеспечения точности геомеханических параметров в строительстве. Контроль точности.»
- 21.ДСТУ БВ.2.1-2-96. «Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація.»
- 22.ДБН В.2.2-9-99. «Будинки і споруди. Громадські будинки і споруди.»
- 23.ДБН В.2.2-15-2005. «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.»
- 24.ДСТУ Б В.2.5-30:2006 Инженерное оборудование зданий и сооружений. Внешние сети и сооружения. Трубопроводы стальные подземные систем холодного и горячего водоснабжения. Общие требования к защите от коррозии
- 25.ДБН В.2.6-98:2009 Конструкции зданий и сооружений. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения
- 26.ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування
- 27.ДБН В.3.1-1-2002. «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ промислових будинків та споруд.»
- 28.Пособие к СНиП 3.01.03-84. «Пособие по производству геодезических работ в строительстве.»
- 29.ДБН В.2.6-14-95. «Конструкції будівель та споруд.»
- 30.ДБН В.2.2-28:2010. БУДИНКИ АДМІНІСТРАТИВНОГО ТА ПОБУТОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ
- 31.ДБН А.3.1-5-96(п.1). «Земельні роботи.»
- 32.ДБН Д.1.1-1-2000. «Правила определения стоимости строительства.»
- 33.. ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010 Будівельна кліматологія

- 34.ДБН В.1.2-2:2006. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ Нормы проектирования
- 35.ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.
- 36.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.
- 37.Ухов С.Б. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник . - М.: Изд. АСВ, 2007 - 566 с.
- 38.Шаповал В.Г., Седин В.Л., Шаповал А.В., Моркляник Б.В., Андреев В.С. Механика грунтов. Учебник. Днепропетровск: Пороги, 2010- 168 с.
- 39.Шашенко О.М., Сдвижкова О.О., Гапеев С.М. Ш 32 Деформованість та міцність масивів гірських порід: Монографія. – Д.: Національний гірничий університет, 2008. – 224 с. – Рос. мовою.
- 40.Литвинский Г.Г. Аналитическая теория прочности горных пород и массивов. – Монография/ДонГТУ. –Донецк: Норд-Пресс, 2008. – 207 с.
- 41.Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. -Ростов на Дону, 1989 - 608 с.
- 42.Shashenko O., Shapoval V., Solodiankin O., Khalymendyk O. Resources and resource-saving technologies in mineral mining and processing. Multi-authored monograph. – Petroșani, Romania: UNIVERSITAS Publishing, 2018. – 363 p. (pp. 233-252).
- 43.ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Київ. Мінрегіонбуд України, 2009- 80 с.
- 44.ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. . Київ. Мінрегіонбуд України, 2018- 36 с.
- 45.О. М Shashenko, SM Napieiev, VG Shapoval, OV Khalymendyk. Scientific Bulletin of National Mining University. [ANALYSIS OF](#)

CALCULATION MODELS WHILE SOLVING GEOMECHANICAL PROBLEMS IN ELASTIC APPROACH.

46. Корн Г. и Корн Т. Справочник по математике. - М.: Наука, 1974. - 840 с.
47. [https://www.google.com/aclk?sa=l&ai=DChcSEwj5OXxkvb1AhXFhrIKH VhCC8gYABALGgJscg&sig=AOD64\\_08zG-lfK9q5AcvWsjbN\\_LXtrpT3w&q=&ved=2ahUKEwjz2tvxkvb1AhUMpIsKHQ67BioQ0Qx6BAgMEAE&adurl=](https://www.google.com/aclk?sa=l&ai=DChcSEwj5OXxkvb1AhXFhrIKH VhCC8gYABALGgJscg&sig=AOD64_08zG-lfK9q5AcvWsjbN_LXtrpT3w&q=&ved=2ahUKEwjz2tvxkvb1AhUMpIsKHQ67BioQ0Qx6BAgMEAE&adurl=)
48. [https://www.google.com/aclk?sa=l&ai=DChcSEwjSsfq8lPb1AhVci7IKHeoi An8YABADGgJscg&sig=AOD64\\_2AnnEM29jUIfiWBU5X\\_wTqtEy2A&q=&ved=2ahUKEwiYuPC8lPb1AhXtlosKHZUcCIQQ0Qx6BAgOEAE&adurl=](https://www.google.com/aclk?sa=l&ai=DChcSEwjSsfq8lPb1AhVci7IKHeoi An8YABADGgJscg&sig=AOD64_2AnnEM29jUIfiWBU5X_wTqtEy2A&q=&ved=2ahUKEwiYuPC8lPb1AhXtlosKHZUcCIQQ0Qx6BAgOEAE&adurl=)
49. [https://www.google.com/aclk?sa=l&ai=DChcSEwjjoq4uClfblAhWI4BgKH VWNDsMYABAEGgJsZQ&sig=AOD64\\_2k-sTIXonrby5YfXsQ5KI5QGxkXQ&q=&ved=2ahUKEwjbP6BlfblAhVssYsKHSzHAEgQ0Qx6BAgOEAE&adurl=](https://www.google.com/aclk?sa=l&ai=DChcSEwjjoq4uClfblAhWI4BgKH VWNDsMYABAEGgJsZQ&sig=AOD64_2k-sTIXonrby5YfXsQ5KI5QGxkXQ&q=&ved=2ahUKEwjbP6BlfblAhVssYsKHSzHAEgQ0Qx6BAgOEAE&adurl=)
50. [https://www.google.com/aclk?sa=L&ai=DChcSEwj4g664lvblAhUSkBgKH ayMDV4YABAAGgJsZQ&sig=AOD64\\_2Ck3Alme1mkCXUh7IS-E3TOW03SQ&q=&ved=2ahUKEwjJy6G4lvblAhVIIYsKHc8mDNUQ0Qx6BAgOEAE&adurl=](https://www.google.com/aclk?sa=L&ai=DChcSEwj4g664lvblAhUSkBgKH ayMDV4YABAAGgJsZQ&sig=AOD64_2Ck3Alme1mkCXUh7IS-E3TOW03SQ&q=&ved=2ahUKEwjJy6G4lvblAhVIIYsKHc8mDNUQ0Qx6BAgOEAE&adurl=)



ДОДАТКИ

## ДОДАТОК Д1

## Номенклатура черепиці

З рядової черепиці підприємством випускається «франкфуртська» трьох кольорів (темно-коричнева, червона, чорна) і «Харцер» двох кольорів (червона і коричнева), що мають такі характеристики:

- Поверхня: гладка
- Розміри: 330 x 420x10 мм;
- Опорна довжина: 399мм;
- Висота профілю: 25 мм;
- Розрахункова ширина: 300 мм;
- Ухил: від 22 градусів і вище;
- Накладання: 7,5 - 10,8 мм;
- Крок обрешітки 31,2 - 34,5 см;
- Витрата: 10 шт / м<sup>2</sup>;
- Товщина обрешітки від 24/48 мм;
- Вага: 4,5 кг / шт ;;
- Розрахункове навантаження (включаючи обрешітку):
- 0,50 kN / м<sup>2</sup> при 10 шт / м<sup>2</sup> (крок обрешітки 33,3 - 34,5 см);
- 0,55 kN / м<sup>2</sup> понад 10 шт / м<sup>2</sup> (крок обрешітки 31,2 - 33,2 см).

Крім основної рядової черепиці випускається широкий спектр добірних елементів (конькова і половинчаста черепиця, початково-хребтова і вальмова).

Незазначені розміри задаються формою палети і залишаються незмінними.

Види, розміри і форма допускаються дефектів черепиці повинні відповідати Альбому допускаються дефектів.

Руйнівне навантаження при випробуванні черепиці на вигин повинна бути не менше 2000 N через 28 діб і не менш як 1600 N через 24 години.

Черепиця повинна бути водонепроникною. Допускається після 24 годин випробування освіту крапель на зворотному боці черепиці без їх відриву від поверхні. Випробування на водонепроникність проводяться на черепиці, що не має поверхневого фарбування.

Підйом води по капілярах після 1-го години випробування допускається не більше 20 мм.

Черепиця повинна бути морозостійкою, тобто повинна витримувати не менше 1000 циклів заморожування ( $- 18 \pm 20$  С) в насичений-ном водою стані і подальшого відтавання у воді ( $18 \pm 20$  С) без ознак руйнування (викришування, утворення тріщин, розшарування).

Технологічна схема виробництва

Весь процес виготовлення черепиці розділяється на технологічні операції, причому одна або декілька з них виконуються на визна-поділені посту.

Теплові агрегати є частиною конвеєрного кільця і працюють в його системі також в примусовому режимі (ритмі).

Устаткування конвеєрів розраховане на виготовлення цементно - піщаної черепиці 2-х видів. Конвеєрний спосіб забезпечує високу ступінь механізації та автоматизації виробництва, ефективне використання виробничих площ.

На завод пісок привозять автотранспортом на відкритий склад №1. Пісок проходить стадію підготовки до виробничого процесу - через вузол приготування піску:

Просіяний підготовлений до використання у виробництві пісок по стрічковому транспортеру надходить на склад № 2.

Пісок в заданій кількості завантажується скрепером в скіповий підйомник - ваги, з якого висипається в бетономішалку.

Цемент надходить на завод в цементовозах і вивантажується в накопичувальні бункера - силосні банки - на зберігання. Шнековим

транспортером цемент подається в ковшовий елеватор, звідки вивантажується в накопичувальний бункер, розташований в цеху.

Вода для приготування замісу надходить по системі водоснабження. Кількість «чистої» і «брудної» (зворотній система водоснабж-ня) води визначено розрахунком і відміряється лічильником.

Пігменти надходять на завод в мішках, які зберігаються в спеціально відведеному місці в цеху або на складі окремо за марками. Мішки автотранспортом подаються до посту приготування рідких барвників. Пігмент з мішків висипається в ємність з пропелерної мішалкою, куди попередньо налито розрахункова кількість «чистої» води. Час перемішування 90 хвилин. Потім барвник пневмопомпой перекачується в видаткову ємність, а з видаткової ємності - пневмопомпой на ваговій дозатор.

Формування рядової черепиці.

Більш детально технологія формування черепиці наведена у додатку Д1.

Формування черепиці здійснюється шляхом прокату і ущільнення бетонної суміші на спеціальних палетах форми верстатом (WZ), що складається з ролера, сліппера і штабельного вала.

Суміш з витратного бункера надходить на конвеєр, на якому укладені змащені палети, потім через формуючий вузол (WZ), де ущільнюється і формується. Щільність бетонної суміші контролюється за показаннями амперметрів, що показують навантаження на двигун приводу подачі палет і приводу ролера. Суцільний відформований потік сирцю переробляється на окрему черепицю-сирець, кромки якої обробляються механізмом правки. Процес формування черепиці контролюється оператором.

Періодично оператор проводить заміри маси і геометричних розмірів черепиці - запис в бланку звіту. При необхідності оператор вносить зміни до режиму формування. Брак відбирається оператором верцойга, оператором фарбування і по стрічковому транспортеру надходить назад на лінію подачі бетонної суміші на формувальний верстат.

Після формування сира черепиця на палетах проходить установку поверхневого фарбування. Фарбування відбувається методом безповітряного нанесення. Барвник з видаткової ємності пневмопомпою через сітчастий фільтр подається в форсунку, через яку розбризкується на поверхню черепиці.

Черепиця- сирець на палетах конвеєром подається на штабелер.

Тут сира черепиця набирається в кошики. У кожній кошику укладається 252 штуки черепиці-сирцю.

Кошики з черепицею-сирцем вилковим електронавантажувачем («Лінда») знімаються зі штабелерів і завантажуються в камеру теплової обробки.

З сусідньої камери навантажувач забирає кошика з черепицею, що пройшла теплову обробку і відвозить на штабелер для розвантаження. Завантаження і вивантаження черепиці відбувається паралельно.

Таблиця Д 1.1 -Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим.	Значення	Прим.
1	Площа забудови	кв.м.	5512	
2	Корисна площа	кв.м.	5076	
3	Робоча площа	кв.м.	3762	
4	Будівельний об'єм	куб.м.	64260	

## ДОДАТОК Д2

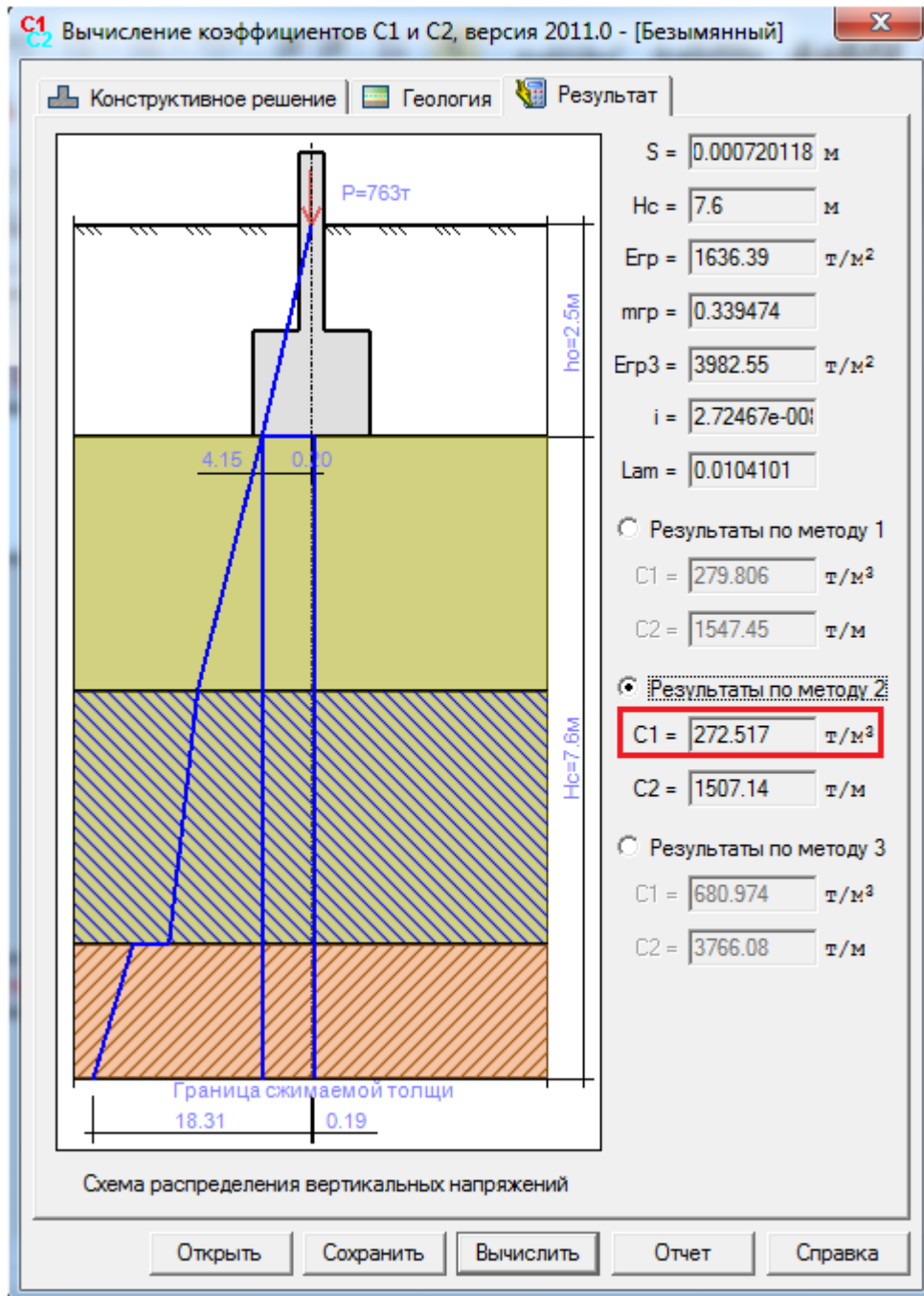


Рисунок Д 2.1 - Результаты визначення коефіцієнту жорсткості основи плитного фундаменту

