

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – КМР 255 “С” 2023.02.24 022 ПЗ

САРГАНА ПАВЛА СЕРГІЙОВИЧА

2023 р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Додаток В

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

НУБІП України

725/1:791.65(477.52)

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету (Директор ННІ)

конструювання та дизайну

(назва факультету (ННІ))

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

(назва кафедри)

Ружи́ло З.В.

(ПІБ)

Баку́лін Є.А.

(ПІБ)

(підпис)

(підпис)

“ ” листопада 2023 р.

“ ” листопада 2023 р.

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Проектування культурно-розважального центру з кінотеатром у м. Суми

НУБІП України

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма

освітньо-наукової програми 192 – будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-професійна програма

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

НУБІП України

Гарант освітньої програми

д.т.н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

Яковенко Ігор Анатолійович

(ПІБ)

НУБІП України

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

д.т.н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Яковенко Ігор Анатолійович

(ПІБ)

Виконав

Сарган Павло Сергійович

(підпис)

(ПІБ студента)

НУБІП України

КИЇВ – 2023 рік

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (НПІ)

конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

кандидат технічних наук, доцент

Бакулін Є.А.

“ ” 2023 року

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Саргану Павлу Сергійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма

освітньо-наукова програма 192 – будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-професійна програма

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи

Проектування культурно-розважального центру з кінотеатром у м. Суми

затверджена наказом ректора НУБіП України від “24” грудня 2022 р. №255 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 14 листопада 2023 року

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

У кваліфікаційній роботі магістра запроєктована громадська будівля культурно-розважального центру з кінотеатром. Окремі характеристики звуку та закони геометричної акустики та обмеження при їхньому використанні.

Визначені геометричні побудови для плоского та криволінійного акустичних екранів. Розроблений алгоритм акустичного проектування залу кінотеатру:

геометричну форма зали, раціональний об'єм залу та його основні пропорції.

Представлена послідовність форми поверхонь стелі та стін в залі. Виконані

дослідження перших звукових відбиттів в залі та наведений приклад акустичного розрахунку залу. Побудована форма поверхонь стелі і стін, що забезпечують дифузність звукового поля в залі. Наведені дослідження перших звукових відбиттів в залі.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину культурно-розважального центру ((розробити головний та бокові фасади, плани, поперечний та поздовжній розрізи, навести специфікацію приміщень із відповідними архітектурними вузлами).

2. Виконати розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій, розрахунок та конструювання багатопорожнистої плити перекриття за граничними станами першої та другої групи; залізобетонного ригеля з попередньо напруженою арматурою, збірного залізобетонного маршу.

3. Навести параметри та засоби щодо організації бюджету плану, технології виконання робіт щодо умови забезпечення будівництва: тривалості будівництва, складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт, комплектів будівельних машин та механізмів, проектування будівельного генерального плану. Розробити технологічну карту на влаштування покрівлі

Дата видачі завдання “ ” лютого 2023 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

доктор технічних наук, професор,
професор кафедри будівництва НУБІП України /І.А. Яковенко/

Завдання прийняв до виконання

студент 6 курсу БЦ
денної форми навчання

/І.С. Сарган/

ЗМІСТ

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	НУБІП УКРАЇНИ
1.1. Окремі характеристики звуку.....	
1.2. Закони геометричної акустики та обмеження при їхньому використанні.....	
1.3. Геометричні побудови для плоского та криволінійного акустичних екранів.....	НУБІП УКРАЇНИ
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	
2.1. Алгоритм акустичного проектування залу кінотеатру.....	
2.1.1. Геометричну форма зали.....	НУБІП УКРАЇНИ
2.1.2. Раціональний об'єм залу та його основні пропорції.....	
2.2. Форма поверхонь стелі та стін в залі.....	
2.3. Дослідження перших звукових відбиттів в залі.....	
2.4. Приклад акустичного розрахунку залу на 400 глядачів.....	
2.5. Побудова форми поверхонь стелі і стін, що забезпечують дифузність звукового поля в залі.....	НУБІП УКРАЇНИ
2.6. Дослідження перших звукових відбиттів в залі.....	
3. АРХИТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....	
3.1. Проектування генерального плану.....	НУБІП УКРАЇНИ
3.1.1. Підрахунок чорних позначок до генплану.....	
3.1.2. Підрахунок червоних позначок до генплану.....	
3.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	
3.3. Конструктивні рішення культурно-розважального центру.....	
3.4. Санітарно-технічне та інженерне обладнання.....	НУБІП УКРАЇНИ
4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	
4.1 Розрахунок та конструювання багатопорожнистої плити перекриття..	
4.1.1 Визначення навантажень та зусиль.....	
4.1.2 Розрахунок міцності плити за перерізом, нормальним до поздовжньої осі.....	НУБІП УКРАЇНИ
4.1.3 Розрахунок міцності плити по похилому перерізу.....	

