

## Пояснювальна записка

до дипломного проекту

бакалавра

---

на тему: **Технічне приміщення храмового комплексу**

Виконав: студент 4 курсу, групи 401-БП  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Щур-Донець О.І.

Керівник: к.т.н., доц. Галінська Т.А.

Зав. кафедри: д.т.н., проф. Семко О.В.

## ЗМІСТ

Розділ I. Архітектурно-будівельний розділ .....	3
1.1. Вступ.....	5
1.2 Адміністративно-географічне положення .....	6
1.3 Загальна характеристика району будівництва і об'єкту.....	7
1.4 Об'ємно-планувальне рішення будівлі.....	8
1.5 Конструктивне рішення будівлі.....	10
Розділ II. Розрахунково-конструктивна частина.....	12
2.1 Основи і фундаменти.....	13
2.1.1 Оцінка інженерно – геологічних умов ділянки будівництва.....	13
2.1.2 Збір навантажень.....	15
2.1.3 Розрахунок фундаментів на природній основі.....	17
2.1.3.1 Розрахунок фундаменту на природній основі за деформаціями (переріз 1-1).....	18
2.1.3.2 Обчислення попередніх розмірів фундаментів.....	18
2.1.3.3 Обчислення уточнених розмірів фундаменту.....	19
2.1.3.4 Розрахунок середнього тиску під подошвою фундаменту.....	19
2.1.3.5 Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.....	20
2.1.4 Розрахунок фундаменту на забивних призматичних палях.....	22
2.1.4.1 Розрахунок фундаменту із забивних призматичних палей за несучою здатністю ґрунту основи.....	22
2.1.5 Розрахунок буронабивного фундаменту.....	25
2.1.6 Порівняння варіантів фундаментів.....	28
2.1.7 Розрахунок фундаменту на природній основі (переріз П-П).....	29
2.1.7.1 Обчислення попередніх розмірів фундаментів.....	29
2.1.7.2 Обчислення уточнених розмірів фундаменту.....	30
2.1.7.3 Розрахунок середнього тиску під подошвою фундаменту.....	30
2.1.8 Технологія влаштування фундаментів на природній основі.....	31
2.2 Розрахунок з/б плити.....	33
2.2.1 Статичний розрахунок плити.....	33
2.2.2 Конструктивний розрахунок плити.....	34

2.2.2.1 Визначення площі поздовжньої робочої попередньо напруженої арматури.....	34
2.2.2.2 Розрахунок плити у похилому перерізі на дію поперечної сили.....	37
2.2.3 Примітки на кресленнях попередньо напруженої плити.....	39
2.3 Теплотехнічний розрахунок.....	40
Розділ III. Технологія будівництва.....	42
3. Технологія будівництва.....	43
3.1 Характеристика об'єкта та конструктивних елементів.....	43
3.2 Структура комплексного процесу й обсяг робіт.....	43
3.3 Вибір організаційно-технологічної схеми цегляної кладки стін для двоповерхового будинку.....	45
3.4 Вибір вантажопідйомних машин.....	45
3.4.1 Визначення розрахункових параметрів кранів.....	46
3.4.2. Визначення варіантів кранів.....	48
3.4.3 Економічне обґрунтування вибору кранів.....	49
3.4.4 Вибір транспортних засобів.....	51
3.5 Визначення складу бригади мулярів та організації їх праці	53
3.6 Технологічна карта.....	54
3.6.1 Область застосування.....	54
3.6.2 Організація і технологія виконання робіт.....	55
3.6.3 Вимоги до якості виконання робіт.....	57
3.6.4 Графік виконання робіт.....	59
3.6.5 Матеріально-технічні ресурси.....	59
3.6.6 Заходи з охорони праці під час виконання кам'яних робіт.....	60
3.6.7 Техніко-економічні показники	62
Додаток А. Таблиці значень параметрів та характеристик, що використовуються у розрахунках.....	63
Список використаної літератури.....	66

# Розділ I. Архітектурно-будівельний розділ

## 1.1 Вступ

Згідно завданню на проектування, було розроблено проєкт на тему: «Технічне приміщення храмового комплексу». Будинок розташований — у селищі П'ятихатки, розташоване на півночі Харкова, Харківської області.

Проектування допоміжної інфраструктури для храмових ансамблів — важливий напрям сучасної архітектури, що поєднує в собі як практичні, так і духовно-культурні завдання. Сучасний храмовий комплекс перестає бути винятково сакральним простором — дедалі частіше він розширюється функціонально, включаючи освітні, культурні та побутові складові. Це пов'язано з тим, що навколо храму часто формується громада, яка потребує не лише духовного служіння, а й можливостей для навчання, творчості, соціального спілкування.

Запропонований дипломний проєкт присвячений створенню технічного приміщення у складі храмового комплексу, яке виконує роль своєрідного зв'язувального елемента між традиційною архітектурною мовою сакральної споруди та потребами сучасного парафіяльного життя. Тут передбачено простори для недільної школи, бібліотеки, ремісничої майстерні, а також музейно-виставкового середовища, яке дозволяє представляти і зберігати предмети культового і культурного значення, пов'язані з історією конкретної громади чи ширшого регіону.

Потреба у такому приміщенні виникла як відповідь на реальні потреби сучасних церковних громад, де освітньо-просвітницька, соціальна і культурна діяльність тісно пов'язана з храмовим життям. Технічна будівля не є лише службовою частиною — її архітектура, структура і внутрішній простір мають відповідати духу гармонії, скромності та функціональності, не порушуючи сакральної домінанти, а навпаки — підкреслюючи її.

У процесі роботи над проєктом було враховано не лише просторові та функціональні зв'язки між частинами комплексу, а й кліматичні, географічні, містобудівні й конструктивні особливості території. Проєкт прагне забезпечити комфортні умови для всіх категорій користувачів, включно з людьми з

інвалідністю, а також відповідає сучасним вимогам енергоефективності, пожежної безпеки та адаптивності до змін.

## **1.2 Адміністративно-географічне положення**

Житловий масив П'ятихатки розташований у північній частині міста Харкова та адміністративно належить до Шевченківського району. Він утворився як окремий мікрорайон, пов'язаний із розвитком наукового потенціалу регіону, насамперед — Харківського фізико-технічного інституту, довкола якого й сформувалась житлова та соціальна забудова.

Територія П'ятихаток межує з природними рекреаційними зонами, зокрема зі східного боку знаходиться Лісопарк, що створює сприятливі умови для формування здорового мікроклімату та є перспективною зоною для розвитку рекреаційно-житлової забудови. З півдня масив обмежується Білгородським шосе, а з заходу — об'їзною автомобільною дорогою м. Харкова, яка забезпечує зручне транспортне сполучення з іншими районами міста та областю.

З будівельної точки зору, район має відносно сприятливі інженерно-геологічні умови. Територія розташована на Харківському плато, з невеликим ухилом рельєфу (висотні відмітки в межах 180–205 м над рівнем моря). Ґрунти здебільшого суглинисті та супіщані, що дозволяє застосовувати мілкозаглиблені фундаменти для індивідуальної та малоповерхової забудови. При проектуванні будівель важливо враховувати сезонне коливання рівня ґрунтових вод, особливо в знижених ділянках поблизу балок та яружної системи.

Щодо рівня ґрунтових вод, він може варіюватися, але в середньому коливається в межах 2–5 метрів від поверхні.

Будівельна практика показує, що на більшості міських ділянок можливо споруджувати як житлові, так і громадські або виробничі будівлі. При цьому часто застосовуються стрічкові або плитні фундаменти, а в разі необхідності — пальові системи, зокрема для складних умов ґрунтів або нерівномірного залягання шарів.

Інфраструктурно район вже забезпечений інженерними мережами — водопостачанням, електропостачанням, каналізацією та газом, що полегшує можливості нового будівництва та реконструкції існуючого житлового фонду. Присутність наукових установ, навчальних закладів і лікарень формує основу для розвитку багатофункціонального середовища з високим рівнем соціальної забезпеченості.

### 1.3 Загальна характеристика району будівництва і об'єкту

Клас наслідків будівлі – СС2;

Клас будівлі за призначенням – громадська;

Клас будівлі за поверховістю – малоповерхова, (два поверхи);

Клас будівлі за довговічністю – II;

Клас будівлі за вогнестійкістю – III;

Кліматичний район території – I. [1].

Місто Харків розташоване в першій кліматичній зоні згідно з [1]. Середньодобова температура найхолоднішого періоду року в цьому регіоні становить приблизно мінус 0,8 °С, а протягом найсуворіших п'яти діб температурний показник може знижуватися до мінус 25 °С. У таких умовах глибина промерзання ґрунтів досягає в середньому 0,9 метра.

Напрямок переважаючих вітрів: [1].

- Літом – Північний

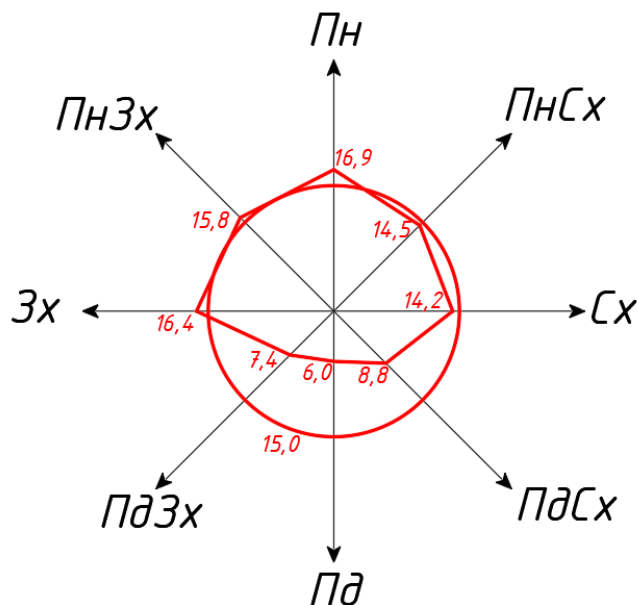


Рис. 1.1 Роза вітрів у липні

- Зимомою – Західний

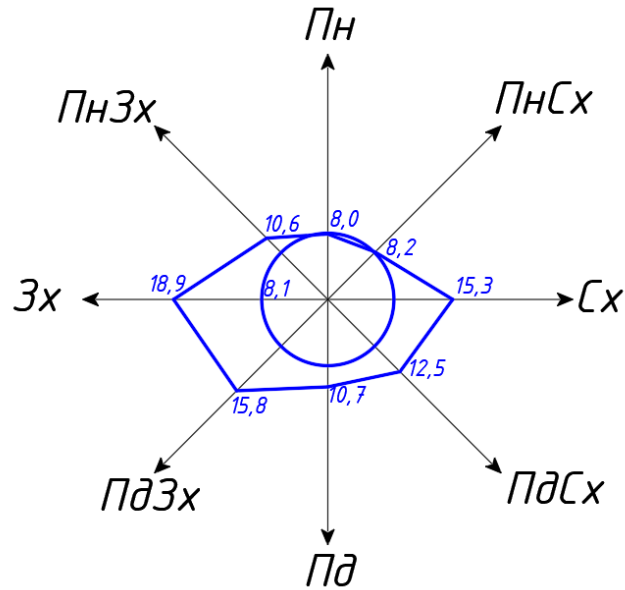


Рис. 1.2 Роза вітрів у січні

Таблиця 1 Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування показників	Одиниці виміру	Кількість	Примітки
1	Кількість поверхів	поверх	2	-
2	Висота поверху	м	3,3	-
3	Площа забудови	м <sup>2</sup>	683,29	-
4	Загальна площа приміщень	м <sup>2</sup>	1057,34	-
5	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	2643,35	-

#### 1.4 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Проектована будівля має просту компактну об'ємно-просторову композицію яка вирізняється раціональністю планувальних рішень та ефективним використанням площі. В основі архітектурного задуму — чітка геометрія та симетрія, що забезпечує зручну орієнтацію у просторі та логічне функціональне зонування.

У плані будівля наближена до квадратної форми, розмірами в осях 27,0x27,0 м, що сприяє зменшенню тепловтрат, оптимальному структурному вирішенню конструктивної схеми та спрощує внутрішні комунікації. Така

конфігурація є універсальною для різних функціональних призначень — адміністративного, освітнього, житлового або багатофункціонального характеру.

Будівля має два надземні поверхи, та мансардний поверх. Висота поверхів — 3,3 м, що забезпечує достатній об'єм повітря в приміщеннях та відповідає нормативним вимогам за висотою для громадських споруд. Загальна висота будівлі до карнизу складає 7,65 м, а з урахуванням світлоаероційного ліхтаря — 10.525 м.

Функціонально-просторове планування будівлі організоване навколо центральної ротонди, що є головною просторовою домінантою інтер'єру. Ротонда має круглу форму в плані, займає центральну частину будівлі та пронизує обидва поверхи, утворюючи вертикальний об'єм із відкритим просвітом до покрівлі. Простір ротонди завершується світловим ліхтарем або скляною частиною даху, що забезпечує природне освітлення глибинних зон будівлі. Така схема забезпечує логічну організацію руху та максимальний огляд внутрішнього об'єму. Цей архітектурний прийом виконує не лише естетичну функцію, а й покращує інсоляцію та природну вентиляцію внутрішніх приміщень

Покрівля — скатна. При скатній покрівлі водовідведення організовано по периметру будівлі.

Вертикальний зв'язок між поверхами реалізовано через сходові клітки, розміщені симетрично по відношенню до центральної осі, а також через пасажирський ліфт, розташований у безпосередній близькості до центральної ротонди.

Ліфт забезпечує повноцінний безбар'єрний доступ маломобільних груп населення (МГН) до другого поверху, що є необхідною умовою згідно з нормами [2]. Кабіна ліфта має збільшену ширину, поручні, занижену панель керування та голосове сповіщення.

На першому поверсі передбачено обладнаний санвузол для МГН, розташований в зоні загального користування з максимально зручним доступом. Він має розширену площу, обладнаний усіма необхідними елементами:

поручнями, безбар'єрною сантехнікою, кнопкою виклику персоналу, заниженим умивальником.

Крім того, на головному вході до будівлі передбачено пандус з нормативним ухилом (1:12), з неслизьким покриттям та двосторонніми поручнями. Також уся система міжкімнатних дверей, проходів і переходів спроектована з урахуванням ширини не менше 0,9 м, відсутності порогів, плавних перепадів рівнів та інших елементів безбар'єрності.

Таким чином, проєктована будівля відповідає сучасним вимогам до універсального дизайну та інклюзивності, забезпечуючи повноцінну доступність усіх приміщень для осіб з порушеннями опорно-рухового апарату, літніх людей, батьків з візочками та інших користувачів з особливими потребами.

### **1.5 Конструктивне рішення будівлі**

Проєктована будівля має конструктивну схему, яка поєднує елементи каркаса та несучих стін — тобто це каркасно-стінова система. Такий підхід дозволяє більш гнучко розміщувати внутрішні приміщення та водночас забезпечує достатню жорсткість і стійкість всієї споруди.

Зовнішні та внутрішні несучі стіни запроєктовані з повнотілої цегли, товщиною 380 мм, що є типовим рішенням для житлових і громадських будівель. Перегородки, в залежності від функції, мають товщину 250 мм або 120 мм. Товстіші перегородки встановлюються там, де потрібно краща звукоізоляція або більша жорсткість, та 120 мм — для другорядних або санітарно-технічних вузлів.

Несучими елементами каркасу виступають залізобетонні колони з квадратним перерізом 400x400 мм. Вони рівномірно розміщені по плану і разом зі стінами формують просторову жорстку систему. Висота поверху будівлі складає 3,3 м, з яких 3 м, — це чиста висота приміщення. Розміщення йде на розміщення перекриття та інженерних комунікацій.

Фундаменти передбаченні стрічкового типу, виконанні з фундаментної подушки і стінових блоків. Подушка — це монолітна залізобетонна плита товщиною 300 мм, яка рівномірно передає навантаження на ґрунти. Вище

подушки розміщуються збірні залізобетонні блоки ФБС різної довжини — ФБС.24.4.6, 12.4.6, 9.4.6, які використовуються залежно від конкретної ділянки фундаменту.

Перекриття виконані збірно-монолітними: основа — це порожнисті залізобетонні плити типу ПК, зокрема марки ПК 48.15.8 та ПК 48.12.8. В маркуванні вказано розміри в дециметрах — довжина і ширина, а цифра «8», означає допустиме навантаження —  $8\text{кН/м}^2$  або  $800\text{кг/м}^2$ . Там, де необхідно вирішити складні вузли (наприклад, нестандартні розміри плит, прорізи або опори сходів), передбачені монолітні ділянки товщиною 220 мм, позначені як МД-1 і МД-2.

Для шахти ліфта запроєктовані монолітні стіни товщиною 200 мм. Це дозволяє забезпечити їхню жорсткість, адже ліфт — динамічна система, і її елементи повинні бути надійно закріплені.

Сходи запроєктовані з монолітного залізобетону. І марші, і площадки бетонуються по місцю. Це не тільки зручно, але й дозволяє досягнути кращої точності та уникнути проблем зі стиками.

У цілому, конструктивне рішення будівлі передбачає раціональне поєднання збірних і монолітних елементів, що дозволяє швидко зводити об'єкт, забезпечуючи при цьому необхідну міцність, стабільність та довговічність.

Розділ II. Розрахунково-конструктивна  
частина

## 2.1 Основи та фундаменти

### 2.1.1. Оцінка інженерно геологічних умов ділянки будівництва

Інженерно-геологічний розріз

Мгор 1:1000

Мвер 1:100

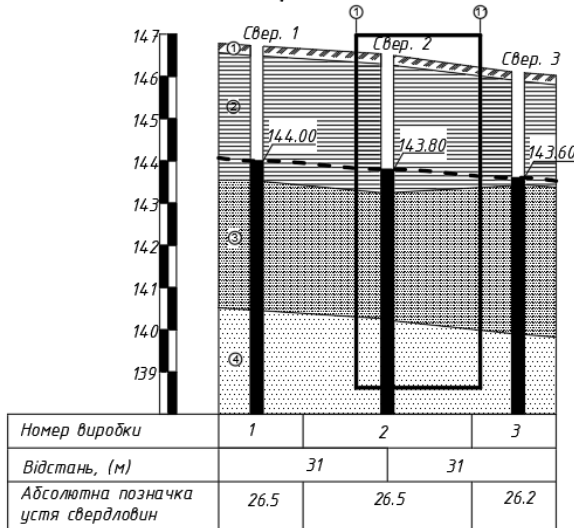


Рис. 2.1

Для забезпечення раціонального та економічно обґрунтованого проектування будівель, визначення типів основ і конструктивних рішень фундаментів, а також встановлення оптимальної глибини їх закладання, необхідно виконати аналіз геологічних умов ділянки забудови.

1) ІГЕ - 4: Грунтово-рослинний шар. не придатний для використання як природна основа під фундаменти, оскільки не забезпечує необхідної несучої здатності та стабільності.

2) -

1. Обчислюємо значення пластичності ґрунту:

$$I_p = W_L - W_P = 0.26 - 0.21 = 0.05 \Rightarrow 5\%$$

При  $I_p = 5\%$ , за таблицею Б12[1] – **супісок**.

2. Визначаємо коефіцієнт пористість ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,68}{1,557} - 1 = 0,721.$$

3. Визначаємо щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,90}{1 + 0,22} = 1,557 \text{ г/см}^3.$$

4. Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,68 \cdot 0,22}{1 \cdot 0,721} = 0,818 \text{ г/см}^3,$$

При  $S_r > 0,8$ , за таблицею Б17[1] – **водонасичений**.

5. Визначаємо показник текучості глиняного ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_p} = \frac{0,22 - 0,21}{0,05} = 0,2,$$

За таблицею Б14[3], при  $I_L = 0,2$  – **супісок пластичний**.

**Висновок:** Дані щодо вмісту солей у ґрунті відсутні. Виявлений ґрунт не відноситься до категорії набрякаючих чи з високим ступенем набухання. За повною інженерно-геологічною характеристикою ґрунт класифікується як супісок пластичної консистенції, з підвищеним рівнем водонасичення. Цей геологічний шар не рекомендується до влаштування фундаментів через:

- **Зниження несучої здатності** — через воду в порах частинки ґрунту легко зсуваються.
- **Можливі осідання** — нерівномірне просідання під фундаментом через стискуваність і втрату несучої здатності при навантаженні.
- **Чутливості до вібрацій і додаткового навантаження** — що може викликати "розрідження" ґрунту.

### 3) Пісок пилюватий

1. Визначаємо коефіцієнт пористість ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,64}{1,54} - 1 = 0,714,$$

При  $e = 0.714$ , за таблицею Б18[3] – пісок пилюватий **середньої щільності**.

2. Визначаємо щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,91}{1 + 0,24} = 1,54 \text{ Г/см}^3.$$

3. Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,64 \cdot 0,24}{1 \cdot 0,714} = 0,887 \text{ Г/см}^3.$$

При  $S_r > 0,8$ , за таблицею Б17[4] – **водонасичений**.

4. Визначаємо щільність ґрунту у виваженому стані:

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} = \frac{2,64 - 1}{1 + 0,711} = 0,959$$

**Висновок:** Відомостей про засоленість немає. До мулів і ґрунтів, що здатні набрякати не належить. **Повна назва ґрунту:** Пісок пилюватий, середньої щільності, водонасичений.

#### 4) Пісок середньої крупності:

1. Визначаємо коефіцієнт пористість ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,64}{1,6} - 1 = 0,65,$$

При  $e = 0,765$ , за таблицею Б18[3] – пісок **середньої щільності**.

2. Визначаємо щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,95}{1 + 0,22} = 1,6 \text{ Г/см}^3.$$

3. Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,64 \cdot 0,22}{1 \cdot 0,65} = 0,89 \text{ Г/см}^3,$$

При  $S_r > 0,8$ , за таблицею Б17[4] – **водонасичений**.

4. Визначаємо щільність ґрунту у виваженому стані:

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} = \frac{2,64 - 1}{1 + 0,65} = 0,994.$$

Відомостей про засоленість немає. До мулів і ґрунтів, що здатні набрякати не належить. **Повна назва ґрунту:** Пісок середньої крупності, середнього ступеню насичення водою

#### 2.1.2. Збір навантажень

Для встановлення навантажень на рівні підшви фундаментів використовується джерело [5], у якому наведено норми навантажень та впливів, а також питомі ваги будівельних конструкцій. На початковому етапі у вибраних характерних перерізах визначаються навантажувальні площі. Усі подальші обчислення подано в таблиці 2.1.

Вантажна площа:  $S_{I-I} = l \cdot b = 1 \cdot \left( \frac{4,8}{2} + \frac{4,5}{2} \right) = 4,65 \text{ м}^2$

$$S_{II-II} = l \cdot b = 1 \cdot 4,8/2 = 2,4 \text{ м}^2$$

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Переріз			
	I-I (внутрішні)		II-II (зовнішні)	
	Нормативне навантаження	Розрахункове навантаження	Нормативне навантаження	Розрахункове навантаження
<b>Постійне навантаження</b>				
1. Горішнє покриття	5,58	6,696	2,88	3,456
2. Міжповерхове перекриття	27,9	33,48	14,4	17,28
3. Зовнішні стіни	-	-	35,33	42,396
4. Внутрішні стіни	68,448	82,138	-	-
5. Віконні блоки	-	-	1,44	1,728
6. Перегородки	7,44	8,184	3,84	4,224
	$\Sigma=105,368$	$\Sigma=130,498$	$\Sigma=57,89$	$\Sigma=69,084$
<b>Тимчасове навантаження</b>				
1. Снігове навантаження	7,44	7,812	3,84	4,032
2. Тимчасове навантаження на горище	2,79	3,348	1,44	1,728
3. Тимчасове навантаження на перекриття	13,95	16,74	7,2	8,64
	$\Sigma=24,18$	$\Sigma=27,9$	$\Sigma=12,48$	$\Sigma=14,4$
<b>Всього</b>	<b>129,548</b>	<b>158,398</b>	<b>70,37</b>	<b>83,484</b>

Призначення 3-ох конкурентоспроможних варіантів фундаментів

**1-й варіант:**

Окремий фундамент на природній основі.

## 2-й варіант:

Фундамент на забивних призматичних палях.

## 3-й варіант:

Фундаменти на буронабивних палях.

### 2.1.3. Розрахунок фундаментів на природній основі

Вибір глибини закладання фундаменту.

#### Правила:

- мінімальна глибина закладення фундаменту -  $H_{min} = 0.5\text{м}$
- мінімальна глибина закладання фундаменту в несучий шар 30-50см;
- фундаменти на природній основі бажано влаштовувати вище рівня ґрунтової води;
- фундаменти влаштовують по можливості в одному шарі ґрунту.

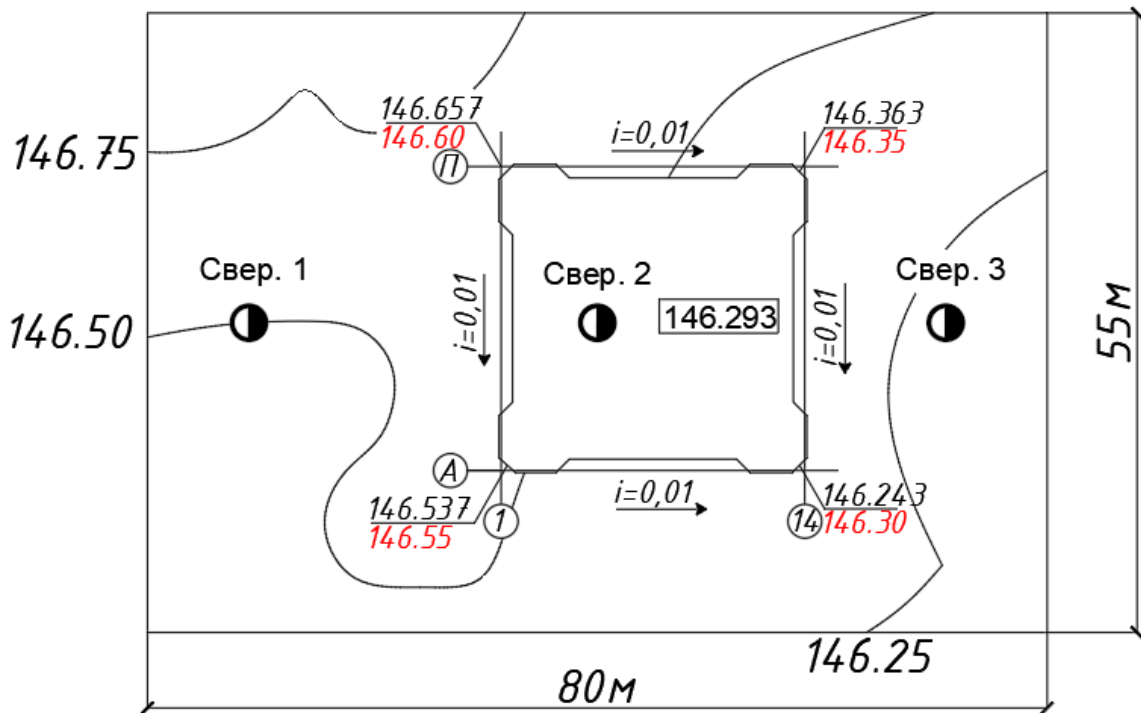


Рис. 2.2. Схема розташування технічних виробок на ділянці М 1:1000

Позначку рівня підлоги (0,000) приймаємо  $H_{під} = 146.243 + 0,05 = 146.293$

### 2.1.3.1. Розрахунок фундаменту на природній основі за деформаціями

#### (переріз 1-1)

1. Визначення попереднього розрахункового опору основи, ширина фундаменту  $b=0$ .

Згідно норм, міцність ґрунту визначаємо за формулою:

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_q d_q \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}]$$

де  $R_{pr}$  - попередній опір ґрунту;

$\gamma_{c1}$   $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, які приймаються згідно табл. 3 с.8 [3];

$k$  - коефіцієнт, який приймаємо - 1;

$b$  - ширина підшви фундаменту, м

$M_y$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  коефіцієнти, які приймаємо за [3], с.9, таблиця №4: вони становлять (при  $\phi=28^\circ$ ):  $M_y = 0,98$ ;  $M_q = 4,93$ ;  $M_c = 7,4$ ;

$d_1$ - глибина закладення фундаментів.

$$d_1 = 3,05\text{м};$$

$\gamma'_{II}$  середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшви фундаменту. Приймаємо:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16,9 \cdot 0,4 + 19 \cdot 2,25 + 19,1 \cdot 0,4}{0,4 + 2,25 + 0,4} = 18,74 \text{ кН/м}^3$$

$c_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення  $c_{II} = 3\text{кПа}$

Отже, маємо:

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot [0,98 \cdot 3,05 \cdot 18,74 + (4,93 - 1) \cdot 1,6 \cdot 19,1 + 7,4 \cdot 3] = 247,89 \text{ кПа}$$

#### 2.1.3.2. Обчислення попередніх розмірів фундаментів.

Попередньо ширину прямокутного фундаменту обчислюємо за формулою:

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{F_v}{\eta \cdot (R_{pr} - (\gamma \cdot d_\phi + q))}}, \text{ де:}$$

$d_\phi$ - висота фундаменту;

$q$ - навантаження на підлогу  $q = 5\text{кН}$ ;

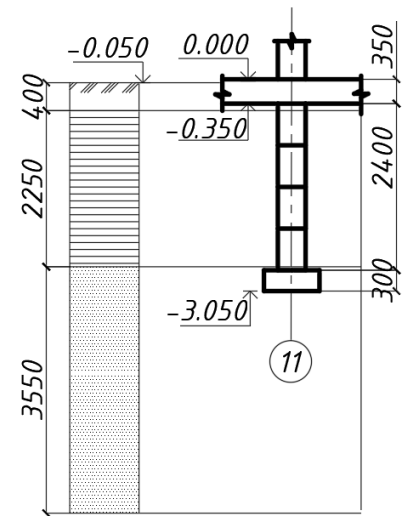


Рис. 2.3

$\eta = \frac{l}{b} = 1$  - відношення сторін фундаменту для позacentрово стиснутого фундаменту.