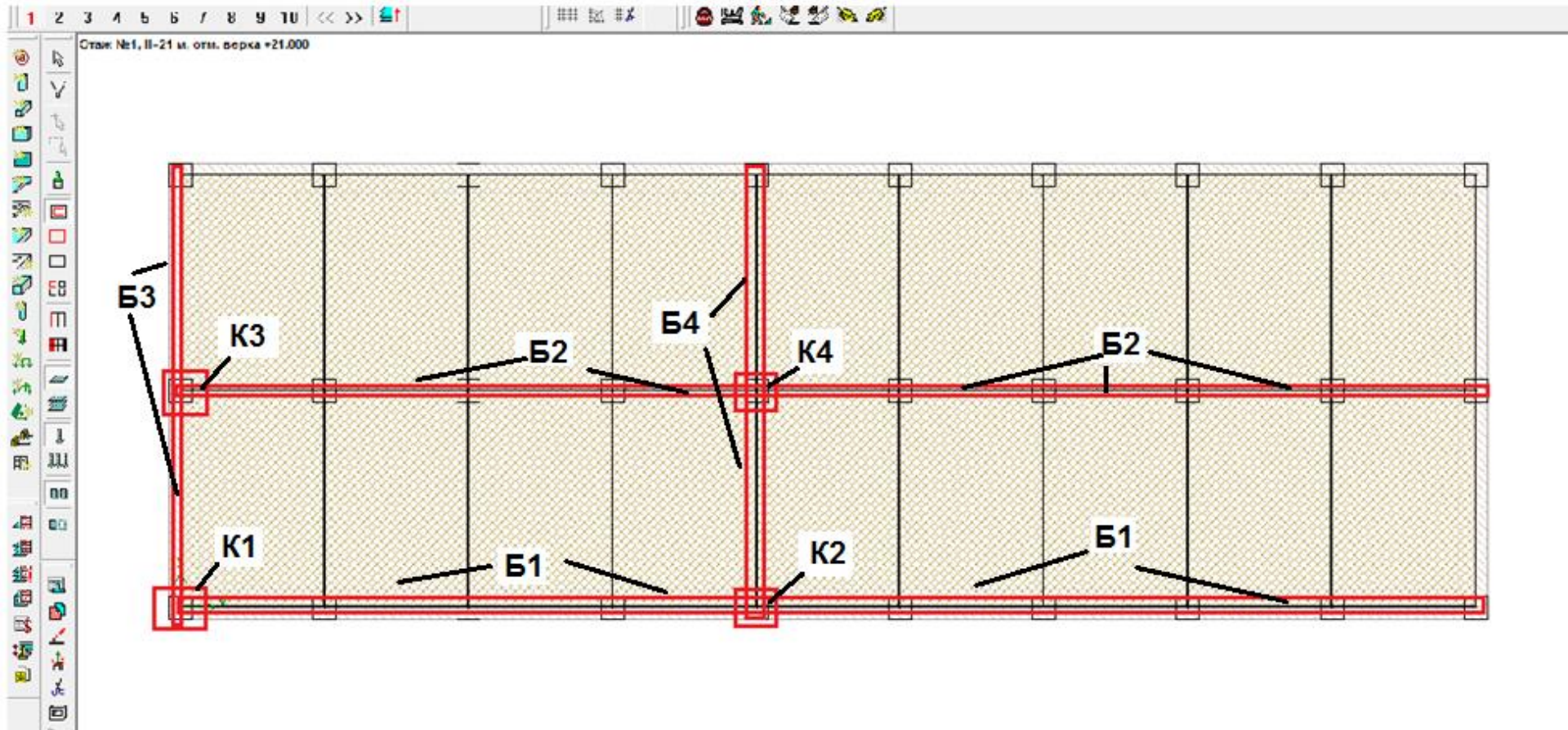


Рисунок Д 2.2 - Програма КОМПОНОВКА. Фрагмент розрахункової схеми (план)

Примітка: Червоним кольором позначено ті конструкції, креслення робочого проекту яких було виконано у ході виконання робочого проекту

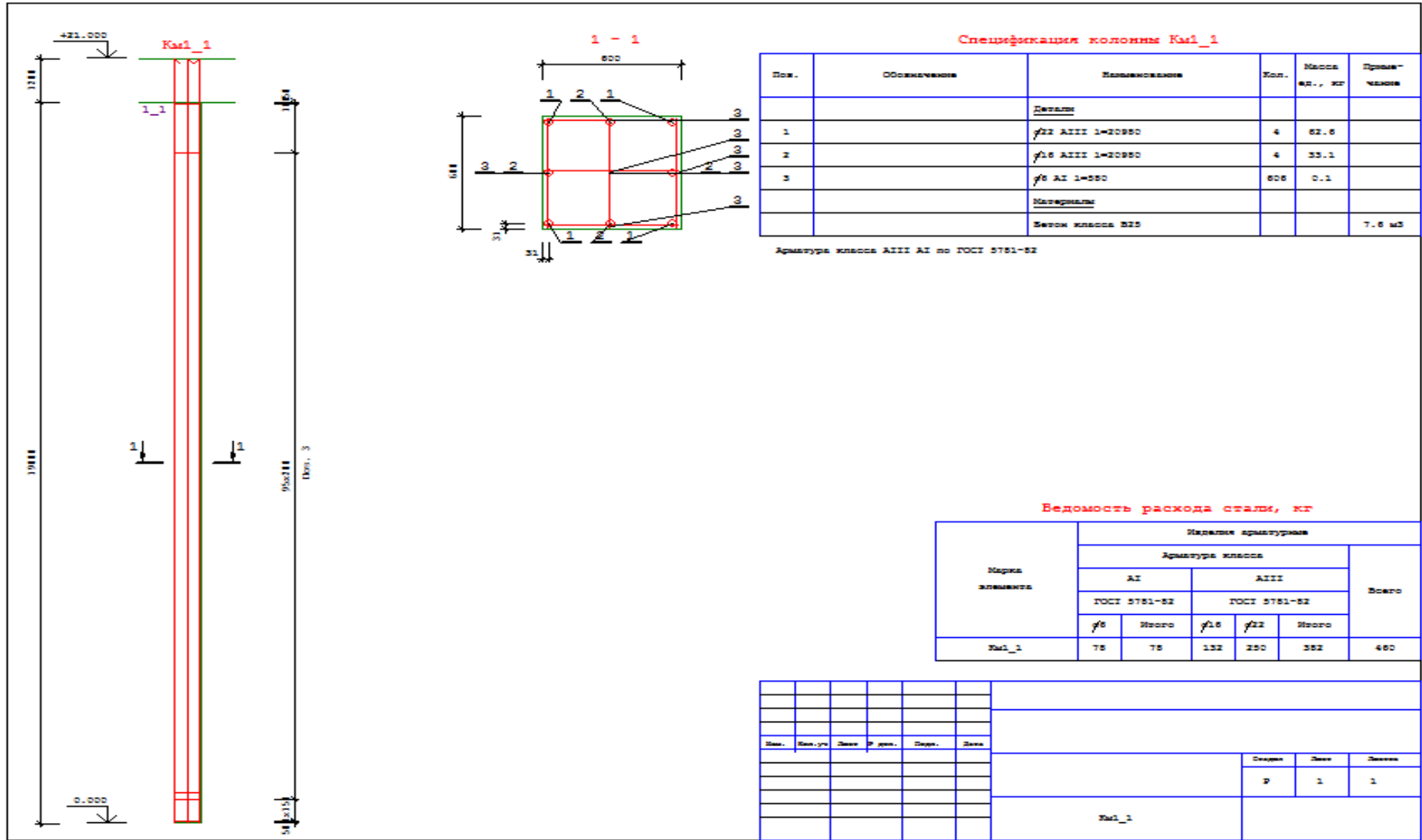


Рисунок Д 2.3 - Колонна К1



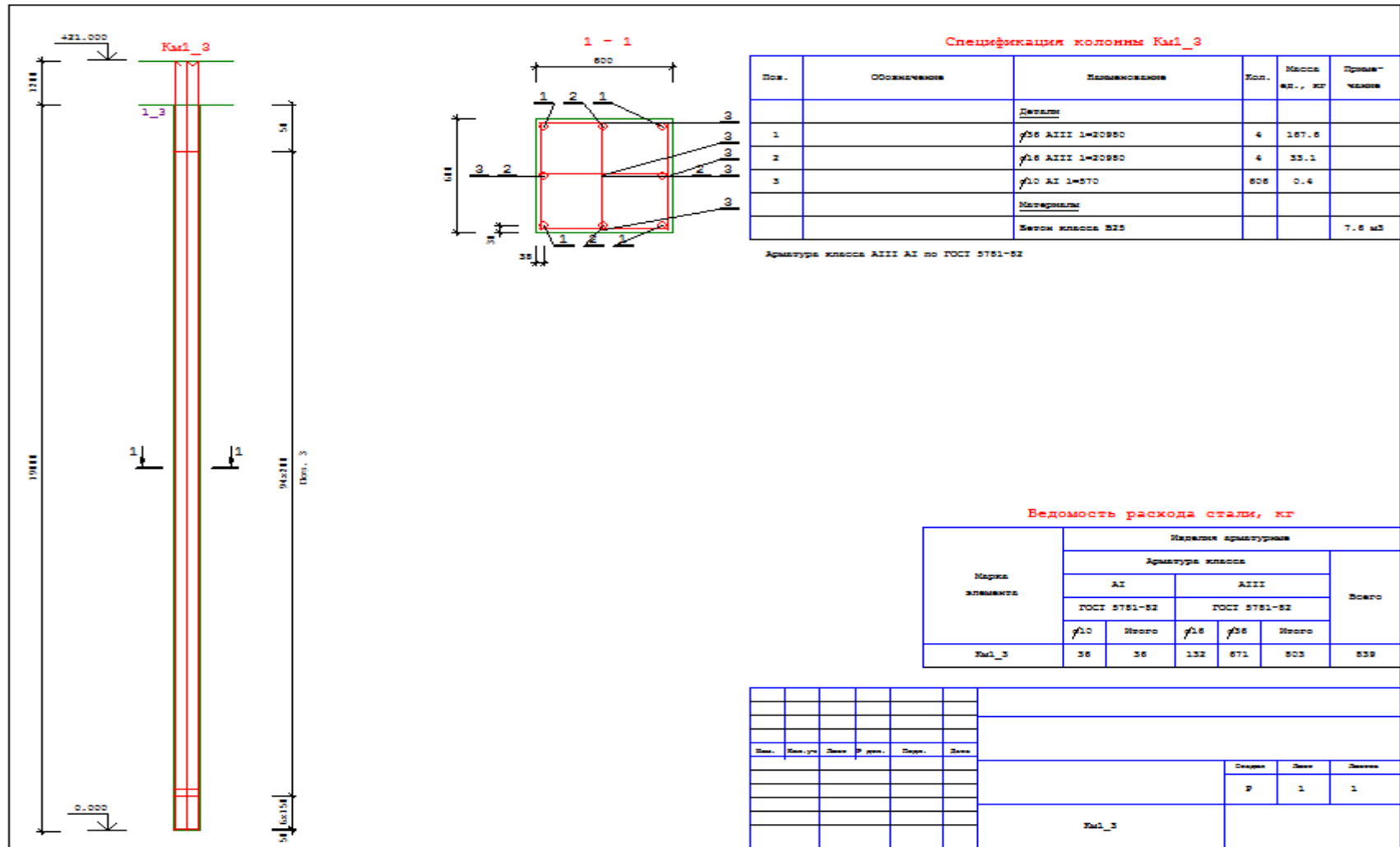


Рисунок Д 2.4 - Колона К2

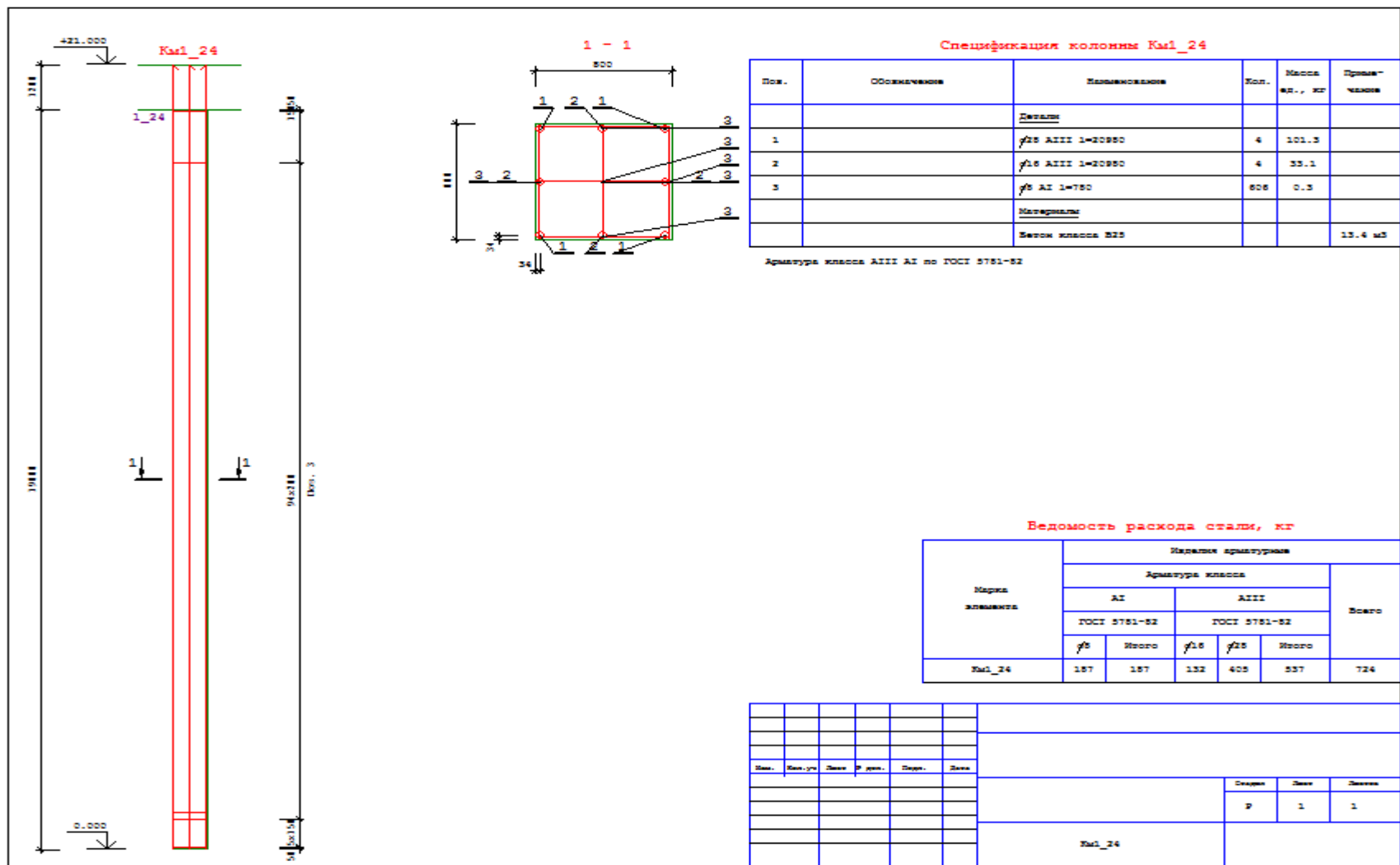
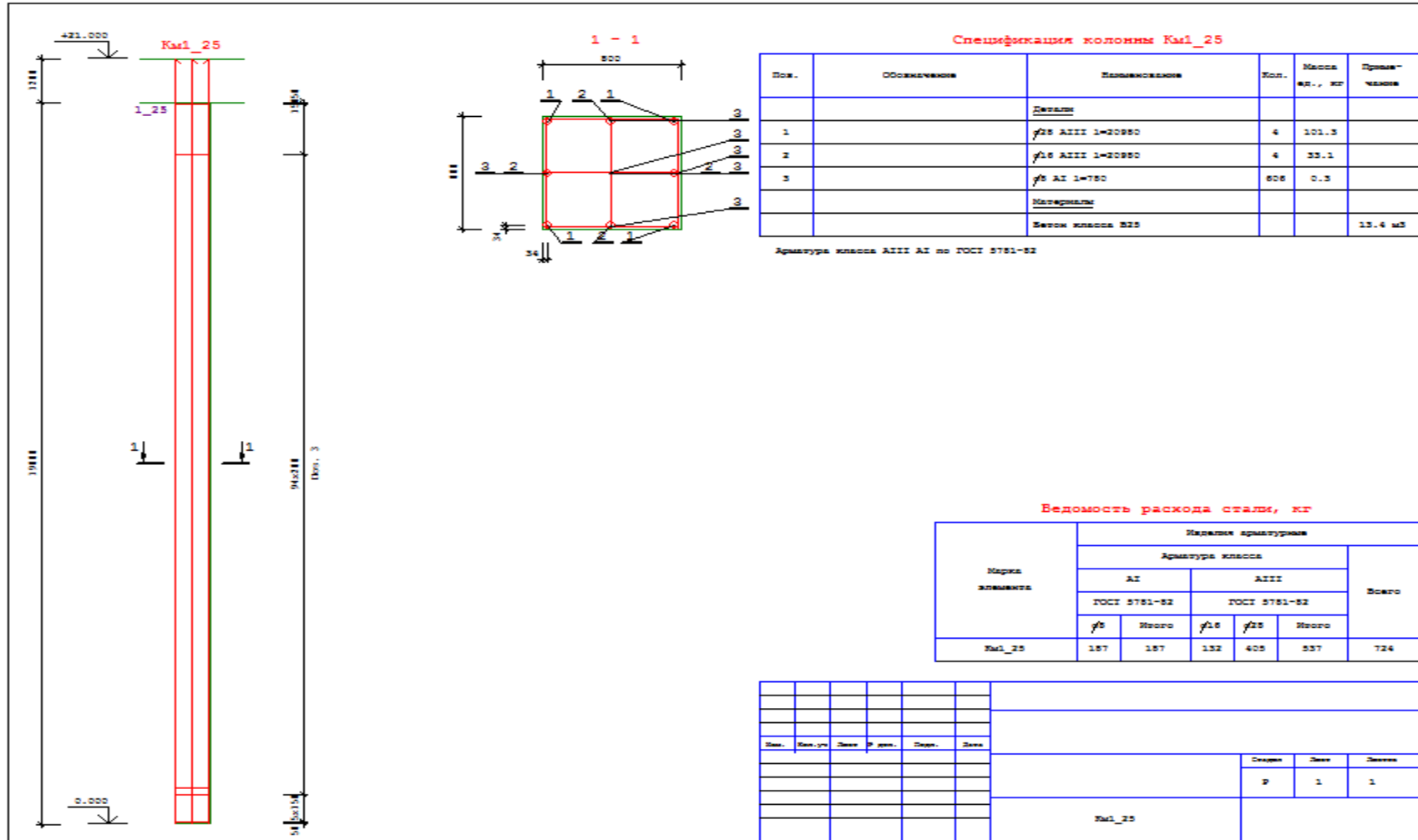