4.1.4. Розрахунок плити за граничними станами другої групи.....

4.1.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури.....

4.1.6. Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента.....

4.1.7. Розрахунок прогинів плити.....

4.1.8. Перевірка міцності розрахункового перерізу плити під час навантажень у стадії експлуатації.....

4.1.9. Перевірка міцності плити під час монтажних навантажень.....

4.2. Розрахунок та конструювання залізобетонного ригеля.....

4.2.1. Вихідні дані до розрахунку ригеля.....

4.2.2. Розрахункові дані.....

4.2.3. Визначення навантажень та зусиль.....

4.2.4. Розрахунок міцності ригеля за нормальними перерізами.....

4.2.5. Розрахунок міцності на дію поперечної сили.....

4.2.6. Розрахунок полив ригеля.....

4.3. Розрахунок збірного залізобетонного маршу СМ 33.12.14-5.....

4.3.1. Характеристики міцності бетону та арматури.....

4.3.2. Основні геометричні розміри маршу, розрахунковий переріз та розрахункова схема.....

4.3.3. Визначення навантажень та зусиль на конструкцію сходового маршу.....

4.3.4. Розрахунок міцності маршу за перерізом, нормальним до поздовжньої осі.....

4.3.5. Розрахунок міцності сходового маршу за похилими до поздовжньої осі перерізами.....

4.3.6. Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до поздовжньої осі.....

4.3.7. Розрахунок з розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі.....

4.3.8. Розрахунок прогину маршу.....

4.3.9. Перевірка стійкості маршу.....	00
4.3.10. Розрахунок маршу на монтажне навантаження.....	00
5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	00

5.1. Визначення навантажень та зусиль.....

5.2. Визначення площі підшви фундаменту.....

5.3. Визначення висоти фундаменту та розмірів ступенів розрахунком на продавлювання.....	00
5.4. Розрахунок та конструювання фундаментної балки.....	00

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....

6.1. Техніко-економічне порівняння варіантів кранів.....	00
6.2. Технологічна картка на монтаж покриття.....	00
6.2.2. Характеристики матеріалів та виробів.....	00

6.2.3. Організація та технологія виконання робіт.....

6.2.4. Потреба у матеріально-технічних ресурсах.....

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	00
7.1. Мережевий графік виробництва будівельно-монтажних та спеціальних робіт.....	00

7.1.1. Методи виконання основних будівельно-монтажних робіт.....

7.1.2. Визначення нормативних витрат праці на виконання робіт.....	00
7.1.3. Картка-визначник мережного графіка.....	00
7.2. Проектування будгенплану.....	00

7.2.1. Розрахунок необхідних площ мобільних (інвентарних) та тимчасових будівель будівельного майданчика.....

7.2.2. Розрахунок та проектування складських приміщень.....	00
7.2.3. Водопостачання будівельного майданчика.....	00
7.2.4. Енергопостачання будівельного майданчика.....	00

8. ОХОРОНА ПРАЦІ, ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ ТА

ОХОРОНА НАВКОЛИННЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Перелік використаної літератури.....	00
Додатки.....	00

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

НУБІП України

1.1. Окремі характеристики звуку

Пружні хвилі, що поширюються у суцільних середовищах, називають звуковими. Органи слуху людини сприймають як звук коливання повітря частотою приблизно від 16 Гц до 20 000 Гц, що обумовлюють звуковий тиск (середньоквадратичний) від 2×10^{-5} Па до 20 Па (більший звуковий тиск викликає больові відчуття). Так як значення звукових тисків, що сприймаються людиною відрізняються приблизно в мільйон разів, то для зручності використовують логарифмічну величину – рівень звукового тиску (рівень гучності звуку), дБ, що розраховують за формулою

$$L = 20 \times \lg \frac{\Delta p_c}{\Delta p_{0c}}, \quad (1.1)$$

де Δp_c – середньоквадратичний звуковий тиск у розрахунковій точці,
 $\Delta p_{0c} = 2 \times 10^{-5}$ Па – середньоквадратичний звуковий тиск, що відповідає порогу чутності.