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{129,548}{1 \cdot (247,89 - (20 \cdot 3,05 + 5))}} = 0,844 \text{ м} \approx 0,85 \text{ м}$$

3. Визначення уточненого розрахункового опору ґрунту з урахуванням поперечної ширини фундаменту:

$$R_{sp} = R_{pr} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b_{pr} \cdot \gamma_{II}$$

Де  $k_z = 1$ , так як  $b_{pr} < 10$ ;

$\gamma_{II}$  - середнє розрахункове значення умовної ваги ґрунтів, які залягають нижче підшови фундаменту в межах  $2b_{pr} = 1,6 \text{ м}$ .

Приймаємо:  $\gamma_{II} = 19,1 \text{ кН/м}^3$

$$R_{sp} = 247,89 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 19,1 = 266,608 \text{ кПа}$$

#### 2.1.3.3. Обчислення уточнених розмірів фундаменту:

$$b_{sp} = \sqrt{\frac{F_v}{\eta \cdot (R_{sp} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q))}} = \sqrt{\frac{129,548}{1,2 \cdot (266,608 - (20 \cdot 3,05 + 5))}} \approx 0,734 \text{ м}$$

#### 2.1.3.4. Розрахунок середнього тиску під підшовою фундаменту.

Приймаємо  $l = 1 \text{ м}$ ,  $b = 0,75 \text{ м}$ .

$$p = \frac{F_v + G}{A} + q$$

де  $A = b \cdot l = 0,75 \cdot 1 = 0,75 \text{ м}^2$

$q = 5 \text{ кПа}$ ;

$G = l \cdot b \cdot d_{\phi} \cdot \gamma = 1 \cdot 0,75 \cdot 3,05 \cdot 5 = 11,44 \text{ кН}$ .

з урахуванням цього:

$$p = \frac{129,548 + 11,44}{0,75} + 5 = 192,984 \text{ кПа} < R_{sp} = 266,608 \text{ кПа}.$$

Запас міцності в цьому разі становитиме:

$$\Delta = \frac{266,608 - 192,984}{266,608} \cdot 100\% = 27,62\%.$$

### 2.1.3.5. Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Таблиця 2.2

№	z, м	$\zeta$	$\alpha$	$\sigma(zg)$ кПа	$\sigma(zp)$ кПа	$\sigma(zg) + \sigma(zp)$ кПа	$\sigma(zp, cp)$ кПа	h, м	Ei кПа	S, м	
0	0	0	1	58,255	192,984	251,239					
							251,3115	0,15	15000	0,0013112	
1	0,15	0,4	0,977	62,839	188,545	251,384					
							244,413	0,15	15000	0,0012752	
2	0,3	0,8	0,881	67,423	170,019	237,442					
							227,576	0,15	15000	0,00118735	
3	0,45	1,2	0,755	72,007	145,703	217,71					
							209,21	0,15	15000	0,00109153	
4	0,6	1,6	0,642	76,591	123,896	200,487					
							193,9015	0,15	15000	0,00101166	
5	0,75	2	0,55	81,175	106,141	187,316					
							182,564	0,15	15000	0,000952508	
6	0,9	2,4	0,477	85,759	92,053	177,812					
							174,604	0,15	15000	0,000910977	
7	1,05	2,8	0,42	90,343	81,053	171,396					
							S=beta*SUM(Si)				
							=	0,007740425			

Порядок заповнення граф таблиці:

1. Товщину ґрунту, що знаходиться нижче підшви фундаменту розбивають на шари:

$$Z = 0.2 \cdot b = 0.2 \cdot 0,75 = 0.15 \text{ м}$$

де  $b=0,75$  м ширина підшви фундаменту.

В графі 1 вказують товщину шару, рахуючи від рівня підшви фундаменту. Наприклад для першого шару  $Z_1 = 0,15$  м, для другого шару  $Z_2 = 0,3$  і т.д.

2. В графі 4 приводяться значення тиску від власної ваги ґрунту в природному стані, починаючи з рівня підшви фундаменту.

3. В графі 2 приводять значення величини, яка чисельно рівна:

$$\xi = \frac{2 \cdot Z}{b}$$

Наприклад для першого шару  $\xi_1 = \frac{2 \cdot Z_1}{b} = \frac{2 \cdot 0,15}{0,75} = 0,4$  для другого шару  $\xi_2 = \frac{2 \cdot Z_2}{b} = \frac{2 \cdot 0,3}{0,75} = 0,8$ . І т.д.

4. В графі 3 приводять значення величини коефіцієнта затухання напружень а яка визначається за ([3], табл. 1, додаток 2 ст. 30) в залежності від величини  $\eta$  та  $\xi$ . Наприклад для першого шару  $a_1 = 1,0$ , для другого шару  $a_2 = 0,977$ , і т.д.

5. В графі 6 вказують величину вертикального напруження (додаткового тиску) від навантаження фундаменту, що визначають з врахуванням коефіцієнтів затухання напружень  $a$ .

6. В графі 7 обчислюють середнє значення величини  $\sigma_{zp0}^{CP}$ .

7. В графі 8 вказують товщину  $i$ -го елементарного шару  $h_i$

8. В графі 9 приводять значення модуля пружності  $E$  для кожного шару ґрунту.

9. В графі 10 обчислюють осідання окремих елементарних шарів:

$$S = 0,8 \cdot \sum_i^n \frac{\sigma_{zp0}^{CP} \cdot h_i}{E_i}$$

де  $\sigma_{zp0}^{CP}$  - середнє значення додаткового тиску в  $i$ ому елементарному шару;

$h_i, E_i$  - відповідно товщина  $i$  модуль деформації  $i$  го шару ґрунту;

$n$ - кількість елементарних шарів у межах товщі, що стискується.

Згідно з ([3], додаток 4) гранична деформація складає  $S_{max} = 10$  см. Згідно з розрахунком, отримано - 0,774 см, що не перевищує граничну деформацію.



$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 3750 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (30 \cdot 0,85 + 31 \cdot 3,55 + 60 \cdot 0,5)) = 536,16 \text{ кН}$$

4. Розрахункове навантаження, яке допустиме на палю становить:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_f} = \frac{536,16}{1,4} = 382,97 \text{ кН}$$

Відстань між палями:

$$l = \frac{P}{F_V^P} = \frac{382,97}{129,548} \approx 2,956 \text{ м}$$

$$a = h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{mt}}{4} = 4,9 \cdot \operatorname{tg} \frac{27,71^\circ}{4} = 0,6$$

Значення кута  $\varphi_{mt} = \varphi_{II}$  визначимо у межах всієї частини палі:

$$\varphi_{mt} = \varphi_{II} \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{24 \cdot 0,85 + 28 \cdot 3,55 + 32 \cdot 0,5}{4,9} = 27,71^\circ$$

Де  $\varphi_2 = 24^\circ$ ,  $\varphi_3 = 28^\circ$ ,  $\varphi_4 = 32^\circ$ , кути внутрішнього тертя відповідно 2-го 3-го та 4-го шарів ґрунту.

Визначимо розміри умовного фундаменту на рівні вістря палі:

$$b_y = 0,3 + 2a = 0,3 + 2 \cdot 0,6 = 1,5 \text{ м.}$$

Вага умовного фундаменту:

$$G = b_y \cdot d \cdot \gamma_0 \cdot l = 1,5 \cdot 6,7 \cdot 20 \cdot 2,9 = 587,25 \text{ кН.}$$

Середній тиск за подошвою фундаменту:

$$P = \frac{F_V^H + G}{1 \cdot b_y} = \frac{129,548 + 587,25}{1 \cdot 1,5} = 477,865 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи на рівні подошви умовного фундаменту:

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_2 b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}]$$

де  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи

$$\gamma_{c1} = 1,1 \quad \gamma_{c2} = 1,1$$

$k$  - коефіцієнт, який приймаємо = 1

$M_y$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  коефіцієнти, які становлять (при  $\varphi = 29,43^\circ$ ):  $M_y = 1,06$ ;  $M_q = 5,25$ ;

$$M_c = 7,67$$

$\gamma_{II} = 19,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які

залягають нижче подошви фундаменту;

$\gamma'_{II}$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшоши фундаменту. Приймаємо:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{0,4 \cdot 16,9 + 2,25 \cdot 19 + 3,55 \cdot 19,1 + 0,5 \cdot 19,5}{6,7} = 18,82$$

$C_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який безпосередньо під підшовою фундаменту,  $C_{II} = 1$  кПа

$d_1$  - глибина закладення фундаментів без підвальних будівель від рівня планування (або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу)  $d_1 = 6,75$  м

$$R_{pr} = \frac{1,1 \cdot 1,1}{1} \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 19,5 + 5,25 \cdot 6,75 \cdot 18,82 + (5,25 - 1) \cdot 1 \cdot 19,05 + 7,67 \cdot 1] \\ = 926,74 \text{ кПа}$$

$$R_{pr} = 926,74 \text{ кПа} > p = 129,548 \text{ кПа}$$

Попередню умову розрахунку основи за деформаціями виконано.

Визначення осідання умовного фундаменту виконуємо за формулою (Д. 9) дод. Д [6].

Середньо виважене значення модуля загальної деформації:

$$E_m = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot Z_i}{0,5 \cdot H^2} = \frac{14 \cdot 0,85 \cdot 2,225 + 15 \cdot 2 \cdot 3,65 + 15 \cdot 1,55 \cdot 5,425 + 28 \cdot 0,5 \cdot 6,45}{0,5 \cdot 6,7^2} = 15,714 \text{ мПа}$$

Природній тиск на рівні підшоши умовного фундаменту складає:

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{II} \cdot d = 18,82 \cdot 6,7 = 126,094 \text{ кПа}$$

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{P - \sigma_{zg0}}{E_{ср,в}} \cdot b_y = 1,44 \cdot \frac{1}{1 + 1} \cdot \frac{382,97 - 126,094}{15,714 \cdot 10^3} \cdot 1,5 \\ = 30,265 \cdot 10^{-3} \text{ м} \approx 3,0265 \text{ см}$$

$$S = 3,0265 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см.}$$

Отже, умову розрахунку за деформаціями виконано.

### 2.1.5. Розрахунок буронабивного фундаменту

Розрахунок фундаменту за першим граничним станом

1. Вибір розмірів палі згідно інженерно-геологічних умов ділянки, діючих навантажень, конструктивних особливостей споруди. Приймаємо палю 5 м.

Глибину закладання ростверку встановлюємо з конструктивних міркувань. Приймаємо: діаметром 500 мм зазначаємо довжину палі у ґрунті. При жорсткому спрженні палі з ростверком довжина її в ґрунті складає:

$l_p = 5 - 0,1 = 4,9$  м, де 0,1 глибина заглиблення палі в ростверк, м.

Відстань від денної поверхні до вістря палі - 6,7 м.

Визначення несучої здатності палі. Несучу здатність палі визначаємо за формулою (8) [6]:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)$$

-  $A = 3,14 \times 0,250^2 = 0,196 \text{ м}^2$

-  $\gamma_c = 1$

-  $\gamma_{cR} = 1$

-  $\gamma_{cf} = 1$

$u = 2 \times 3,14 \times 0,250 = 1,57 \text{ м}$

$R = 1800 \text{ кН/м}^2$  за [6], стр. 7, табл. 1.

Загальна довжина палі - 4,9 м. Розбиваємо цю довжину на шари ґрунту. Для кожного з шарів вираховуємо відстань від центра ваги до рівня планування та визначимо розрахунковий опір за бічною поверхнею палі  $f_i$ :

$z_1 = 2,225 \text{ м} \quad h_1 = 0,85 \text{ м} \quad f_1 = 30 \text{ кПа}$

$z_2 = 4,425 \text{ м} \quad h_2 = 3,55 \text{ м} \quad f_2 = 31 \text{ кПа}$

$z_3 = 6,45 \text{ м} \quad h_3 = 0,5 \text{ м} \quad f_3 = 60 \text{ кПа}$

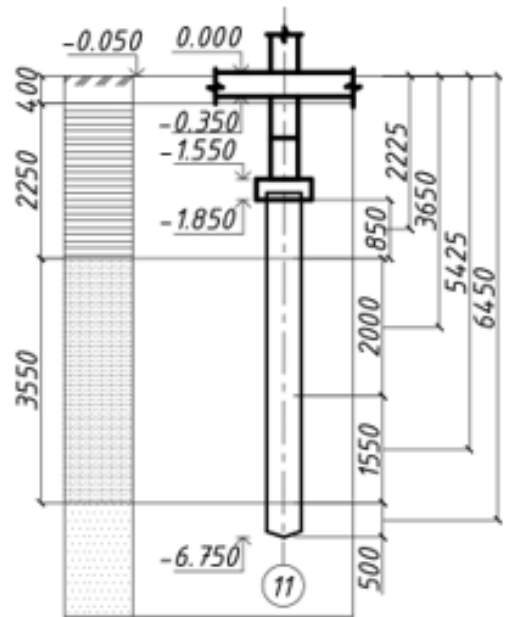


Рис. 2.5

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 1800 \cdot 0,196 + 1,57 \cdot (30 \cdot 0,85 + 31 \cdot 3,55 + 60 \cdot 0,5)) = 612,7135 \text{ кН}$$

4. Розрахункове навантаження, яке допустиме на палю становить:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_f} = \frac{612,7135}{1,4} = 437,6525 \text{ кН}$$

Відстань між палями:

$$l = \frac{P}{F_V^P} = \frac{437,6525}{129,548} \approx 3,3 \text{ м}$$

$$a = h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{mt}}{4} = 4,9 \cdot \operatorname{tg} \frac{27,71^\circ}{4} = 0,6$$

Значення кута  $\varphi_{mt} = \varphi_{II}$  визначимо у межах всієї частини палі:

$$\varphi_{mt} = \varphi_{II} \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{24 \cdot 0,85 + 28 \cdot 3,55 + 32 \cdot 0,5}{4,9} = 27,71^\circ$$

Де  $\varphi_2 = 24^\circ$   $\varphi_3 = 28^\circ$   $\varphi_4 = 32^\circ$  кути внутрішнього тертя відповідно 2-го, 3-го та 4-го шарів ґрунту.

Визначимо розміри умовного фундаменту на рівні вістря палі:

$$b_y = 0,3 + 2a = 0,3 + 2 \cdot 0,6 = 1,5 \text{ м}$$

Вага умовного фундаменту:  $G = b_y \cdot d \cdot \gamma_0 \cdot l = 1,5 \cdot 6,7 \cdot 20 \cdot 3,3 = 663,3 \text{ кН}$

Середній тиск за подошвою фундаменту:

$$P = \frac{F_V^H + G}{1 \cdot b_y} = \frac{129,548 + 663,3}{1 \cdot 1,5} = 528,565 \text{ кН}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи на рівні подошви умовного фундаменту:

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}]$$

де  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи,

$$\gamma_{c1} = 1,1 \quad \gamma_{c2} = 1,1$$

$k$  - коефіцієнт, який приймаємо – 1

$M_y$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  коефіцієнти, які становлять (при  $\varphi = 29,43^\circ$ ):  $M_y = 1,06$ ;  $M_q = 5,25$ ;  $M_c = 7,67$

$\gamma_{II} = 19,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаменту;

$\gamma'_{II}$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшофи фундаменту. Приймаємо:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{0,4 \cdot 16,9 + 2,25 \cdot 19 + 3,55 \cdot 19,1 + 0,5 \cdot 19,5}{6,7} = 18,82$$

$C_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який безпосередньо під підшовою фундаменту,  $C_{II} = 1$  кПа

$d_1$  - глибина закладення фундаментів без підвальних будівель від рівня планування.  $d_1 = 6,7$  м

$$R_{pr} = \frac{1,1 \cdot 1,1}{1} \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 19,5 + 5,25 \cdot 6,75 \cdot 18,82 + (5,25 - 1) \cdot 1 \cdot 19,05 + 7,67 \cdot 1] = 926,74 \text{ кПа}$$

$$R_{pr} = 926,74 \text{ кПа} > p = 129,548 \text{ кПа}$$

Попередню умову розрахунку основи за деформаціями виконано.

Визначення осідання умовного фундаменту виконуємо за формулою (Д. 9) дод. Д [6].

Середньо виважене значення модуля загальної деформації:

$$E_m = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot Z_i}{0,5 \cdot H^2} = \frac{14 \cdot 0,85 \cdot 2,225 + 15 \cdot 2 \cdot 3,65 + 15 \cdot 1,55 \cdot 5,425 + 28 \cdot 0,5 \cdot 6,45}{0,5 \cdot 6,7^2} = 15,714 \text{ мПа}$$

Природній тиск на рівні підшофи умовного фундаменту складає:

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{II} \cdot d = 18,82 \cdot 6,7 = 126,094 \text{ кПа}$$

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{P - \sigma_{zg0}}{E_{cp,v}} \cdot b_y = 1,44 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{528,565 - 126,094}{15,714 \cdot 10^3} \cdot 1,5$$

$$= 18,44 \cdot 10^{-3} \text{ м} \approx 1,844 \text{ см}$$

$$S = 1,844 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см.}$$

## 2.1.6. Порівняння варіантів фундаментів

Таблиця 2.3

№	Вид робіт	Об'єми робіт		Вартість	
		одиниця	кількість	одиниця	кількість
I. Окремий фундамент на природній основі.					
1	Земляні роботи	м <sup>3</sup>	712	600	427200
2	ФБС 24.4.6	шт.	252	1800	453600
	ФБС 12.4.6		120	1350	162000
	ФБС 9.4.6		84	900	75600
3	Улаштування фундаментних блоків	шт.	456	250	100320
				Всього	1218720
II. Фундамент із забивних призматичних палів					
1	Земляні роботи	м <sup>3</sup>	356	600	213600
2	Влаштування ростверку	м <sup>3</sup>	230	2500	575000
3	Забивання палів	шт.	102	1500	153000
4	Палі	шт.	102	4000	408000
				Всього	1349600
III. Фундамент із буронабивних палів					
1	Земляні роботи	м <sup>3</sup>	400	600	240000
2	Влаштування ростверку	м <sup>3</sup>	230	2500	575000
3	Буронабивні палі	м <sup>3</sup>	115	3600	414000
				Всього	1229000

Отже, за приведеними затратами варіант улаштування фундамент на природній основі виявився найвигіднішим.

### 2.1.7. Розрахунок фундаменту на природній основі (переріз П-П)

Визначення попереднього розрахункового опору основи, ширина фундаменту  $b=0$ .

Згідно ДБН міцність ґрунту визначаємо за формулою:

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_q d_q \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

де  $R_{pr}$  - попередній опір ґрунту;

$\gamma_{c1}$   $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, які приймаються згідно табл. 3 с.8 [3];

$k$  - коефіцієнт, який приймаємо - 1,1;

$b$  - ширина підшви фундаменту, м

$M_y$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  коефіцієнти, які приймаємо за [3], с.9, таблиця №4: вони становлять (при  $\phi=29,43^\circ$ ):  $M_y = 0,98$ ;  $M_q = 4,93$ ;  $M_c = 7,4$ ;

$d_i$  - глибина закладення фундаментів:

$$d_1 = 3,05 \text{ м};$$

$\gamma'_{II}$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшви фундаменту. Приймаємо:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16,9 \cdot 0,4 + 19 \cdot 2,25 + 19,1 \cdot 0,4}{0,4 + 2,25 + 0,4} = 18,74 \text{ кН/м}^3$$

$c_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення  $c_{II} = 3$  кПа

Отже, отримуємо:

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot [0,98 \cdot 3,05 \cdot 18,74 + (4,93 - 1) \cdot 1,6 \cdot 19,1 + 7,4 \cdot 3] = 247,89 \text{ кПа}$$

#### 2.1.7.1. Обчислення попередніх розмірів фундаментів.

Попередньо ширину прямокутного фундаменту обчислюємо за формулою:

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{F_v}{\eta \cdot (R_{pr} - (\gamma \cdot d_\phi + q))}}, \text{ де:}$$

$d_\phi$  - висота фундаменту;

$q$ - навантаження на підлогу  $q = 5 \text{ кН}$ ;

$\eta = \frac{l}{b} = 1$  - відношення сторін фундаменту для позacentрово стиснутого фундаменту.

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{70,37}{1 \cdot (247,89 - (20 \cdot 3,05 + 5))}} = 0,622 \approx 0,65$$

3. Визначення уточненого розрахункового опору ґрунту з урахуванням поперечної ширини фундаменту:

$$R_{sp} = R_{pr} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b_{pr} \cdot \gamma_{II}$$

Де  $k_z = 1$ , так як  $b_{pr} < 10$ ;

$\gamma_{II}$  - середнє розрахункове значення умовної ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви фундаменту в межах  $2b_{pr} = 1,3 \text{ м}$ .

Приймаємо:  $\gamma_{II} = 18,74 \text{ кН/м}^3$

$$R_{sp} = 247,89 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 0,65 \cdot 18,74 = 259,812 \text{ кПа}$$

#### 2.1.7.2. Обчислення уточнених розмірів фундаменту:

$$b_{sp} = \sqrt{\frac{F_v}{\eta \cdot (R_{sp} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q))}} = \sqrt{\frac{70,37}{1 \cdot (259,812 - (3,05 \cdot 20 + 5))}} = 0,6 \text{ м}$$

#### 2.1.7.3. Розрахунок середнього тиску під підшвою фундаменту.

Приймаємо  $l = 1 \text{ м}$ ,  $b = 0,6 \text{ м}$

$$p = \frac{F_v + G}{A} + q$$

де  $A = b \cdot l = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ м}^2$

$q = 5 \text{ кПа}$

$$G = l \cdot b \cdot d_{\phi} \cdot \gamma = 1 \cdot 0,6 \cdot 3,05 \cdot 20 = 36,6 \text{ кН}$$

з урахуванням цього:  $p = \frac{70,37+36,6}{0.6} + 5 = 183,28 \text{кПа} < R = 259,812 \text{кПа}$

Запас міцності в цьому разі становитиме:

$$\Delta = \frac{259,812 - 183,28}{259,812} \cdot 100\% = 29,46\%$$

### **2.1.8. Технологія влаштування фундаментів на природній основі**

У випадках, коли під будівництво споруди підібрана ділянка з достатньо щільним, несучим ґрунтом, що не схильний до надмірного осідання або зсувів, доцільно використовувати фундамент на природній основі. Один із поширених і водночас надійних варіантів — це комбінований фундамент, де нижня частина виконується монолітною плитою (подушкою), а вище розміщуються стінки з фундаментних блоків типу ФБС.

Цей тип конструкції поєднує у собі жорсткість моноліту і швидкість монтажу збірних елементів, що вигідно як з технічної, так і з економічної точки зору.

#### **Підготовчі та земляні роботи**

Роботи починаються з очищення ділянки, вирівнювання майбутнього будівельного майданчика та розмітки осей фундаменту. Далі виконується розробка котловану або траншей, глибина яких визначається розрахунком залежно від рівня промерзання та характеру ґрунту. Дно котловану ретельно вирівнюють та ущільнюють.

#### **Пристрій монолітної подушки**

На дно підготовленої виїмки укладається підсипка з щебеню та піску. Цей шар виконує дренажну функцію та слугує своєрідним амортизатором для зменшення нерівномірного тиску на бетон. Після пошарового ущільнення засипки влаштовується підбетонка — тонкий шар низькоміцного бетону, що створює рівну основу для майбутньої подушки.

Наступний крок — **армування плити**. Зазвичай викладають арматурну сітку в два пояси, з дотриманням захисного шару. Далі заливається бетонна суміш — рівномірно по всій площині, з обов'язковим ущільненням вібратором

або штихтуванням. Поверхню вирівнюють та залишають для твердіння. Щоб уникнути пересихання, бетон накривають плівкою або періодично зволожують.

### **Монтаж стінок із блоків ФБС**

Після набору міцності подушки (приблизно 7–10 діб для технічного твердіння) переходять до укладання фундаментних блоків ФБС. Монтаж починають із кутових елементів, які виставляються точно по нівелірних відмітках. Між ними натягують шнур-причалку, який слугує орієнтиром при монтажі решти блоків.

Блоки встановлюють за допомогою підйомного крана, укладаючи їх на цементно-піщаний розчин. Шви між ними ретельно заповнюють розчином, забезпечуючи щільне прилягання. Для підвищення жорсткості конструкції можуть влаштовуватись монолітні пояси або армопояси — наприклад, після одного-двох рядів блоків.

### **Додаткові конструктивні рішення**

Закладка каналів під комунікації. Також обов'язковим є влаштування гідроізоляції: вертикальної (рулонна, бітумна обмазка) та горизонтальної (між подушкою і першим рядом блоків).

### **Переваги:**

- Скорочення термінів будівництва за рахунок застосування готових збірних елементів;
- Жорстка основа у вигляді монолітної подушки забезпечує добру стійкість;
- Можливість часткової модифікації (додавання армопоясів, комунікацій, вентиляції);
- Надійність при повторному зволоженні основи (наприклад, у весняний період);

Порівняно простий ремонт окремих ділянок за необхідності.

### **Недоліки:**

- Потреба в важкій техніці для монтажу блоків;
- Більша погрішність у швах, ніж у повністю монолітному варіанті;
- Обмеження по формі — складні плани важче реалізувати блоками.

## Завершальні роботи

Після завершення монтажу блоків виконується засипка пазух котловану, попередньо встановивши дренажну систему, якщо це передбачено. Ґрунт засипається пошарово з обов'язковим ущільненням, особливо у зонах прилягання до фундаменту. Одночасно монтуються виводи інженерних комунікацій, передбачених проєктом.

Зовні фундамент утеплюють і гідроізольнують, а по периметру споруди влаштовується вимощення — як конструктивний елемент для захисту від дощових та талих вод. Лише після завершення цих робіт можливий перехід до зведення стін основної частини будівлі.

## 2.2. Розрахунок з/б плити

### 2.2.1. Статичний розрахунок плити

Розрахункова схема плити – балка, що шарнірно спирається на дві опори опорах і завантажена рівномірно розподіленим вздовж прольоту навантаженням (рис 2.6).

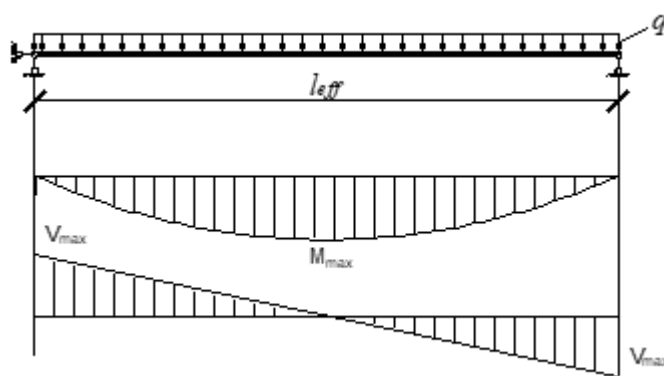


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема плити та епюри згинальних моментів і поперечних сил

Визначаємо рівномірно розподілене навантаження на плиту:

$$g_m^{slab} = q_m \times b_{slab} = 25,44 \times 1,5 = 38,16 \text{ кН/м.}$$

$$q_m = q \times l_{slab} = 5,3 \times 4,8 = 25,44$$

Ширина спирання багатопустотної плити на цегляну стіну, складає 200 мм, то розрахунковий проліт плити визначаємо так:

$$l_{eff} = 4800 - 2 \times 200 = 4400 \text{ мм.}$$

Максимальне розрахункове значення зусиль у плиті від зовнішнього навантаження:

$$M_{Ed}^{slab} = \frac{q_m^{slab} * l_{eff}^2}{8} = \frac{38,16 * 4,4^2}{8} = 92,3472 \text{ кНм.}$$

$$V_{Ed}^{slab} = \frac{q_m^{slab} * l_{eff}}{2} = \frac{38,16 * 4,4}{2} = 83,952 \text{ кН.}$$

## 2.2.2 Конструктивний розрахунок плити

### 2.2.2.1 Визначення площі поздовжньої робочої попередньо напруженої арматури

Визначення міцнісних і деформативних характеристик бетону класу C20/25 (табл А.1):

$$f_{cd} = 25 * 0,9 = 22,5 \text{ МПа}; \gamma_{c2} = 0,9;$$

$$f_{ck} = 18,5 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk,0.05} = 1,5 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{ct} = 1,5;$$

$$E_{cd} = 23 \text{ ГПа} = 23 * 10^3 \text{ МПа};$$

$$E_{cm} = 30 \text{ ГПа} = 30 * 10^3 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_{ct}} = \frac{1,5}{1,5} = 1 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{c1,cd} = 1.65\text{‰} = 165 * 10^{-5}.$$

Попередньо напружена арматура класу Вр1200:

$$f_{pk} = 1260 \text{ МПа};$$

$$f_{p0.1k} = 1145 \text{ МПа};$$

$$\gamma_s = 1,25;$$

$$E_p = 1,9 * 10^5 \text{ МПа.}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1145}{1,25} = 916 \text{ МПа};$$

Характерні розміри поперечного перерізу плити наведені на рисунку 2.7.