Рисунок Д 2.5 - Колона КЗ





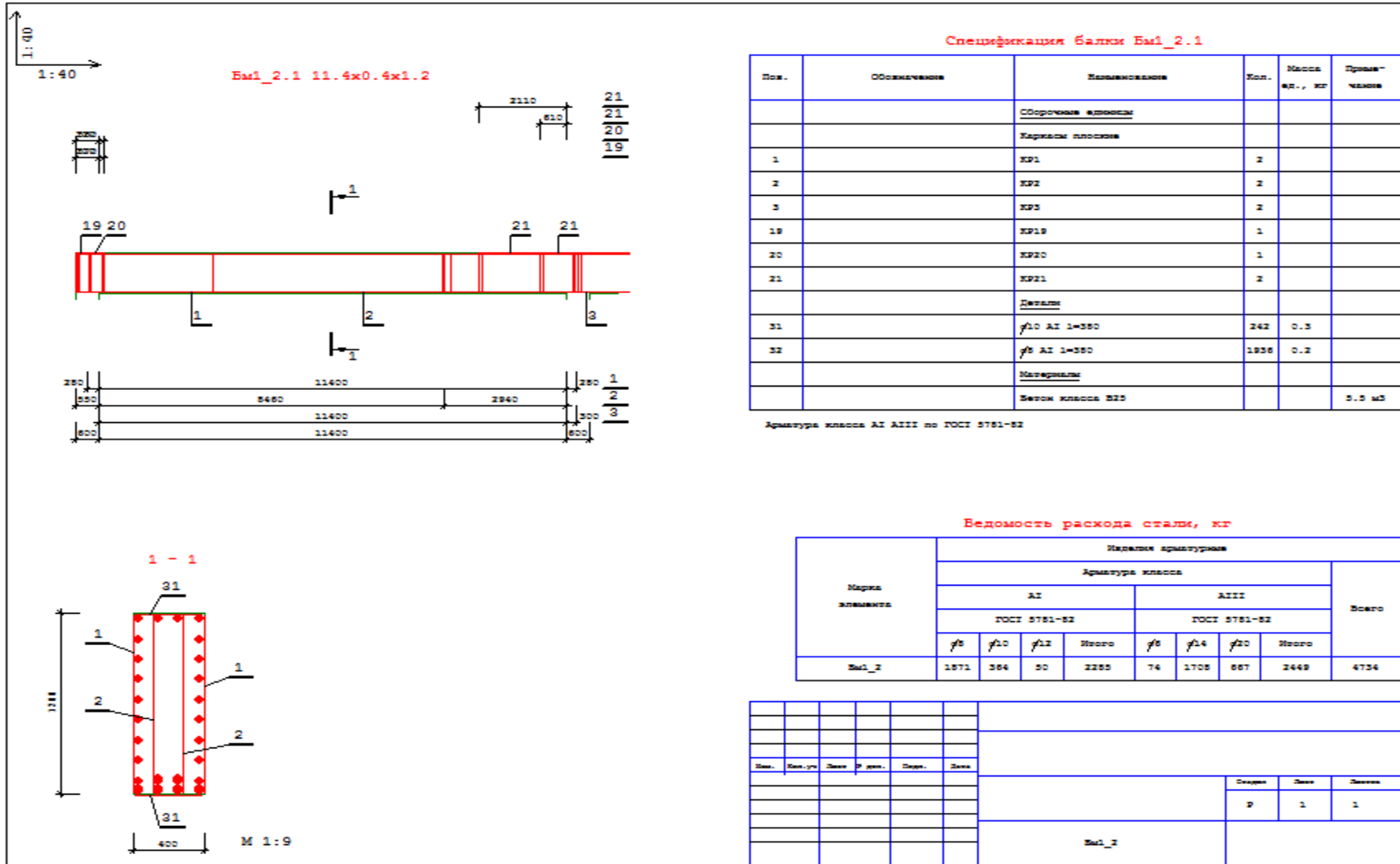
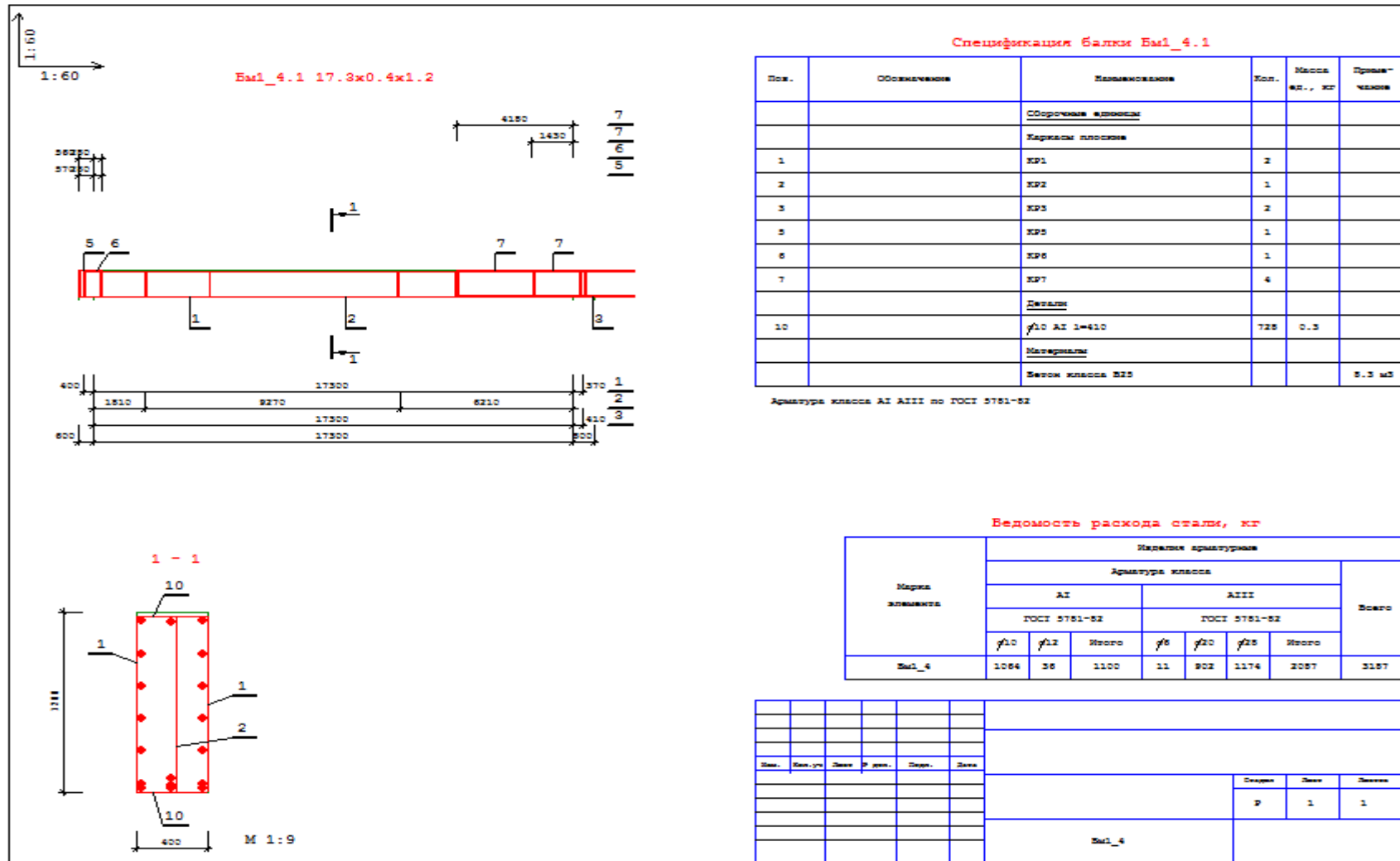