Для акустичних розрахунків залів, що експлуатуються за стандартних температурних умов, приймаємо швидкість звуку приблизно рівною 340 м/с, що відповідає швидкості звуку в повітрі при температурі 20° С.

Між довжиною хвилі, швидкістю поширення звуку та його частотою існує співвідношення:

$$\lambda = \frac{v}{\nu}, \quad (1.2)$$

де v – швидкість звуку, м/с; ν – частота, Гц; λ – довжина звукової хвилі, м.

Наприклад, для частоти звуку 340 Гц довжина хвилі становить 1 м.

1.2. Закони геометричної акустики та обмеження при їхньому використанні

При акустичному проектуванні за певних умов розглядають не звукові хвилі, а промені, в напрямі яких поширюються ці хвилі. Відбиття таких променів від поверхні описується законами, що аналогічні законам геометричної оптики, а саме: падаючий промінь SA , відбитий промінь AM та нормаль AN , проведена до площини в точці падіння променя, лежать в одній площині (променева площина), кут падіння променя $\angle SAN = \gamma$ та кут відбиття променя $\angle NAM = \gamma$ є рівними (рис. 1.1).

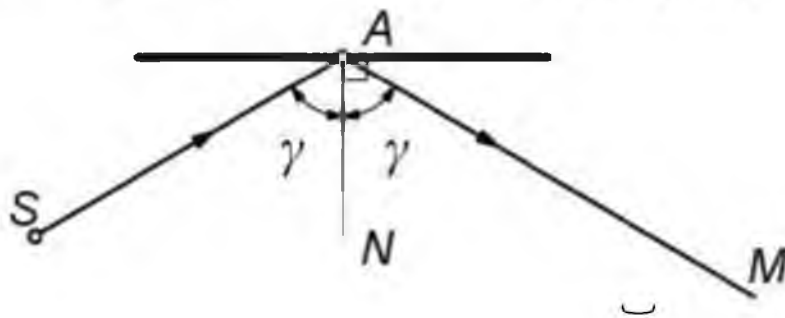


Рис. 1.1. Відбиття променя від площини

Можливість використання законів геометричної акустики, залежить від довжини звукової хвилі, розміру відбиваючої поверхні акустичного екрану та її розміщення по відношенню до джерела звуку та точки прийому звуку (див. додаток В [1]).

Акустичними екранами називають поверхні в залі, що відбивають звук, які мають низький коефіцієнт поглинання на досліджуваних частотах (менше 0,10), а також масу не менше 20 кг/м². Функцію акустичних екранів можуть виконувати частини поверхонь стелі або стін в залі.

Геометричну побудову відбиття звуку від площини здійснюють, використовуючи уявне джерело звуку. Уявне джерело S' фактично є віддзеркаленням дійсного джерела S відносно відбиваючої звуку площини. Для побудови уявного джерела необхідно з точки S (джерело звуку) провести перпендикуляр SP до відбиваючої площини та на його продовженні відкласти відрізок PS' , що рівний SP (рис. 1.2, а).

Для побудови відбитих від акустичного екрану променів (рис. 1.2, б) достатньо провести пряму з уявного джерела звуку S' через точки на екрані, утворені перетином з ним відповідних променів від джерела звуку S .