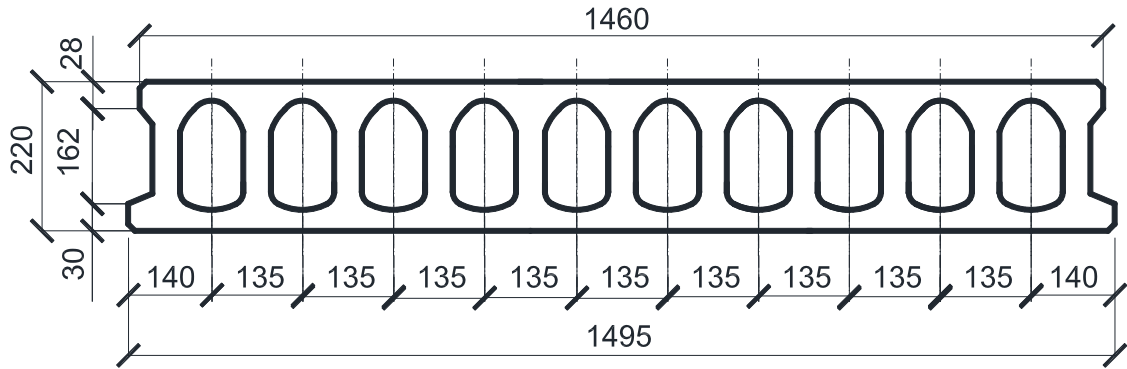


Рисунок 2.7 – Поперечний переріз плити

Приводимо фактичний поперечний переріз багатопорожнистої плити до еквівалентного двотаврового, при цьому замінюємо площу овальних порожнин прямокутниками тієї ж площі та моменту інерції.

Розміри прямокутника:

$$h_1 = 0,95 \times h_{ov} = 0,95 \times 162 = 153,9 \approx 154 \text{ мм};$$

$$b_1 = 0,95 b_{ov} = 0,95 \times 94 = 89,3 \approx 89 \text{ мм}.$$

Визначаємо приведену ширину ребра перерізу:

$$b_w = b'_{eff} - 10 \times b_1 = 1460 - 10 \times 89 = 570 \text{ мм}.$$

Визначаємо висоту полиць (рис. 2.3):

$$h_{eff} = 32 \text{ мм},$$

$$h'_{eff} = 34 \text{ мм}.$$

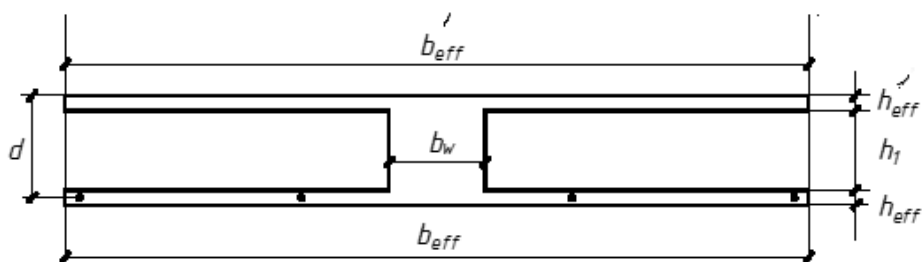


Рисунок 2.8 – Розрахунковий переріз плити

Для прийнятого класу бетону підраховуємо коефіцієнт пружно-пластичних властивостей  $K$ :

$$K = \frac{1,05 \times E_{cd} \times \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \times 23 \times 1,65}{22,5} = 1,771;$$

Згідно таблиці значення коефіцієнтів  $\bar{\xi}$ ,  $\bar{\zeta}$ ,  $\bar{\alpha}_M$ ; визначаємо параметри:  $\chi = 0,546$ ;  $\omega = 0,7$ ;  $\eta_u = 1,231$ .

Підраховуємо робочу висоту перерізу:

$$d = h - c_{nom} - \frac{d_s}{2} = 190 \text{ мм.}$$

Далі підраховуємо згинальний момент, котрий може сприйняти повністю стиснута полиця:

$$\begin{aligned} M'_{eff} &= f_{cd} b'_{eff} h'_{eff} \omega (d - \chi h'_{eff} \omega) \\ &= 22,5 \times 1460 \times 34 \times 0,7 (190 - 0,546 \times 34 \times 0,7) = \\ &138387976 \text{ Нмм} = 138,39 \text{ кНм}, \end{aligned}$$

і перевіряємо умову:

$$M'_{eff} = 138,39 \text{ кНм} > M_{Ed}^{slab} = 92,3472 \text{ кНм.}$$

Нейтральна лінія проходить у полиці, отже переріз розраховується як прямокутний із шириною 1460 мм (шириною верхньої полиці).

Відносний згинальний момент:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}^{slab}}{f_{cd} b'_{eff} d^2} = \frac{92,3472 \times 10^6}{22,5 \times 1460 \times 190^2} = 0,078.$$

Граничне значення відносного згинального моменту для заданого класу бетону й арматури дорівнює:

$$\bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega),$$

де граничне значення відносної висоти стиснутої зони

$$\begin{aligned} \bar{\xi}_R &= \frac{1}{1 + f_{pd} / (\varepsilon_{c1,cd} \eta_u E_s)} = \frac{1}{1 + 916 / (1,65 \times 10^{-3} \times 1,231 \times 1,9 \times 10^5)} \\ &= 0,2964, \end{aligned}$$

$$\alpha_R = 0,2964 \times 0,7 (1 - 0,546 \times 0,2964 \times 0,7) = 0,184.$$

Оскільки  $\alpha_R = 0,184 \geq \alpha_m = 0,078$ , то розраховуємо елемент із одиничним армуванням (арматура в стиснутій зоні не потрібна).

Згідно таблиці значення коефіцієнтів  $\bar{\xi}$ ,  $\bar{\zeta}$ ,  $\bar{\alpha}_M$ ; визначаємо  $\bar{\zeta} = 0,9574$ .

Підраховуємо площу попередньо напруженої поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_{Ed}^{slab}}{f_{pd} \zeta d} = \frac{68,88 \times 10^6}{916 \times 0,963 \times 190} = 411 \text{ мм}^2.$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}^{slab}}{f_{pd} \zeta d} = \frac{92,3472 \times 10^6}{916 \times 0,9574 \times 190} = 554,29 \text{ мм}^2$$

За сортаментом арматури (табл. А.2) підбираємо 20Ø6Вр1200,  
 $A_{s, fact} = 20 \times 28,3 = 566 \text{ мм}^2.$

### 2.2.2.2 Розрахунок плити у похилому перерізі на дію поперечної сили

З'ясуємо необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком. Максимальне значення поперечної сили на опорі  $V_{Ed}^{slab} = 83,952 \text{ кН}.$

Розрахункове значення поперечної сили, котре балка може сприйняти у похилому перерізі за відсутності поперечної арматури:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

де  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c,$

$\gamma_c = 1,3$  – коефіцієнт надійності для бетону при стискові;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$  коефіцієнт поздовжнього армування;

$A_{s1}$  – площа розтягнутої арматури, котра анкерується на відстані  $\geq (l_{bd} + d)$  за переріз, який розглядається;

$b_w$  – найменша ширина перерізу в розтягнутій зоні елемента;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138,$$

$$f_{ck} = 18,5 \text{ МПа},$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} = 2,025 \approx 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{566}{570 \times 190} = 0,005,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c},$$

$N_{Ed}$  – поздовжня сила в перерізі викликана зусиллям попереднього напруження,

$$A_c = b'_{eff} h'_{eff} + b_{eff} h_{eff} + b_w (h - h'_{eff} - h_{eff}) - \text{площа перерізу бетону};$$

$$A_c = 1460 \times 34 + 1495 \times 32 + 570 \times (220 - 34 - 32) = 49640 + 47840 + 87780 = 185260 \text{ мм}^2.$$

$$N_{Ed} = P = \sigma_p A_p,$$

$$\sigma_p = 0,7 \sigma_{p,max},$$

Для розрахунку  $N_{Ed}$  необхідно визначити зусилля попереднього напруження в стадії експлуатації. У спрощеному варіанті максимальні напруження  $\sigma_{p,max}$  приймаються як менше із двох величин:  $0,8 f_{pk}$  і  $f_{p0,1k}$ , де перше характеристичне значення опору арматури розтягу, а друге характеристичне значення умовної межі текучості арматури  $0,8 f_{pk} = 0,8 \times 1260 = 1008$  МПа та  $f_{p0,1k} = 1145$  МПа, отже приймаємо

$$\sigma_{p,max} = 1008 \text{ МПа};$$

$$\sigma_p = 0,7 \times 1008 = 705,6 \text{ МПа};$$

$$P = 705,6 \times 566 = 399369,6;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{399369,6}{185260} = 2,15, \kappa_1 = 0,15;$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,138 \times 2(100 \times 0,005226 \times 18,5)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 2,15 \right] \times 570 \times 190$$

$$= [0,588 + 0,3225] \times 570 \times 190 = 98607,15 \text{ Н} = 98,61 \text{ кН}$$

але не може бути менше

$$V_{Rd,c} = V_{min} b_w d;$$

$$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2};$$

$$V_{min} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 18,5^{1/2} = 0,426;$$

$$V_{Rd,c} = 0,426 \times 570 \times 190 = 46135,8 \text{ Н} = 46,14 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = 98,61 \text{ кН} > V_{Ed}^{slab} = 83,952 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

### 2.2.3 Примітки на кресленнях поперечно напруженої плити

1. Метод натягування арматури – механічний на упори.

2. Передаточна міцність бетону  $f_{cr} = 12,5 \text{ МПа}$ .

$$0,5C = 0,5 \times 25 = 12,5 \text{ МПа}.$$

Передаточна міцність бетону (міцність на момент відпуску арматури і передачі напруження на бетон)  $f_{cr}$ , як правило, складає 50% від класу бетону і приймається не менше 11–15 МПа.

3. Контрольоване напруження

$$\sigma_{con} = \sigma_{p,max} - \sigma_4 = 1008 - 4 = 1004 \text{ МПа}$$

тут  $\sigma_4$  – втрати в анкерах, які мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв, протягом здійснення заанкерування, після натягування та внаслідок деформації самих анкерів визначаються за наступною формулою

$$\sigma_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p,$$

тут  $\Delta$  обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів, за відсутності більш точних даних допускається приймати  $\Delta = 2$ ,

$$\sigma_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p = \frac{2}{100000} \times 1,9 \times 10^5 = 3,8 \text{ МПа} \text{ (умовно приймаємо довжину стелю  $l = 100 \text{ м}$ )}.$$

$$\text{Контрольоване зусилля } P_{con} = \sigma_{con} A_p = 1004 \times 566 = 568264 \text{ Н} = 568,264 \text{ кН}.$$

## 2.3 Теплотехнічний розрахунок

### Вихідні дані

Місце розташування: м. Харків (I кліматична зона України згідно з [8]).

Нормативний опір теплопередачі для зовнішніх стін:

$$R_{qmin} = 3,3 \text{ м}^2 \times \text{K/Вт};$$

Температура повітря в середині приміщення: +20°C

Вологість відносна в середині: 55%

Товщина основного шару (цегла): 380 мм

### Матеріали:

Цегла:  $\lambda = 0,81 \text{ (Вт/м}^2 \times \text{K)}$ ;

Штукатурка внутрішня (гіпсова):  $\delta=20 \text{ мм}, \lambda=0,19 \text{ (Вт/м}^2 \times \text{K)}$ ;

Утеплювач (мінеральна вата):  $\lambda=0,048 \text{ (Вт/м}^2 \times \text{K)}$ , товщина обчислюється;

Полімерна штукатурка (зовнішнє оздоблення):  $\delta=8 \text{ мм}, \lambda=0,93 \text{ (Вт/м}^2 \times \text{K)}$ .

### Теплообмін з повітрям:

З боку приміщення:  $\alpha_{вн} = 8,7$ .

Ззовні:  $\alpha_{зн} = 23$ ;

### Обчислення опору теплопередачі огороження без утеплювача

Складаємо опори всіх наявних шарів:

$$R_{вн} = \frac{1}{8,7} \approx 0,115;$$

$$R_{гіпс} = \frac{0,2}{0,19} \approx 0,105;$$

$$R_{цегла} = \frac{0,38}{0,81} \approx 0,469;$$

$$R_{полімер} = \frac{0,008}{0,93} \approx 0,009;$$

$$R_{зовн.} = \frac{1}{23} \approx 0,043;$$

Сума:

$$R_{огород(без утепл)} \approx 0,015 + 0,105 + 0,469 + 0,009 + 0,043 \approx 0,741 \text{ м}^2 \times \text{K/Вт};$$

## **Визначення мінімальної необхідної товщини утеплювача**

Різниця між нормативним і наявним опором:

$$\Delta R = R_{qmin} - R_{існуючий} = 3,3 - 0,741 = 2,559 \text{ м}^2 \times \text{K/Вт};$$

Потрібна товщина утеплювача:

$$\delta_{утепл} = \lambda_{утепл} \times \Delta R = 0.048 \times 2.559 \approx 0,123 \text{ м} = 0,123 \text{ мм};$$

Для забезпечення запасу та врахування містків холоду (утворених перемичками, анкерами, монтажними зазорами тощо), приймається товщина утеплювача 150 мм, з додатковим запасом у 5 см — разом 200 мм (0,20 м).

## **Повний опір теплопередачі стіни після утеплення**

$$R_{утепл.} = \frac{0,20}{0,048} \approx 4,167$$

Повна сума:

$$R_{загальний} \approx 0,741 + 4,167 \approx 4,91 \text{ м}^2 \times \text{K/Вт};$$

**Висновок**

З урахуванням 200 мм утеплення із мінераловатного матеріалу, огорожувальна конструкція повністю відповідає вимогам діючих нормативів щодо теплозахисту для Харківського регіону. Розрахунковий опір перевищує мінімально допустимий, що дозволяє очікувати покращені енергоощадні характеристики будівлі, зменшення тепловтрат та забезпечення сталого мікроклімату.

## Розділ III. Технологія будівництва

### 3. Технологія будівництва

#### 3.1 Характеристика об'єкта та конструктивних елементів

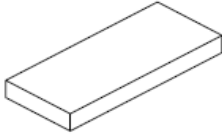
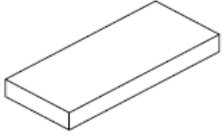
Технологічна частина робіт розрахована спеціально для другого поверху, з акцентом на ключові елементи його конструкції. У фокусі – зведення несучих стін, які формують основну просторову жорсткість поверху, викладка перегородок, що розділяють приміщення згідно з планувальним рішенням, та встановлення плит перекриття, які забезпечують передачу навантажень на несучі елементи. Враховано порядок виконання робіт, вимоги до матеріалів, а також особливості монтажу, характерні саме для цього рівня будівлі.

Матеріал зовнішніх і внутрішніх стін – керамічна цегла. Товщина зовнішніх та внутрішніх стін – 380 мм. У зовнішніх стінах передбачені прорізи для вікон, які приймаємо розмірами 1200x1400 мм. та 800x1400 мм, а також двері для входу в будівлю розміром 1400x2100 мм. У внутрішніх стінах передбачені прорізи для дверей у кімнати. Висота поверху дорівнює 3300 мм. Для міжповерхового перекриття приймаємо залізобетонні плити перекриття ПК 48.15-8 та ПК 48.12-8. Відповідно вагою 2,3 т., 1,75т.. Товщина плит перекриття складає 220 мм. Для пересування мешканців у середині будівлі передбачені монолітні сходи.

#### 3.2. Структура комплексного процесу й обсяг робіт

##### Специфікація монтажних елементів

Таблиця 3.1

Марка	Ескіз	К-сть шт	Вага, т	
			одного	всіх
1	2	3	4	5
ПК 48.15-8		48	2,3	110,4
ПК 48.12-8		32	1,75	56
		Всього		166,4

Структура комплексного процесу цегляної кладки стін і встановлення збірних елементів типового поверху

Таблиця 3.2

Складові процеси	Одиниця виміру	Збірник та випуск ЕНПР
1. Подача цегли на робочі місця мулярів	1000шт	Е1
2. Подача розчину на робочі місця мулярів	м <sup>3</sup>	Е1
3. Кладка стін зовнішніх	м <sup>3</sup>	Е3
4. Кладка стін внутрішніх	м <sup>3</sup>	Е3
5. Укладання брускових перемичок	1 проріз	Е11
6. Заливання швів перекриття механізованим способом	м <sup>3</sup>	Е1
7. Приймання розчину	м <sup>3</sup>	Е1
8. Укладання збірних елементів покриття	шт	Е4-1
9. Антикорозійне покриття зварних з'єднань	10 стиків	Е4--1

Підрахунки обсягу цегляної кладки

Таблиця 3.3

Вид стін	Довжина стін м	Висота стін м	Площа, м <sup>2</sup>	Площа перерізів, м <sup>2</sup>		Площа за винятком прорізів, м <sup>2</sup>	Товщина стін, м	Обсяг кладки, м <sup>3</sup>
				Віконних	Дверних			
Зовнішні	109,14	3,3	360,162	43,36	0	316,802	0,38	120,39
Внутрішні	176,5	3,3	582,45	0	76,69	505,76	0,38	192,19
Внутрішні	34,69	3,0	104,07	0	11,34	92,73	0,25	23,18
Внутрішні	29,92	3,0	89,76	0	17,64	72,12	0,12	8,654
							<b>Σ</b>	<b>344,414</b>

Відомість обсягів робіт

Таблиця 3.4

№ з/п	Назва процесу	Один. вим.	Формула підрахунку	Обсяг робіт
1	2	3	4	5
1.	Подача цегли	1000 шт	$344,414 \times 390 / 1000$	134,32
2.	Подача розчину	м <sup>3</sup>	$0,25 \times 344,414$	86,1
3.	Кладка зовнішніх стін	м <sup>3</sup>	т.3	120,39

1	2	3	4	5
4.	Кладка внутрішніх стін	м <sup>3</sup>	т.3	224,024
5.	Укладання брусків перемичок	1 проріз	Див.роб. креслення	38
5.	Встановлення, перестановка помостів на готових конвертах	10 м <sup>3</sup>	$\delta=380$ мм $\delta=250$ мм $\delta=120$ мм	31,26 2,32 0,87
6	Укладання з/б елементів покриття	шт	т.1	40
7	Приймання розчину	100 м <sup>3</sup>	$0,22 \times 0,05 \times 2,496 + 1,22$	1,25
8	Заливання швів у перекритті механізованим способом	100 м	249,6/100	2,496

### **3.3. Вибір організаційно-технологічної схеми цегляної кладки стін для двоповерхового будинку**

Як правило, зведення двоповерхового будинку відбувається бригадним/ потоковим методом (зв'язка + подача + контроль), окремими поверхами з членуванням на захватки. Бригади розділяються на ланки: подача, укладання, розшивка. Захваткою може бути одна чи дві секції будинку. У межах кожної захватки окремого поверху стіни кладуть кількома ярусами, кількість яких визначають залежно від висоти поверху і прийнятої висоти ярусу. Так як висота ярусу повинна бути висотою до 1,1-1,2 метра, то при заданій висоті поверху 3,3 метра приймаємо висоту ярусу 1,1 метр.

### **3.4 Вибір вантажопідійомних машин**

Процес цегляної кладки стін вимагає організації безперервної подачі на робочі місця мулярів цегли та розчину, яка здійснюється вантажопідійомними машинами. Для двоповерхових будинків, зазвичай, використовують автокрани. Ці крани також використовують для монтажу збірних елементів покриття, сходових площадок, маршів та ін., що необхідно врахувати при їх виборі, дотримуючись такої послідовності.

Для кожного виду вантажу треба вибрати відповідні захватні пристосування (стропи, траверси, захватки). Технічні характеристики вантажозахватних пристосувань і обладнання для подачі вантажів наведено нижче у таблиці.

## Вантажозахватні пристосування

Таблиця 3.5

Призначення пристосування	Назва	Вантажопідйомність, т	Власна маса, т	Розр. висота, м
Для укладання цегли в пакети (200 шт)	Піддон	0,75	0,022	0,12
Для підйому одного пакету	Підхоплювач	1,0	0,023	2,2
Подавання розчину (0,2м <sup>3</sup> )	Інвентарний ящик контейнер		0,050	0,35
Подавання з/б конструкцій та інших вантажів	Строп чотиривітковий	3	0,090	4,2

### 3.4.1. Визначення розрахункових параметрів кранів

Оскільки для виконання робіт використовується один і той самий автокран, який забезпечує як підйом будівельних матеріалів, так і монтаж збірних залізобетонних елементів, його вибір здійснюється за максимальними значеннями робочих характеристик.

Насамперед визначається зручне місце розташування крану відносно будівлі (детально подано на відповідному кресленні), а також планується зона зберігання конструкцій і матеріалів біля об'єкта, з обов'язковим дотриманням безпечних габаритів та проїздів згідно з нормами.

Щоб обрати оптимальну модель автокрану, потрібно визначити основні розрахункові параметри, серед яких: вантажопідйомність на максимальному вильоті, висота підйому, зона обслуговування, і умови маневрування на будмайданчику.

Розрахункова маса вантажу.

$$m^{(w)}_e = (\text{піддон}) + (\text{Підхоплювач}) + (\text{маса 1 цеглини}) \times (\text{кількість у пакеті}) = \\ = 0,022 + 0,023 + 0,003 \times 200 = 0,645 \text{ т.}$$

$$m^{(p)}_e = (\text{інвент. ящик}) + (\text{строп}) + (\text{густина розчину}) \times (\text{місткість}) = \\ = 0,05 + 0,09 + 1,5 \times 0,2 = 0,44 \text{ т.}$$

$$m^{(nl)}_e = (\text{строп}) + (\text{маса плити}) = 0,09 + 2,3 = 2,39 \text{ т.}$$

Розрахункова висота піднімання крюка.

$$H^{nm}_\Gamma = h_0 + h_3 + h_e + h_c,$$

де  $h_0$  — висота опори, на яку встановлюється вантаж відносно рівня стоянки крана;

$h_3$  - запас по висоті між опорою і низом вантажу (приймають 0,5 - 1 м.);

$h_e$  - висота вантажу;

$h_c$  - розрахункова висота вантажозахватного пристосування. Всі величини вимірюються в метрах.

$$H^{nm(w)}_\Gamma = 5,5 + 1 + 2,2 = 8,7 \text{ м.}$$

$$H^{nm(p)}_\Gamma = 5,5 + 1 + 0,35 + 4,2 = 11,05 \text{ м.}$$

$$H^{nm(nl)}_\Gamma = 6,6 + 1 + 0,3 + 4,2 = 12,1 \text{ м.}$$

Потрібний виліт крюка  $L_{nm}$  дорівнює горизонтальній проекції стріли від осі обертання крана до осі крюка, що знаходиться над центром ваги елемента, при подачі найбільш віддаленого від осі крана елемента.

$$L^{wez} = a + b = 3 + 8,1 = 11,1 \text{ м.}$$

$$L^{poz} = a + b = 3 + 8,1 = 11,1 \text{ м.}$$

$$L^{nl} = a + b = 3 + 3,6 = 6,6 \text{ м.}$$

Оскільки на будівництві зазвичай використовується один і той самий автокран як для подачі матеріалів, так і для монтажу збірних елементів, його

підбирають з урахуванням найвищих значень технічних характеристик, необхідних для безперерйного виконання всіх етапів робіт.

### 3.4.2. Визначення варіантів кранів

Згідно з розрахунковими параметрами із довідників вибирають найбільш доцільні варіанти кранів. Цей попередній вибір кранів записують у наведену нижче таблицю.

Таблиця 3.6

#### Вантажозахватні пристосування

Назва вантажу	Розрахункові параметри			Параметри крана			
	$m_e, t.$	$H^{nm}, m$	$L^{nm}, m.$	Тип і марка	$m_p, t$	$H_{\text{з}}, m$	$L, m$
1	2	3	4	5	6	7	8
цегла	0,645	8,7	11,1	<b>Terex LT 1025/2</b>	25	8,7	11,1
Плита	2,3	11,05	6,6,		25	11,05	6,6,
Розчин	0,44	12,1	11,1		25	12,1	11,1
цегла	0,645	8,7	11,1	<b>КТА-25</b>	18	8,7	11,1
Плита	2,3	11,05	6,6,		18	11,05	6,6,
Розчин	0,44	12,1	11,1		18	12,1	11,1

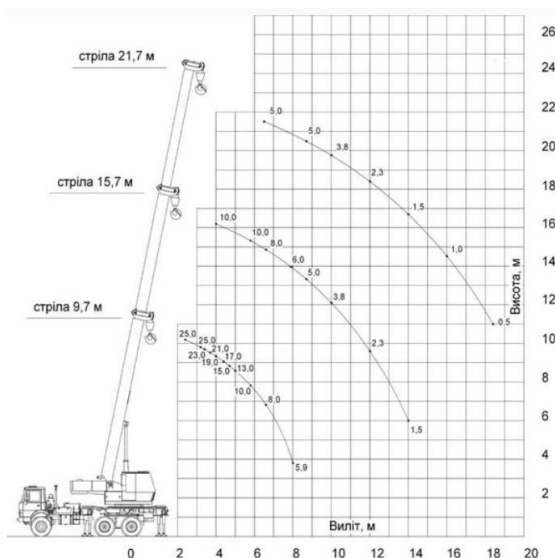


Рис.3.1(а). КТА-25

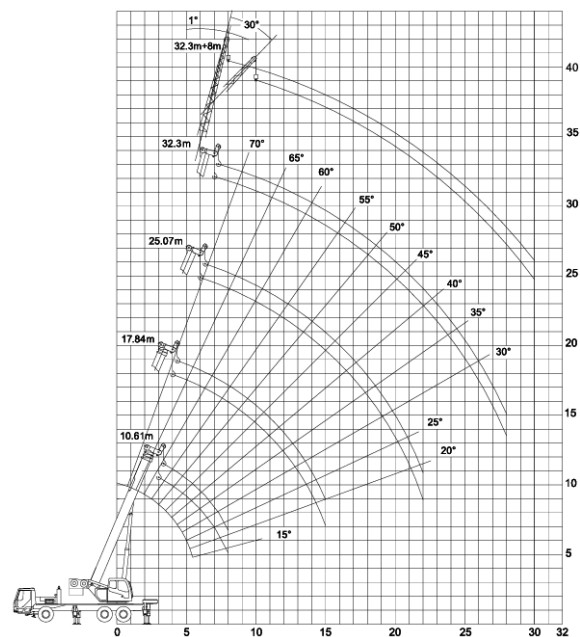


Рис. 3.1(б). LT 1025/2

### 3.4.3. Економічне обґрунтування вибору кранів

Економічна ефективність процесу подачі матеріалів для цегляної кладки напряму залежить від витрат на виконання цієї операції. Найважливішим показником у цьому випадку є собівартість механізованого транспортування вантажів до місця роботи мулярів.

Щоб обрати найвигідніший варіант організації подачі, порівнюють приведені витрати для різних рішень — і вибирають той, що забезпечує їхнє мінімальне значення. Визначення проводиться за спеціальною формулою (наведено нижче), однак спершу потрібно заповнити таблицю вихідних даних, яка слугує основою для розрахунку.

#### Визначення собівартості та тривалості робіт

Таблиця 3.7

Назва процесу	Один. виміру	Обсяг робіт	Розцінка для робітників (грн-коп)	Зарплата робітників		Норма маш. часу (маш.г)	Витрати машинного часу (маш.год)	
				1 вар.	2.вар.		1вар.	2вар.
1	2	3	5	6	7	8	9	10
Подача цегли	1000 шт	134,32	35,8	4808,656	4808,656	0,28	37,61	37,61
Подача розчину	м <sup>3</sup>	86,1	34,6	2979,06	2979,06	0,27	23,25	23,25
Укладання брусків перемичок	шт	38	32	1216	1216	0,15	5,7	5,7
Встановлення та блочних помостів	10 м <sup>3</sup>	34,45	99,4	3424,33	3424,33	0,48	16,54	16,54
Укладання плит перекриття	шт							
ПК-1 (7,2м <sup>2</sup> )		24	59,4	1425,6	1425,6	0,21	5,04	5,04
ПК-2 (5,76м <sup>2</sup> )	16	45,3	724,8	724,8	0,16	2,56	2,56	
			<b>Σ</b>	<b>14578,446</b>		<b>Σ</b>	<b>90,7</b>	

Приведені затрати визначаються за формулою:

$$P_3 = C + E_n \times K \rightarrow \min$$

$P_3$  - приведені затрати, грн.

$C$  - собівартість подачі вантажів, грн.

$E_n$  - нормативний коефіцієнт ефективності капіталовкладень (0,12)

$K$  - капітальні вкладення у виробничі фонди, грн.

Собівартість подачі вантажів визначається за формулою:

$$C = 1,08 \times (C_{M-ЗМ} \times T_{ЗМ} + C_n) + 1,5 \Sigma З, \text{ грн}$$

$C_{M-ЗМ}$  - собівартість машино-зміни крана, грн.

$T_{ЗМ}$  – тривалість роботи крана на подачі вантажів, та з урахуванням підготовчих робіт, змін.

$\Sigma З$  – заробітна плата робітників на подачі вантажів, грн.

$C_n$  – собівартість підготовчих робіт, грн.

Розрахунок ведемо для двох кранів і потім обираємо найбільш економічний:

$$C(\text{1 автокран}) = 1,08 \times (8800 \times 12 + 5 \times 900) + 1,5 \times 14000 = 137908 \text{ грн.}$$

$$C(\text{2 автокран}) = 1,08 \times (6200 \times 12 + 5 \times 800) + 1,5 \times 14000 = 99672 \text{ грн.}$$

Капітальні вкладення у виробничі фонди (автокрани), враховуючи тривалість робіт на об'єкті визначається за формулою:

$$K = \frac{C_p \times T_{ЗМ}}{T_p}$$

$C_p$  - інвентарно-розрахункова вартість крана, грн.

$T_{ЗМ}$  - тривалість роботи крана на подачі вантажів, змін.

$T_p$  - тривалість роботи крана за рік, змін.