Рисунок Д 2.8 - Балка Б2





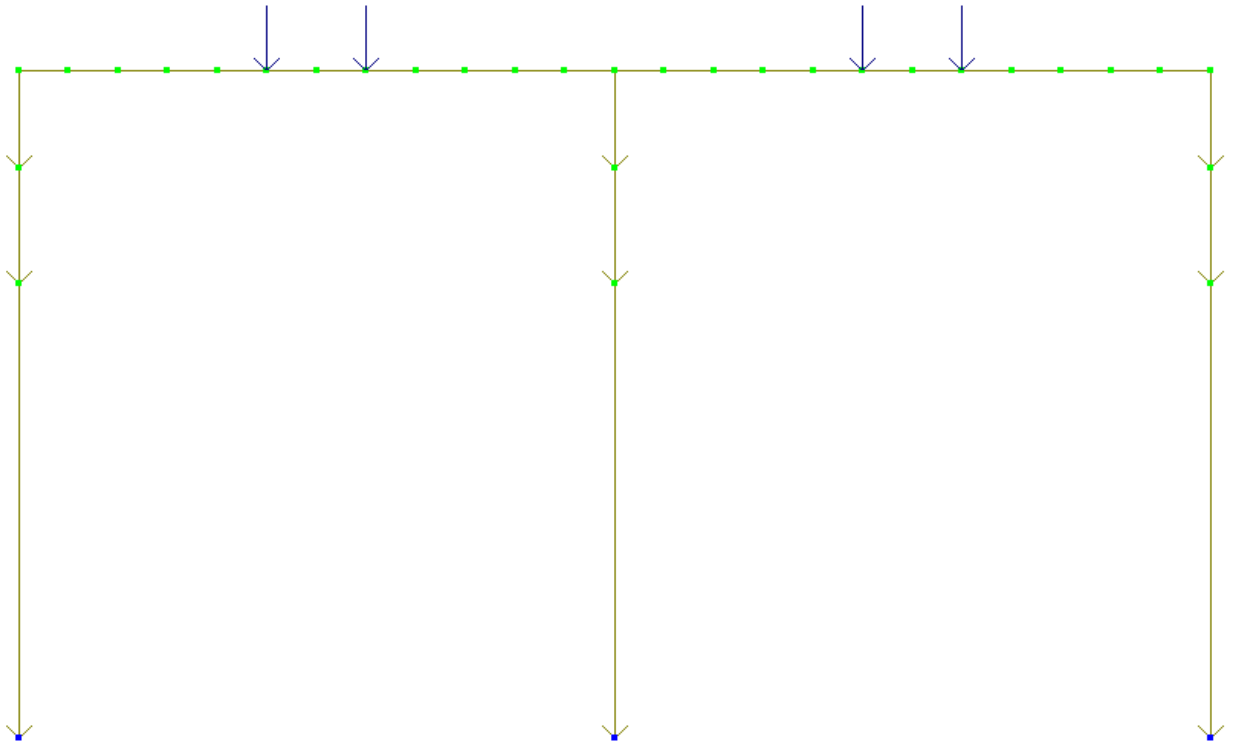


Рисунок Д 2.12 - Навантаження від власної ваги конструкцій

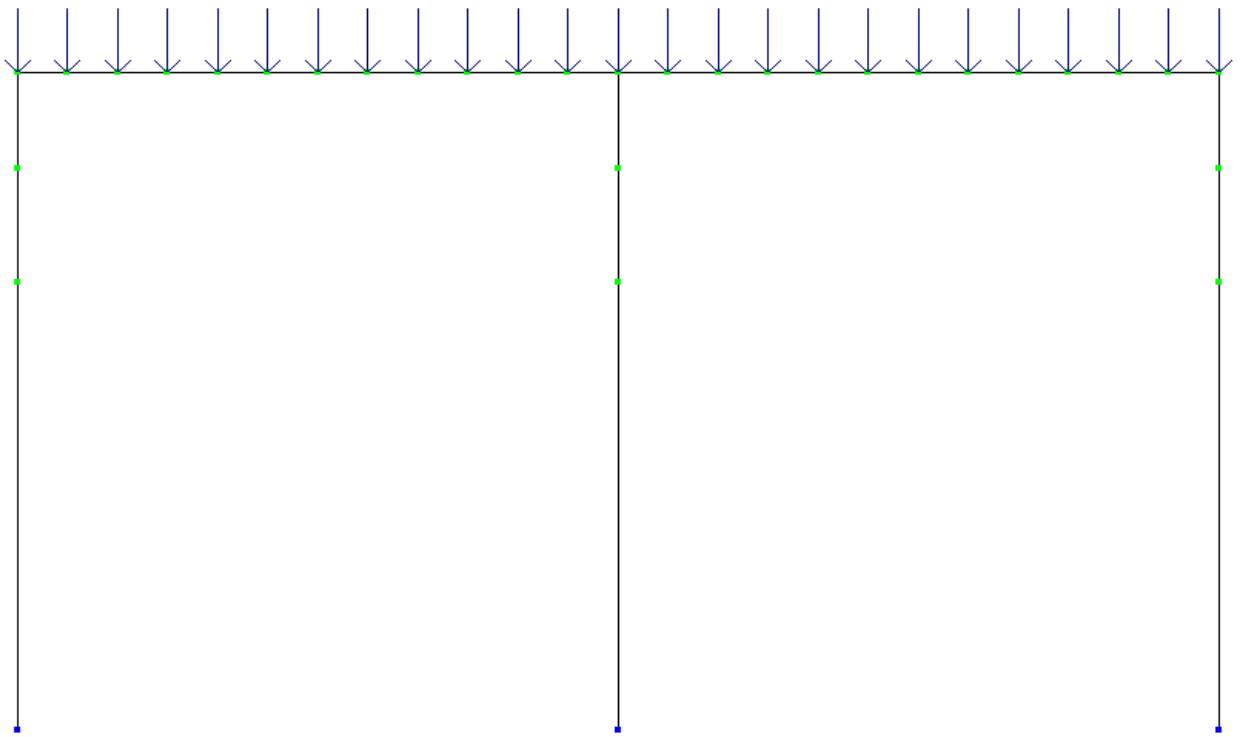


Рисунок Д 2.13 - Навантаження від ваги покриття



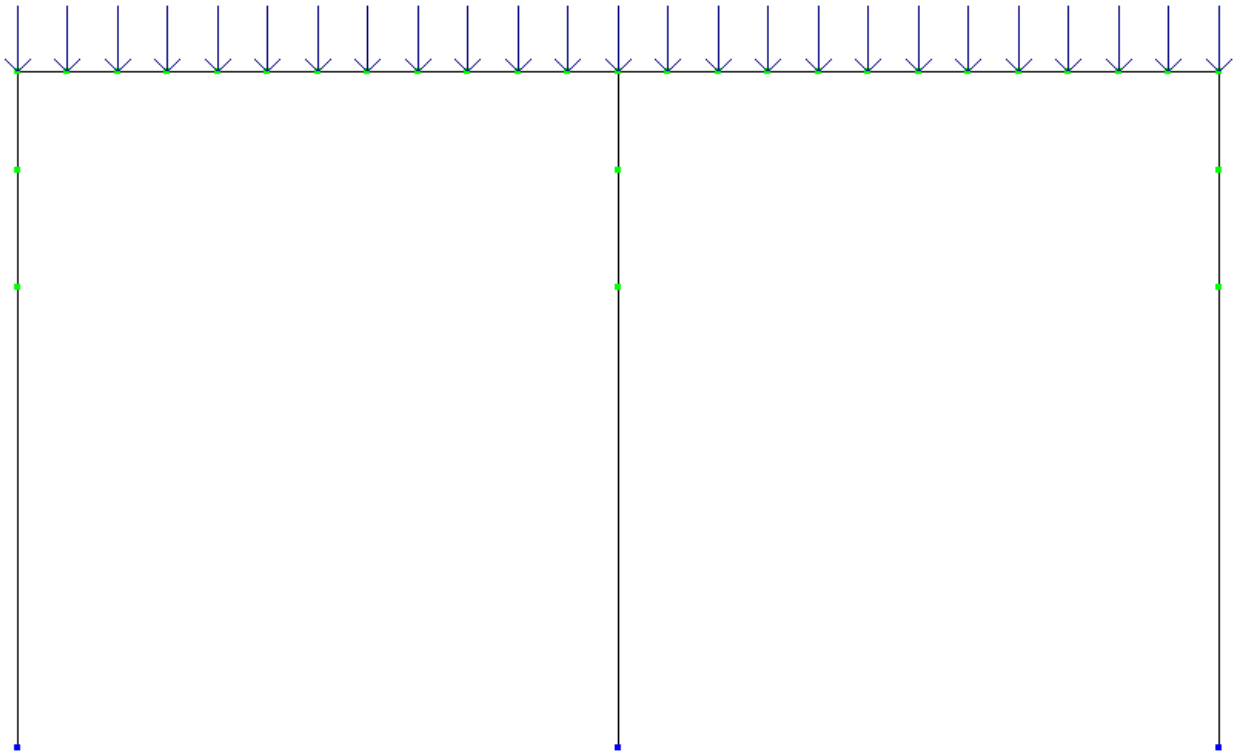


Рисунок Д 2.14 - Снігове навантаження

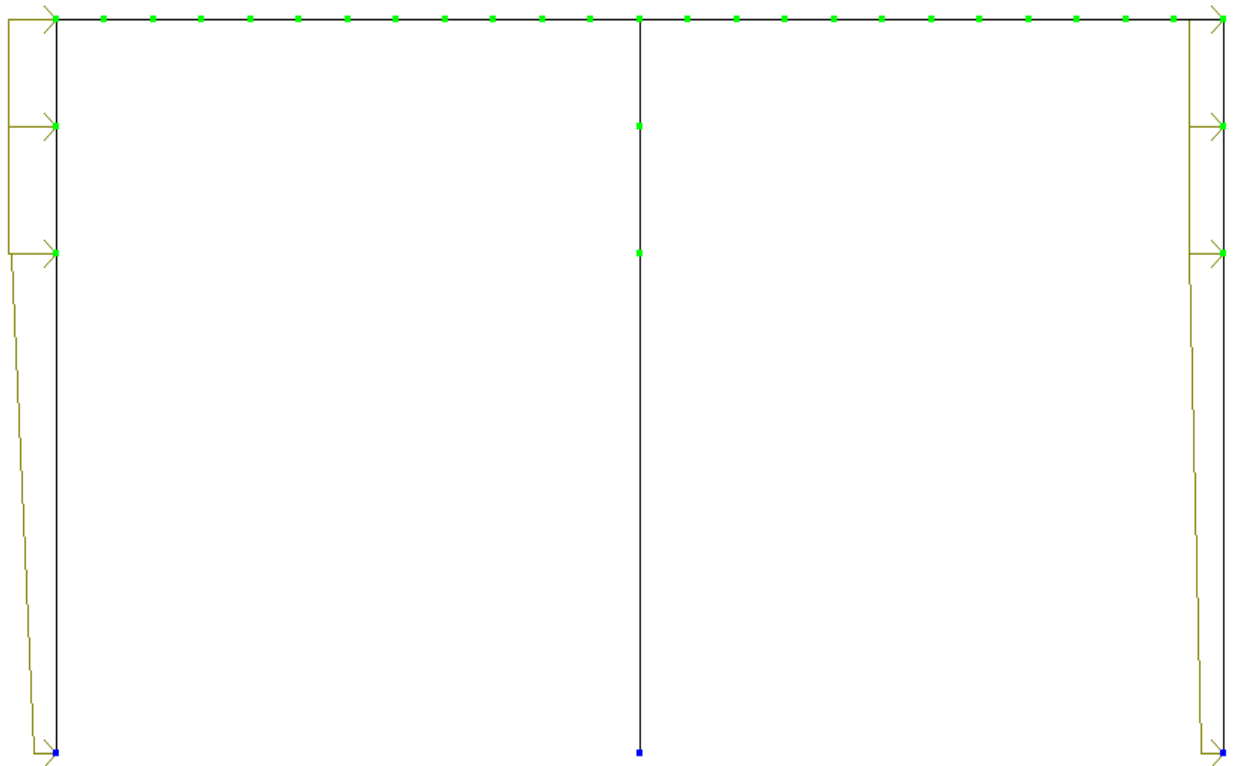


Рисунок Д 2.15 - Вітрове навантаження

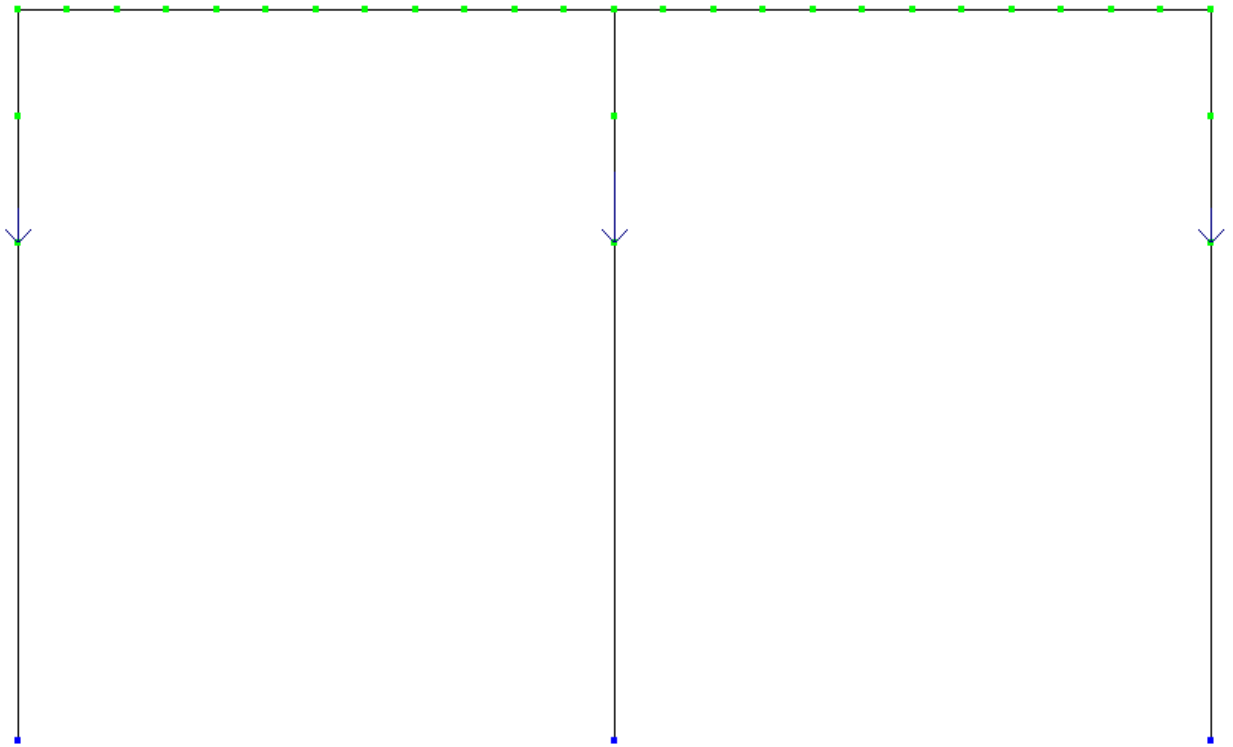


Рисунок Д 2.16 - Кранове навантаження. Грузи розміщено у центрі прольоту

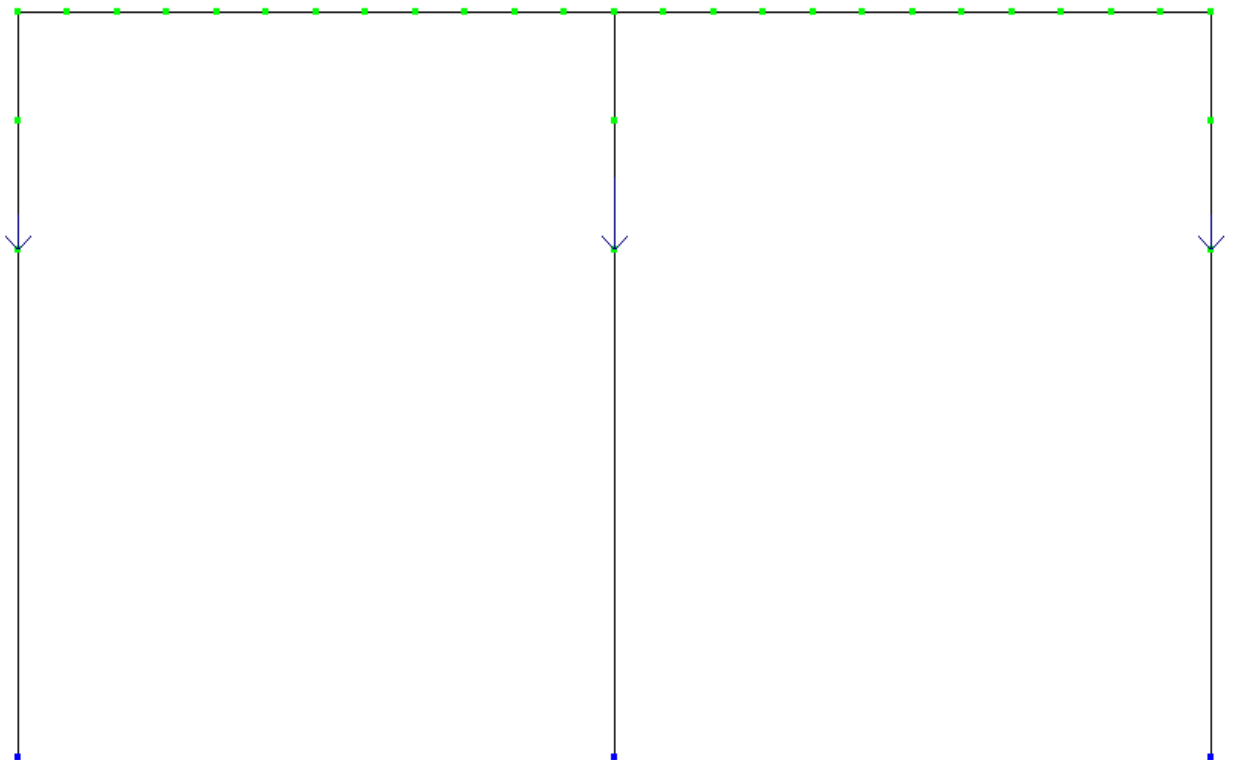


Рисунок Д 2.17 - Кранове навантаження. Грузи зміщено до центральної  
КОЛОНИ

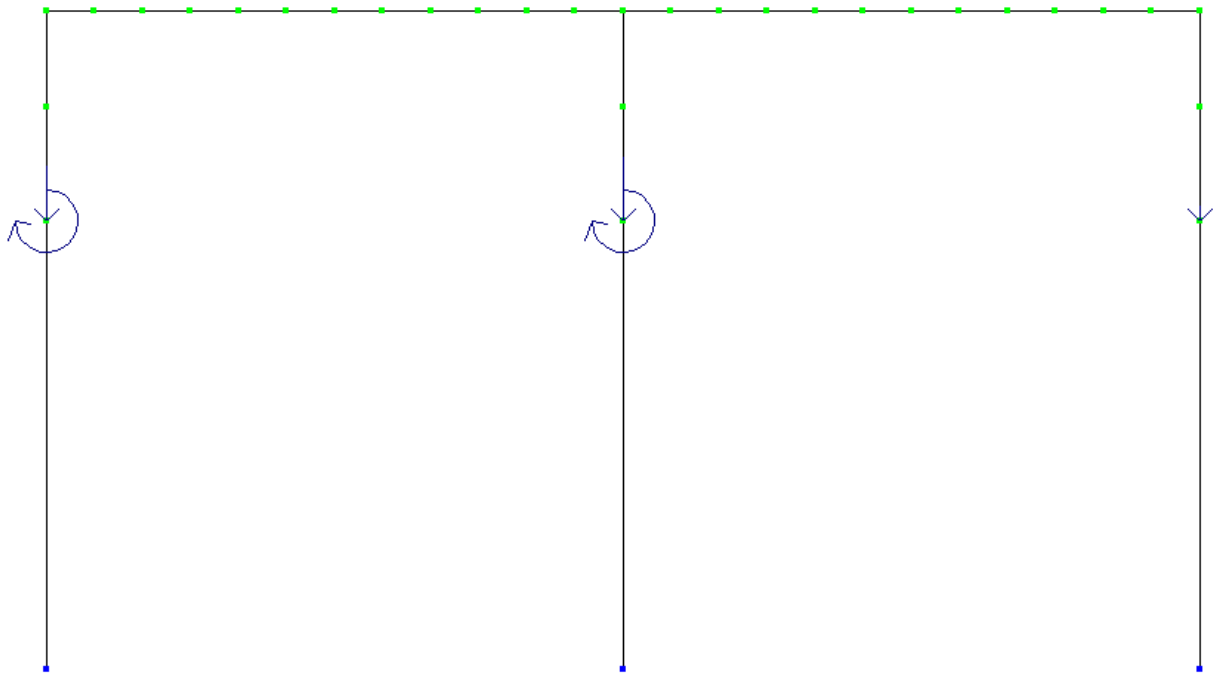


Рисунок Д 2.18 - Кранове навантаження. Грузи зміщено до сусідніх колон

ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	ПЛИТА	Товщина $t_{p1}$	5,9
		Довжина $H$	76,8
		Ширина $B$	32,0
	ШОВ Ш2	Катет $K_{\phi}$	0,7
	ШОВ Ш3	Катет $K_{\psi}$	0,7

Рисунок Д 2.19 - Рама Р1. База колони БК1

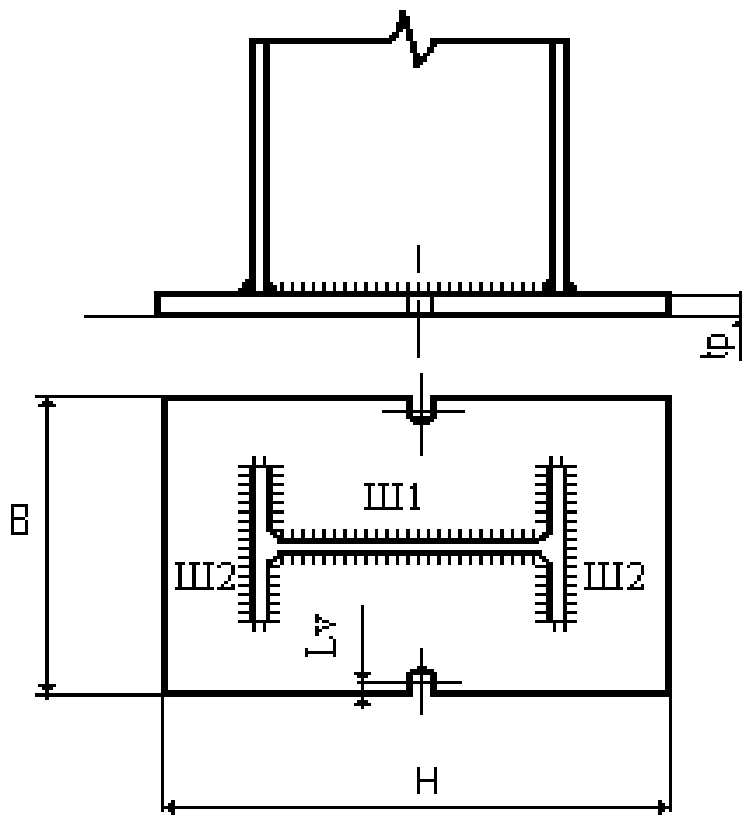
ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	ПЛИТА	Товщина $t_{p1}$	7,4
		Довжина Н	96,0
		Ширина В	40,0
	ШОВ Ш2	Катет Кф	0,8
	ШОВ Ш3	Катет Кв	0,7

Рисунок Д 2.20 - Рама Р1. База колони БК2

ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	<b>ПЛИТА</b>	Товщина $tr_1$	3,4
		Довжина $H$	67,2
		Ширина $B$	34,4
	<b>ТРАВЕРСА</b>	Товщина $t$	0,6
		Довжина	67,2
		Ширина	38,4
	<b>РЕБРО</b>	Товщина $t$	0,6
		Довжина	41,6
		Ширина	7,8
	<b>ШОВ Ш1</b>	Катет полки	0,7
Катет стінки		0,7	
<b>ШОВ Ш2</b>	Катет $K_f$	0,8	
<b>ШОВ Ш3</b>	Катет $K_b$	0,7	

Рисунок Д 2.21 - Рама Р2. База колони БК1

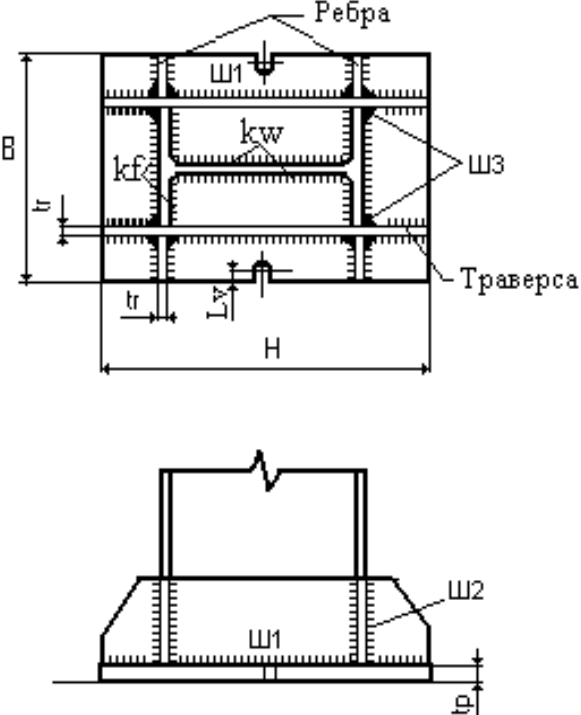
ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	<b>ПЛИТА</b>	Товщина $tr_1$	4,2
		Довжина $H$	84,0
		Ширина $B$	43,0
	<b>ТРАВЕРСА</b>	Товщина $t$	0,8
		Довжина	84,0
		Ширина	48,0
	<b>РЕБРО</b>	Товщина $t$	0,8
		Довжина	52,0
		Ширина	9,7
	<b>ШОВ Ш1</b>	Катет полки	0,9
Катет стінки		0,9	
<b>ШОВ Ш2</b>	Катет $K_f$	1	
<b>ШОВ Ш3</b>	Катет $K_v$	0,9	

Рисунок Д 2.22 - Рама Р2. База колони БК2

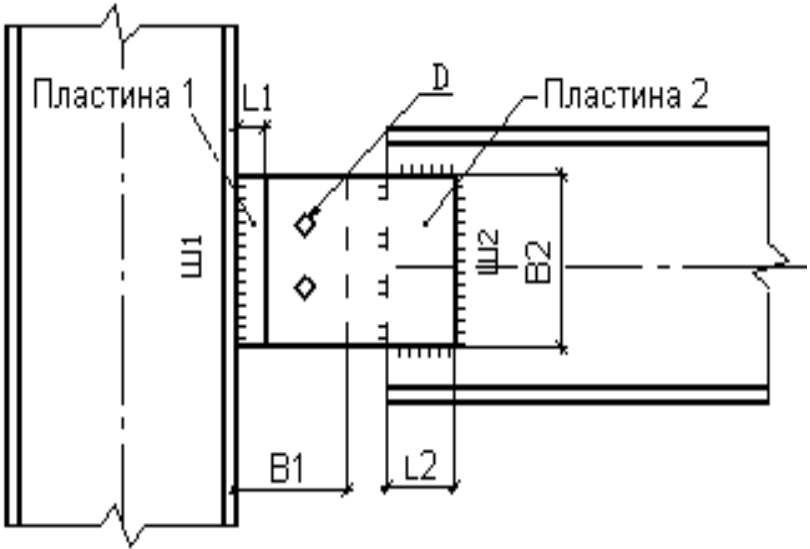
ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	<b>ШОВ Ш1</b>	<b>КАТЕТ</b>	<b>1,2</b>
	<b>ШОВ Ш2</b>	<b>КАТЕТ</b>	<b>0,8</b>
	<b>ПЛАСТИНА 1</b>	<b>Розмір t1</b>	<b>1</b>
		<b>Розмір B1</b>	<b>8</b>
		<b>Розмір H1</b>	<b>63</b>
	<b>ПЛАСТИНА 2</b>	<b>Розмір t2</b>	<b>1</b>
		<b>Розмір B2</b>	<b>63</b>
		<b>Розмір H2</b>	<b>13</b>
	<b>БОЛТИ</b>	<b>КІЛЬКІСТЬ</b>	<b>4</b>
		<b>КІЛЬКІСТЬ РЯДІВ</b>	<b>1</b>
<b>РОЗМІР L1</b>	<b>-</b>	<b>2</b>	
<b>РОЗМІР L2</b>	<b>-</b>	<b>5</b>	