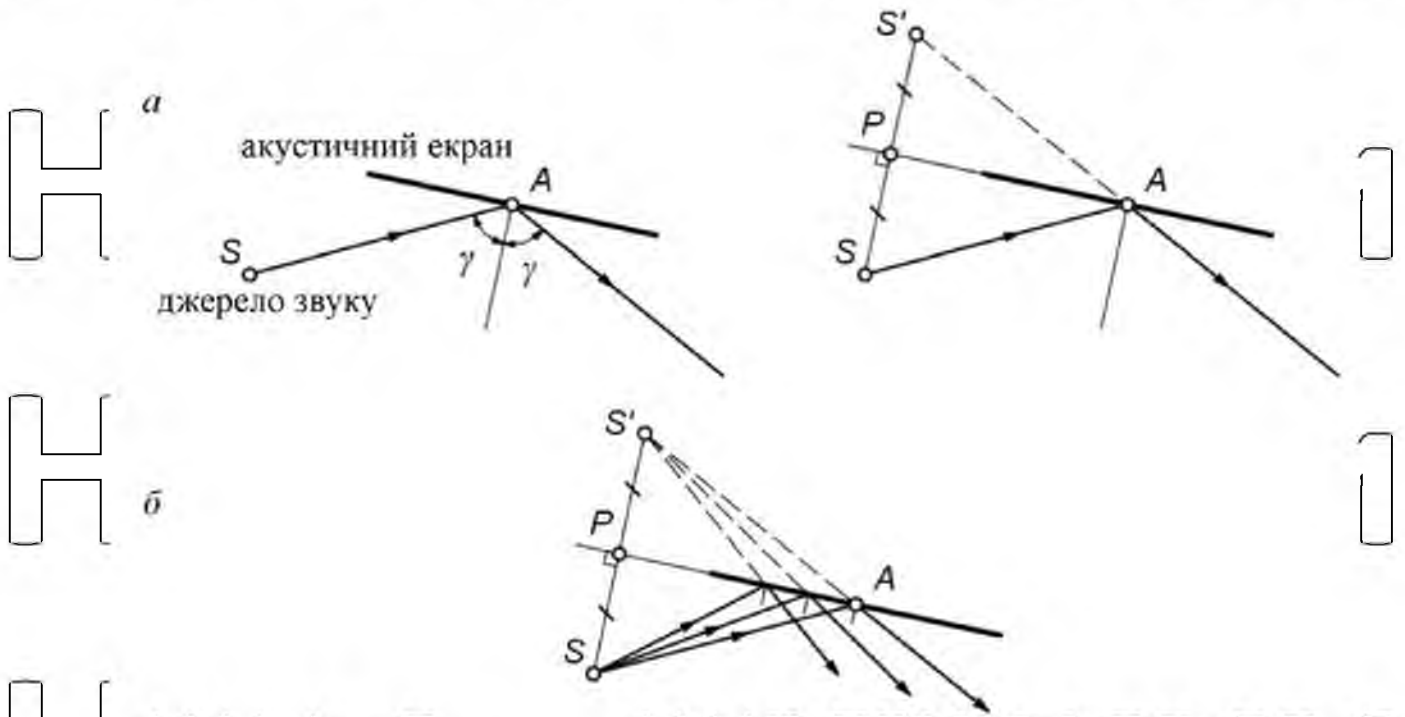


Рис. 1.2. Побудова геометричних відбиттів від площини за допомогою уявного джерела звуку

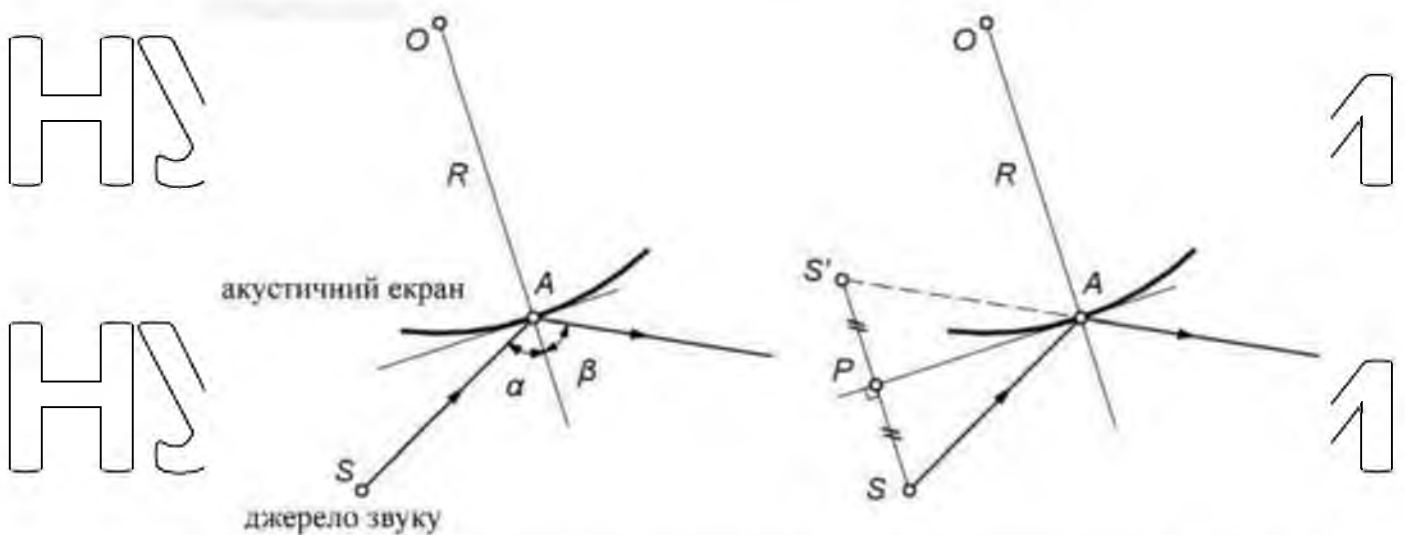


Рис. 1.3. Побудова геометричних відбиттів від циліндричної поверхні за допомогою уявного джерела звуку S' (R – радіус циліндричної поверхні з центром в т. O)