Отже отримаємо:

$$K(1 \text{ автокрана}) = (3000000 \times 12) / 293 = 122866,9 \text{ грн.}$$

$$K(2 \text{ автокрана}) = (2100000 \times 12) / 293 = 86006,8 \text{ грн.}$$

Приведені затрати:

$$Пз(1 \text{ автокрана}) = 137908 + 0,12 \times 122866,9 = 152652,03 \text{ грн.}$$

$$Пз(2 \text{ автокрана}) = 99672 + 0,12 \times 86006,8 = 109992,82 \text{ грн.}$$

Після розрахунків складаємо порівняльну таблицю.

Порівняльна таблиця варіантів

Таблиця 3.8

Назва показників	Одиниця виміру	Варіанти	
		перший	другий
1	2	3	4
Тривалість роботи крана	зміна	12	12
Собівартість робіт	грн.	137908	99672
Капітальні вкладення	грн.	122866,9	86006,8
Приведені затрати	грн.	152652,03	109992,82

Приймаємо варіант із меншими приведеними затратами. Тобто обираємо другий автокран **КТА-25**.

#### 3.4.4. Вибір транспортних засобів

Для перевезення будівельних матеріалів використовуємо бортовий „КАМАЗ” марки 5320. Для перевезення розчину використовуємо самоскид „КАМАЗ” марки 5320. Кількість вантажних машин приймаємо по розрахунку.

Оскільки монтаж плит перекриття передбачається проводити з транспортних засобів, то потрібно вирахувати їхню кількість, а також організацію перевезення конструкцій. Перевезення буде проводитися маятниковим способом.

Необхідна кількість автомашин для забезпечення безперебійної роботи крана:

$$N_a = T_{\text{ц}} / T_{\text{монт}}, \text{ шт}$$

де  $T_{\text{ц}}$  – час циклу при заданій схемі транспортування будівельних конструкцій, хв;

$T_{\text{монт}}$  – час монтажу конструкцій, хв.

Повний транспортний цикл при заданій схемі транспортування будівельних конструкцій:

$$T_{\text{ц}} = t_n + (2 \ell \times 60 / v_{\text{ср}}) + t_{\text{розв}} + t_{\text{ман}}, \text{ хв}$$

де  $\ell = 12,5$  км - відстань від заводу залізобетонних виробів до будівельного майданчика;

$v_{\text{ср}} = 30$  – середня швидкість руху транспортної одиниці у конкретних дорожніх умовах, км/год;

$t_n$  – час навантаження конструкцій на автомобіль, хв;

$t_{\text{розв}}$  – час розвантаження конструкцій на будівельному майданчику, хв;

$t_{\text{ман}}$  – час на маневрування, хв. ( $t_{\text{ман}} = 2 \dots 8$  хв).

$t_n = H_{\text{м-год}}, n \times 60 = 2,7 / 100 \times 4 \times 60 \times 2,8 = 18$  хв.

$t_{\text{розв}} = H_{\text{м-год}}, n \times 60 + t_{\text{ср}} = 0,21 \times 3 \times 60 + 2 = 40$  хв.

$t_{\text{ман}} = 8$  хв.

$T_{\text{ц}} = 18 + (2 \times 12,5 \times 60 / 30) + 40 + 8 \approx 116$  хв.

$T_{\text{монт}} = 0,21 \times 4 \times 60 \approx 51$  хв.

$T_{\text{шл}} = 12,5 \times 60 / 30 = 25$  хв

Необхідна кількість транспортних засобів:

$$N_a = 116 / 51 \approx 3, \text{ шт.}$$

Отже, для забезпечення безперебійної роботи автокрана при монтажі плит покриття необхідно 3 напівпричепи Schwarzmüller SPA 3/E вантажопідйомністю до 22-25 т на базі тягача Mercedes-Benz Actros 1845. Та загалом, враховуючи кількість плит, та їх вагу, необхідно 5 напівпричепів

### **3.5. Визначення складу бригади мулярів та організації їх праці**

Якщо обсяги робіт у межах одного поверху, а саме в межах ярусу та захватки, мають однакову трудомісткість, тоді процес мурування відбувається рівномірно та без порушень ритму. У такому випадку тривалість виконання робіт на окремій ярус-захватці буде сталою. Цей період, який часто називають модулем циклічності, приймається щонайменше в межах однієї робочої зміни.

Зважаючи на це, чисельність ланки мулярів у бригаді визначається за розрахунковою формулою (див. нижче), яка враховує обсяг робіт, час на виконання та тривалість циклу.

$$N = \frac{\sum m}{n_z \times n_y \times k \times k_H}$$

$N$  - мулярів у бригаді, чол.

$\sum m$  - загальна трудомісткість цегляної кладки одного поверху, яка визначається із калькуляції, люд-змін.

$n_z$  - кількість захваток у межах одного поверху.

$n_y$  - кількість ярусів цегляної кладки в межах одного поверху.

$k$  - модуль циклічності (ритм потоку),змін.

$k_H$  - запланований коефіцієнт виконання робіт.

Загальну трудомісткість цегляної кладки одного поверху визначаємо з умови:

При  $\delta=380$ мм (внутр.) норма часу  $1 \text{ м}^3 - 3,7$  люд-змін.

При  $\delta=380$  мм (зовн.) норма часу  $1 \text{ м}^3 - 3,7$ люд-змін.

При  $\delta=250$ мм (внутр.) норма часу  $1 \text{ м}^3 - 3,7$  люд-змін

При  $\delta=120\text{мм}$  (внутр.) норма часу  $1 \text{ м}^3 - 3,7$  люд-змін

$\Sigma t=3,7 \times 344,414/8=159,29$  люд- змін.

$$N = \frac{\Sigma t}{n_3 * n_{я} * k * k_H} = \frac{159,29}{2 * 3 * 2 * 1.1} \approx 12 \text{ мулярів.}$$

Остаточню приймаємо  $N=12$  чол. Отже, маємо 6 ланок по 2 муляра.

## 3.6. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА

### 3.6.1. Область застосування

Для забезпечення потокової організації будівництва виконують технологічне і просторове проектування, визначають параметри часу.

Технологічне проектування полягає в членуванні комплексного процесу кладки на окремі розглянуті раніше прості процеси — приватні потоки, визначенні обсягів робіт, їхньої трудомісткості, машиноємності.

Просторове проектування потоку передбачає членування будинку в плані на захватки й у межах кожного поверху по висоті на яруси.

Параметри часу характеризують тривалість окремих процесів на захватці — модуль циклічності й інтервал часу між суміжними процесами — крок потоку.

В даному курсовому проекті ми розробляємо технологічну карту на цегляну кладку житлового будинку. Матеріал зовнішніх і внутрішніх стін - керамічна цегла. Товщина зовнішніх та внутрішніх стін приймається – 380 мм. У зовнішніх стінах передбачені прорізи для вікон, які приймаємо розмірами  $1170 \times 1460$  мм., а також двері для входу в будівлю. У внутрішніх стінах передбачені прорізи для дверей у квартири і кімнати. Висота поверху дорівнює 3300 мм. Установку плитного утеплювача в цегляній кладці зовнішніх стін у даному курсовому проекті не робимо. Для міжповерхового перекриття приймаємо залізобетонні плити перекриття розмірами:  $4,8 \times 1,5$  і  $4,8 \times 1,2$  метра. Відповідно вагою 2,3 і 1,75 тон. Товщину плит перекриття приймаємо 220 мм.. Матеріали подаються краном КТА-25.

### 3.6.2. Організація і технологія виконання робіт

Технічні параметри вантажопідйомних машин повинні відповідати масі вантажу, що піднімається, висоті його підйому і глибині подачі. Як вантажопідйомні машини для малоповерхових та одноповерхових сільськогосподарських будинків застосовують автокрани, для багатоповерхових будинків — баштові крани. Ці крани повинні забезпечувати монтаж збірних конструкцій у ході кладки.

Необхідне число кранів для вантажопідйомних і монтажних процесів  $N_k$  визначають по формулі:

$$N_k = \frac{\sum m}{T \times t_{cm} \times k_h}$$

де  $\sum m$  — сумарна нормативна машиноємність вантажопідйомних і монтажних процесів на захватці, машино-год;

$T$  — тривалість вантажопідйомних і монтажних процесів на захватці, змін;  
 $t_{cm}$  — тривалість робочої зміни, год;  $k_h$  — коефіцієнт виконання норм.

Необхідне число транспортних засобів визначають виходячи з обсягу вантажоперевезень у зміну і змінної продуктивності транспортної одиниці.

Під час перевезення цегли і дрібних блоків на піддонах необхідне число їх  $N_{\Pi}$  складає:

$$N = \frac{Q \times t_{\Pi} \times k_{HP}}{t_{cm} \times q}$$

де  $Q$  — маса перевезеної цегли чи дрібних блоків за зміну, т

$t_{\Pi}$  — тривалість циклу піддона  $t_{\Pi} = t_s + t_n + t_o$  ( $t_s$  — час перебування піддона на заводі, год;  $t_n$  — тривалість перебування піддона в шляху (навантаженого та порожнього), год;  $t_o$  — тривалість передування піддона на об'єкті, год.  $k_{HP}$  — коефіцієнт нерівномірності оборотів піддона, приймають 1,1;  $t_{cm}$  — тривалість робочої зміни;  $q$  — місткість піддона, т.

Назва машини і механізмів	Марка	Технічна характеристика	Кількість, шт.
1	2	3	4
Автокран	КТА-25	Вантажопідйомність-25т	1
1	2	3	4
Самоскиди			По розрахунку
Бортові вантажівки			По розрахунку
Помости блочні			32

При спорудженні будинків виробництво кам'яних робіт повинне бути ув'язане з монтажем каркаса. Кладка несучих стін у будинках з неповним каркасом випереджає монтажні роботи, а з повним каркасом стінове огороження виконують після закінчення монтажних робіт, при русі крана для подачі матеріалів по зовнішньому периметрі будинку.

При зведенні двоповерхових будинків виробництво кладочних робіт повинне бути ув'язане з монтажем міжповерхових перекриттів, у відповідності зі схемою розвитку потоку. Щоб забезпечити безперервність приватних потоків, тривалість кладочних робіт, виконуваних по-ярусно, і монтажних, виконуваних по-поверхово, повинна бути однаковою. При цьому кладку в межах захватки ведуть на всю висоту поверху, а поярусні помости встановлюють у другу зміну.

У задачу проектування потокової організації комплексного процесу кладки входить розробка чи графіка циклограми провадження робіт з визначенням числа виконавців, трудомісткості і тривалості робіт. Трудомісткість робіт визначають на підставі калькуляцій трудових витрат. Тривалість кладочного процесу на захватці (модуль циклічності) і крок потоку приймають не менш одній зміни. При цих умовах число ведучих робітників-мулярів  $N$  у складі комплексної бригади визначають по формулі:  $N_k = \Sigma m / (T \times t_{cm} \times K_H)$

де  $\Sigma m$  — сумарна трудомісткість кладочних процесів на захватці, виконуваних мулярами, люд.-год.;  $T$  – тривалість кладочного процесу.

### 3.6.3 Вимоги до якості виконання робіт

Кам'яна кладка повинна відповідати вимогам проекту і нормам. Відповідно до цих вимог якість кладки контролюється у процесі її зведення і під час приймання. Усі матеріали, що надходять, повинні мати паспорт на кожну партію, а розчин, крім того, виписку з паспорта на кожну транспортну одиницю.

У процесі кладки проводять операційний контроль, звіряючи фактичні відхилення з тими, що допускаються (допусками). Перевіряють вертикальність кладки, горизонтальність швів, їх товщину, розміри елементів кладки, позначки обрізів і поверхів, зсув осей віконних прорізів, осей конструкцій та ін. Виявлені дефекти кладки в процесі її подальшого зведення виправляють. Приховані роботи оформляються актами (влаштування осадочних і деформаційних швів; гідроізоляція кладки; укладання в кам'яні конструкції арматури та ін).

Схеми операційного контролю якості цегляної кладки стін

Таблиця 3.10

Хто контролює	Прораб							
Операції, які підлягають контролю	Цегляна кладка стін				Армування кладки	Вланпування збірних з/б плит	Протикорозійне покриття закладних деталей	Влаштування балконів
Склад контролю (що контролювати)	Якість цегли, розчину, арматури, закладних деталей	Правильність розбивки осей	Горизонтальність і позн. обрізів кладки під покриття	Совісність вентиляційних каналів і герметизація вентил. блоків	Правильність розташування арматури діаметр стержнів та ін.	Спирання перекриття на стіни, заробка, анкераж	Товщина густина і зчепленість покриття	Заробка, позначка ухил балконів
Спосіб контролю (як контролювати)	Зовнішній огляд, обмір, перевірка паспортів і сертифікат	Стрічка металев а, метр складний металевий	Нівелір, рейка, рівень буд-ний	Візуально, вісок буд-ний	Візуально, метр складний металевий	Візуально, метр складний металевий	Візуально товщино-мір, штихтель	Метр складний, рівень буд-ний.
Час контролю (коли кон-вати)	До початку кладки стін поверху	До початку кладки	До встановлення панелей	Після закінчення кладки стін пов.	До встановлення арматури	Після влаштування перекриття	До заробки	Після установок и балконів
Хто контролює	У випадку сумніву лаборатор		Геодезист	Лабораторія				

### 3.6.4. Графік виконання робіт

На основі таблиці технологічних розрахунків складають графік виконання робіт. Цей графік винесено на креслярський аркуш.

### 3.6.5. Матеріально-технічні ресурси

Підрахунки матеріально-технічних ресурсів подають у пояснювальній записці на весь обсяг робіт, передбачений технологічною картою. Запис ведуть у табличній формі:

Відомість потреби в інструменті, інвентарі і пристосуваннях.

Таблиця 3.11

Назва матеріалів	Марка, технічна характеристика, ДСТ, номер креслення	Кількість
1	2	3
Скарпели для цегляних і бетонних робіт ІР-561	ГОСТ 11042-90	6
Молоток кирочка типу МКІ	ГОСТ 11042-90	18
Молоток кулачок типу МКУ	ГОСТ 11042-90	6
Скребок металевий	ГОСТ 11042-90	18
Лопата для розчину типу ЛР		6
Кельма для кам'яних і бетонних робіт типу КП	ГОСТ 9533-81	18
Кельма для пічних і кам'яних робіт типу КП	ГОСТ 9533-81	6
Ломи монтажні типів ЛМ-20, ЛМ-	ДСТУ Б В.2.8-16:2009	2
Метр складний металевий	ТУ У 03972620.002-97	6
Стрічка в закритому корпусі типу ЗПКЗ-20АУТ/1	ДСТУ 4179-2003	6
Дріт для розмітки – відвіс		6
Віски сталеві будівельні типів ОТ 600, ОТ 1000	ДСТУ 4179-2003	6
Рівень будівельний типу УС-1	ДСТУ Б В.2.8-19:2009	1
Рівень гнучкий (водяний) INTERTOOL МТ-1460		1

Потребу в матеріалах, напівфабрикатах і конструкціях визначають за робочими кресленнями та нормативами. Відомість складають у табличній формі:

Відомість потреби в конструкціях, матеріалах і напівфабрикатів

Таблиця 3.12

Назва робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт	Потреба в матеріальних ресурсах				
			Найменування	Один. виміру	Норма на одиницю обсягу робіт	Потреба на весь обсяг робіт	
1	2	3	4	5	6	7	
Кладка зовнішніх і внутрішніх стін зі звичайної цегли при Нпов до 4 м при звичайному архітектурному оздобленні	м <sup>3</sup>	$\delta_{зв}=380$ мм	Цегла звичайна	шт	390	46952	
		120,39	Розчин	м <sup>3</sup>	0,25	30,1	
			Пробки дерев'яні	м <sup>3</sup>	0,0005	0,06	
	м <sup>3</sup>	$\delta_{вн}=380$ мм	Цегла звичайна	шт	390	74954	
		192,19	Розчин	м <sup>3</sup>	0,25	48,05	
			Пробки дерев'яні	м <sup>3</sup>	0,0005	0,096	
	м <sup>3</sup>	$\delta=250$ мм	23,18	Цегла звичайна	шт	390	9040
				Розчин	м <sup>3</sup>	0,25	5,8
				Пробки дерев'яні	м <sup>3</sup>	0,0005	0,0116
	м <sup>3</sup>	$\delta=120$ мм	8,654	Цегла звичайна	шт	390	3375
				Розчин	м <sup>3</sup>	0,25	2,16
				Пробки дерев'яні	м <sup>3</sup>	0,0005	0,0043

### 3.6.6. Заходи з охорони праці під час виконання кам'яних робіт

У процесі кладки стін працівники можуть виконувати завдання на різних рівнях: у траншеях, на землі або на помостах і риштуваннях. Серед основних джерел небезпеки — падіння людей із висоти та падіння предметів зверху.

При зведенні надземних стін необхідно щодня перевіряти технічний стан помостів та риштування, не перевантажувати їх понад розраховане навантаження, підтримувати прохідність і чистоту настилів. У зимовий період настили слід очищати від снігу та обробляти протиожеледними матеріалами. Після переставлення риштування кладка має бути щонайменше на два ряди вище

рівня настилу. На висоті до 0,7 м слід застосовувати страхувальні пояси. Виступаючі карнизи шириною понад 30 см мурують із зовнішніх лісів.

При будівництві багатоповерхових будинків необхідно влаштовувати захисні козирки на зовнішньому периметрі. Перший ярус — не вище 6 м від землі, другий — через 6–7 м над першим. Вони залишаються до завершення кладки. Якщо будинок до 7 м у висоту, допускається огороження території по периметру на 1,5 м від стін, а над входами — облаштування захисних навісів розміром не менше 2×2 м.

Робочі помости слід обладнати поручнями висотою 1,1 м, з горизонтальним елементом посередині та бортиком внизу заввишки 15 см. Незаповнені прорізи у зовнішніх стінах необхідно тимчасово закривати.

При подачі матеріалів важливо перевіряти справність вантажопідйомних пристроїв: стропів, захватів, піддонів. Зони, де існує ризик падіння вантажу, мають бути позначені попереджувальними знаками.

Електробезпека та освітлення. На будівельному майданчику заборонено використовувати несправні кабелі або тимчасові електромережі без захисних кожухів. Всі з'єднання повинні бути герметизовані, а обладнання — заземлене. Робочі місця мають бути достатньо освітлені, особливо у вечірній та нічний час.

Засоби індивідуального захисту. Усі працівники зобов'язані використовувати спецодяг, каски, захисне взуття із твердими носками, а також захисні рукавички при мурувальних роботах. При роботі на висоті — страхувальні системи або запобіжні пояси.

Організація робочих місць. Площа навколо зони мурування має бути очищена від зайвих предметів. Інструменти та матеріали повинні зберігатися у спеціально відведених зонах, а прохід до основного обладнання має бути вільним.

### 3.6.7. Техніко-економічні показники

1. Затрати праці:

Нормативні: 159,29 люд.-зм.

2. Затрати машинного часу:

Нормативні: 11,34 маш.-зм.

3. Заробітна плата робітників: Згідно кошторису.

4. Заробітна плата машиністів: Згідно кошторису.

5. Тривалість робіт: 12 змін.

6. Виробіток одного робітника за зміну:  $344,414/159,29=2,16 \text{ м}^3$ .

7. Затрати на механізацію на весь обсяг робіт:  $9500 \times 11,34 \times 12=1292760$  грн.

8. Сума затрат на заробітну плату та механізацію: згідно кошторису.

Техніко-економічні показники підраховують у пояснювальній записці і виносяться на аркуш креслень у правому нижньому куті над штампом.

**ДОДАТОК А**  
**ТАБЛИЦІ ЗНАЧЕНЬ ПАРАМЕТРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК,**  
**ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ У РОЗРАХУНКАХ**

Таблиця А.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

	Клас міцності бетону													Аналітична залежність/пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C50/60		
$f_{ck, cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	60		
$f_{cm, cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	77	$f_{cm, cube} = f_{ck, cube} / (1 - 1,64V_c)$	
$f_{ck, prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	43		
$f_{cd}$ (МПа)	6	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	
$f_{ctm}$ (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3	3,2	3,5	3,8	4,1	4,1		
$f_{ctk, 0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,1	2,2	2,5	2,7	3	3	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5% вибірки	
$f_{ctk, 0,95}$ (МПа)	1,6	2	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	5,3	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 f_{ctm}$ 95% вибірки	
$E_{cm}$ (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	40		
$E_{ck}$ (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	37		
$E_{cd}$ (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	34		
$\epsilon_{c, 1, ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	2,02		
$\epsilon_{c, 1, cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	1,91		
$\epsilon_{cu, 1, ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3	2,83	2,63	2,5	2,4	2,4		
$\epsilon_{cu, 1, cd}$ (‰)	3,75	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	2,29		
$\epsilon_{c, 3, ck}$ (‰)	0,5	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16	1,16	$\epsilon_{c, 3, ck} = f_{ck, prism} / E_{ck}$	
$\epsilon_{c, 3, cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	0,97	$\epsilon_{c, 3, cd} = f_{cd} / E_{cd}$	
$\epsilon_{cu, 3, ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16	2,16	$\epsilon_{cu, 3, ck} = 0,9 \epsilon_{cu, 1, ck}$	
$\epsilon_{cu, 3, cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,1	3	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	2,06	$\epsilon_{cu, 3, cd} = 0,9 \epsilon_{cu, 1, cd}$	

\*) - величини  $f_{ck, cube}$  в таблиці наведені для значення коефіцієнта варіації  $V_c$ , який дорівнює 13,5 %

Таблиця А.2 – Сортамент арматури

Номинальний діаметр стержня <sup>1</sup> , мм	Розрахункова площа поперечного перерізу стержня, мм <sup>2</sup> при кількості стержнів									Теоретична маса 1 м довжини арматури <sup>3</sup> , кг	Діаметр арматури класів <sup>2</sup>			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	A500C	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,056	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	88	100,5	113,1	0,099	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,4	157,1	176,7	0,154	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,616	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	1,208	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,579	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,854	+	+	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	-
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,991	+	+	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,864	+	+	+	-

1 Номінальний діаметр арматурних стержнів періодичного профілю відповідає номінальному діаметру рівновеликих за площею поперечного перерізу гладких стержнів.

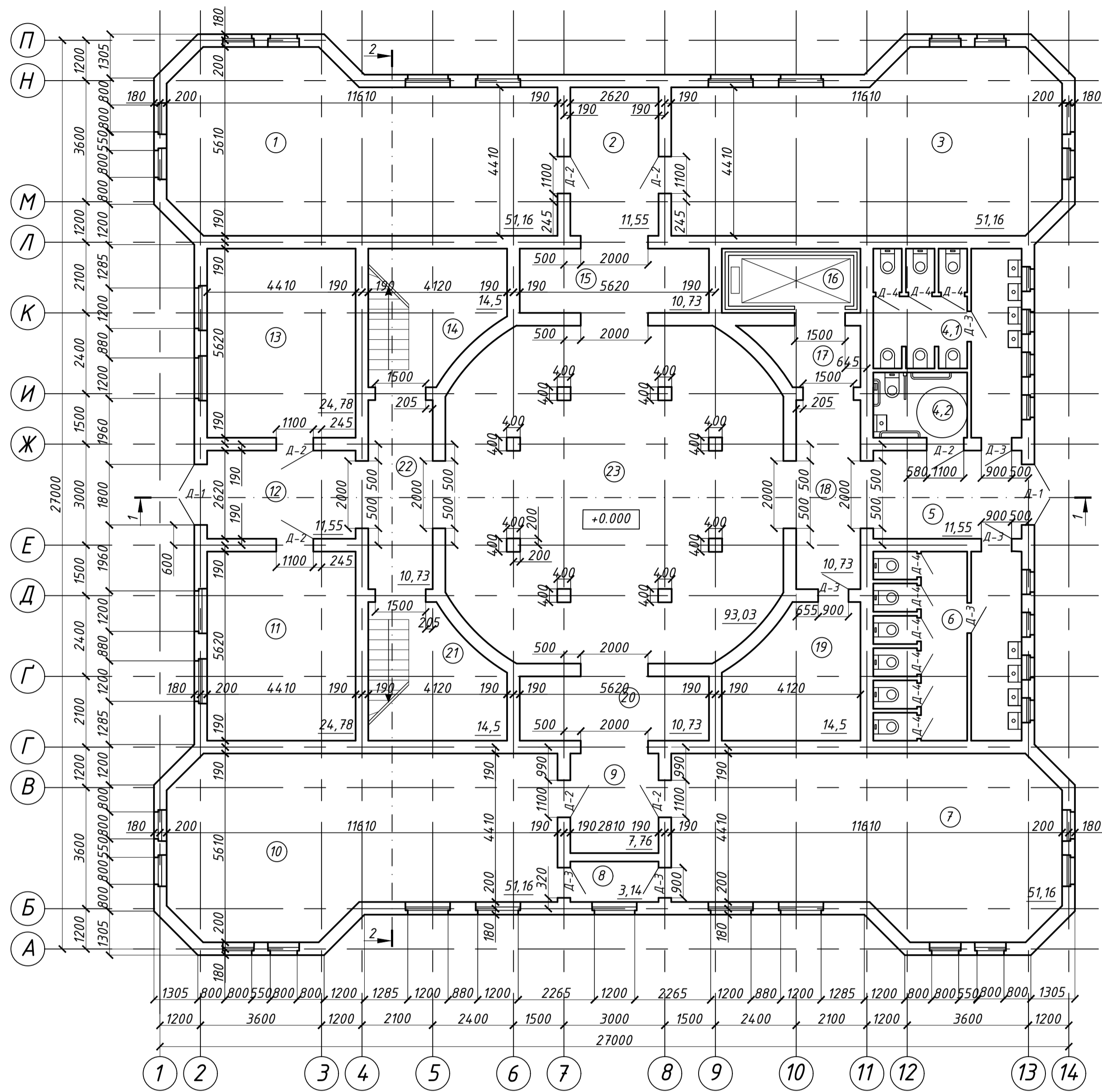
2 Знак + означає наявність діаметра в сортаменті для арматури даного класу.

3 Теоретична маса 1 м довжини арматури класу Вр-1 приймається рівною: при О3 - 0,052 кг; О4 - 0,092 кг; О5 - 0,144 кг.