Рисунок Д 2.23 - Рама Р1. Вузол В1



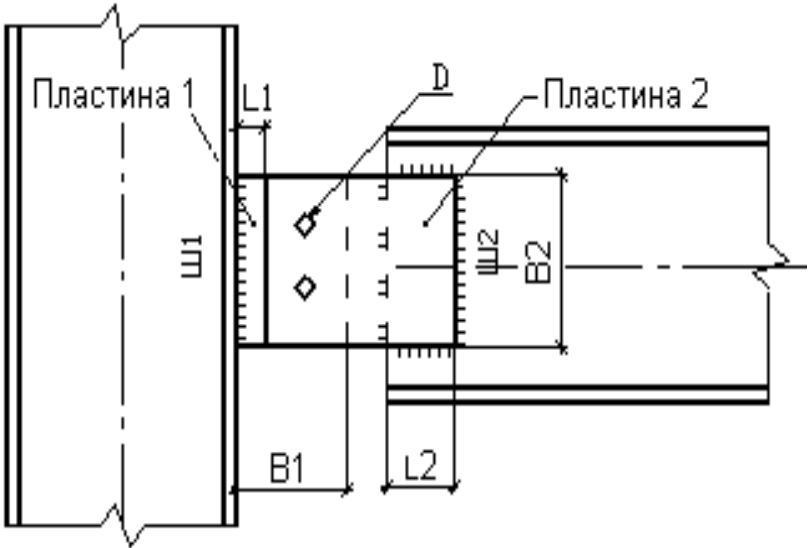
ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	<b>ШОВ Ш1</b>	<b>КАТЕТ</b>	<b>1,5</b>
	<b>ШОВ Ш2</b>	<b>КАТЕТ</b>	<b>1,0</b>
	<b>ПЛАСТИНА 1</b>	<b>Розмір t1</b>	<b>1,4</b>
		<b>Розмір B1</b>	<b>8,5</b>
		<b>Розмір H1</b>	<b>84</b>
	<b>ПЛАСТИНА 2</b>	<b>Розмір t2</b>	<b>1,6</b>
		<b>Розмір B2</b>	<b>64,5</b>
		<b>Розмір H2</b>	<b>15,5</b>
	<b>БОЛТИ</b>	<b>КІЛЬКІСТЬ</b>	<b>5</b>
		<b>КІЛЬКІСТЬ РЯДІВ</b>	<b>1</b>
	<b>РОЗМІР L1</b>	<b>-</b>	<b>2,5</b>
	<b>РОЗМІР L2</b>	<b>-</b>	<b>7,0</b>

Рисунок Д 2.24 - Рама Р1. Вузол В2

ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	<b>ШОВ Ш1</b>	<b>КАТЕТ</b>	<b>0,5</b>
	<b>БОЛТИ</b>	<b>КІЛЬКІСТЬ</b>	<b>5</b>
		<b>КІЛЬКІСТЬ РЯДІВ</b>	<b>1</b>
	<b>КУТИК</b>	<b>ДОВЖИНА</b>	<b>70</b>
	<b>БАЛКА</b>	<b>ТОВЩИНА СТІНКИ</b>	<b>1,4</b>
	<b>РОЗМІР L1</b>	-	<b>1,5</b>
	<b>РОЗМІР L2</b>	-	<b>1,0</b>
	<b>РОЗМІР L3</b>	-	<b>18,5</b>

Рисунок Д 2.25 - Рама Р2. Вузол В1

ЕСКІЗ	ПАРАМЕТР	НАЙМЕНУ- ВАННЯ	ЗНАЧЕННЯ, СМ
	<b>ШОВ Ш1</b>	<b>КАТЕТ</b>	<b>0,5</b>
	<b>БОЛТИ</b>	<b>КІЛЬКІСТЬ</b>	<b>8</b>
		<b>КІЛЬКІСТЬ РЯДІВ</b>	<b>1</b>
	<b>КУТИК</b>	<b>ДОВЖИНА</b>	<b>70</b>
	<b>БАЛКА</b>	<b>ТОВЩИНА СТІНКИ</b>	<b>1,4</b>
	<b>РОЗМІР L1</b>	-	<b>1,5</b>
	<b>РОЗМІР L2</b>	-	<b>1,0</b>
	<b>РОЗМІР L3</b>	-	<b>21,5</b>

Рисунок Д 2.26 - Рама Р2. Вузол В2

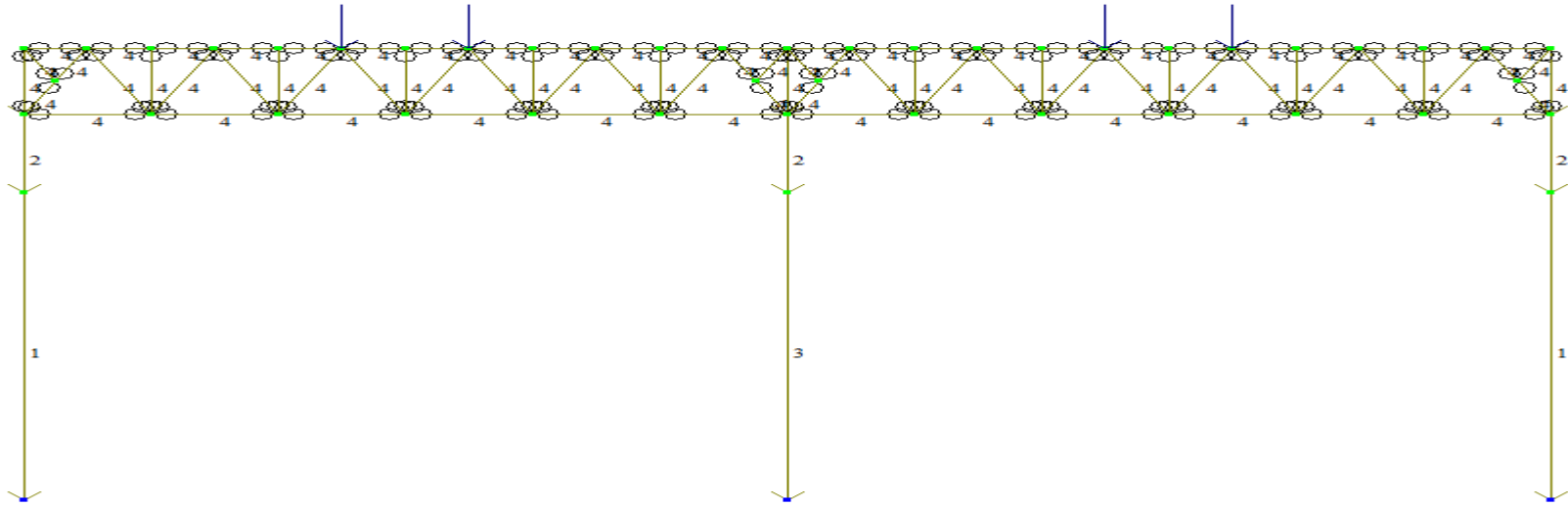


Рисунок Д 2.27 - Завантаження №1. Постійне навантаження.