При зміні положення на циліндричному екрані т. A , змінюється розміщення дотичної до екрану площини AP , а, отже, і розташування уявного джерела звуку S' . Тому для кожного променя, що поширюється від джерела звуку S до екрану, визначають (побудовою) нове положення уявного джерела звуку S' (відносно дотичної площини AP).

Примітка. У системах автоматизованого проектування (САПР) відбитий промінь отримують віддзеркалюючи падаючий промінь SA відносно перпендикуляра, проведеного до площини через точку A падіння променя.

Таким чином забезпечується рівність кутів падіння та відбивання променів, не вимірюючи їх градусної міри.

Для побудови геометричних відбиттів звуку акустичний екран повинен мати розміри не менше 1,5 м (див. додаток Б [1]), при цьому використовують лише центральну частину екрану, відступивши від його країв по 0,5 м (рис.

1.4).

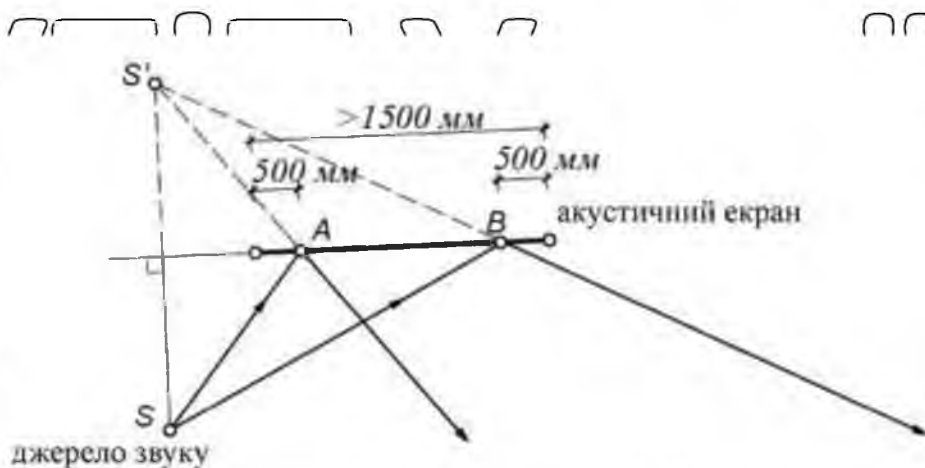


Рис. 1.4. Геометричні обмеження для акустичних екранів:

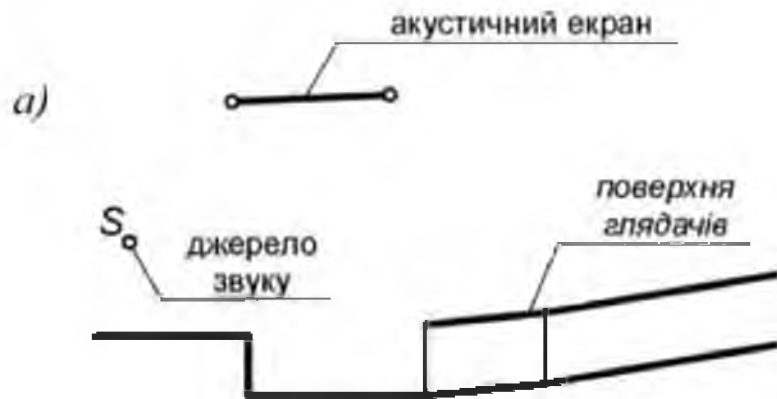
AB – область екрану для геометричної побудови відбитих променів

1.3. Геометричні побудови для плоского та криволінійного акустичних екранів

Для заданого плоского екрану визначити область відбиття (пряма задача). На рис. 1.5, a задано розміщення джерела звуку, плоского акустичного

екрану та поверхню глядачів у залі. Послідовність побудови на розрізі залу наступна:

НУБІП УКРАЇНИ



НУ

И

НУ

И

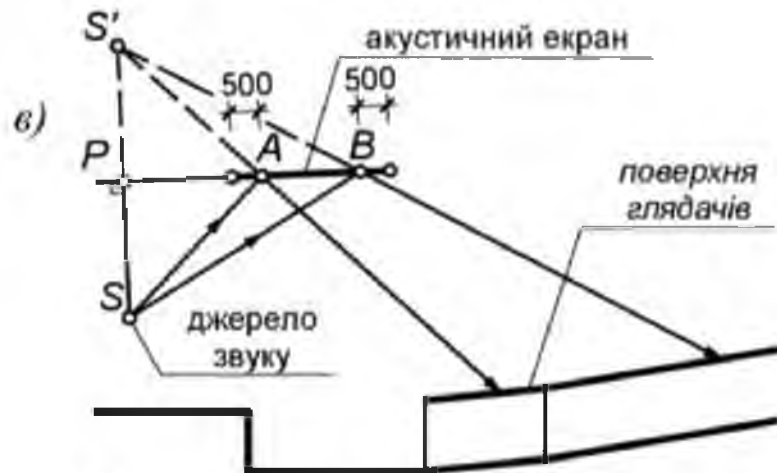


НУ

И

НУ

И



НУ

И

Рис. 15. Геометрична побудова відбиття звуку від заданого плоского екрану

НУБІП УКРАЇНИ

– побудуємо уявне джерело звуку S' , відступимо від країв екрану по 500 мм, позначивши точки A та B (рис. 1.5, *б*), та побудуємо падаючі промені від джерела звуку S на екран в т. A та B ;

– для побудови відбитих, проведемо промені через уявне джерело звуку S' та т. A і B , продовживши їх до поверхні глядачів (рис. 1.5, *в*).

Отже, так на основі законів геометричної акустики визначають, на яку частину поверхні глядачів (на розрізі залу) акустичний екран спрямовує перші звукові відбиття.

Для заданого криволінійного (циліндричного) екрану визначити область відбиття (пряма задача).

Послідовність побудови на розрізі залу наведена на рисунках 6.