## Список використаної літератури

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – [Чинний від 2011-01-11]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
2. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1. – [Чинний від 2022-01-09]. – К.: Мінрозвитку України, 2024.
3. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація
4. ДСТУ Б В.2.1-5-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань (ГОСТ 20522-96)
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1
6. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення
7. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва
8. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель
9. ДБН В.2.6-98:2009 — «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»
10. ДБН В.1.2-2:2006 — «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування»
11. ДСТУ Б В.2.6-2:2009 — «Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови»
12. ДБН В.2.6-162:2010 — «Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Правила проектування»
13. ДБН А.3.2-2-2009 — Система стандартів безпеки праці. Охорона праці та промислова безпека в будівництві
14. ДБН А.2.2-3-2014 — Склад та зміст проектної документації на будівництво

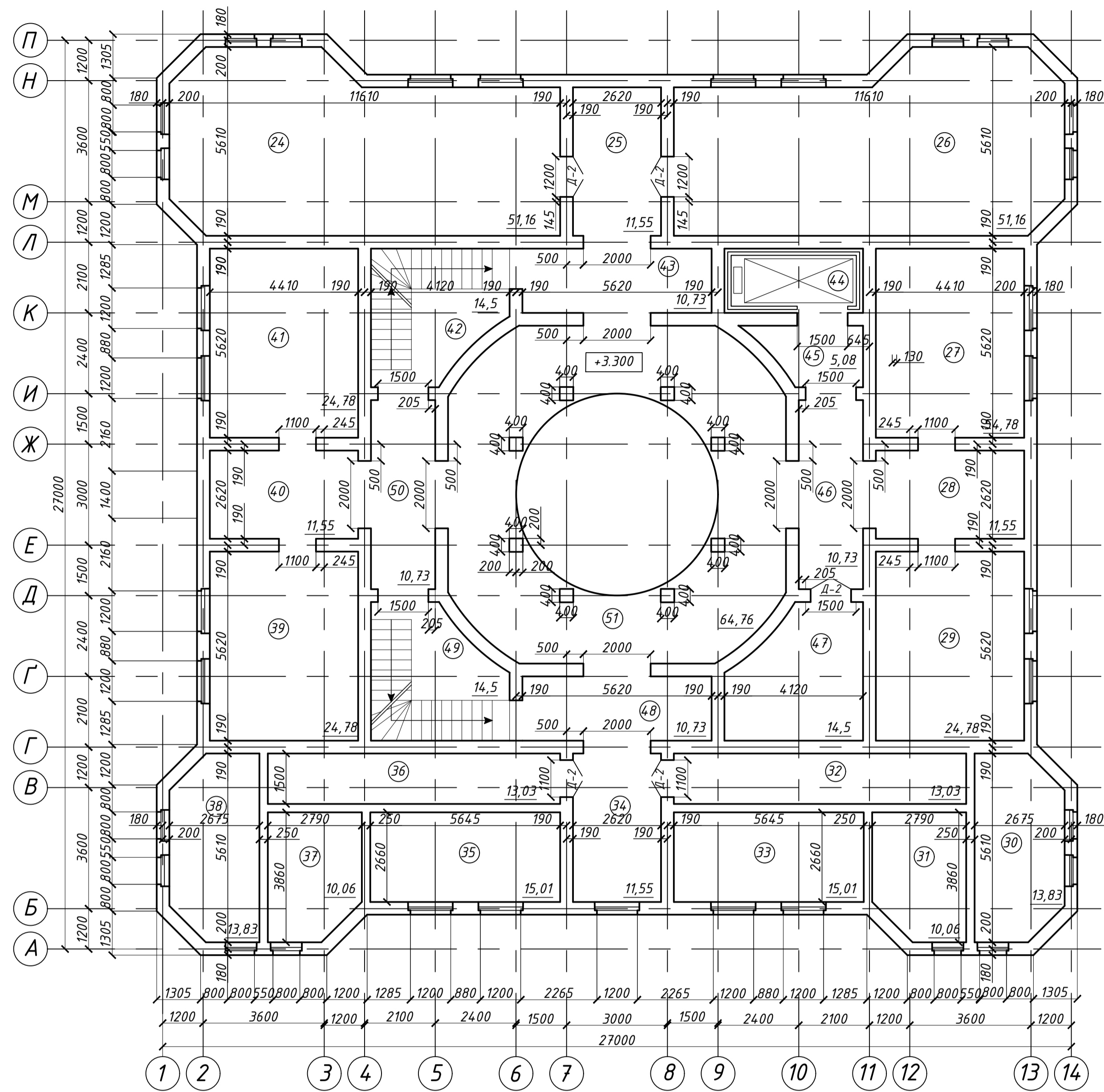
План першого поверху



Експлікація приміщень першого поверху

Номер приміщення	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>
1	Бібліотека	51,16
2	Коридор	11,55
3	Ремісничка майстерня	51,16
4,1	Санвузол	18,79
4,2	Санвузол для МГН	5,41
5	Коридор	11,55
6	Санвузол	24,78
7	Кухня	51,16
8	Коридор	3,14
9	Коридор	7,76
10	Трапезна	51,16
11	Приміщення №11	24,78
12	Коридор	11,55
13	Приміщення №13	24,78
14	Сходовою клітка	14,5
15	Коридор	10,73
16	Ліфтова шахта	7,87
17	Коридор	5,08
18	Коридор	10,73
19	Технічне приміщення	14,5
20	Коридор	10,73
21	Сходовою клітка	14,5
22	Коридор	10,73
23	Зала	93,03

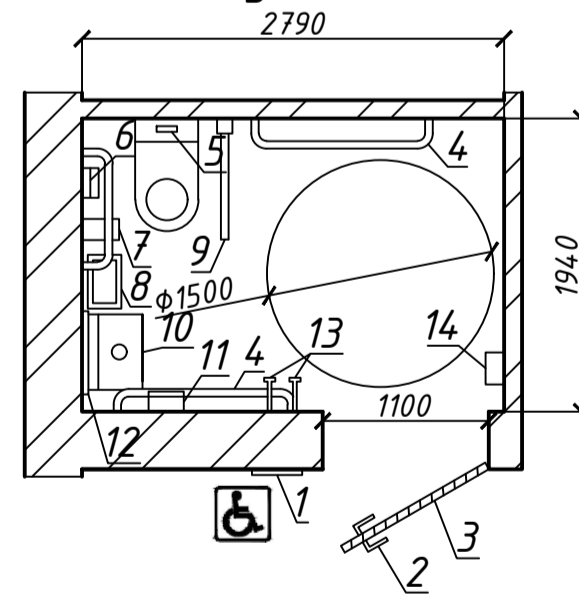
План другого поверху



Експлікація приміщень другого поверху

Номер приміщення	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>
24	Приміщення недільної школи	51,16
25	Коридор	11,55
26	Музейно-виставковий простір	51,16
27	Архів	24,78
28	Коридор	11,55
29	Приміщення №29	24,78
30	Житлова кімната	13,83
31	Житлова кімната	10,06
32	Коридор	13,03
33	Житлова кімната	15,01
34	Коридор	11,55
35	Житлова кімната	15,01
36	Коридор	13,03
37	Житлова кімната	10,06
38	Житлова кімната	13,83
39	Приміщення №39	24,78
40	Коридор	11,55
41	Приміщення №41	24,78
42	Сходовою клітка	14,5
43	Коридор	10,73
44	Ліфтова шахта	7,87
45	Коридор	5,08
46	Коридор	10,73
47	Технічне приміщення	14,5
48	Коридор	10,73
49	Сходовою клітка	14,5
50	Коридор	10,73
51	Зала	64,76

Вузол 1



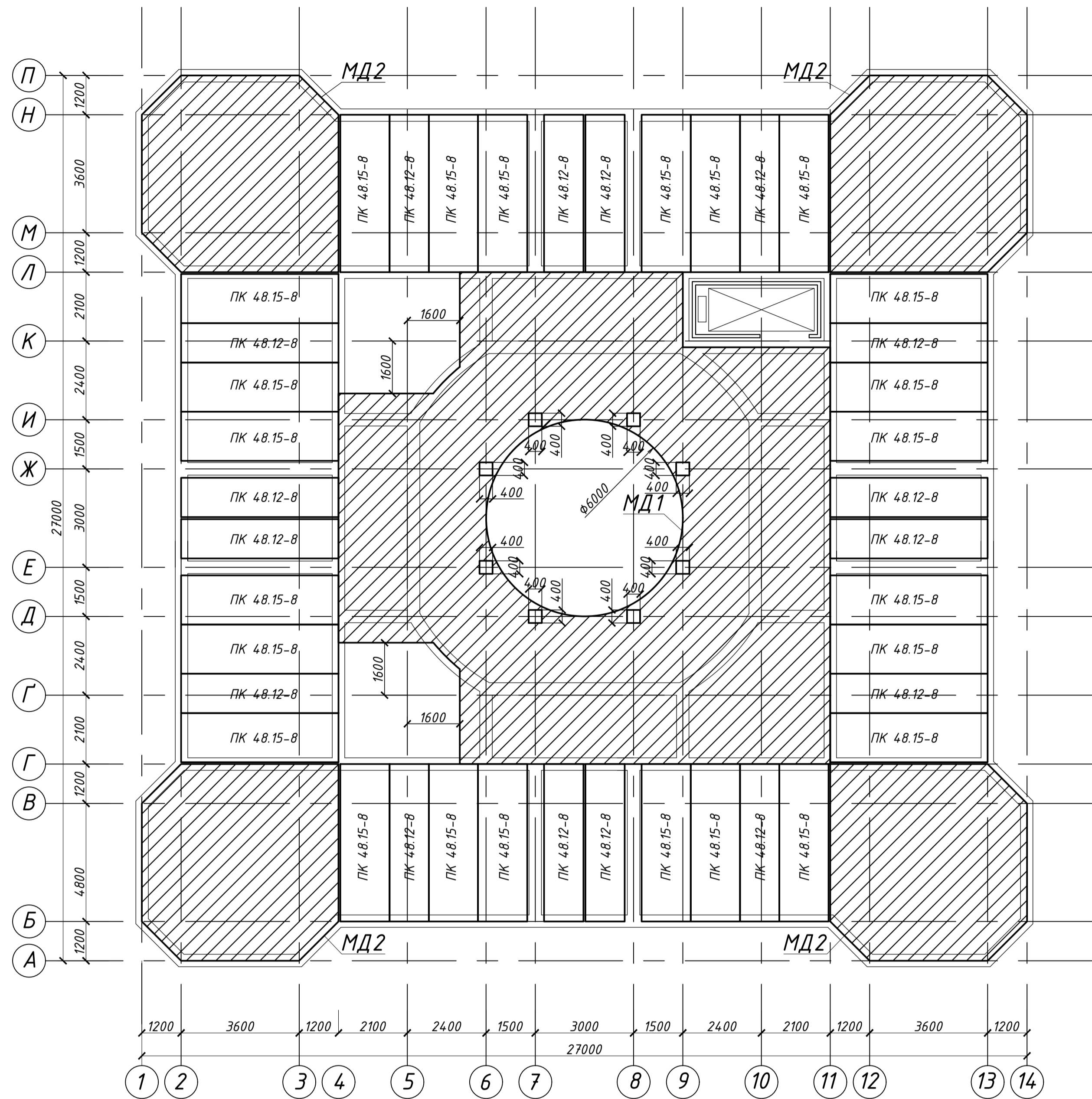
- Інформаційна тактильна табличка із символом доступності
- Ручка важільного типу
- Двері що контрастно виділяються
- Поручні вздовж стін
- Кнопка змиву
- Пристрій для двобічного зв'язку з персоналом
- Тримач для туалетного паперу
- Відкритий контейнер для використаних гігієнічних засобів
- Поручень, що складається
- Раковина умивальника
- Сушарка для рук або диспенсер для паперових рушників
- Дзеркало
- Тримачі, гачки для одягу, речей, милиць, трости
- Пристрій сигналізації про небезпеку

Специфікація елементів заповнення прорізів

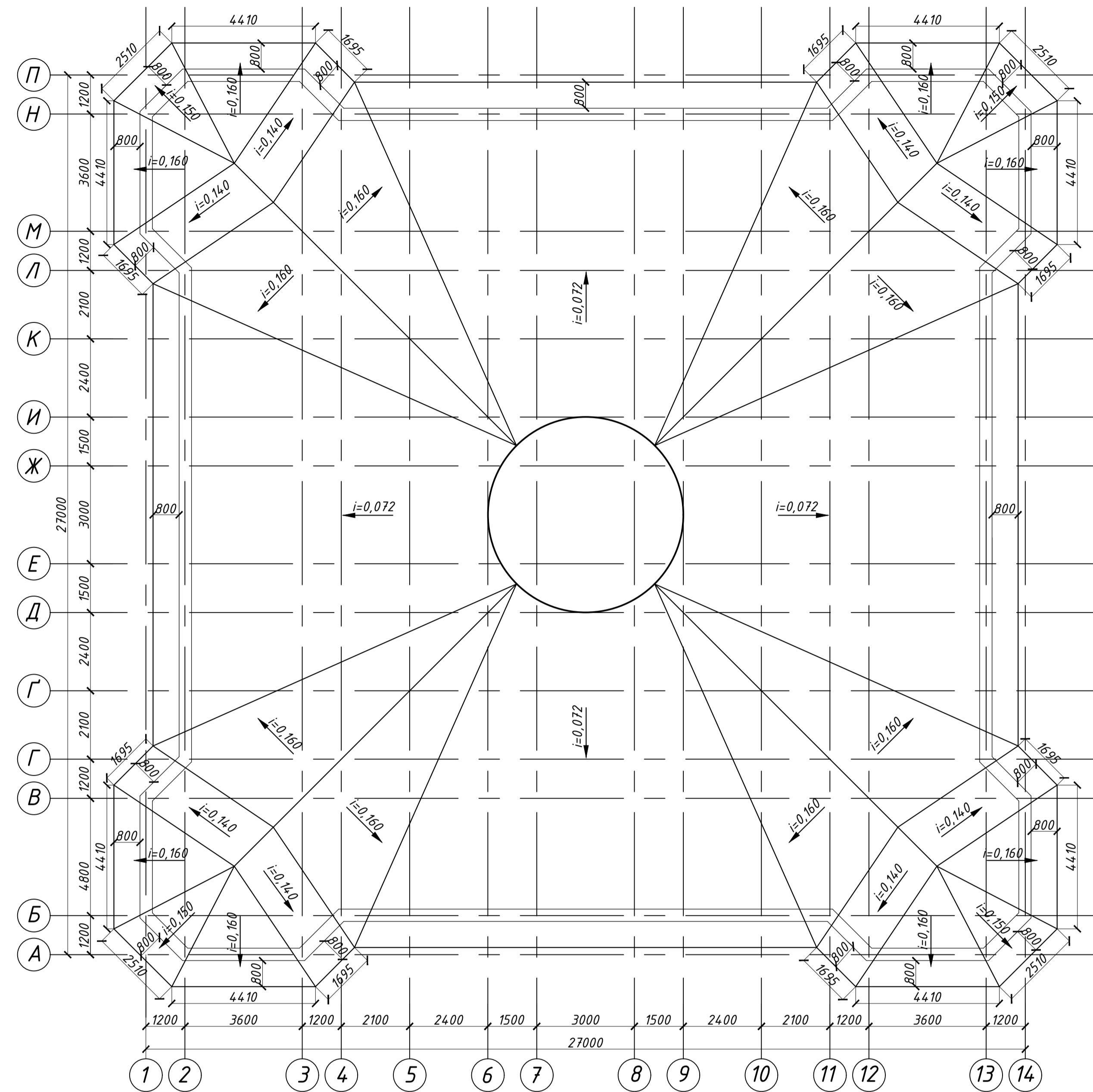
Марка поз.	Позначення	Найменування	Маса од. кг	Примітки
ВК-1	ДСТУ EN 14351-1:2020	Вікно 1200-1400		
ВК-2	ДСТУ EN 14351-1:2020	Вікно 800-1400		
ВК-3	ДСТУ EN 14351-1:2020	Вікно 600-400		
Д-1	ДСТУ EN 14351-1:2020	Двері 1800-2400		
Д-2	ДСТУ EN 14351-1:2020	Двері 1100-2100		
Д-3	ДСТУ EN 14351-1:2020	Двері 900-2100		
Д-4	ДСТУ EN 14351-1:2020	Двері 700-2100		

					<b>401-БП. №9484550. ДП</b>		
					<b>Технічне приміщення храмового комплексу</b>		
					Стадія	Аркуш	Аркушів
					<b>ДП</b>	<b>1</b>	<b>7</b>
					НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БТадЦ		

План перекриття

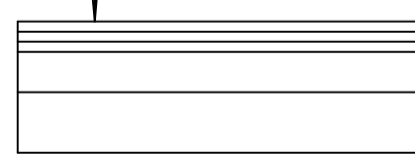


План покрівлі



Склад підлоги першого поверху

- Плитка керамічна 25мм
- Самовирівнююча підлога 25мм
- Пінополістирольні плити 25мм
- Керамзитобетонна стяжка 100мм
- Тепло-звукоізоляційний шар керамзиту 150мм
- Піщана подушка 50мм
- Гідроізоляційна плівка
- Ущільнений ґрунт

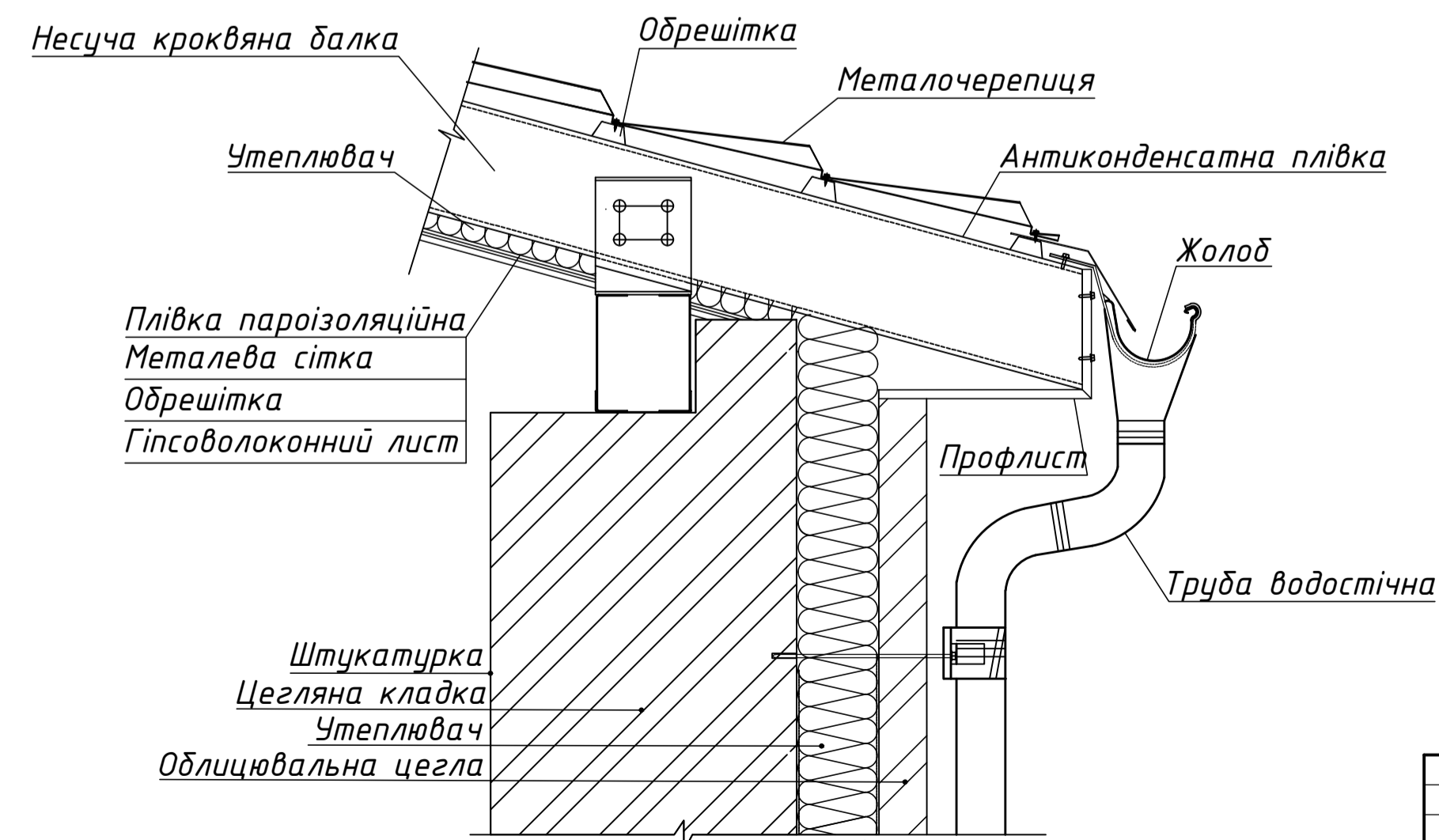


Склад підлоги другого поверху

- Плитка керамічна 25мм
- Самовирівнююча підлога 25мм
- Керамзитобетонна стяжка 55мм
- Плита перекриття 220мм



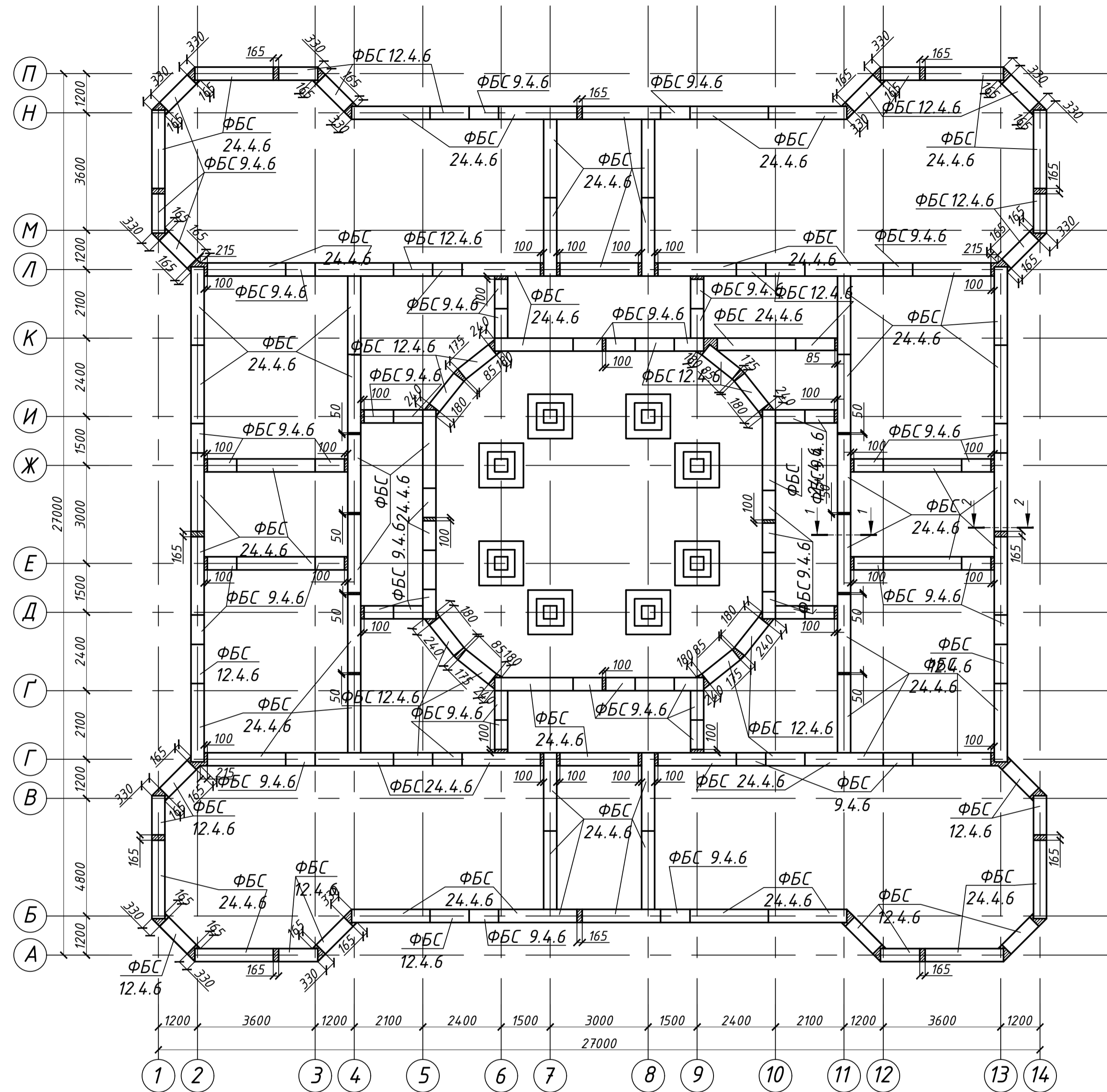
Вузел 3



1. Водостічний жолоб виконаний по всьому периметру даху.
2. Утримувачі жолоба кріпляться до кроквяних балок або кроквяних карнизних елементів.
3. Крок кріплення тримачів ринви 500-600мм.
4. Кріплення тримачів ринви здійснюється самовердливими болтами 4.8x 20мм для металевих балок та 4.8x 35мм для дерев'яних балок.
5. Водозливна труба кріпиться до конструкції стіни за допомогою утримувачів труби, які встановлюються з кроком 1.5-2м.

					401-БП. №9484550. ДП				
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата	Технічне приміщення храмового комплексу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Виконав	Щур-Думиш О.І.						ДП	2	7
Перевірив	Галінська Т.А.								
Керівник	Галінська Т.А.								
Н. контроль Звезди А.Ю. Зав. каф. Сенко О.В.						План покриття, план покрівлі	НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БтАЦ		

План фундаментів

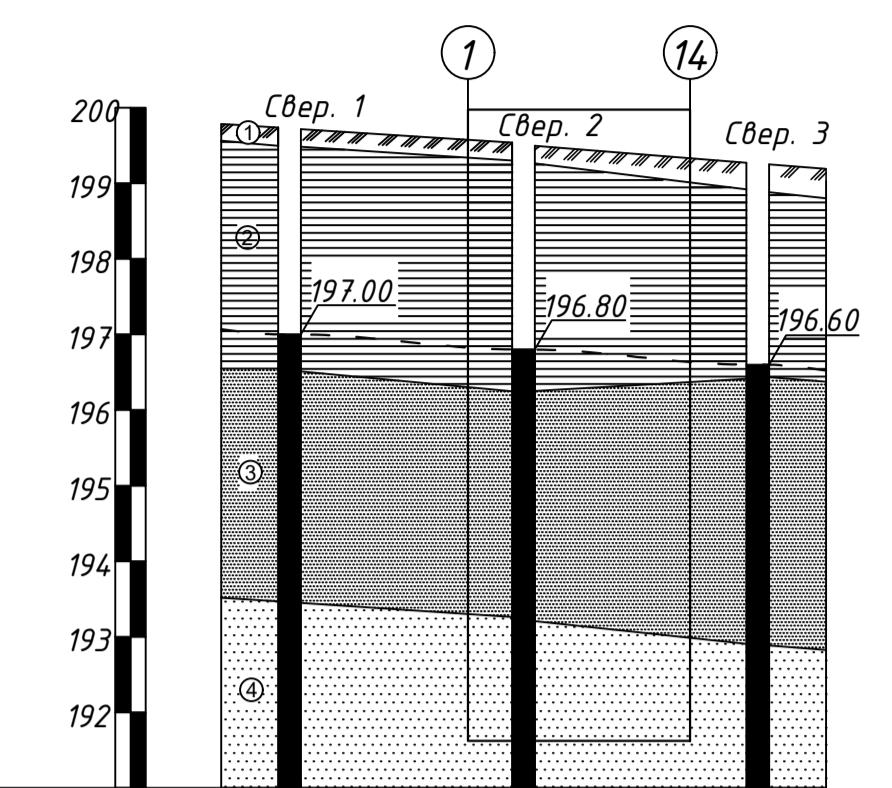


Умовні позначення

- Ґрунтово-рослинний шар
- Супісок пластичний
- Пісок пилуватий
- Пісок середньої крупності

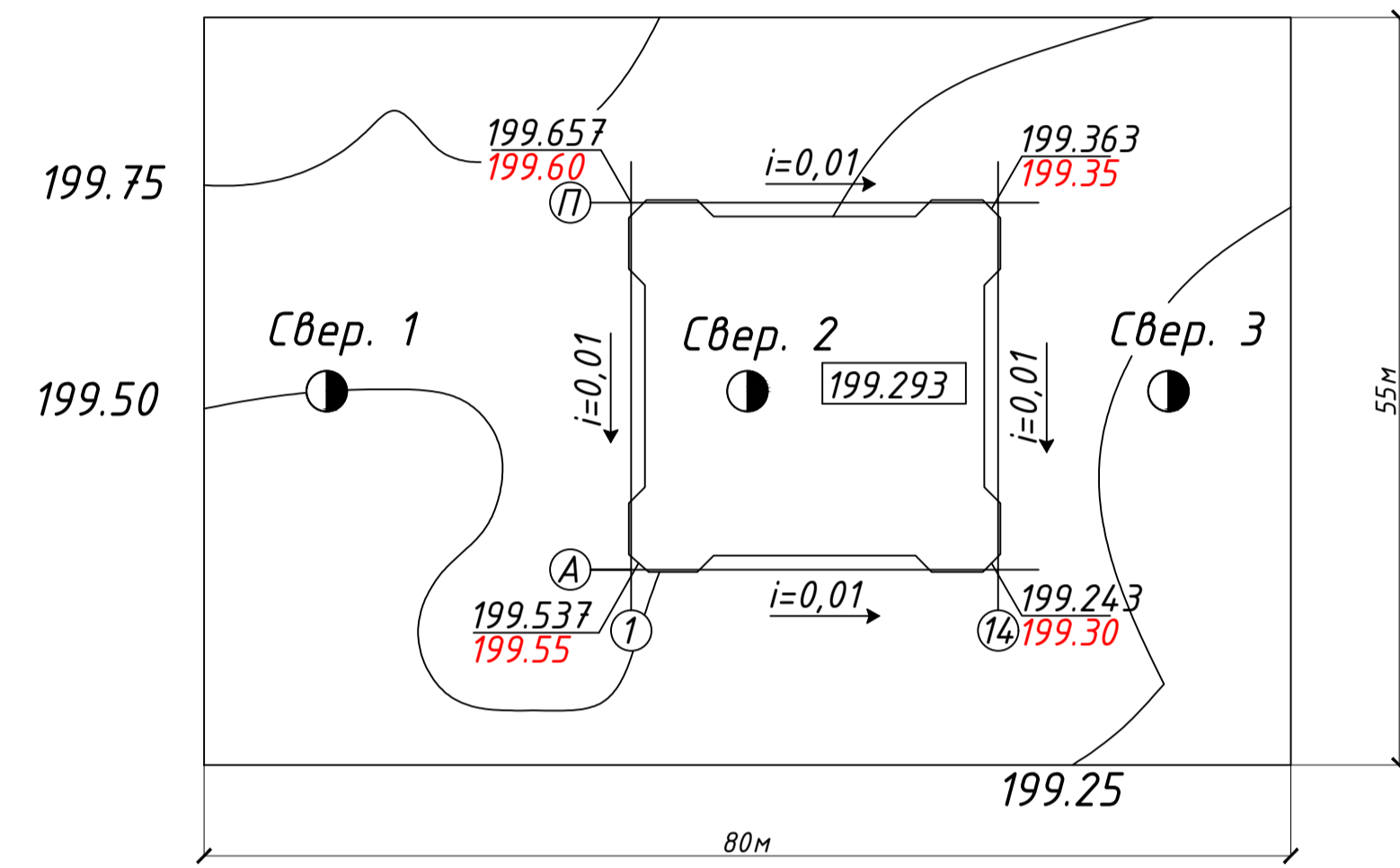
Інженерно-геологічний розріз

Мгор 1:1000  
Мвер 1:100



Номер виробки	1	2	3
Відстань, (м)	31	31	
Абсолютна позначка устя свердловин	199,7	199,5	199,3

Схема розташування технічних виробок на ділянці  
М 1:1000



Специфікація до схеми розміщення елементів фундаменту

Марка	Позначення	Найменування	К-ть	Маса, од, кг	Примітка
		Збірні з/б елементи			
1	ДСТУ Б В.2.6-108	ФБС 24.4.6	252		
2	ДСТУ Б В.2.6-108	ФБС 12.4.6	120		
3	ДСТУ Б В.2.6-108	ФБС 9.4.6	84		
МД		Ділянка монолітна бетоном В20		7,5	м <sup>3</sup>
ФМ		Фундамент монолітний		62,9	м <sup>3</sup>