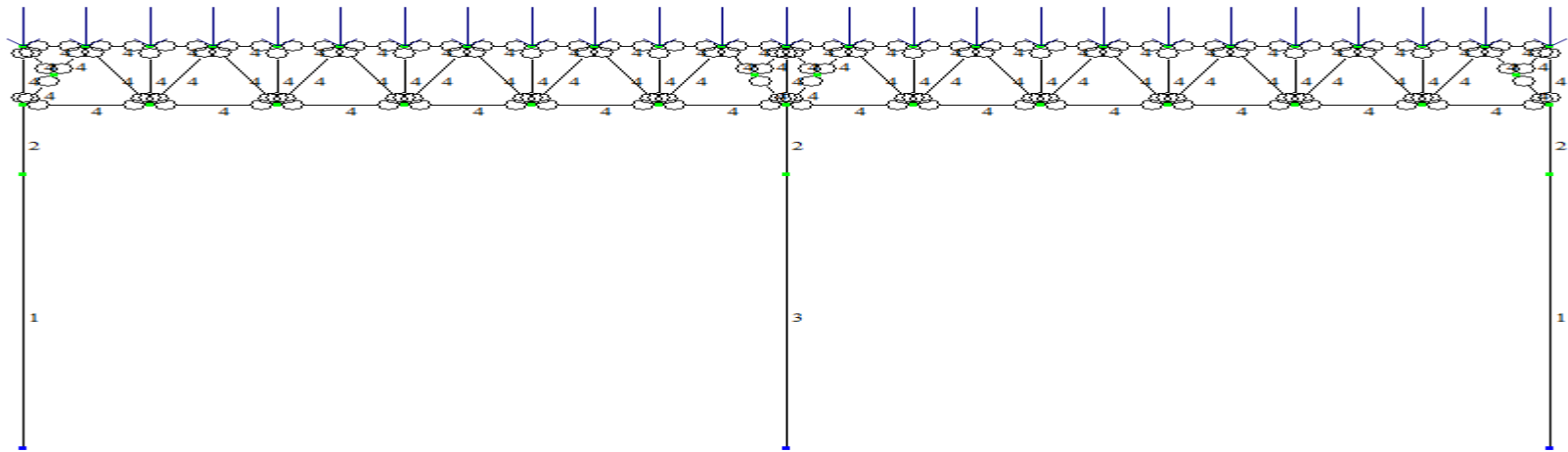


Рисунок Д2.28 - Завантаження № 2. Навантаження від ваги покриття

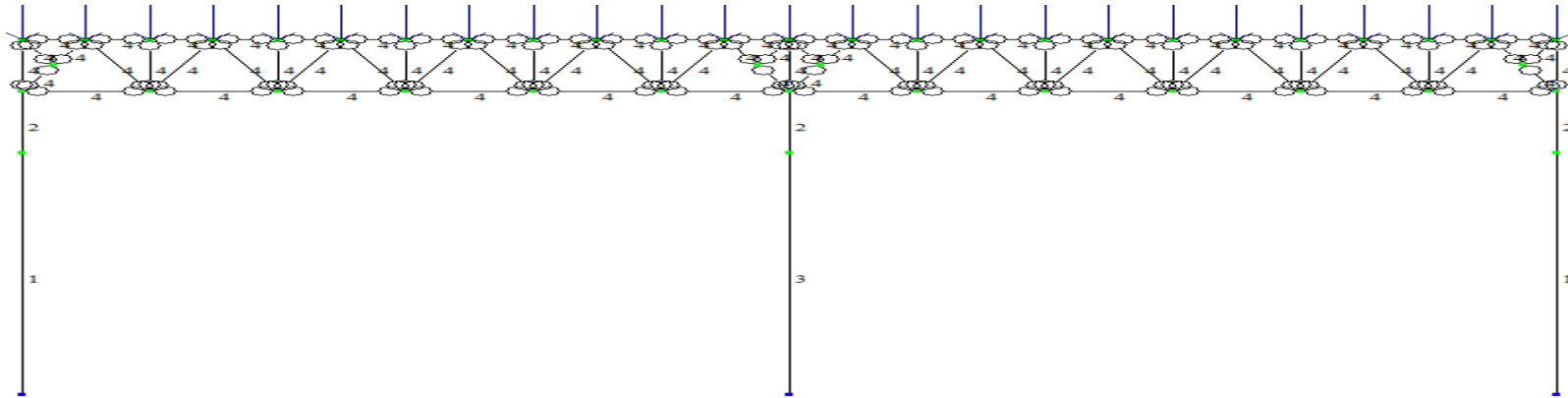


Рисунок Д 2.29 - Завантаження №3. Снігове навантаження

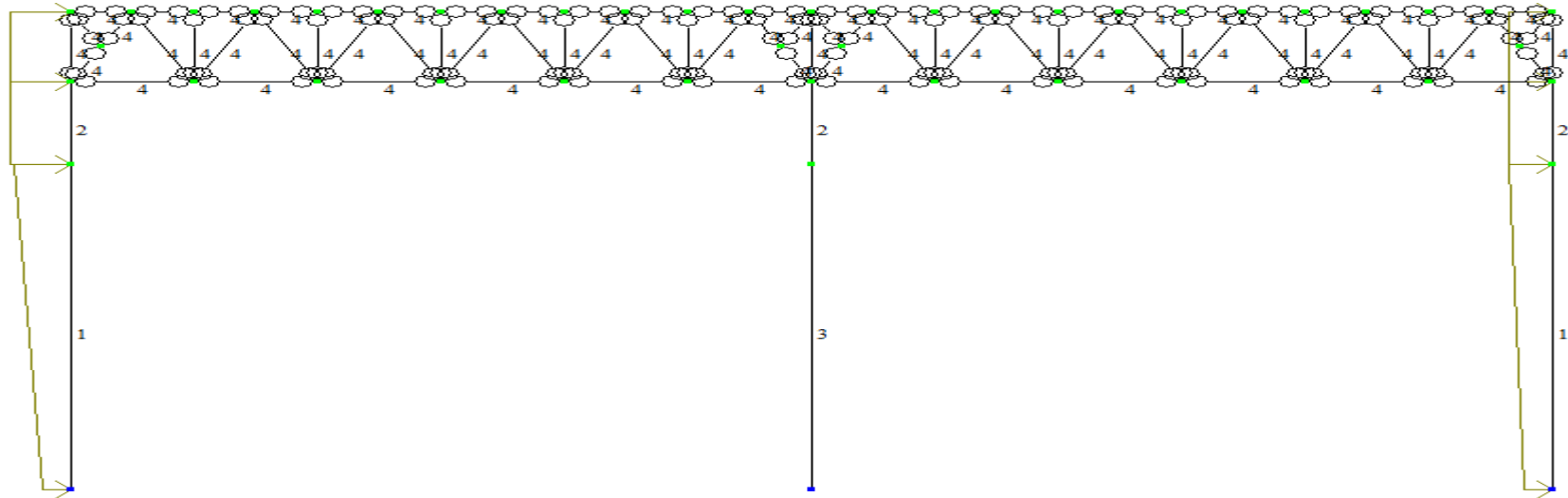


Рисунок Д 2.30 - Завантаження №4. Вітрове навантаження

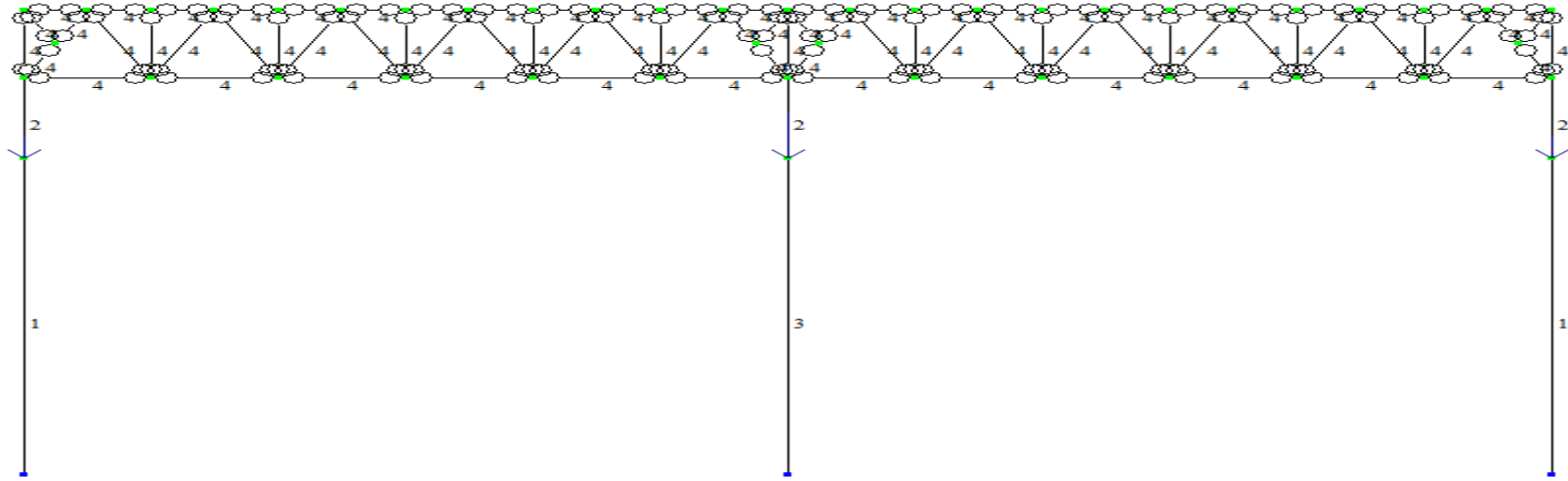


Рисунок Д 2.31 - Завантаження №5. Кранове навантаження. Грузи у центрі прольоту

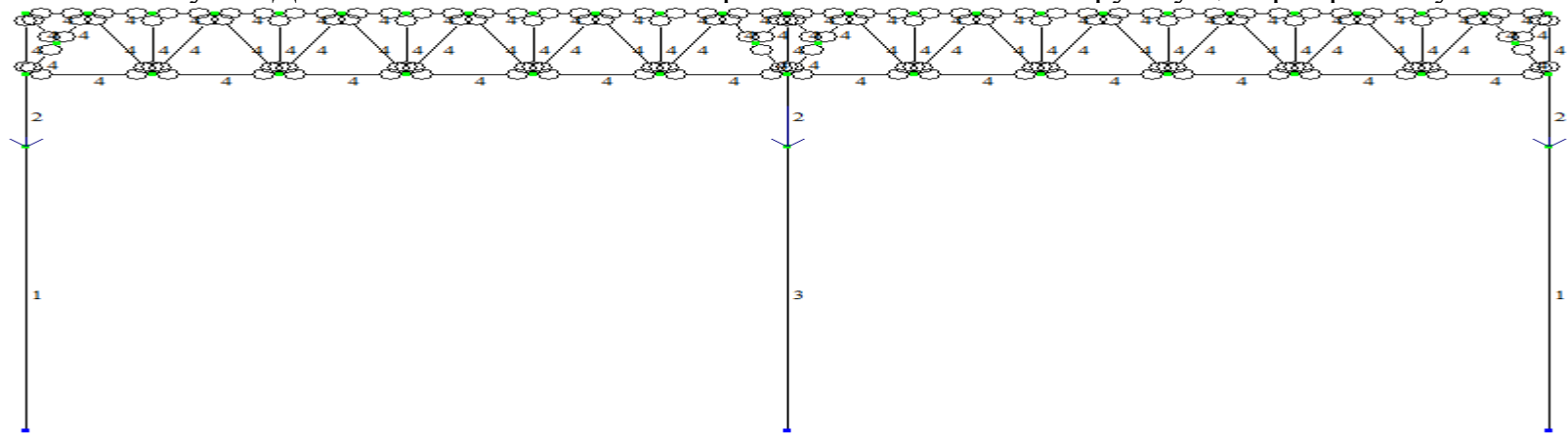


Рисунок Д 2.32 - Завантаження №6. Вантаж зведена до центральної колони

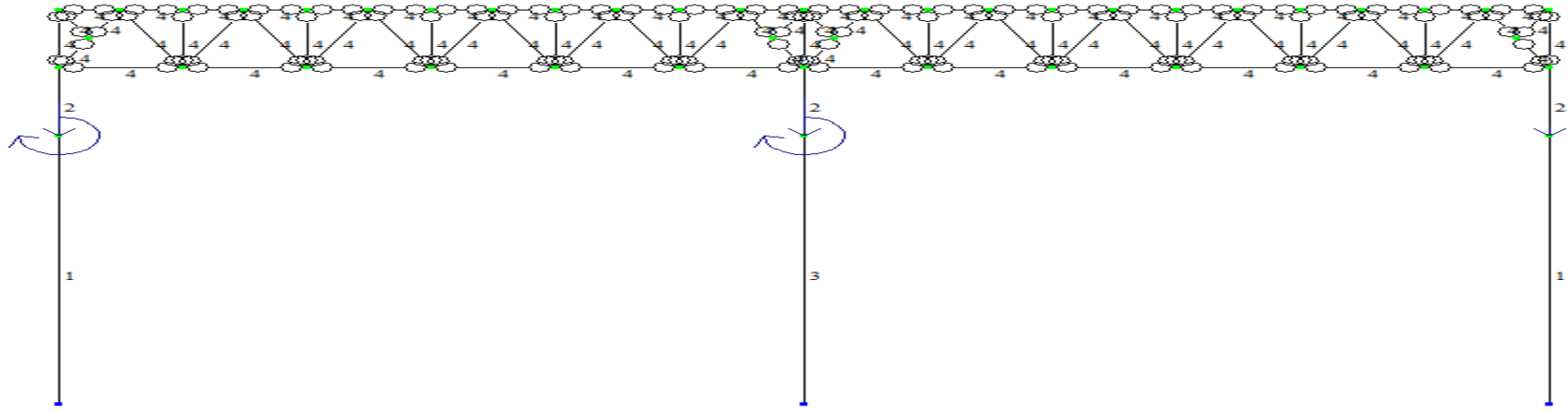


Рисунок Д 2.33 - Завантаження №7. Грузи підведено до колон зліва

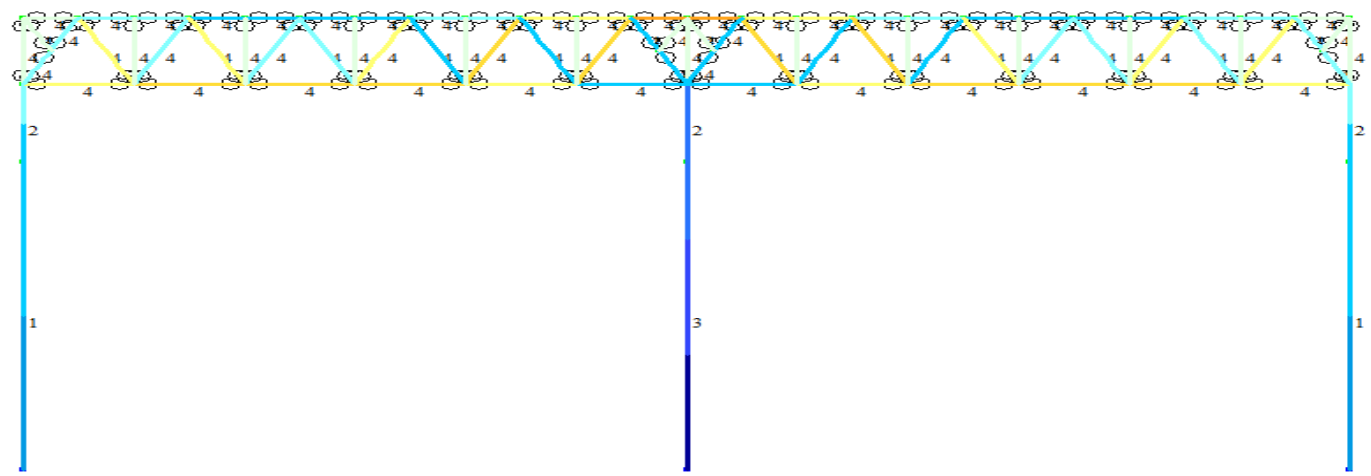
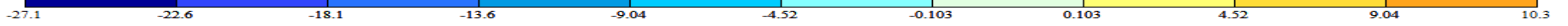


Рисунок Д 2.34 - Мозаїка вісьових сил

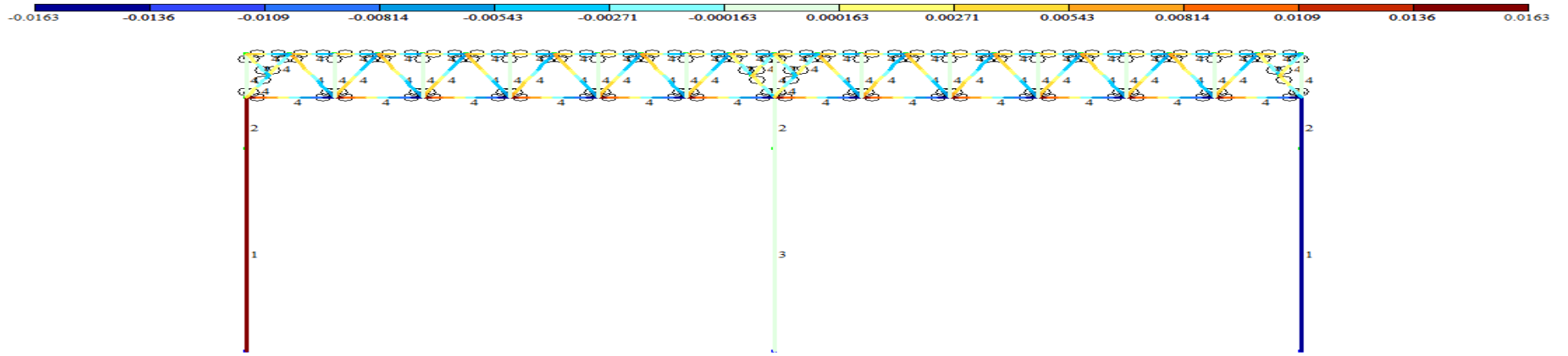


Рисунок Д 2.35 - Мозаїка перерізуючих сил

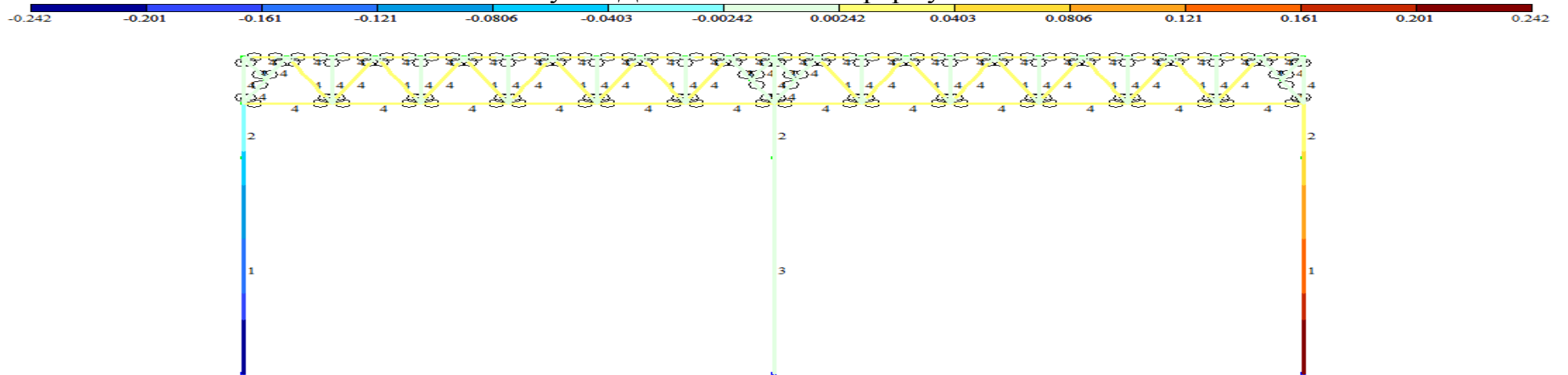


Рисунок Д 2.36 - Мозаїка згинальних моментів





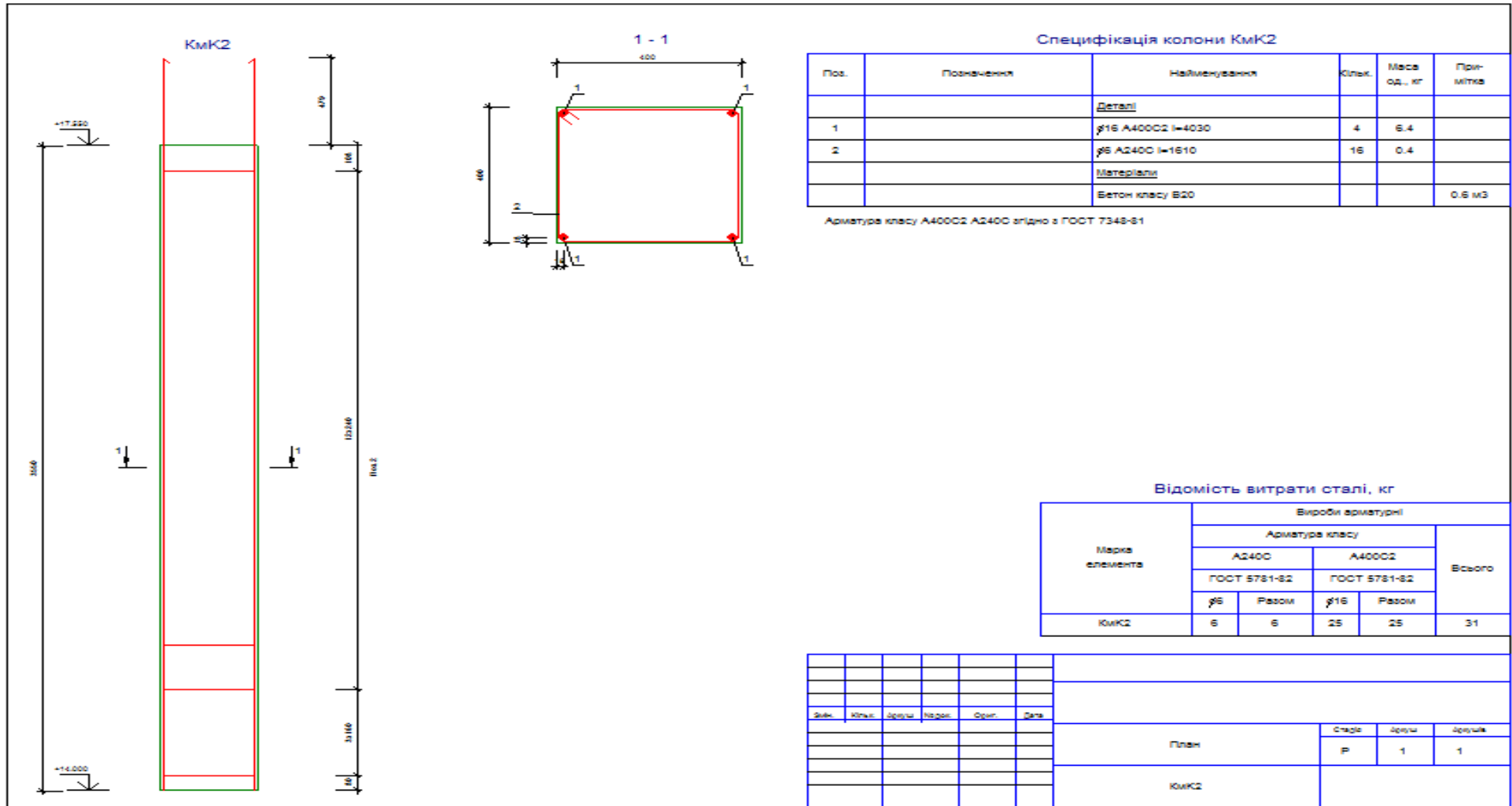


Рисунок Д 2.38 - Рама Р1. Креслення робочого проекту. Колони К1 та К3 на відмітках 14-17,55 м

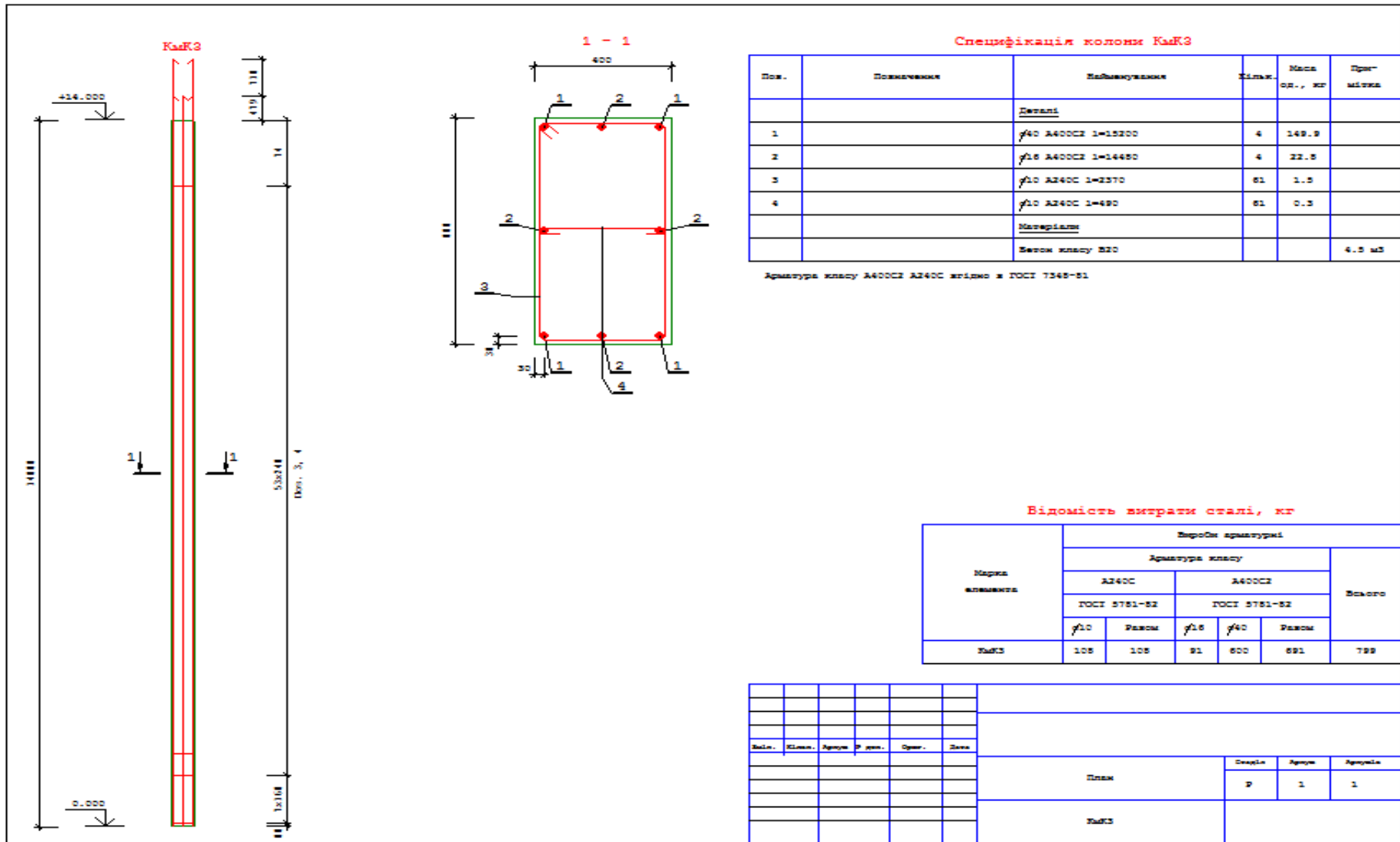


Рисунок Д 2.39 - Рама Р1. Креслення робочого проекту. Колонна K2 на відмітках 0-14 м