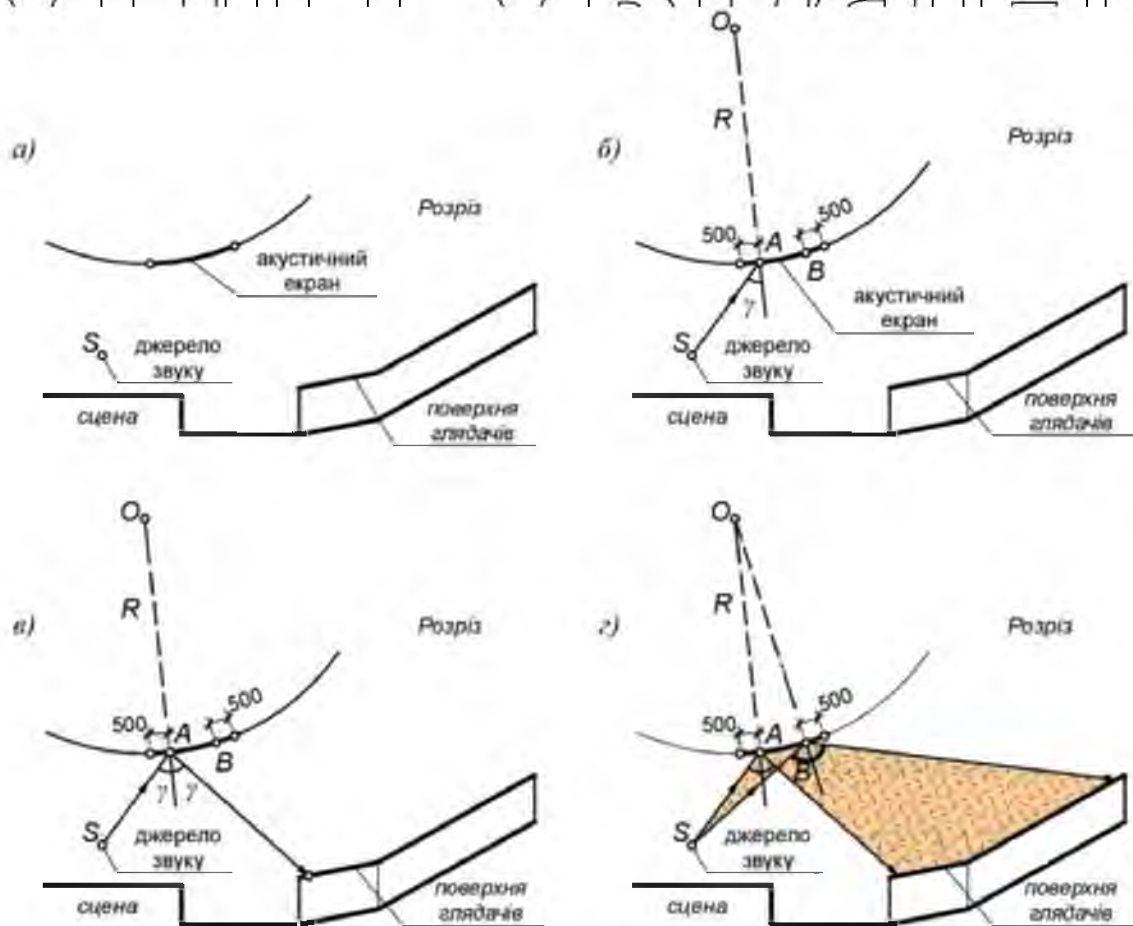


Рис. 1.6. Геометрична побудова відбиття звуку від заданого екрану циліндричної форми

НУВІП України

На рис. 1.6, а задано розміщення джерела звуку, випуклого акустичного екрану, циліндричної форми (на розрізі залу – коло, радіусом R , з центром в точці O), та поверхні глядачів в залі.

Для геометричної побудови відбиття звуку відступимо від країв екрану по 500 мм, позначивши точки A та B (рис. 1.6, б). Проведемо падаючий промінь та нормаль до поверхні в точці A , продовживши радіус кола

Вимірємо кут падіння променя u та відкладемо такий самий кут, побудувавши відбитий промінь до поверхні глядачів (рис. 1.6, в).

Аналогічні побудови виконаємо для променя, що потрапляє від джерела звуку в точку B (рис. 1.6, г). При цьому кути падіння та відбиття променів будуть іншими.

Примітка Між точками A та B екрану можна задавати довільну кількість точок для дослідження напряму відбиття звуку від різних частин поверхні екрану.

Отже, так на основі законів геометричної акустики визначають, на яку частину поверхні глядачів (на розрізі залу) акустичний екран, циліндричної форми, здійснює відбиття звуку (перші звукові відбиття).

При акустичному проектуванні виникає необхідність розв'язати і зворотну задачу – за заданою областю відбиття MN визначити параметри плоского екрану (рис. 1.7, а).

Послідовність побудови на розрізі залу наступна:

– необхідно побудувати уявне джерело звуку S' (рис. 1.7, б);

– визначити точки перетину з екраном (т. A, B) зворотних променів MS' і MS (від поверхні глядачів MN до уявного джерела звуку S') (рис. 1.7, в) та розширити межі екрану AB на 500 мм в кожний бік.

Для визначення форми криволінійної поверхні акустичного екрану, що спрямовує відбитий звук на задану частину поверхні глядачів, при заданому розміщенні джерела звуку, необхідно розв'язати систему рівнянь або геометрично оцінити форму екрану.