Фундаменти на природній основі

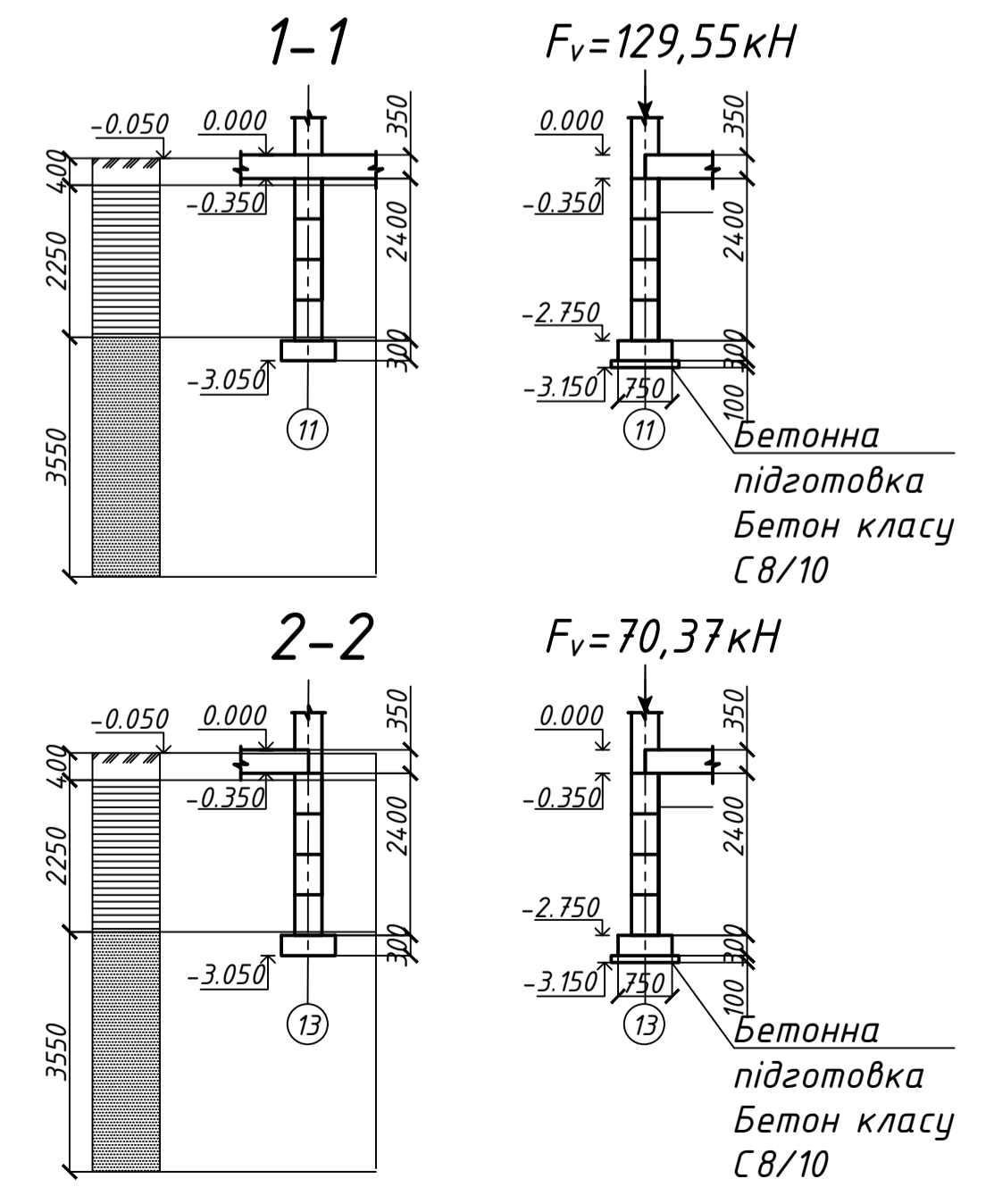
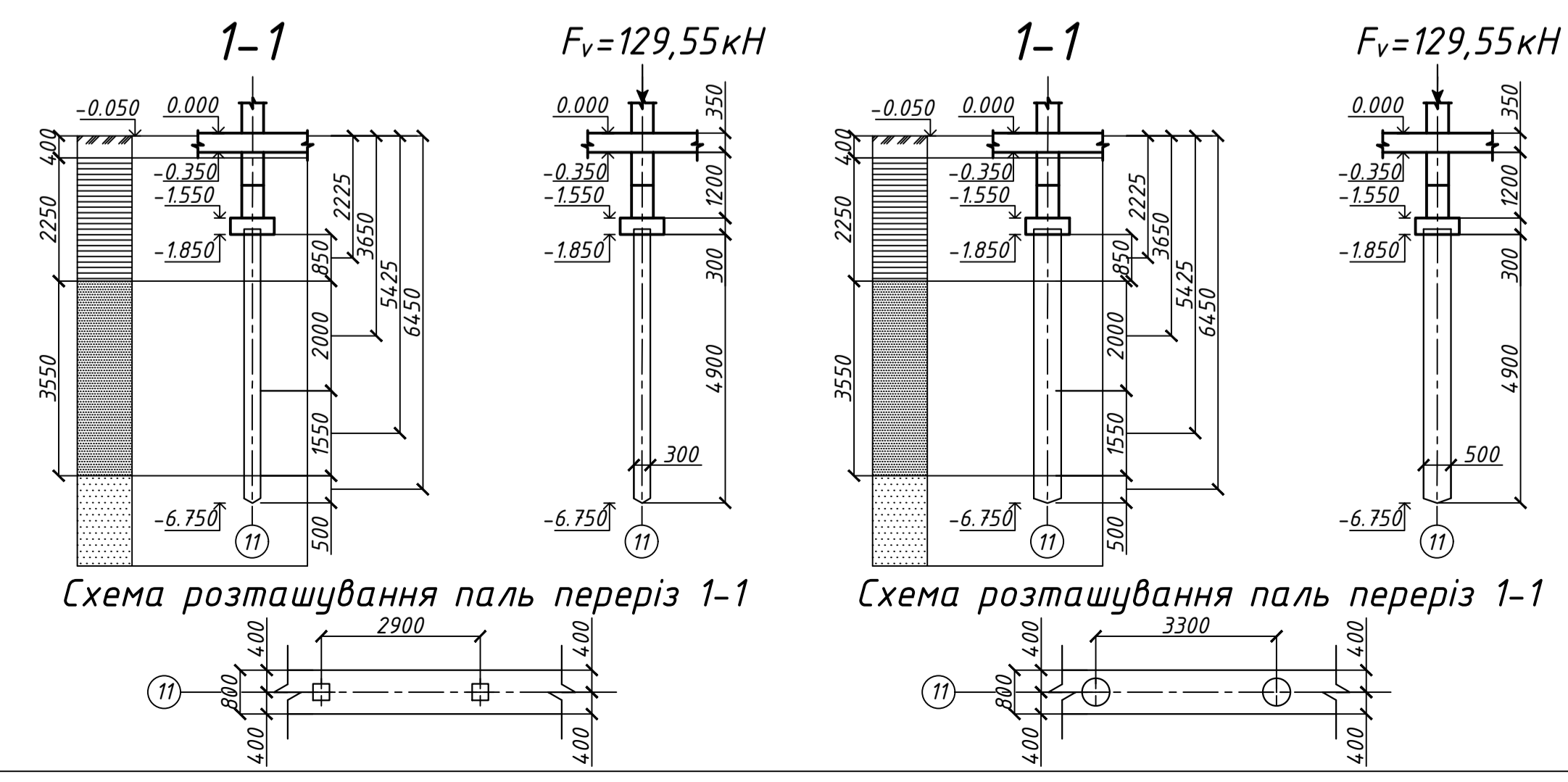
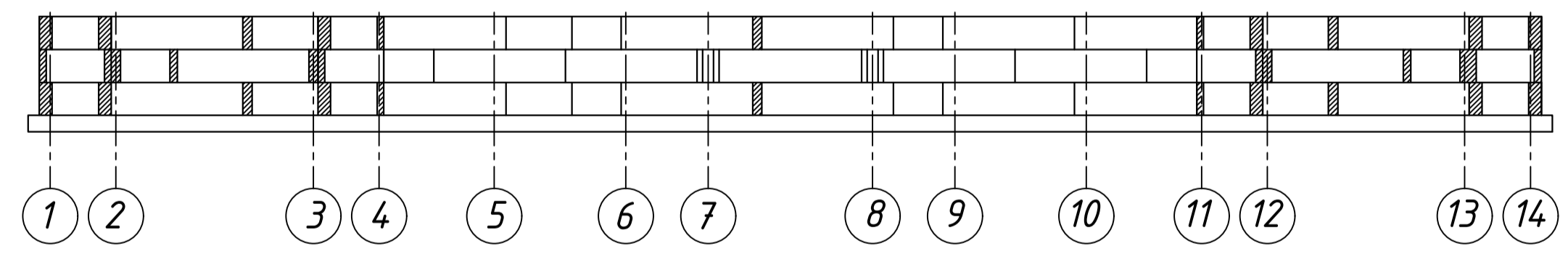


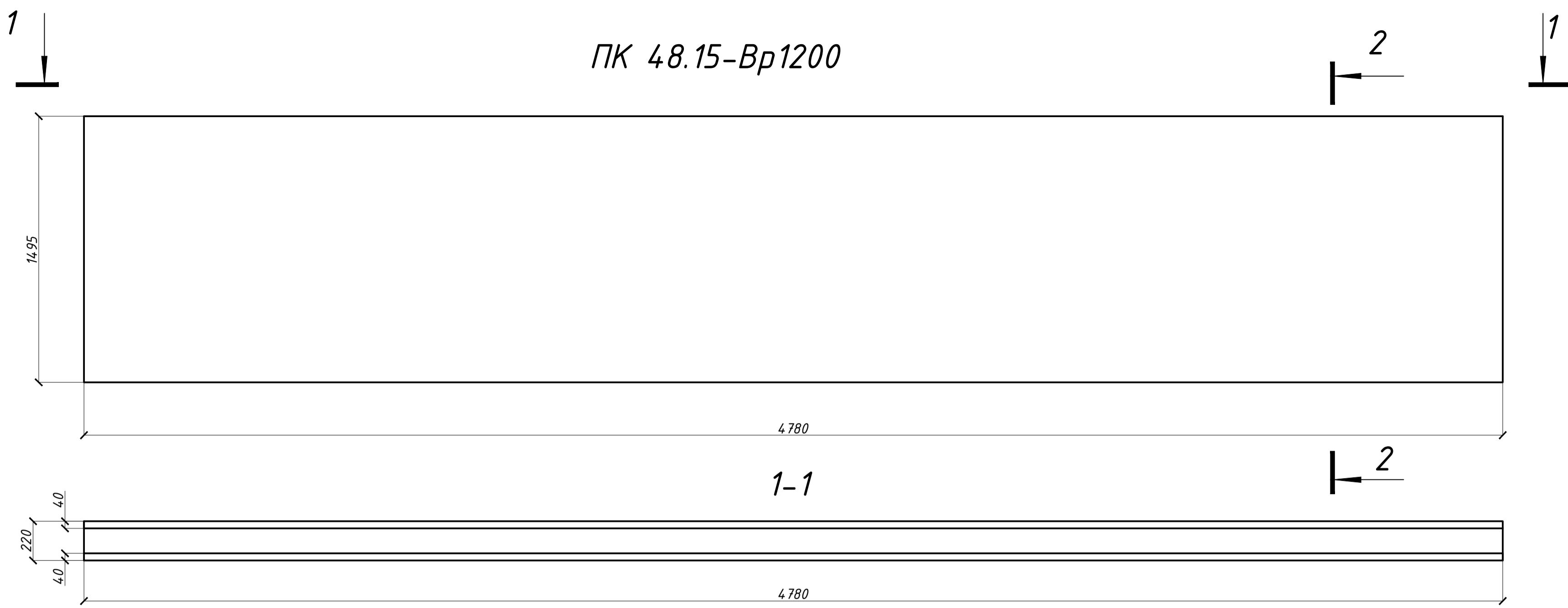
Схема розташування фундаментних блоків в осях 1-14



- За результатами порівняння варіантів як основний прийнятий фундамент на забивних призматичних палях
- За відносну відмітку 0.000 прийнято рівень поверхні землі
- Природною основою фундаментів є інженерно-геологічний елемент №3,4 - пісок пилуватий та пусок середньої крупності відповідно
- Розрахунковий опір під подошвою фундаменту 1-1 -  $R=266,608$ кПа, 2-2 -  $R=259,812$ кПа
- Середній тиск під подошвою фундаменту 1-1 -  $p=192,984$ Па, 2-2 -  $p=183,28$ кПа
- Ростверк влаштовують із бетону класу С16/20
- При виконанні робіт у зимовий період клас бетону збільшити до С 20/25
- Горизонтальна гідроізоляція виконана із 2-ох шарів гідроізолу на бітумній мастиці

					401-БП. №9484550. ДП				
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Технічне приміщення храмового комплексу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Виконав	Щур-Думич О.І.						ДП	3	7
Перевірив	Галиська Т.А.								
Керівник	Галиська Т.А.								
Н. контроль Зигун А.Ю. Зав. каф. Сенко О.В.							План фундаментів		НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БТМЦІ

ПК 48.15-Вр1200



2-2

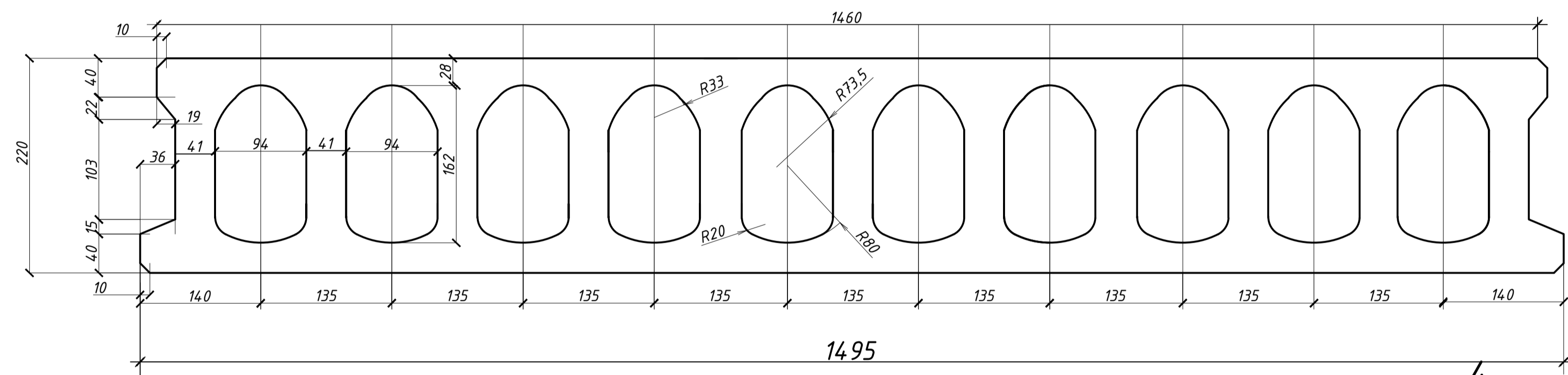
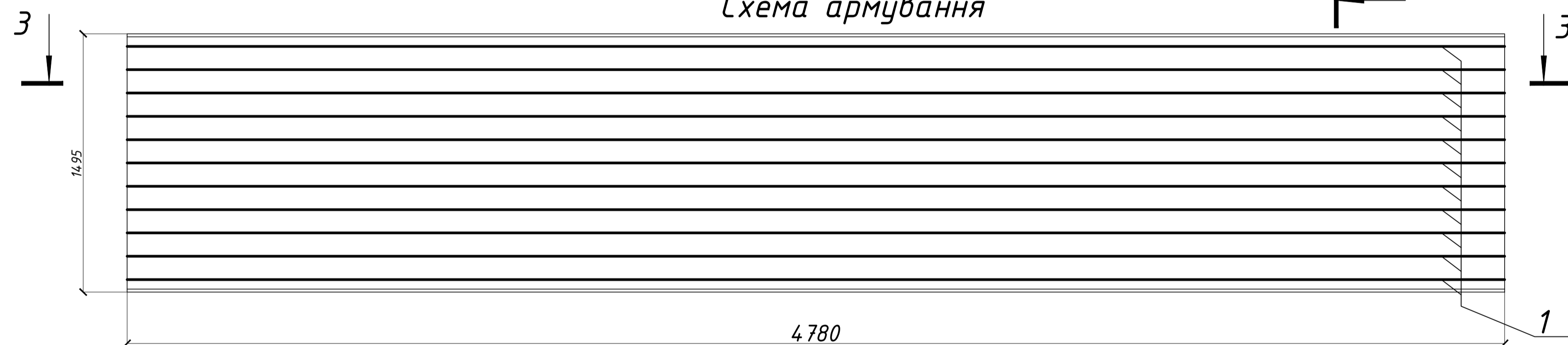
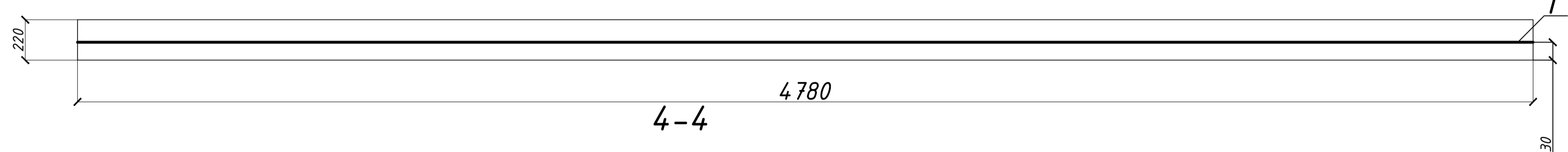


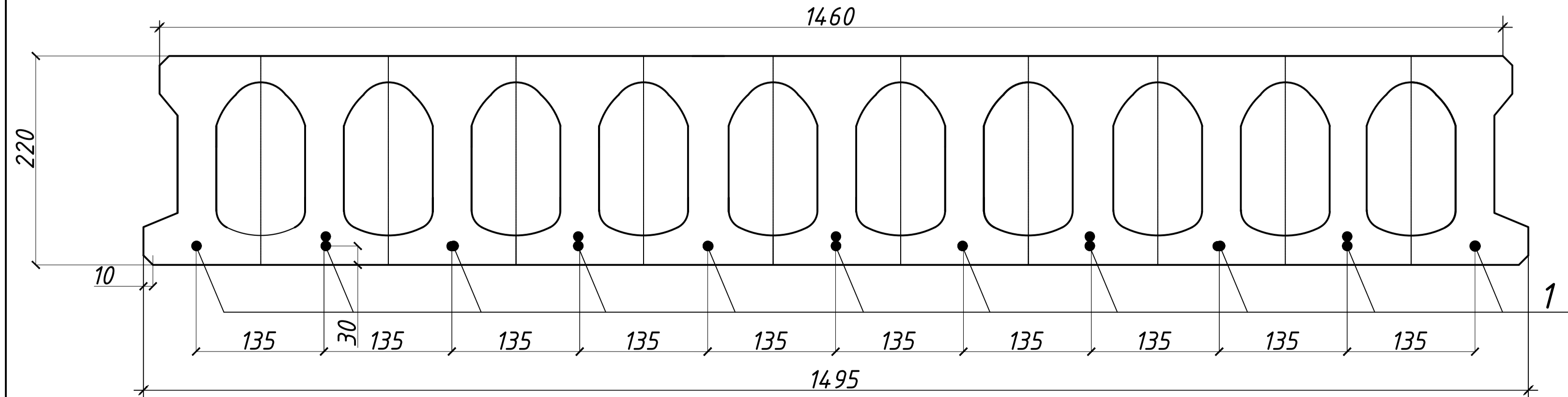
Схема армування



3-3



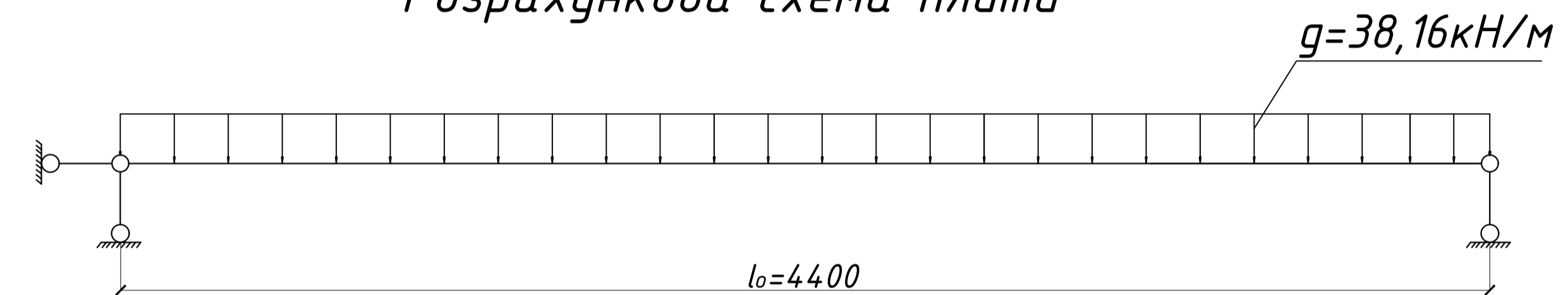
4-4



Специфікація

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість	Маса	Примітка
		Складальні одиниці			
1	ПК 48.15-Вр1200	Ф6Вр1200 L=4780мм	20	1,06кг	21,22кг
		Матеріали			
		Бетон класу С20/25		1,584	м <sup>3</sup>
		Арматура		21,22	кг

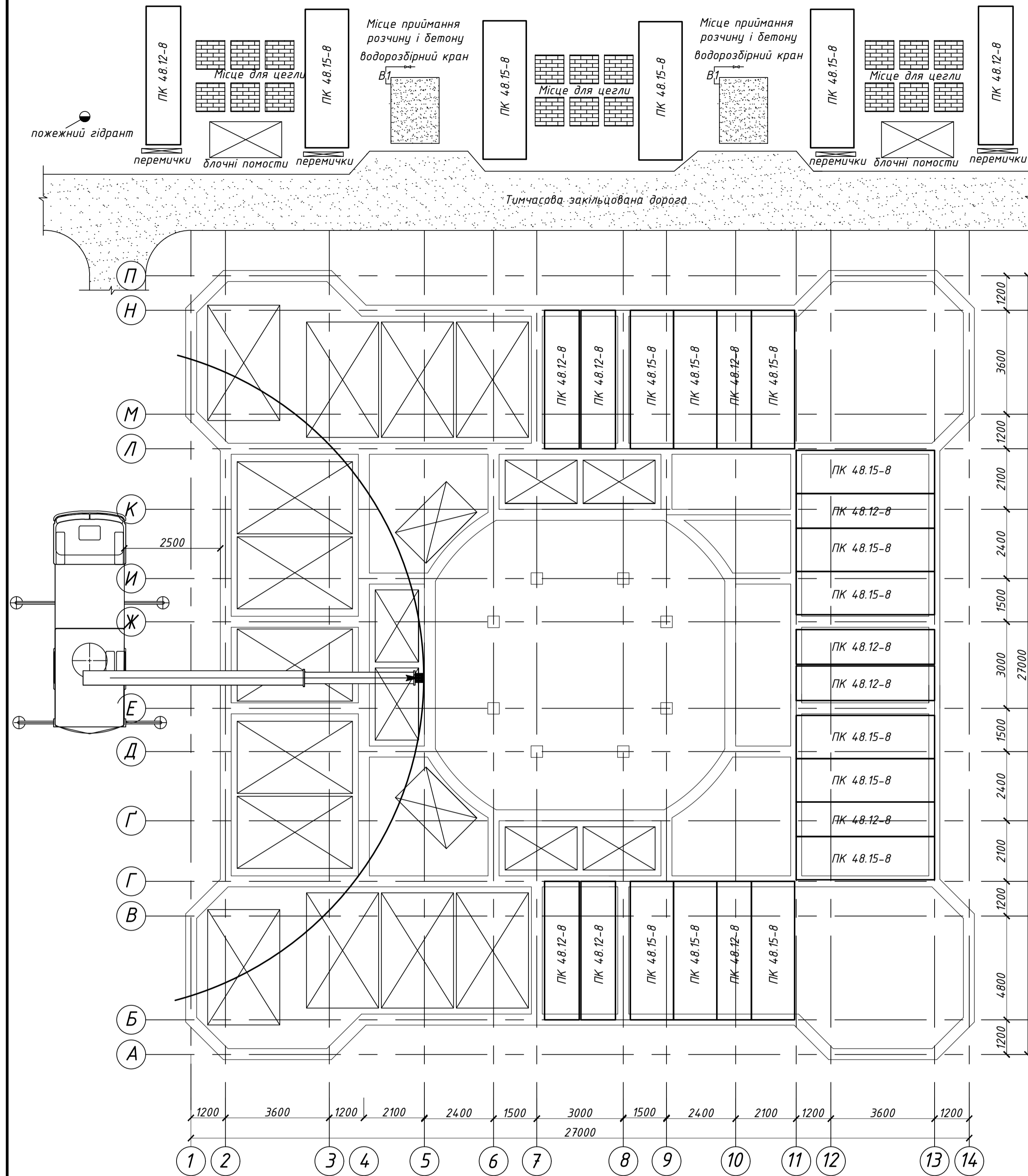
Розрахункова схема плити



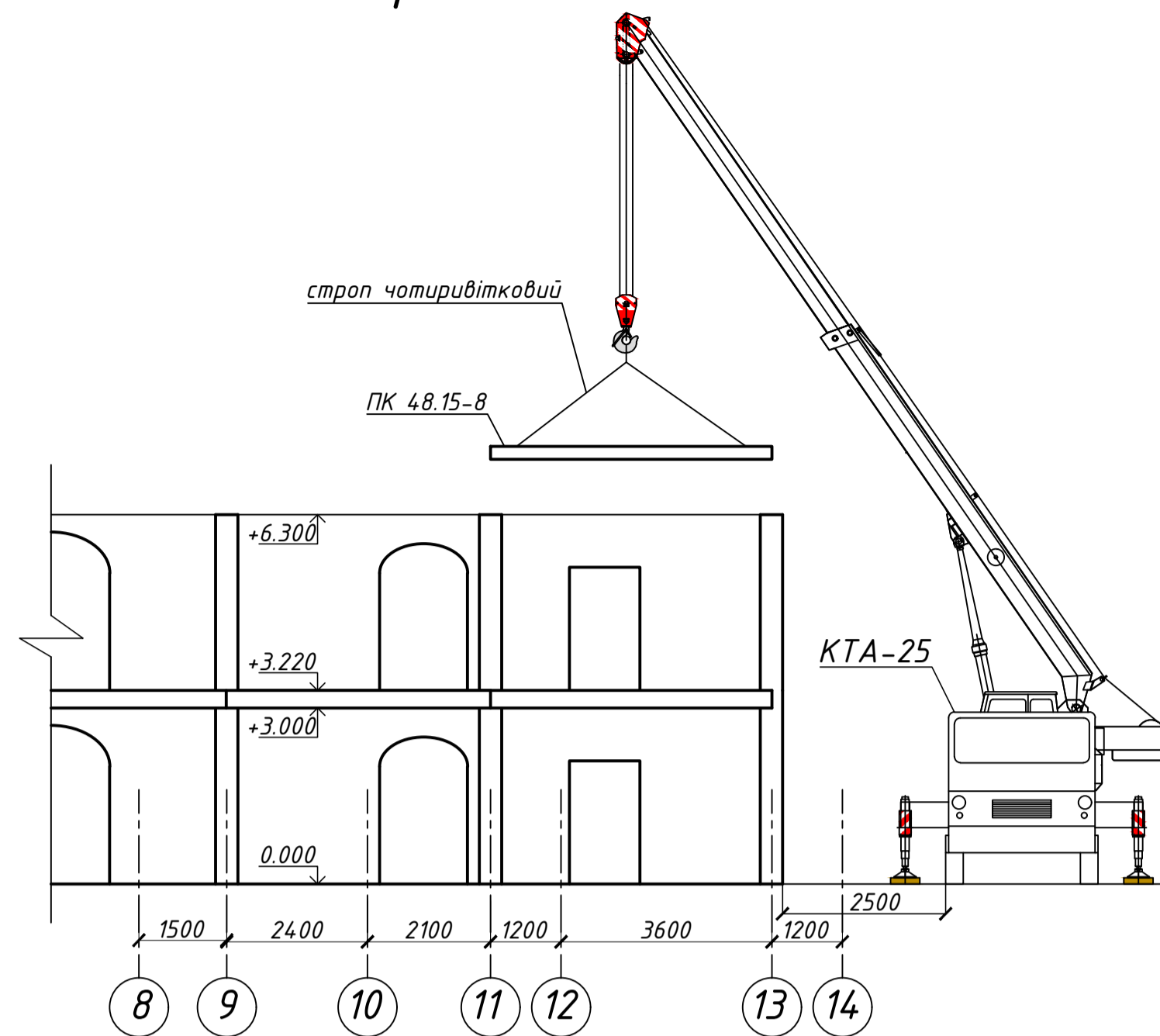
1. Метод натягування арматури - механічний на упори
2. Передаточна міцність бетону  $f_{cp} = 12,5$  МПа;
3. Значення напружень в напруженій арматурі, яке контролюється по закінченню напруження  $\sigma_{con1} = 1004$  МПа
4. Зусилля натягу, що контролюється  $N_{con} = \sigma_{con1} \cdot A_p = 568,264$  кН
5. Клас попередньо-напруженої арматури Вр1200

						401-БП. №9484550. ДП			
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Технічне приміщення храмового комплексу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Виконав	Щур-Думич О.І.						ДП	4	7
Перевірив	Галиська Т.А.								
Керівник	Галиська Т.А.								
Н. контроль Зигун А.Ю. Зав. каф. Сенко О.В.						Схема ПК 48.15-Вр-1200, схема армування	НУП ім. Юрія Кондратюка Кафедра БтаШ		