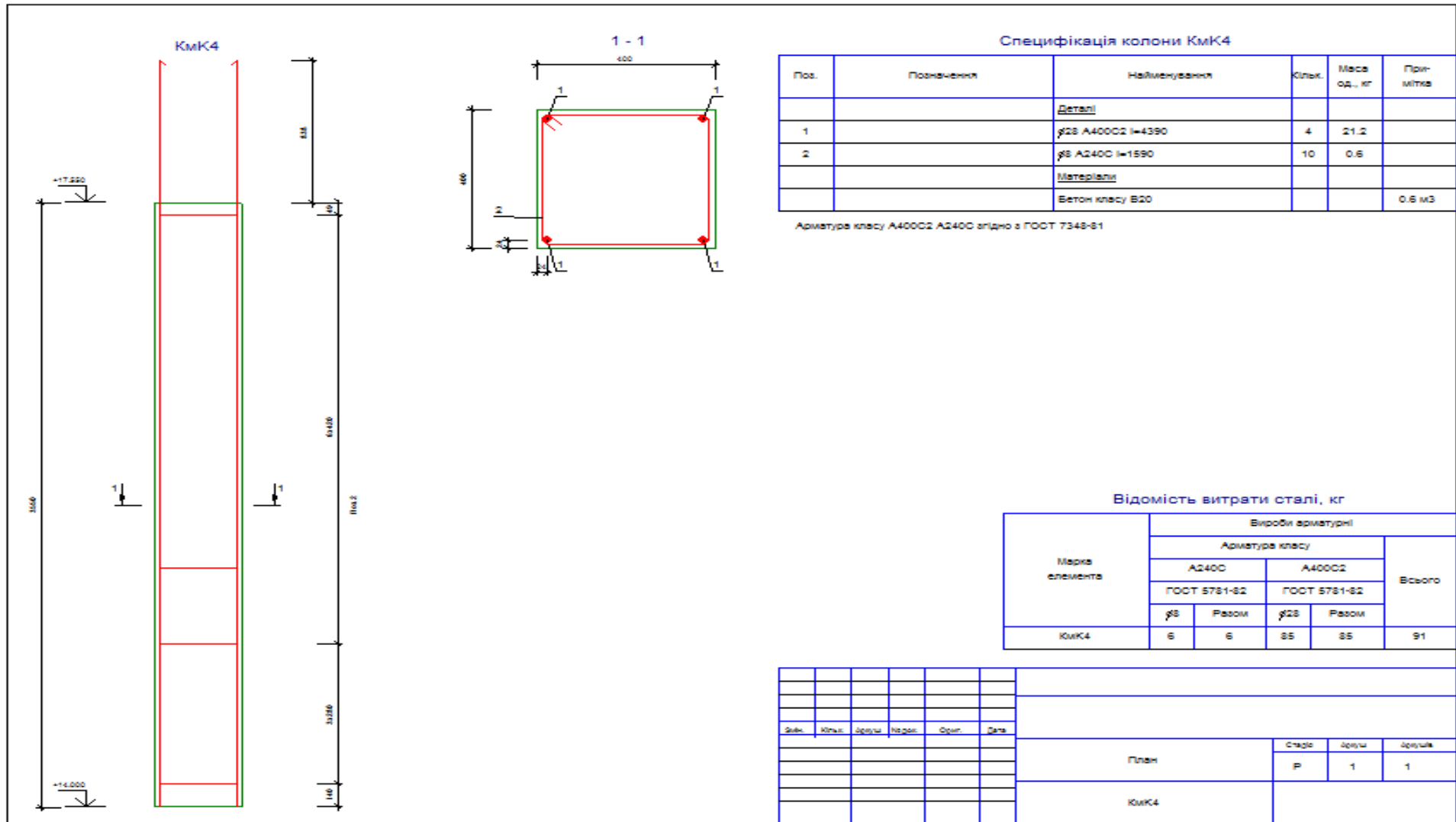


Рисунок Д 2.40 - Рама Р1. Креслення робочого проекту. Колона К2 на відмітках 14-17,55 м

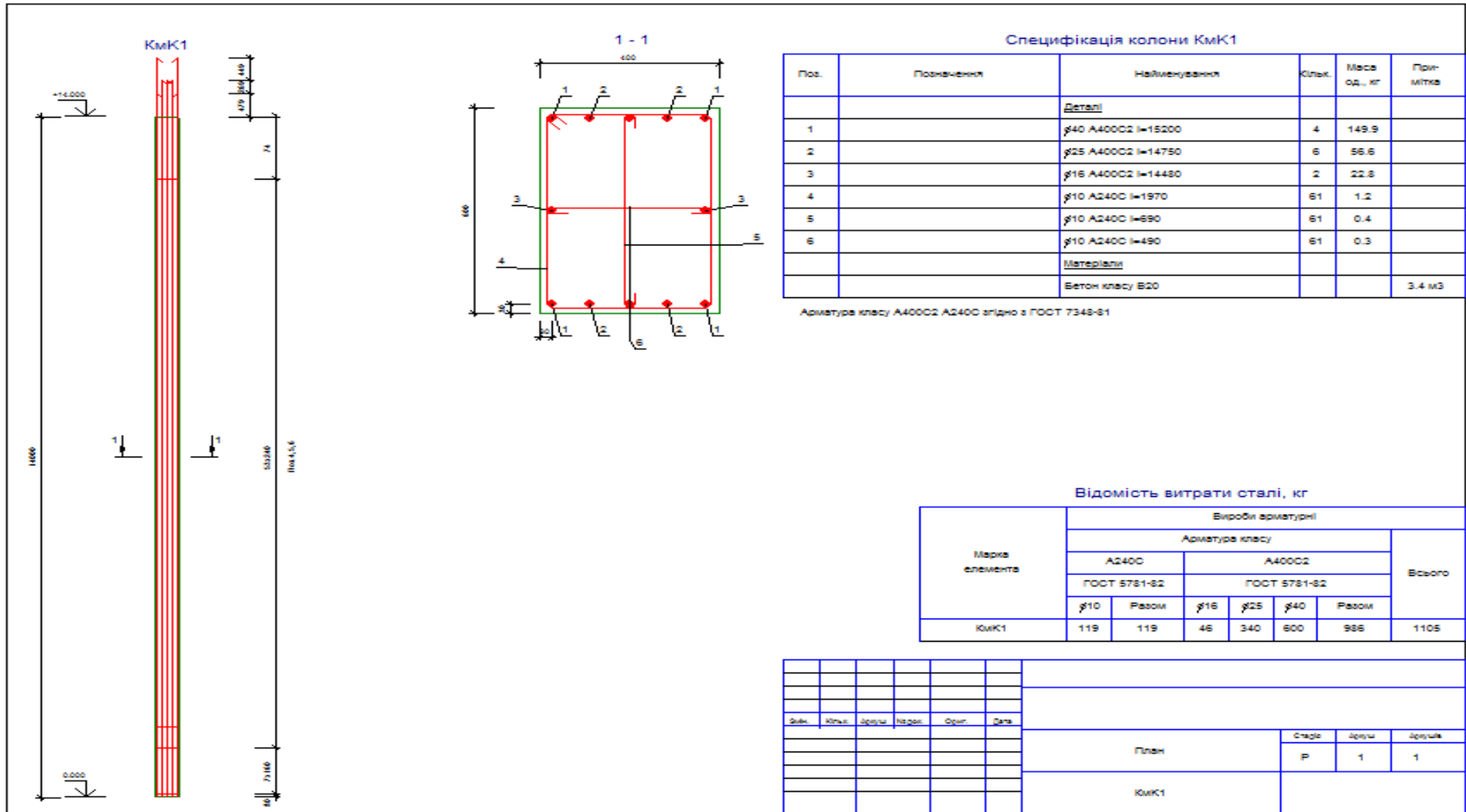


Рисунок Д 2.41 - Рама Р2. Креслення робочого проекту. Колони К1 та К3 на відмітках 0-14 м

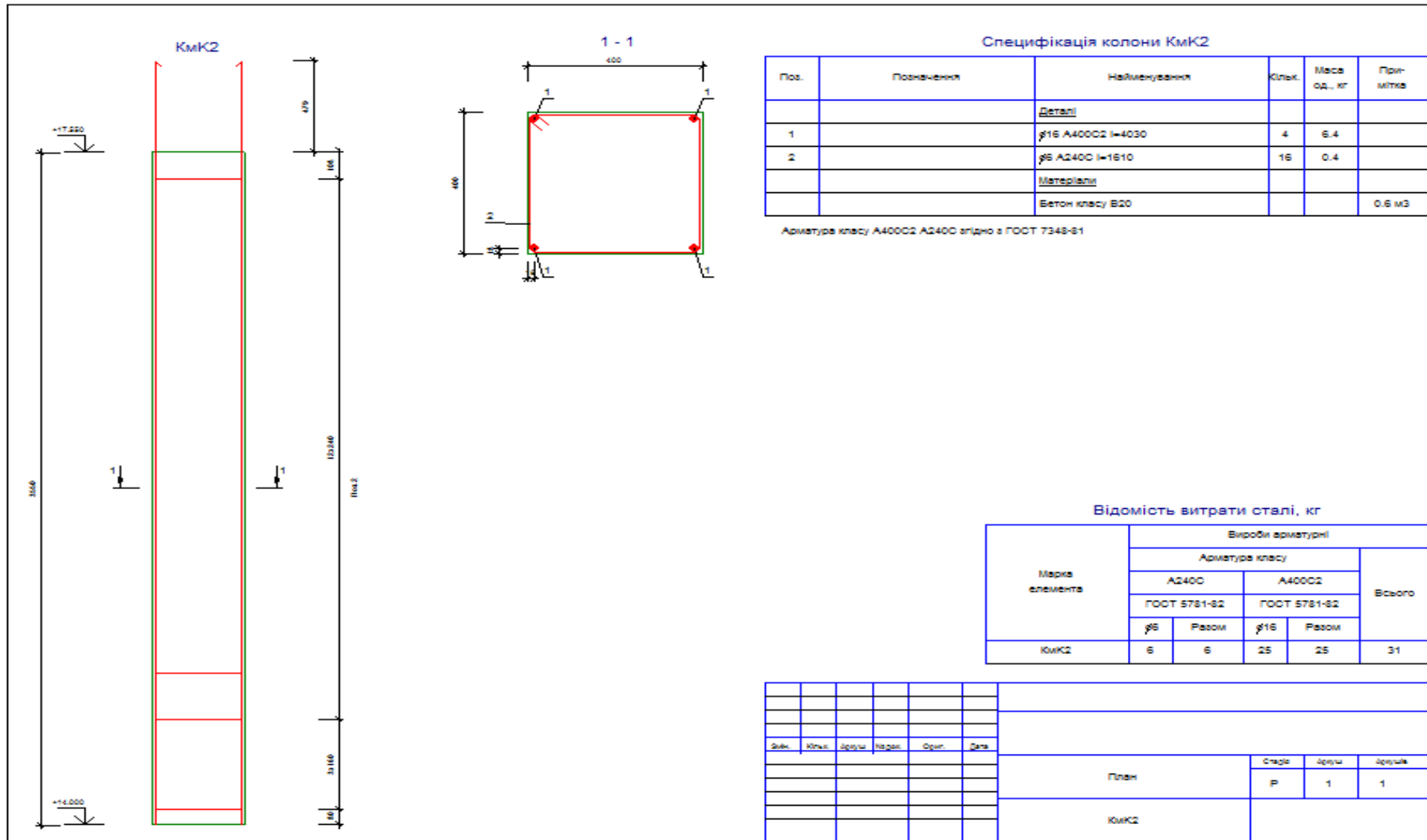


Рисунок Д 2.42 - Рама Р2. Креслення робочого проекту. Колони К1 та К3 на відмітках 14-17,55 м

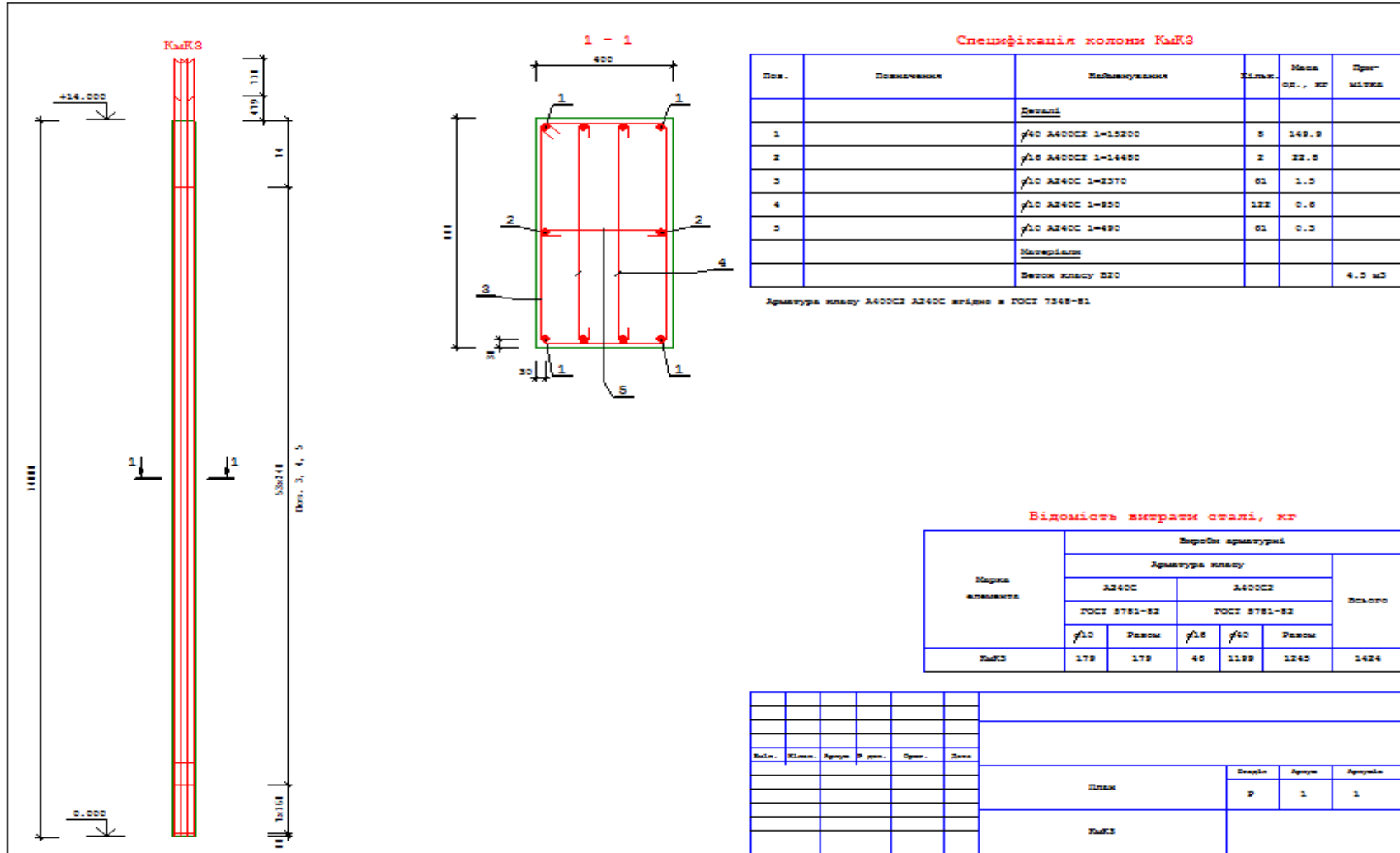


Рисунок Д 2.43 - Рама Р2. Креслення робочого проєкту. Колона К2 на відмітках 0-14 м