# Технологічна схема зведення другого поверху будинку



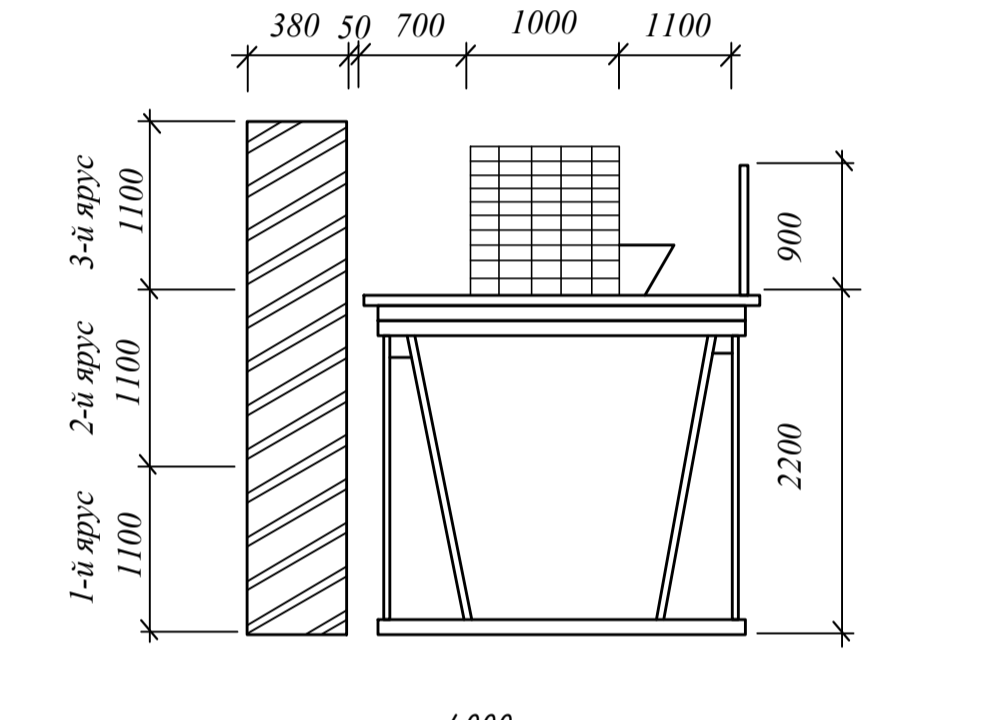
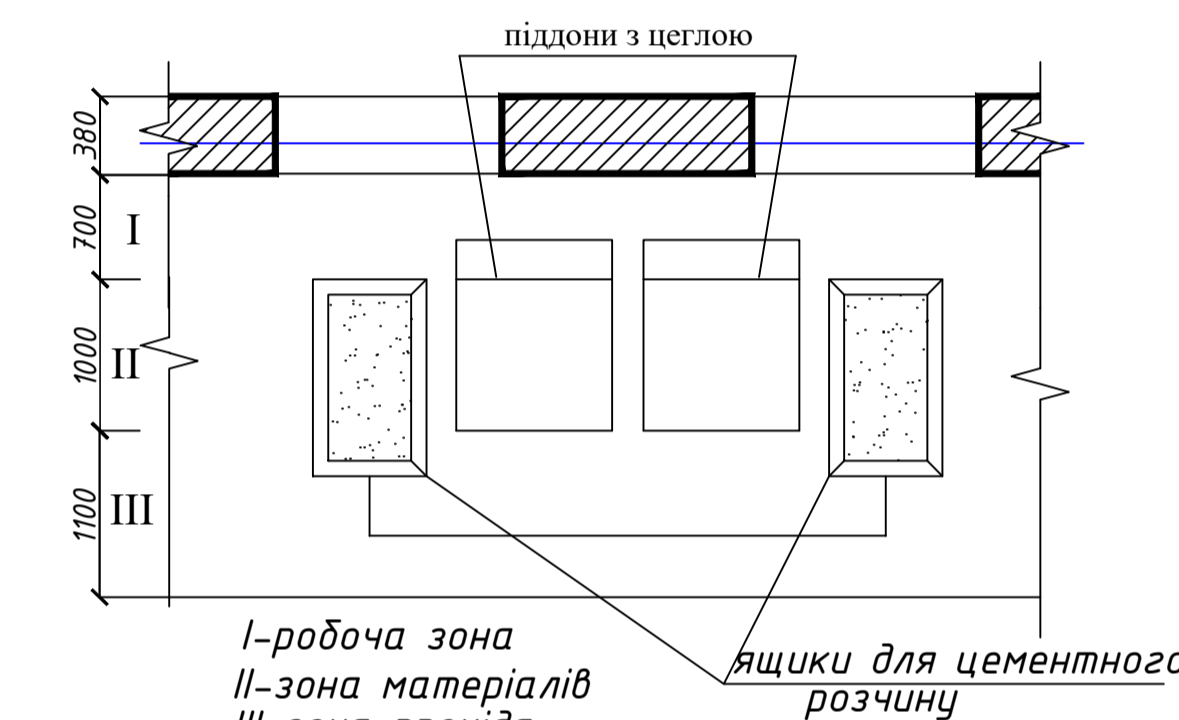
# Розріз 1-1



# Графік виконання робіт

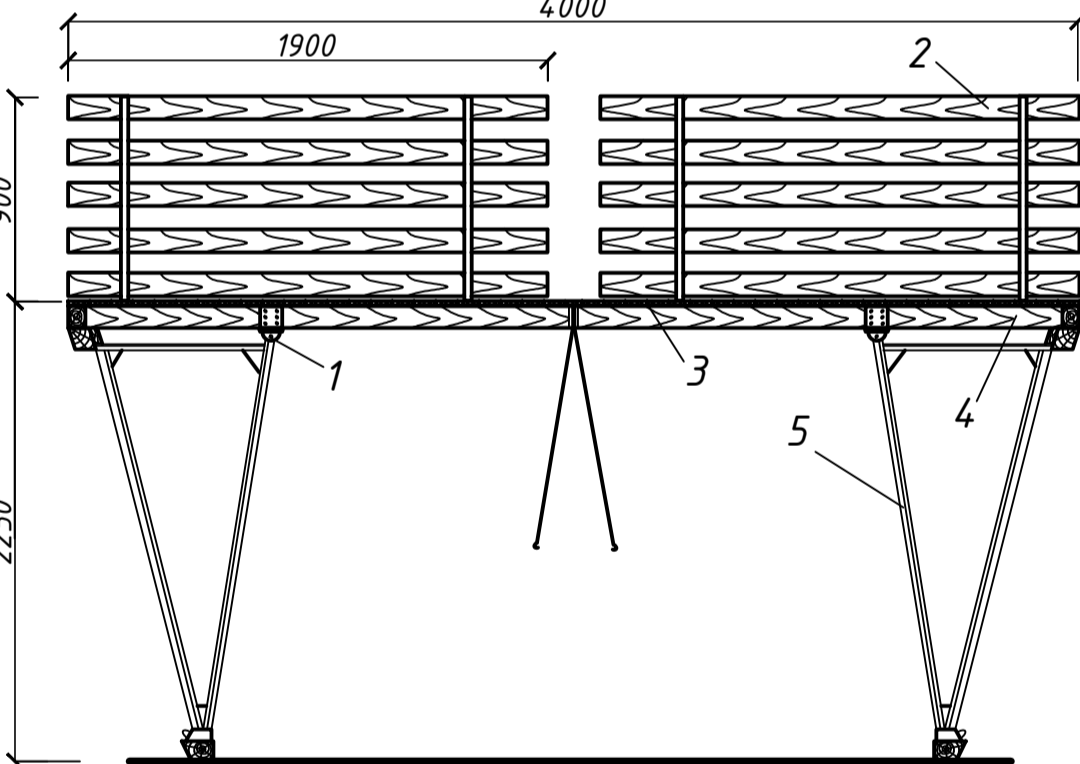
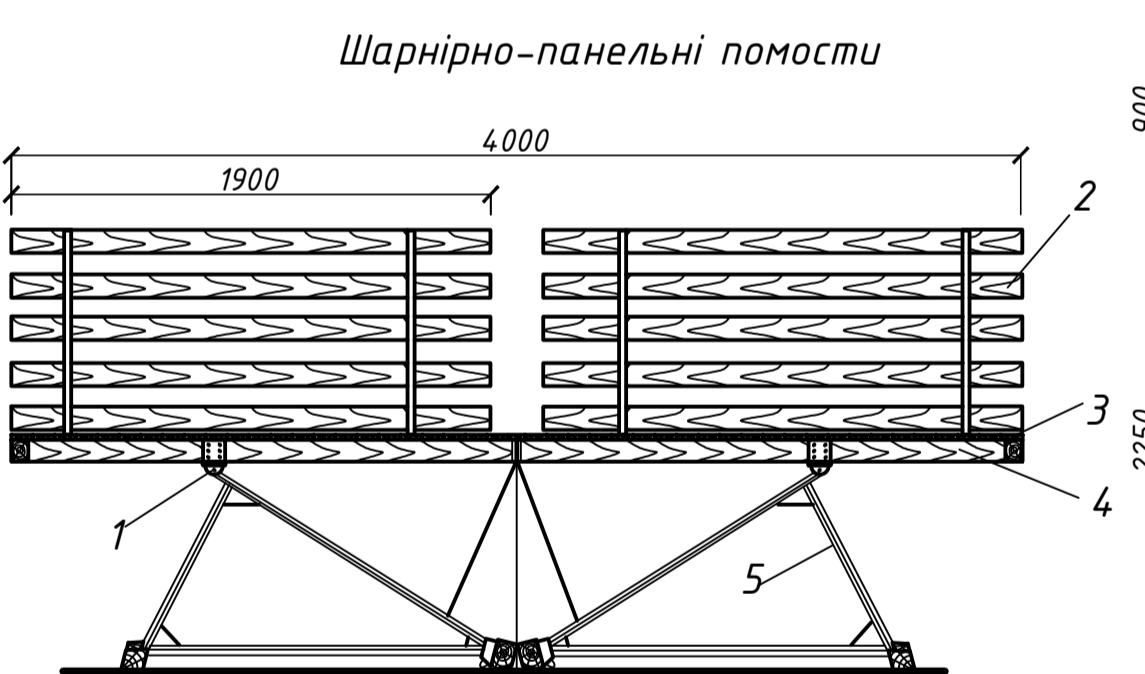
Назва процесу	Об'єм роботи	Затрати праці, люд.-зм.на.		Прийнятний склад ланки та бригади	Тривалість робіт, змін	Робочі дні																	
		робітників				машиніста		Робочі зміни															
		1	2			3	4	5	6	1	2	3	4	5	6								
Подача цегли та розчину на робочі місця мулярів	1000 шт м <sup>3</sup> 134,32 86,1	19,9	10,0	такелажники 2р. - 2 чол.	8																		
Цегляна кладка зовнішніх та внутрішніх стін встановлення брускових перемичок	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> шт.	120,39 224,024 38	189,4	1,0	мулярі 3р. - 6 чол. 4р. - 6 чол.	8	1	1			1	1											
Встановлення та перестановка блочних помостів	10м <sup>2</sup>	34,45	14,48	2,7	теслері 2р. - 1 чол. 4р. - 1 чол.	3																	
Установлення залізобетонних елементів (плит покриття)	шт	40	3,25	1,25	монтажники 4р. - 1 чол. 2р. - 1 чол. 3р. - 1 чол.	2																	
Заливання швів плит перекриття	100м	2,496	4,68		монтажники 3р. - 1 чол. 4р. - 1 чол.	2																	
Приймання розчину	100м <sup>3</sup>	1,25	2,81		бетон-вальники 2р. - 1 чол.	3																	

# Робоче місце мулярів



# Техніка безпеки

1. На ділянці де ведуться монтажні роботи не допускається виконання інших робіт і перебудовання сторонніх осей;
2. Не допускається перебудовання людей на елементах конструкції під час їхнього підйому;
3. Забороняється під час технологічних зупинок залишати піднятий вантаж на висоті;
4. Очищення монтажних елементів конструкції від сміття потрібно проводити до їхнього підйому;
5. При кладці стін з внутрішніх помостів по всьому периметру будівлі влаштовують зовнішні захисні козирки;
6. Перший ряд козирків влаштовують на висоті 6 м від рівня землі, другий на висоті 6...7 м над першим;
7. По ходу зведення кладки козирки переставляються через кожні 6...7 м;
8. Захисні козирки повинні мати ухил 20 градусів в сторону стіни і ширину настилу не менше 1,5 м;
9. Рівень кладки після кожної перестановки помостів повинен бути не менше 0,7 м над поверхнею помосту.

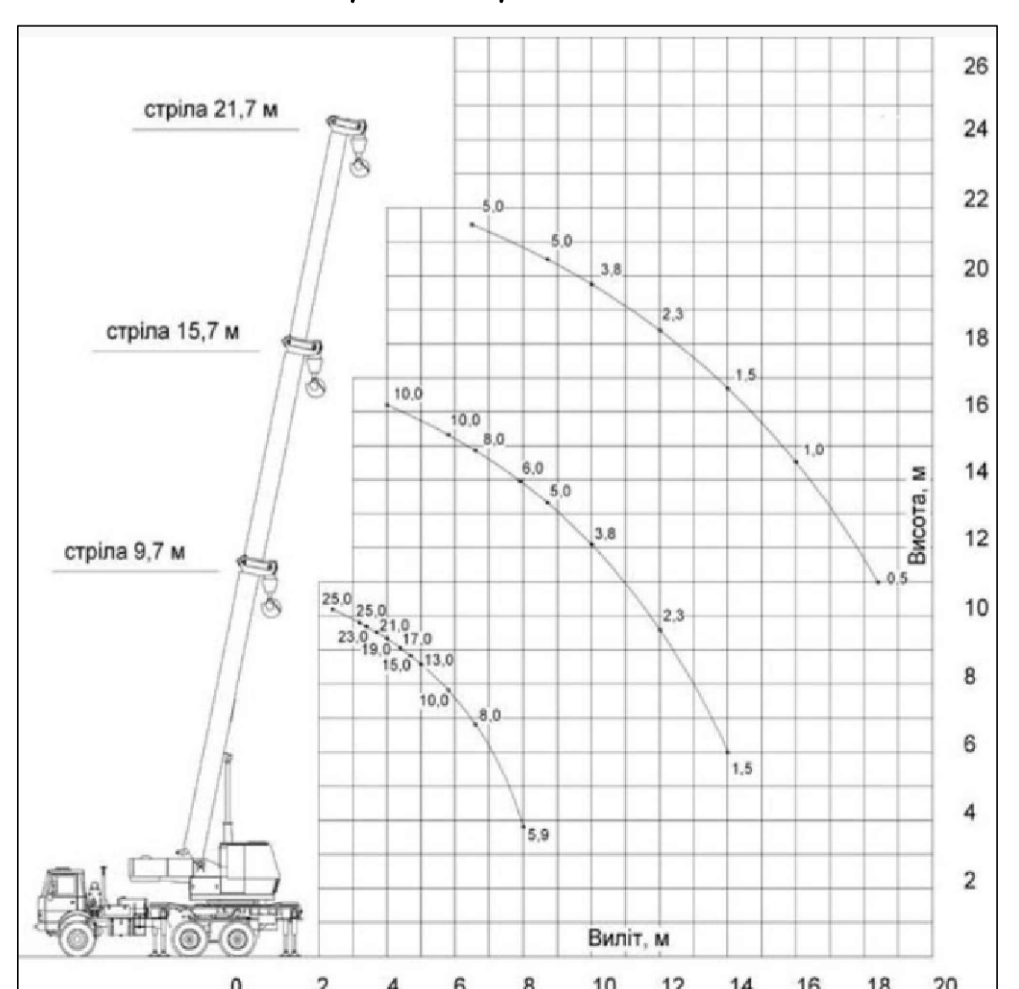


- 1 - шарнір; 2 - огорожа; 3 - робочий настил; 4 - прогон настила; 5 - опорні стійки із кутка.

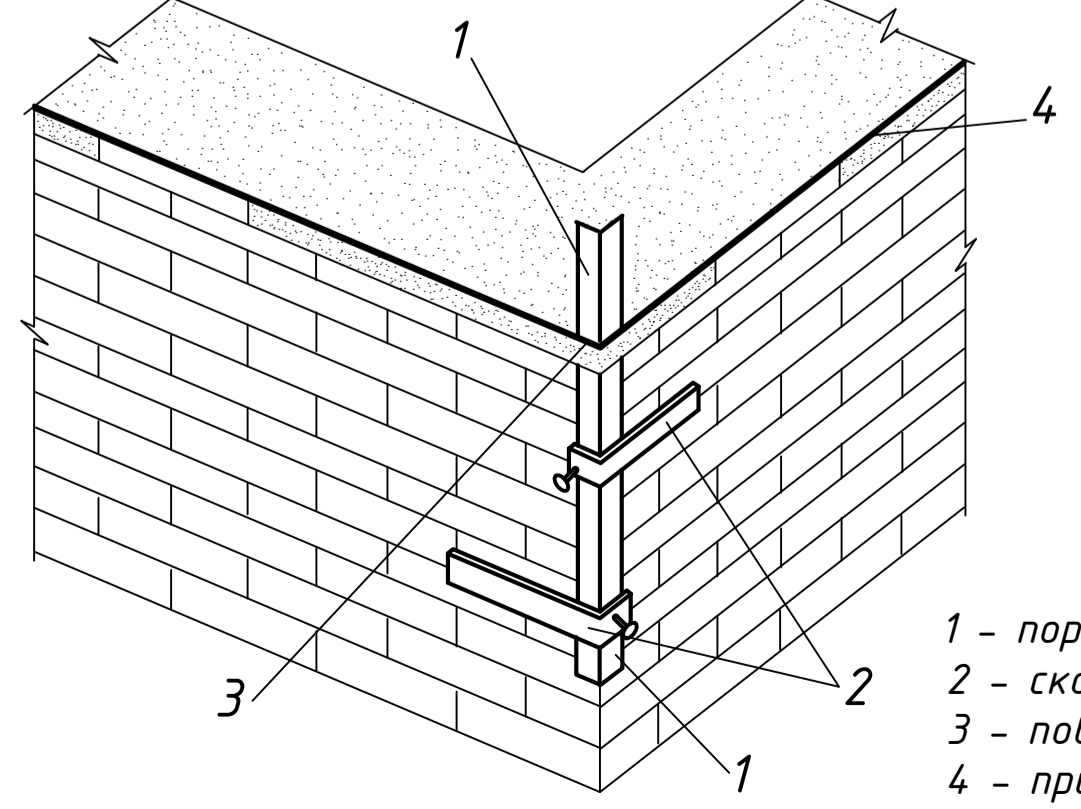
# Техніко-економічні показники

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Кіл-ть
1	Нормативні затрати праці на весь обсяг робіт	люд.-зм.	234,52
2	Нормативні затрати машинного часу	маш.-зм.	14,95
3	Заробітна плата робітників	грн-коп	кошторис
4	Заробітна плата машиністів	грн-коп	кошторис
5	Тривалість робіт	змін	12
6	Виробіток одного робітника за зміну	м <sup>3</sup>	3,59
7	Затрати на механізацію	грн-коп	109992,82
8	Сума затрат на заробітну плату та механізацію	грн-коп	кошторис

# Технічні характеристики КТА-25

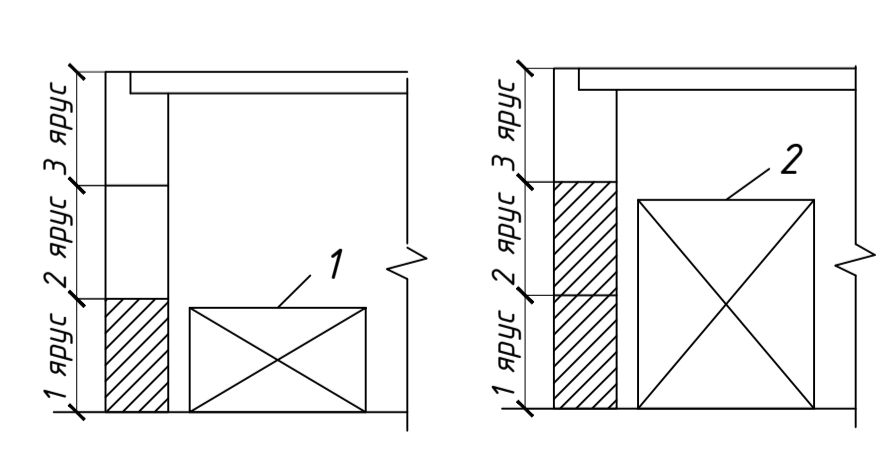


# Установка порядовки



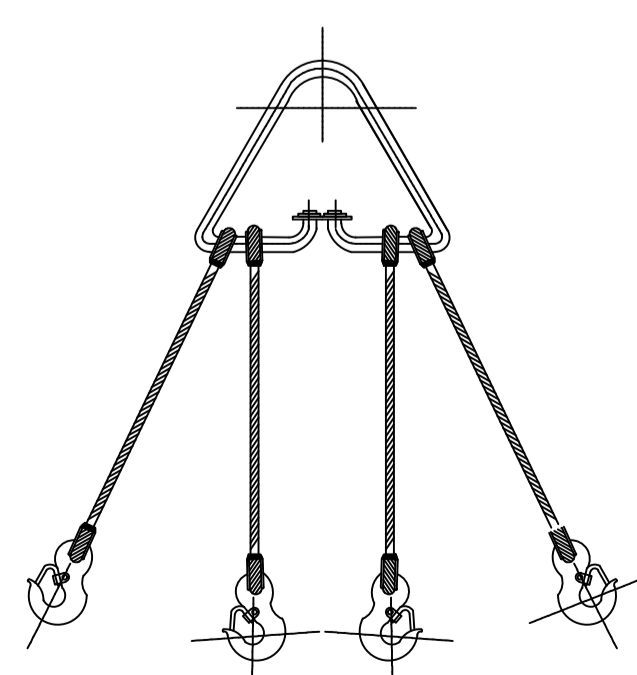
- 1 - порядовка.
- 2 - скоби для кріплення порядовки.
- 3 - повзуюк для кріплення причалки.
- 4 - причалка.

# Членування стін типового поверху на яруси



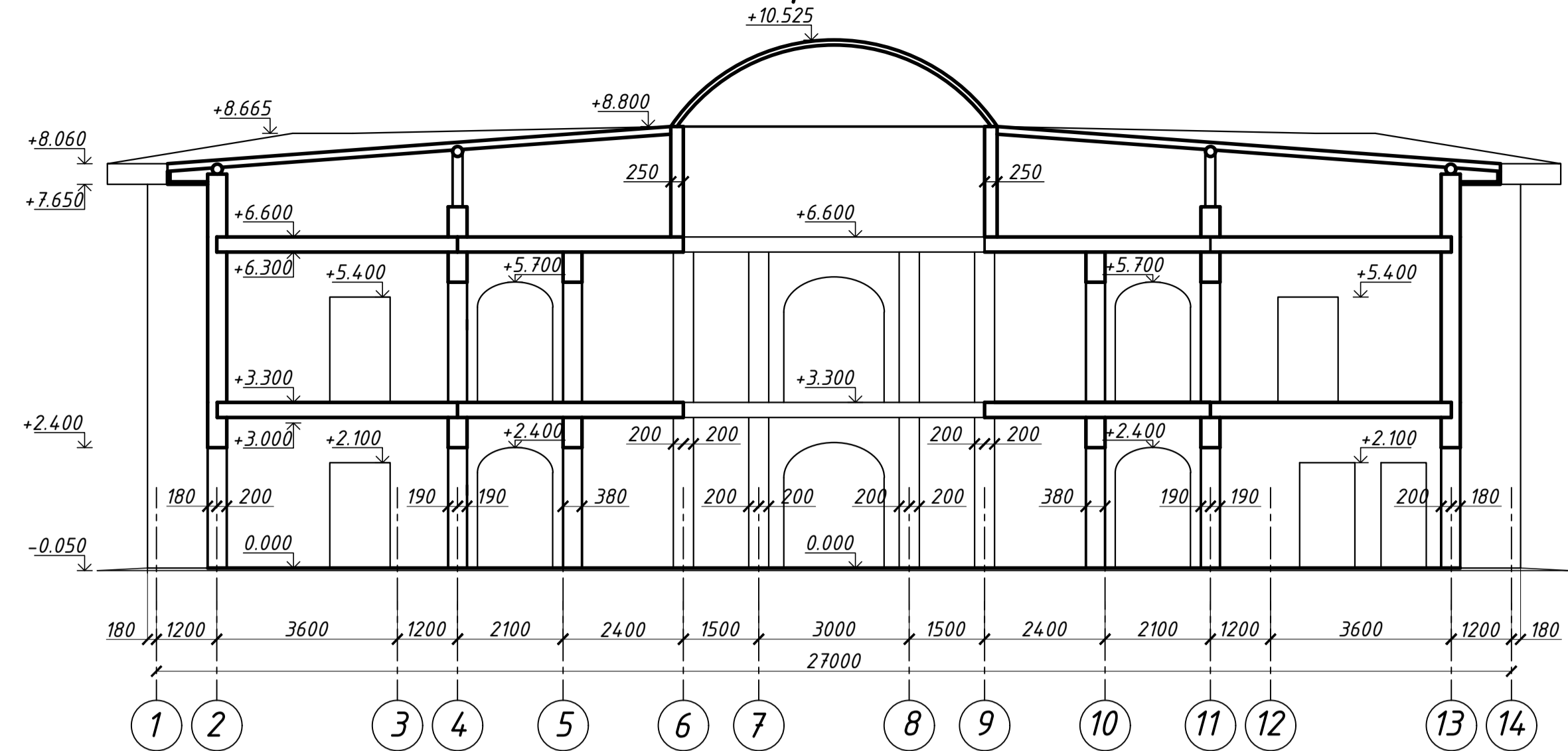
- 1 - перше положення шарнірно-панельних
- 2 - друге положення шарнірно-панельних

# Строп чотиривітковий

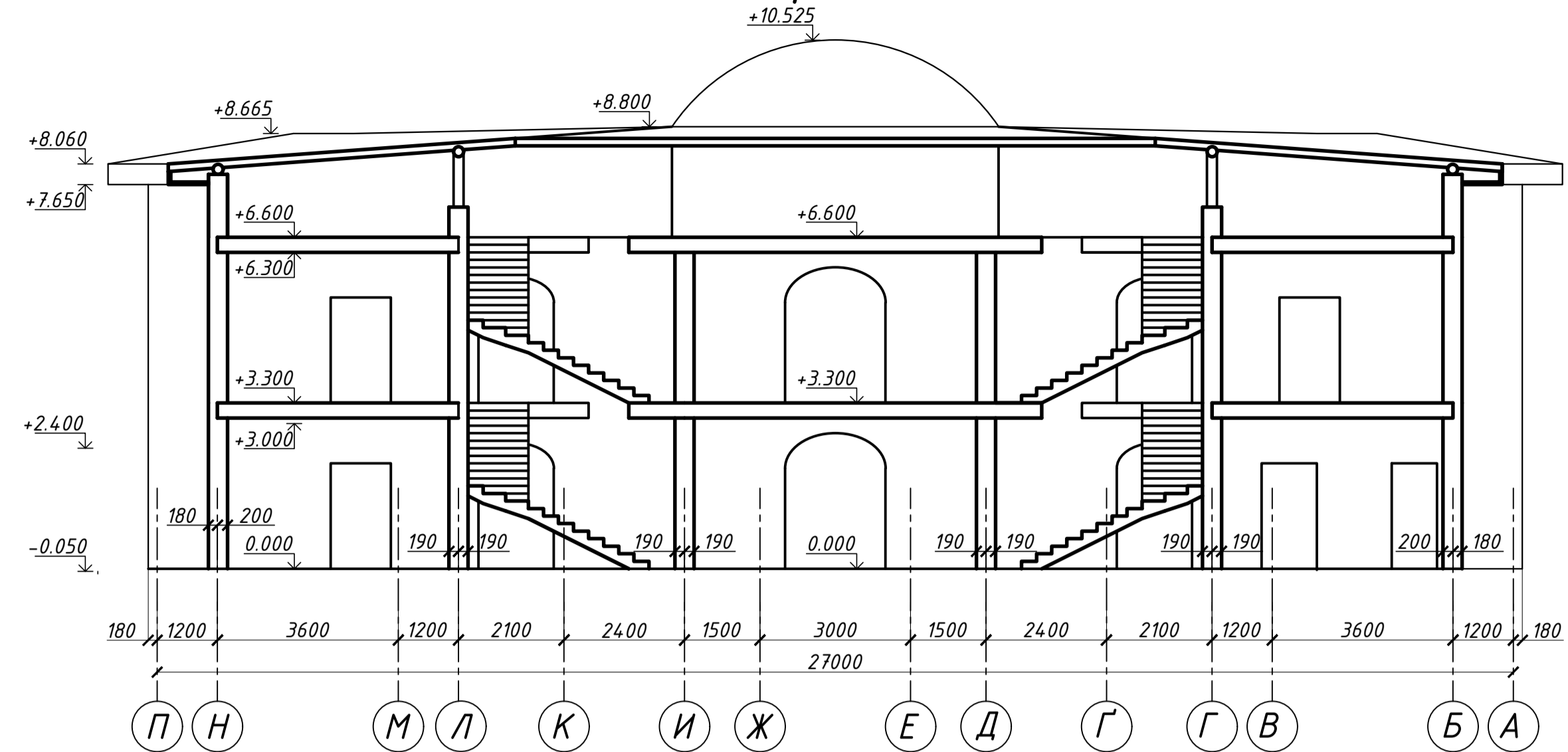


401-БП. №9484550. ДП							
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата		
Виконав	Шур-Думич О.І.						
Перевірив	Галиська Т.А.						
Керівник	Галиська Т.А.						
Технічне приміщення храмового комплексу					Стадія	Аркуші	Аркуші
ДП					5	7	
Технологічна схема зведення другого поверху					НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БтаЦІ		

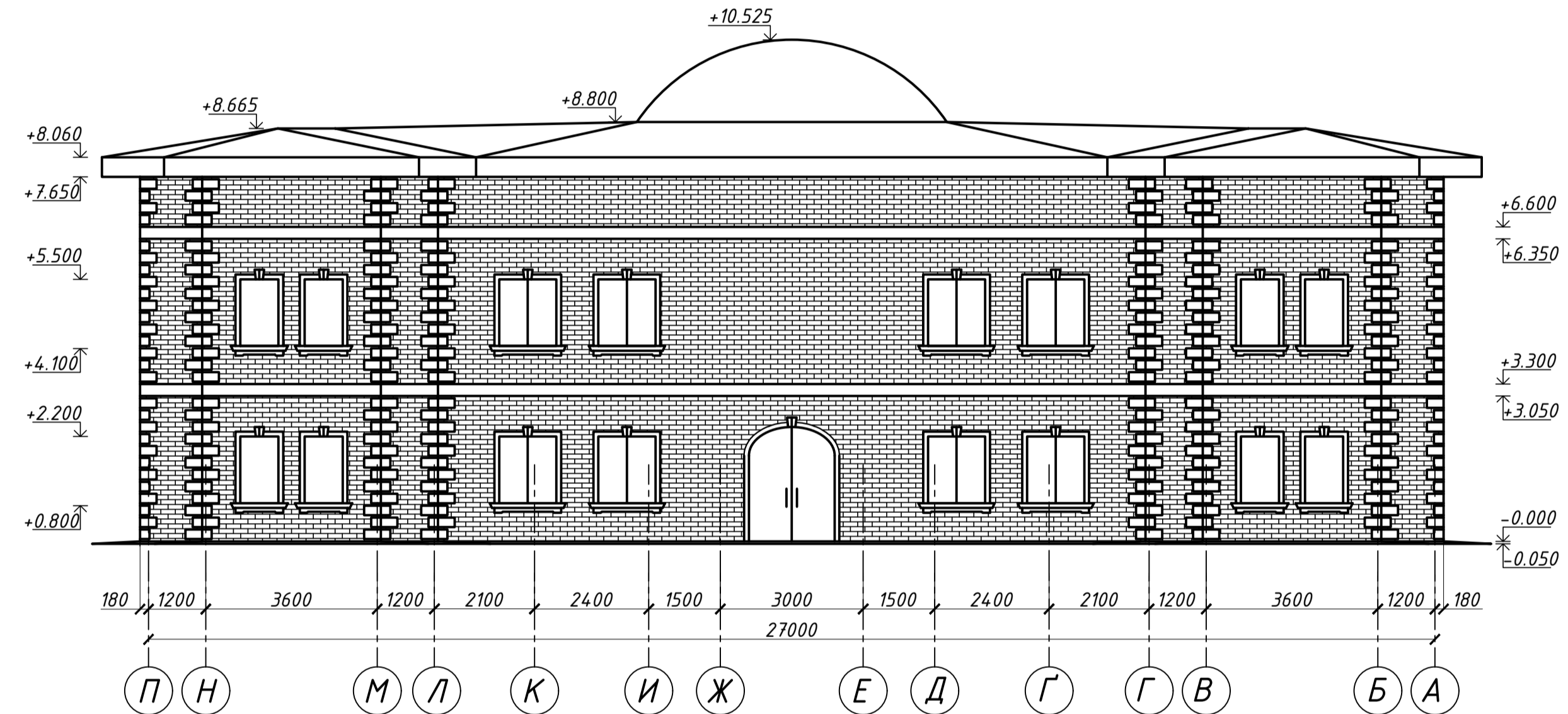
Розріз 1-1



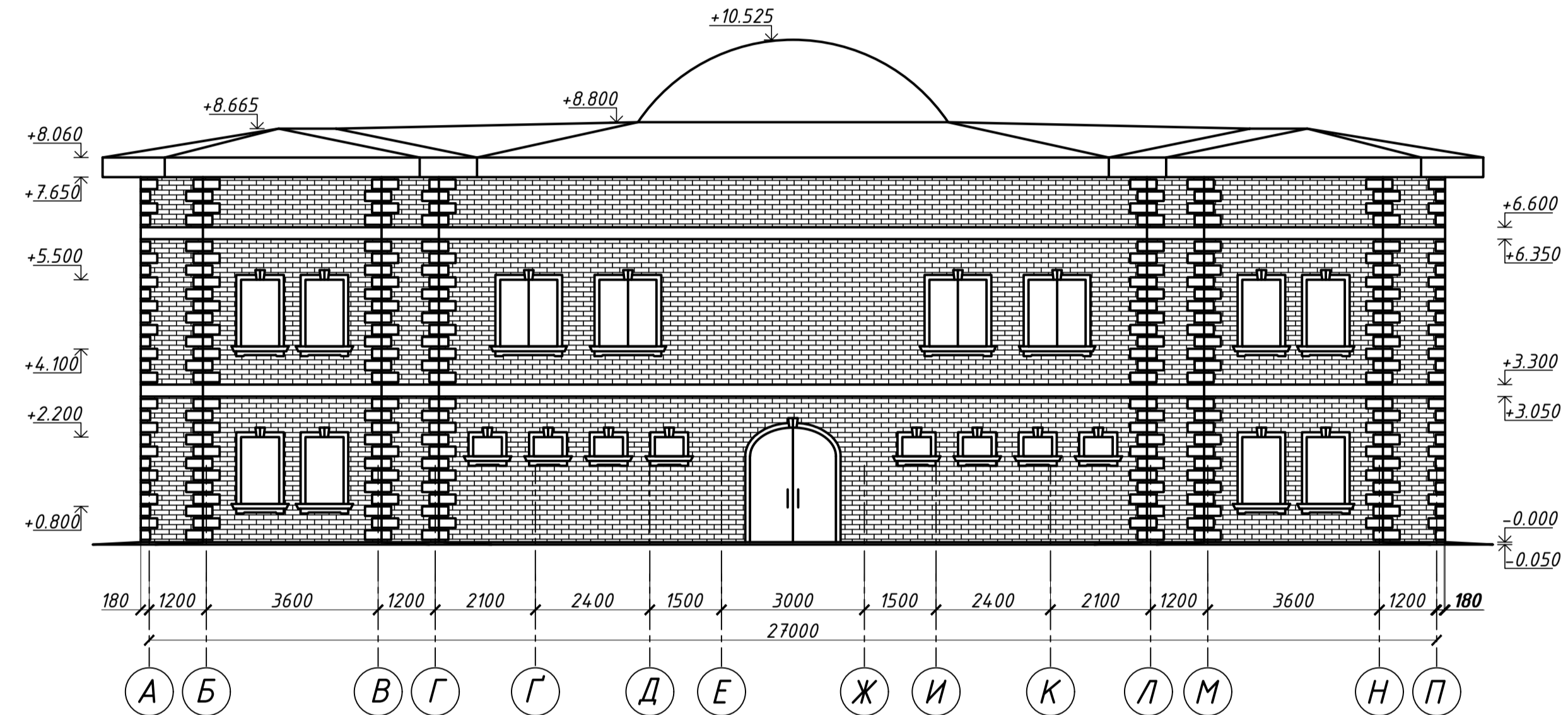
Розріз 2-2



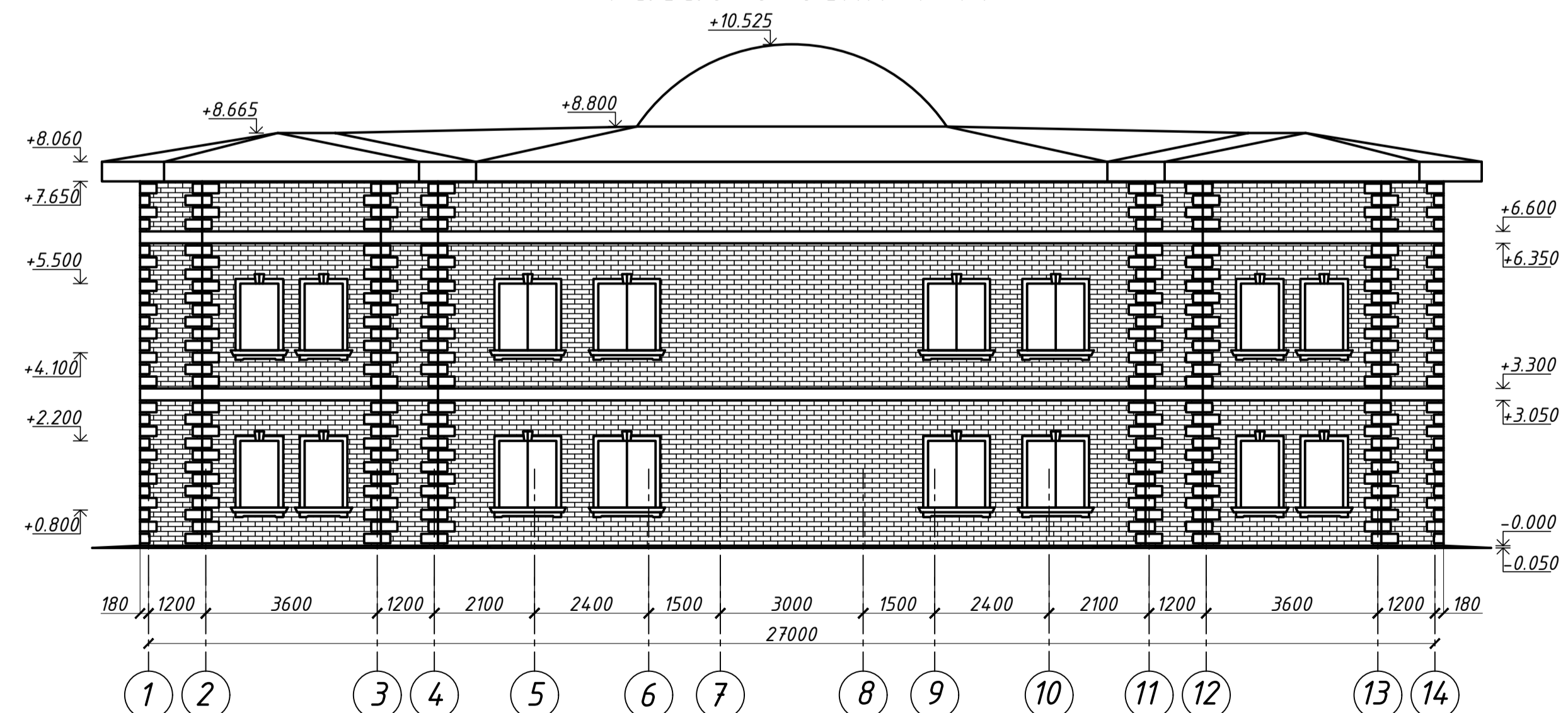
Фасад в осях П-А



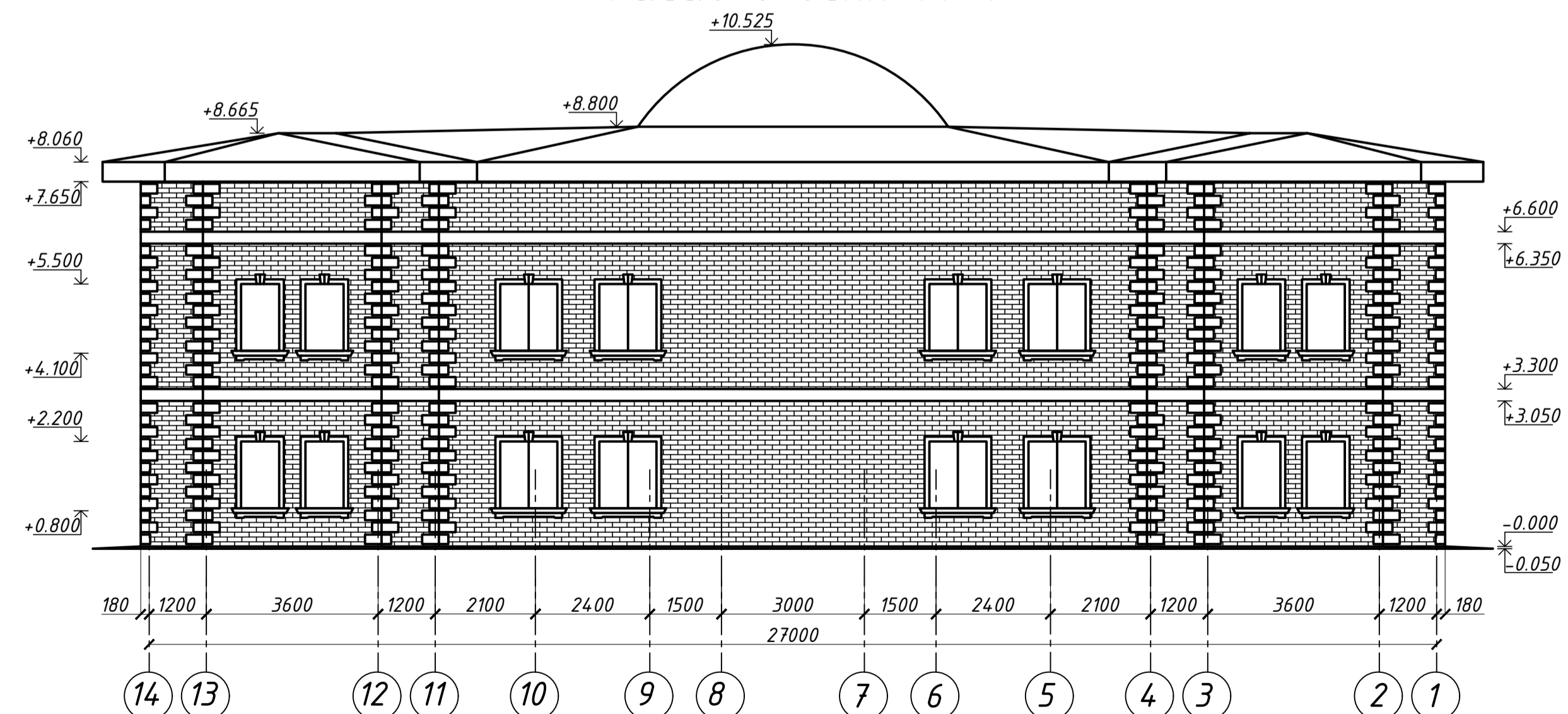
Фасад в осях А-П



Фасад в осях 1-14

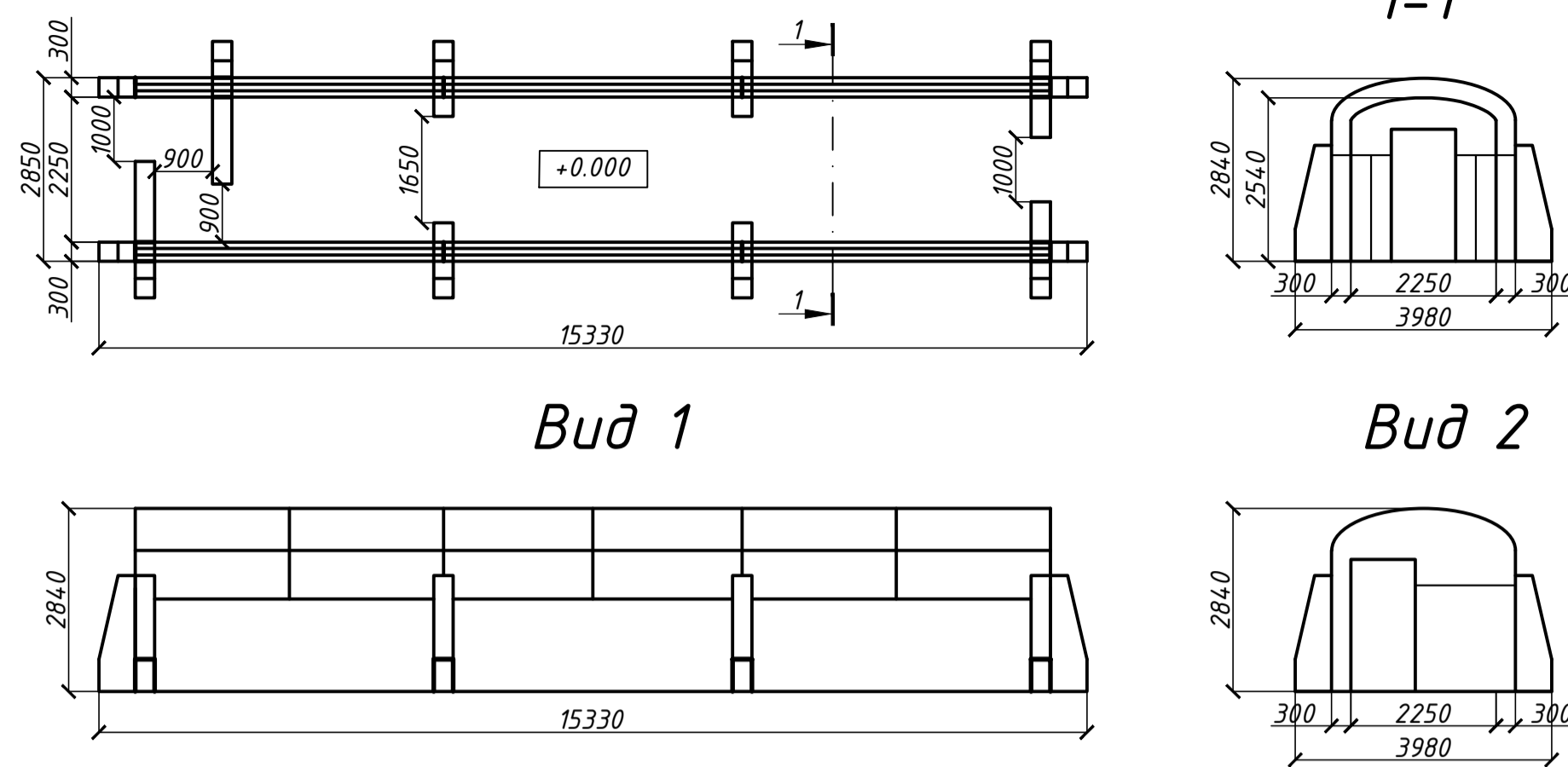


Фасад в осях 14-1



					401-БП. №9484550. ДП				
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Технічне приміщення храмового комплексу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Виконав	Шур-Думич О.І.						ДП	6	7
Перевірив	Галиська Т.А.								
Керівник	Галиська Т.А.								
Н. контроль					Зігун А.Ю.	Розріз 1-1, розріз 2-2, Фасад в осях П-А/А-П/1-14/14-1		НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БТадЦ	
Зав. каф.					Євко О.В.				

### Фортиця 2,25 ЗХМ

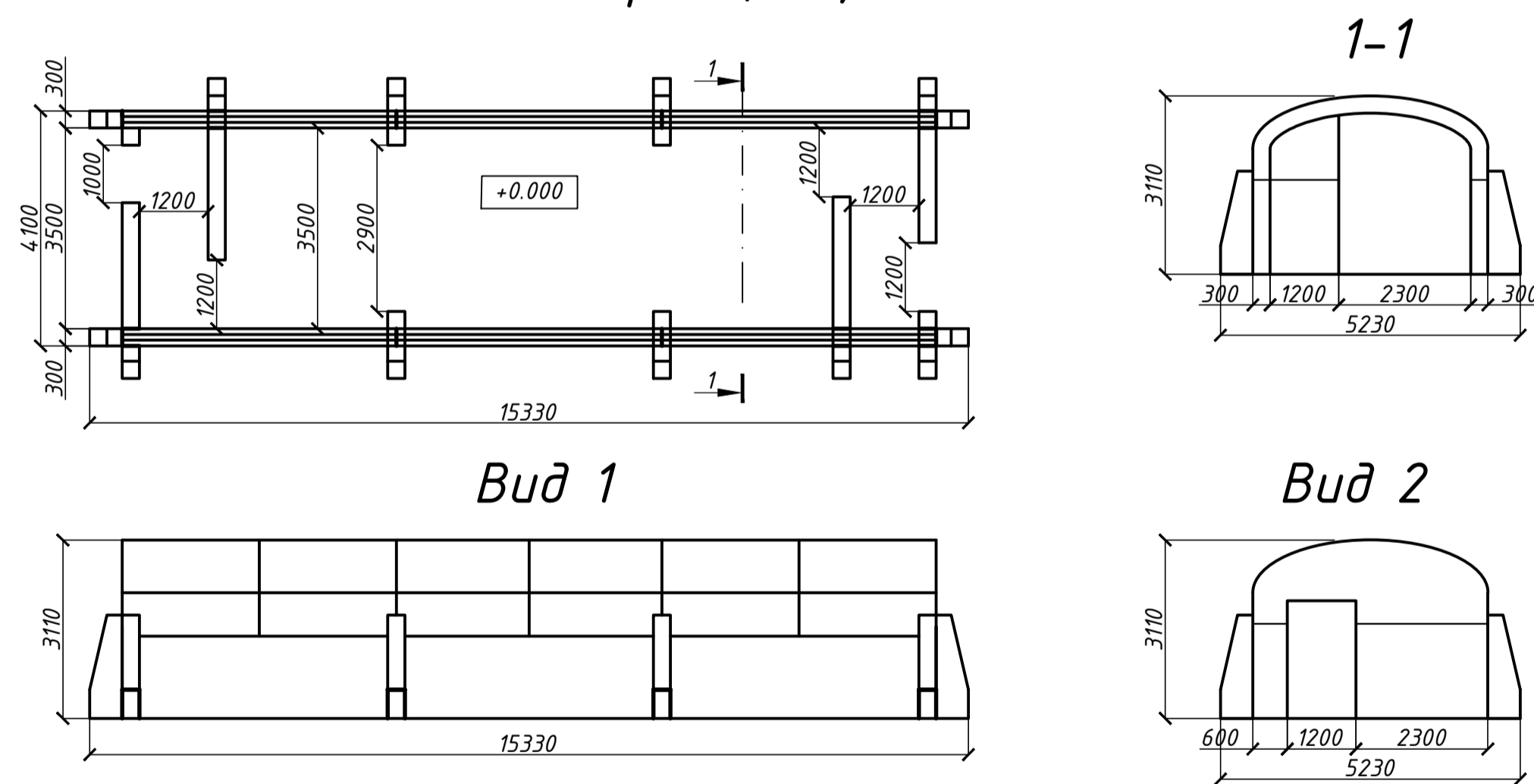


Модульне укриття «Фортиця 2,25 ЗХМ» – це сучасне наземне захисне сховище, розроблене для потреб цивільного захисту в умовах воєнної загрози. Воно розраховане на безпечне перебування до 50–55 осіб протягом кількох годин або днів залежно від комплектації.

Укриття складається з трьох окремих модулів, з'єднаних у єдину конструкцію. Його загальні габарити становлять 15,33 метра в довжину та 2,25 метра в ширину. Загальна внутрішня площа – приблизно 27,5 м<sup>2</sup>. Конструкція виконана з армованого залізобетону з товщиною стін та даху 300 мм, що забезпечує високий рівень захисту від уламків, вибухової хвилі, а також часткового завалу ґрунтом чи будівельними уламками. випробування та сертифікація моделі засвідчують її здатність витримувати навантаження до 300 кПа, що відповідає сучасним українським державним будівельним нормам.

Ця модель поєднує сучасний підхід до захисту, відповідність українським стандартам безпеки та гнучкість у монтажі. Вона є зручним варіантом для середніх за чисельністю груп людей і гарантує реальний захист у разі небезпеки.

### Фортиця 3,5 ЗХМ

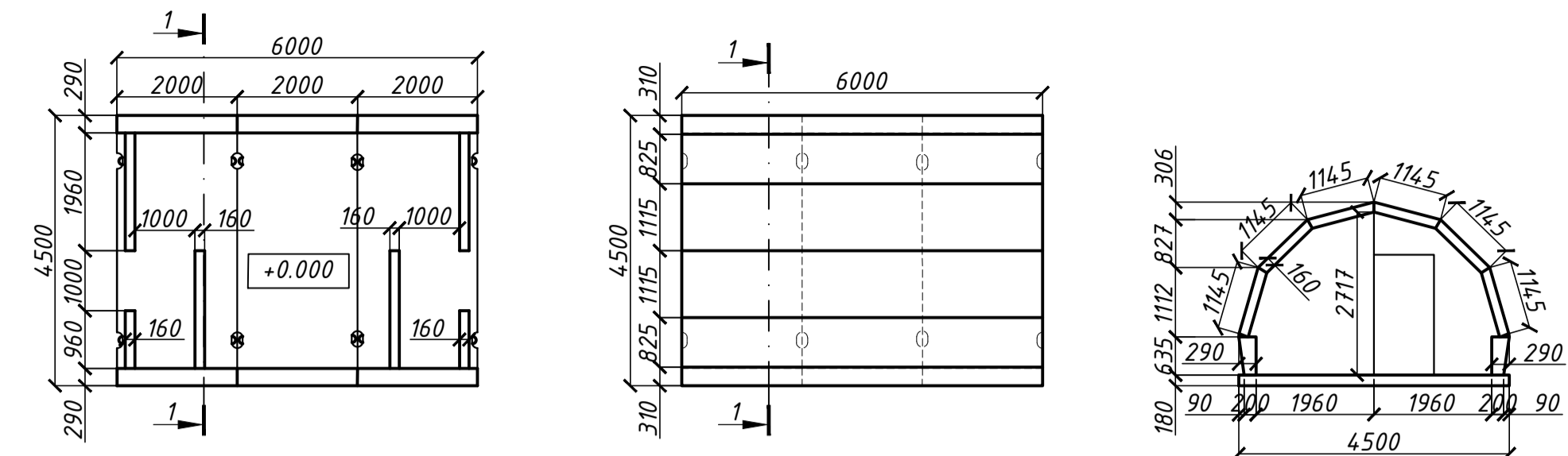


Модульне укриття «Фортиця 3,5 ЗХМ» – це посилена версія серії «Фортиця», спеціально розроблена для великих груп людей. Конструкція забезпечує захист до 75–80 осіб і відповідає усім вимогам сучасного цивільного захисту. Такий тип укриття ідеально підходить для великих навчальних закладів, виробничих підприємств, адміністративних центрів та громадських установ, де потрібне одночасне укриття значної кількості людей.

Укриття складається з трьох з'єднаних між собою залізобетонних модулів, загальні габарити яких становлять 15,33 метра в довжину та 5,23 метра в ширину. Внутрішня площа сягає приблизно 36,7 м<sup>2</sup>, що дозволяє не лише розмістити людей у щільному режимі, але й забезпечити певний простір для пересування, санітарних зон або додаткового обладнання. Конструкція виготовлена з армованого залізобетону з товщиною стін та перекриттів 300 мм, що гарантує захист від ударної хвилі до 300 кПа, уламків та зовнішнього тиску.

«Фортиця 3,5 ЗХМ» пройшла сертифікацію відповідно до ДСТУ 9195:2022 та відповідає усім нормативам ДБН В.2.2-5:2023. Крім основного входу, передбачено аварійний вихід, що підвищує безпечність експлуатації. Конструкція також розрахована на короткотривале автономне перебування людей в умовах надзвичайної ситуації.

### Комплект захисного модуля HONOR (тип №4)



Комплект захисного модуля HONOR (тип №4) – це готове наземне або частково заглиблене захисне укриття, розроблене компанією BUNKEROK (HONOR Defense) для захисту невеликих груп цивільного населення. Його основне призначення – забезпечення укриття до 20 осіб у разі надзвичайної ситуації, включно з вибухами, артилерійськими ударами або повітряними тривогами.

Однією з ключових переваг модуля HONOR є швидкість розгортання – він поставляється в готовому вигляді й може бути встановлений за 1 день на підготовлений майданчик з мінімальними земляними роботами. Для монтажу використовується автокран, а основа може бути гравійною або бетонною.

Порівняльна таблиця

Параметр	HONOR тип №4	Фортиця 2,25 ЗХМ	Фортиця 3,5 ЗХМ
Виробник	BUNKEROK (Honor Defense)	Hobbit House	Hobbit House
Тип конструкції	Збірний модуль	3 модулі	3 модулі
Розміри (ДхШ)	6 м х 4,5 м	15,33 м х 2,25 м	15,33 м х 3,5 м
Товщина стін/даху	160 мм	300 мм	300 мм
Місткість	до 20 осіб	до 50 осіб	до 65 осіб
Захист	100–200 кПа	до 300 кПа	до 300 кПа
Аварійний вихід	Так	Так	Так
Гарантія	до 50 років	до 50 років	до 50 років
Сертифікація, випробування	Так	Так	Так

Після детального аналізу трьох варіантів захисних модулів – HONOR тип №4, Фортиця 2,25 ЗХМ та Фортиця 3,5 ЗХМ – було прийнято зважене рішення на користь модульного укриття «Фортиця 3,5 ЗХМ».

Цей варіант забезпечує найбільшу місткість, що дозволяє ефективно використовувати простір у випадках евакуації великих колективів. Високий рівень захисту (до 300 кПа), наявність вентиляційної, електричної та додаткової інженерної інфраструктури, можливість встановлення інклюзивних рішень, аварійного виходу та додаткового оснащення роблять саме цю модель найбільш універсальною та перспективною для тривалого використання в умовах загрози.

Окрім того, «Фортиця 3,5 ЗХМ» відповідає всім українським нормам та стандартам ДСТУ і ДБН, що підтверджує її сертифіковану надійність. Монтаж займає не більше трьох днів і не вимагає складних земляних робіт, що дозволяє швидко ввести укриття в експлуатацію. Саме тому цей модуль є найдоцільнішим вибором для забезпечення безпеки в умовах надзвичайних ситуацій.

						401-БП. №9484550. ДП			
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Технічне приміщення храмового комплексу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Виконав		Шур-Думчиш О.І.				ДП	7	7	
Перевірив		Галиська Т.А.							
Керівник		Галиська Т.А.							
Н. контроль		Зиган А.Ю.				Схема ПК 4.8.15-Вр-1200, схема армування	НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БТаші		
Зав. каф.		Сенко О.В.							