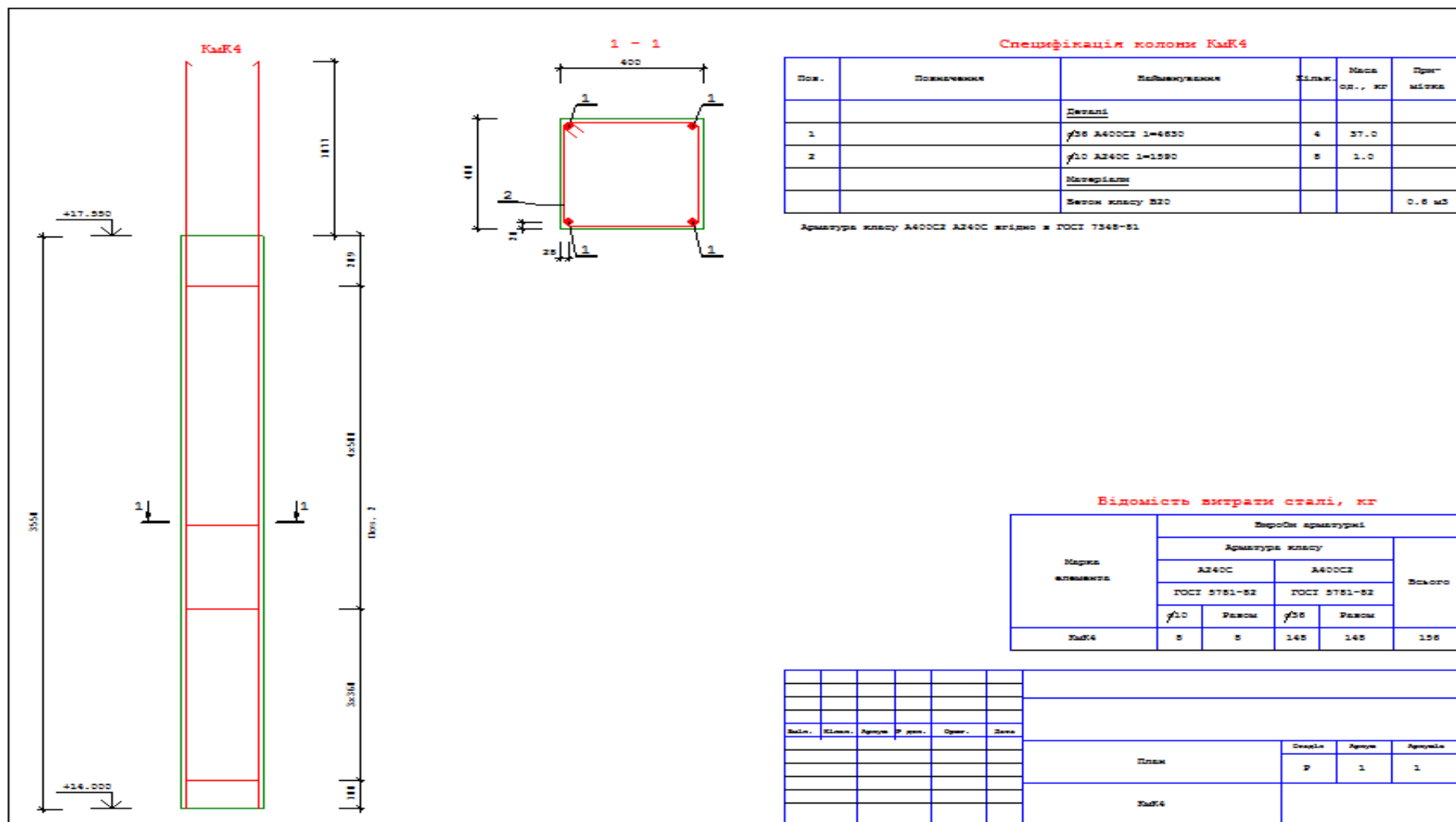


Рисунок Д 2.44 - Рама Р2. Креслення робочого проекту. Колона К2 на відмітках 14-17,55 м



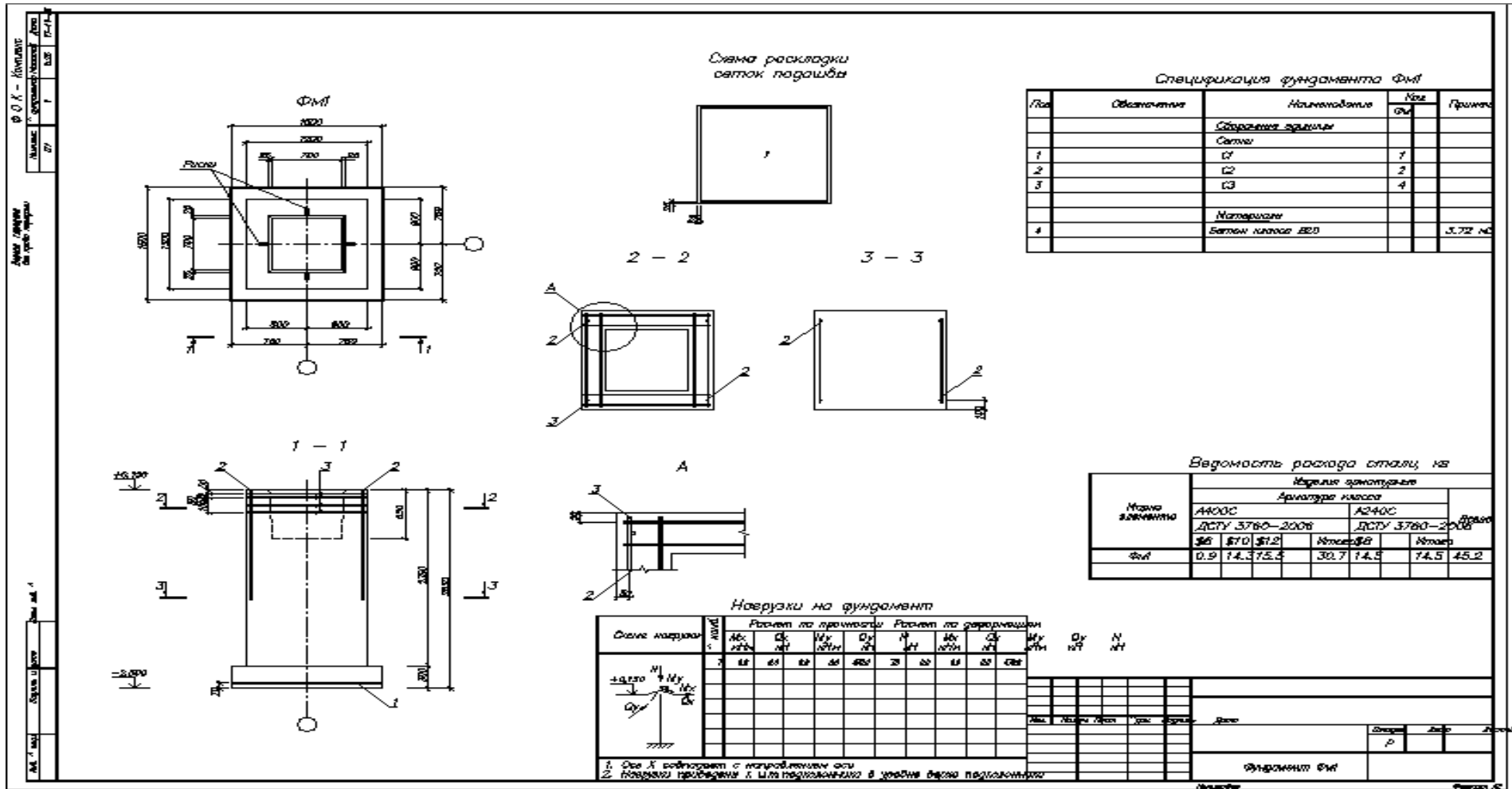


Рисунок Д 2.41 - Рама Р1. Креслення робочого проекту. Фундаменти під колони 1 та 3

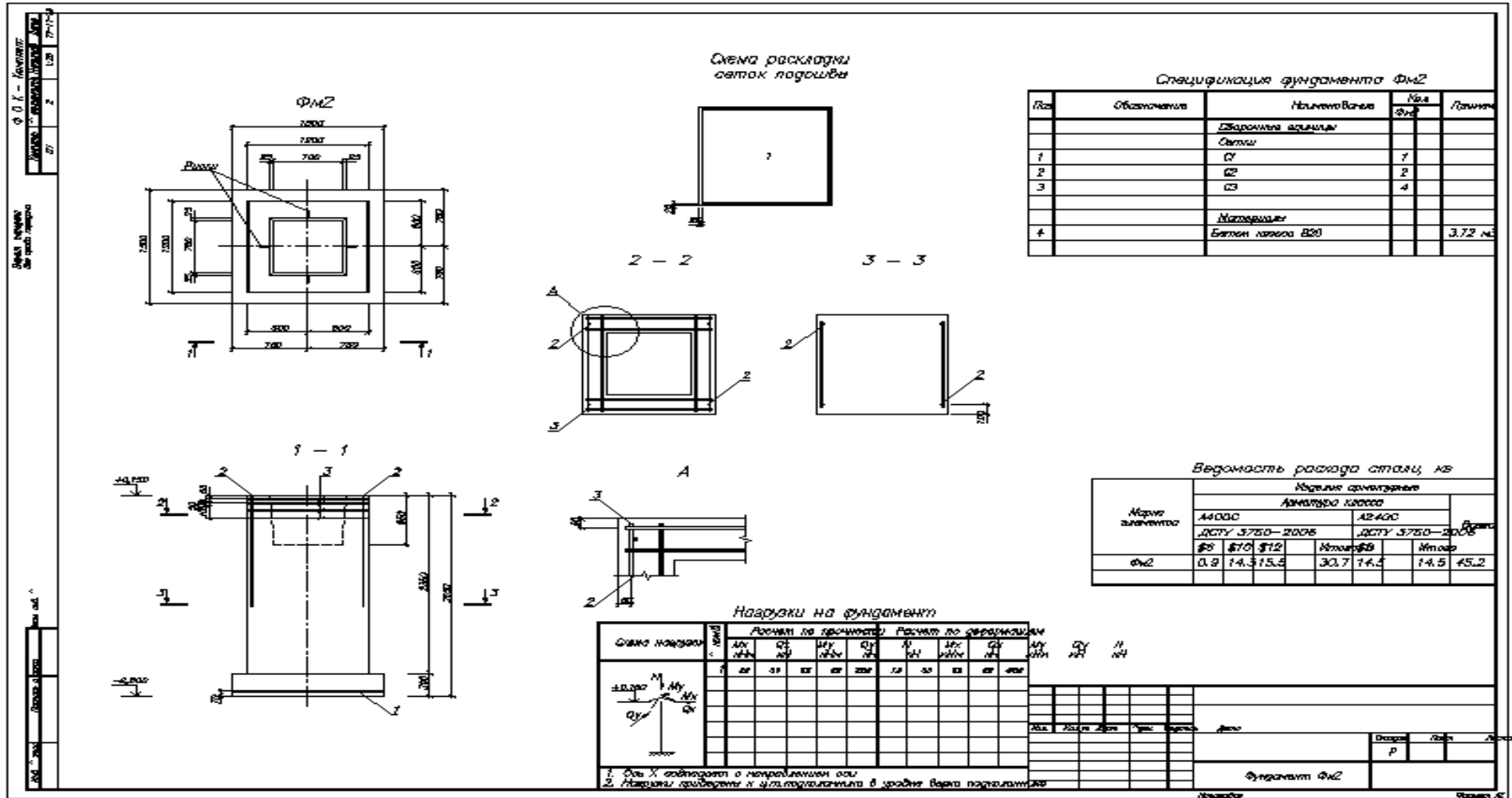


Рисунок Д 2.42 - Рама Р1. Креслення робочого проекту. Фундамент під колону 2

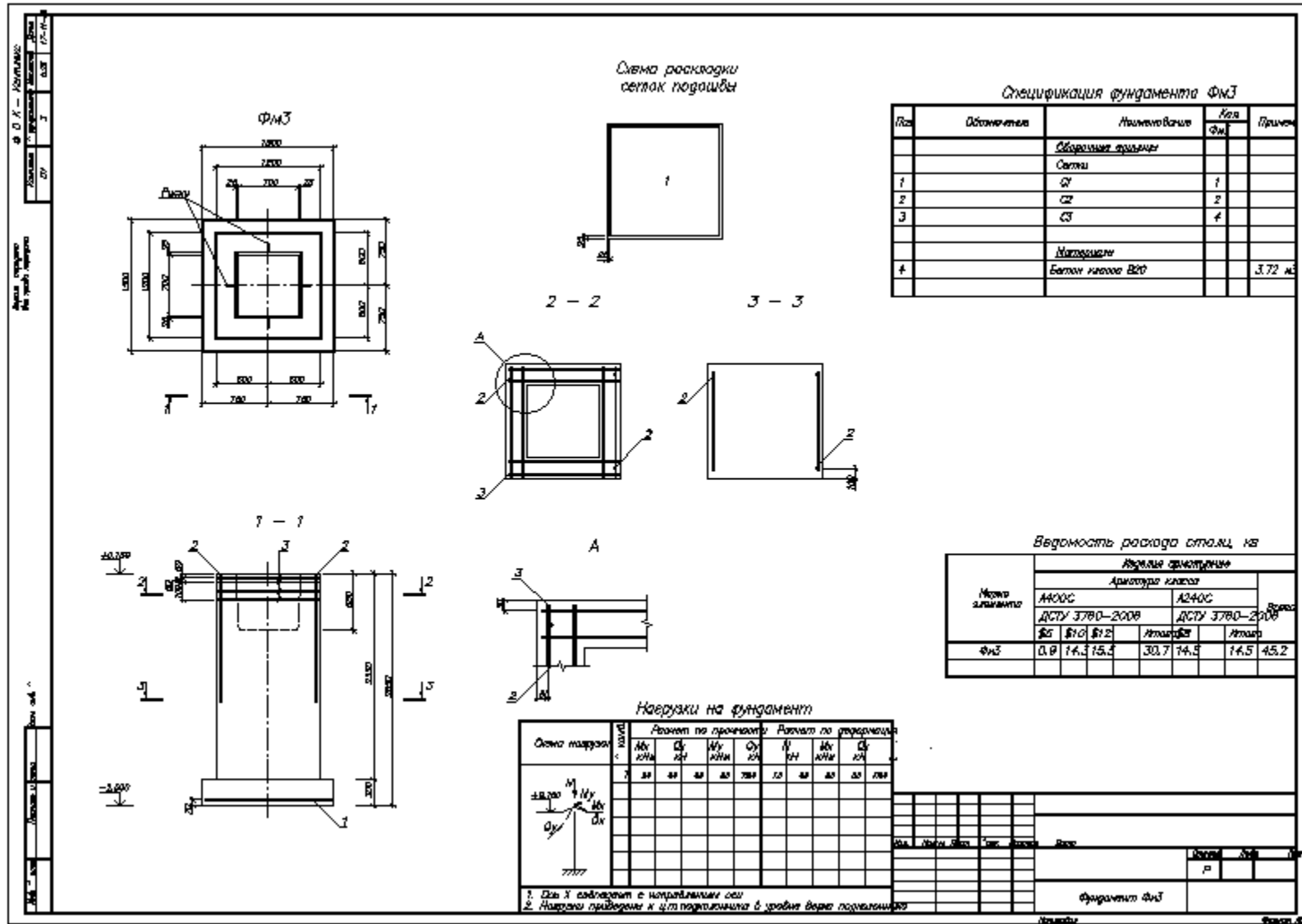


Рисунок Д 2.43 - Рама Р2. Креслення рабочего проекта. Фундаменти під колони 1 та 3

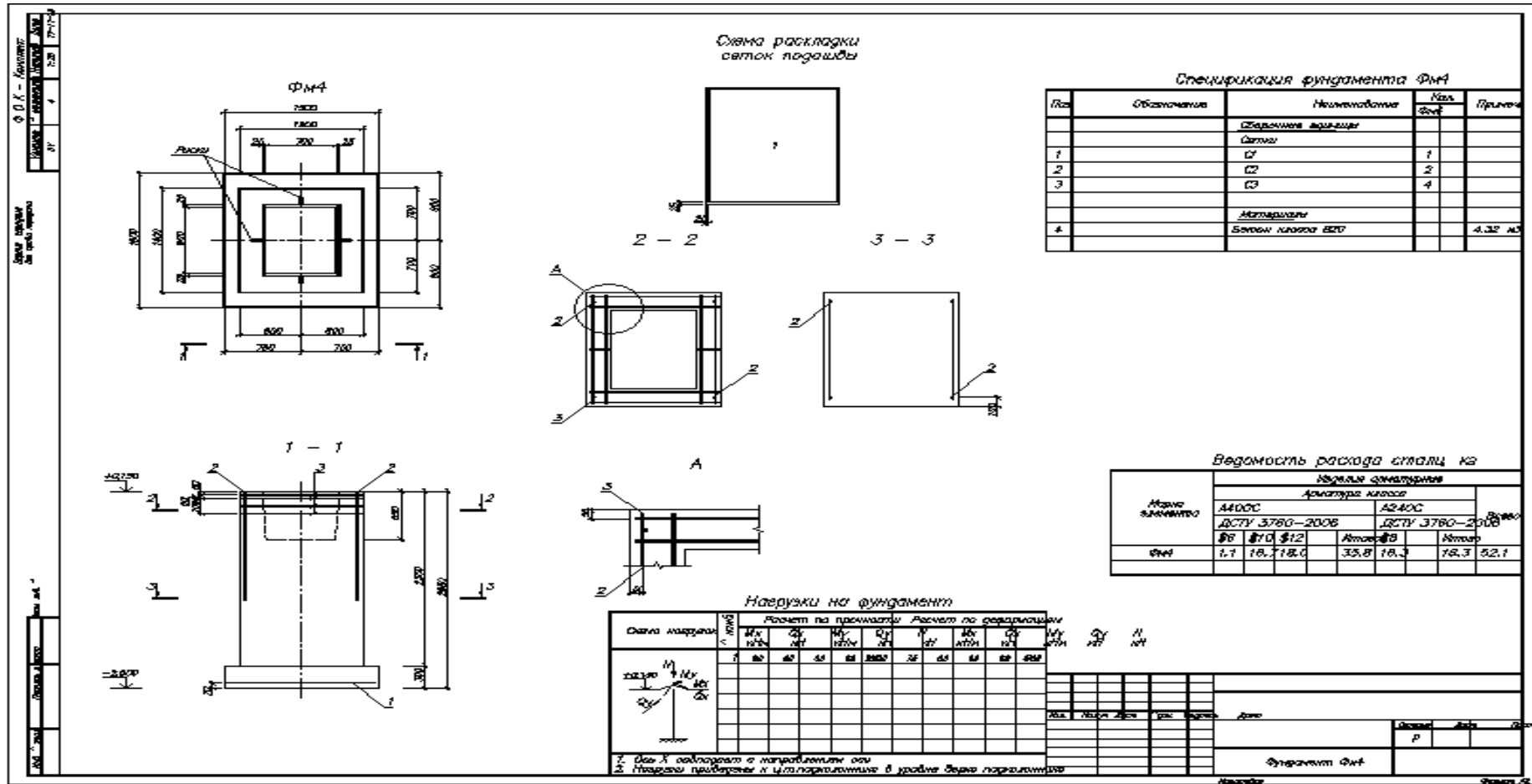


Рисунок Д 2.44 - Рама P2. Креслення рабочего проекта. Фундамент під колону 2