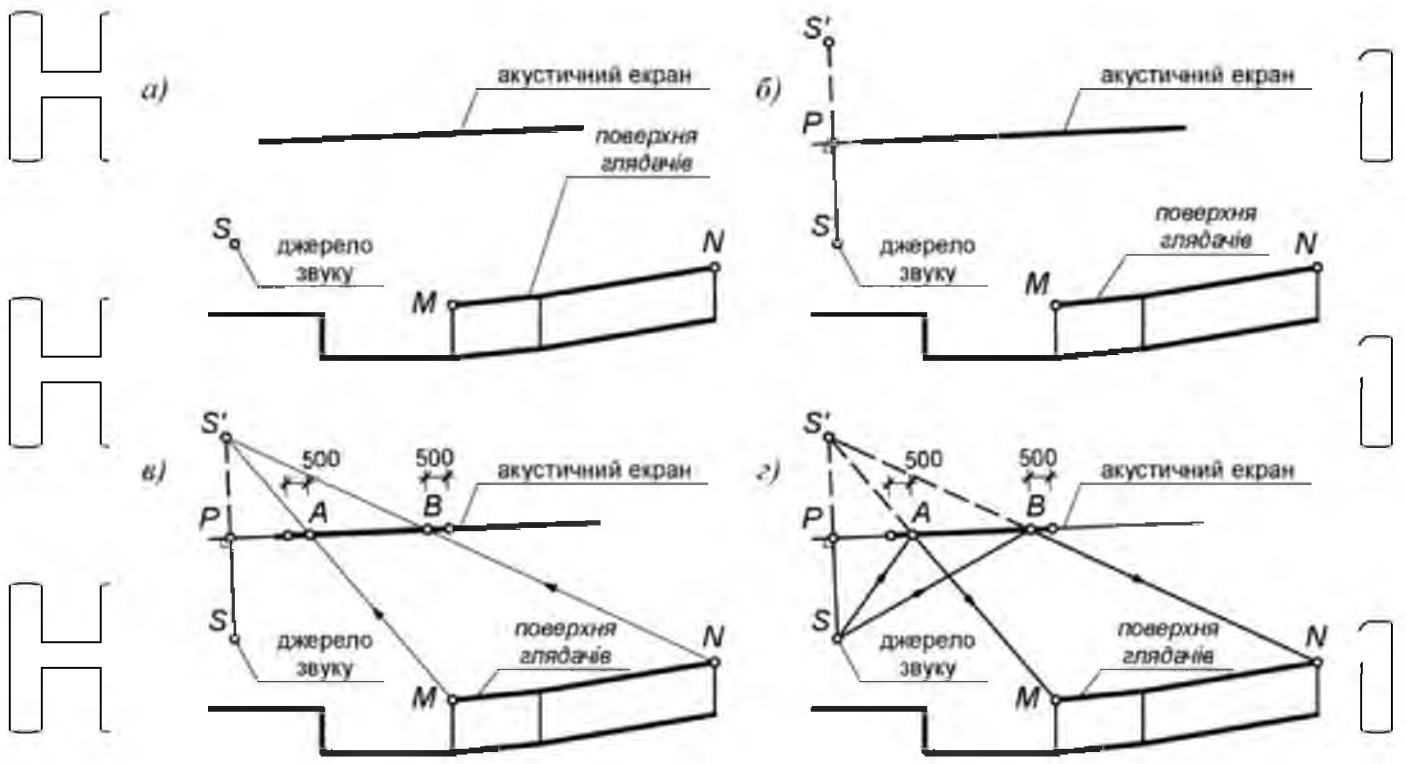


Рис. 1.7. Геометричний спосіб визначення частини плоского екрану (стелі), що відбиває звук на задану поверхню глядачів

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

2.1. Алгоритм акустичного проектування залу кінотеатру

2.1.1. Геометричну форму залу проектують у три етапи:

1. За вихідними даними, приймають рішення щодо пропорцій залу, його раціонального об'єму; розміщують місця для глядачів на плані та на розрізі залу, забезпечуючи безперешкодну видимість зображення на кіносекрані [5].

2. Перевіряють форму поверхонь стелі та стін на відповідність акустичним вимогам: забезпечення достатньої дифузності звукового поля та розподілу відбитого звуку в зоні розміщення глядачі в залі.

3. Аналізують перші звукові відбиття від поверхонь в залі (для виявлення та усунення акустичного дефекту залу – луни).

2.1.2. Раціональний об'єм залу та його основні пропорції

На акустичні характеристики залу впливають:

→ об'єм залу V , який залежить від кількості місць для глядачів N та рекомендованого питомого об'єму повітря (визначається за додатком А [1] та залежить від призначення залу). Для кінотеатру раціональний об'єм залу розраховується як $4\text{ м}^3 \cdot N \leq V \leq 6\text{ м}^3 \cdot N$;

— загальні пропорції залу: середня ширина залу – менша за довжину $0,5 \cdot D_3 < Ш_{\text{залу}} < D_3$; середня висота залу – менша за середню ширину залу

$$0,5 \cdot Ш_{\text{залу}} < В_{\text{залу}} < Ш_{\text{залу}}$$

При недотриманні рекомендованих вимог погіршується дифузність звукового поля та виникає луна в об'ємі залу.

Отже, як зазначалося в методичних вказівках [1], для хорошої акустики залу необхідно правильно обрати його об'єм, геометричну форму залу та його внутрішніх поверхонь [1].

2.2. Форма поверхонь стелі та стін в залі

Розміри, форма та контури поверхонь залів повинні сприяти рівномірному розподілу ранніх (в основному, перших) інтенсивних відбиттів звуку у зоні місць для глядачів (рис. 2.1), підвищенню дифузності звукового поля і виключати можливість виникнення концентрації звукових відбиттів та луни.

При акустичному проектуванні стіни в залі слід робити непаралельними, розширюючи їх при віддаленні від кіноекрану, для усунення ефекту луни, що спостерігається при багатократному взаємному відбитті стінами звуку.

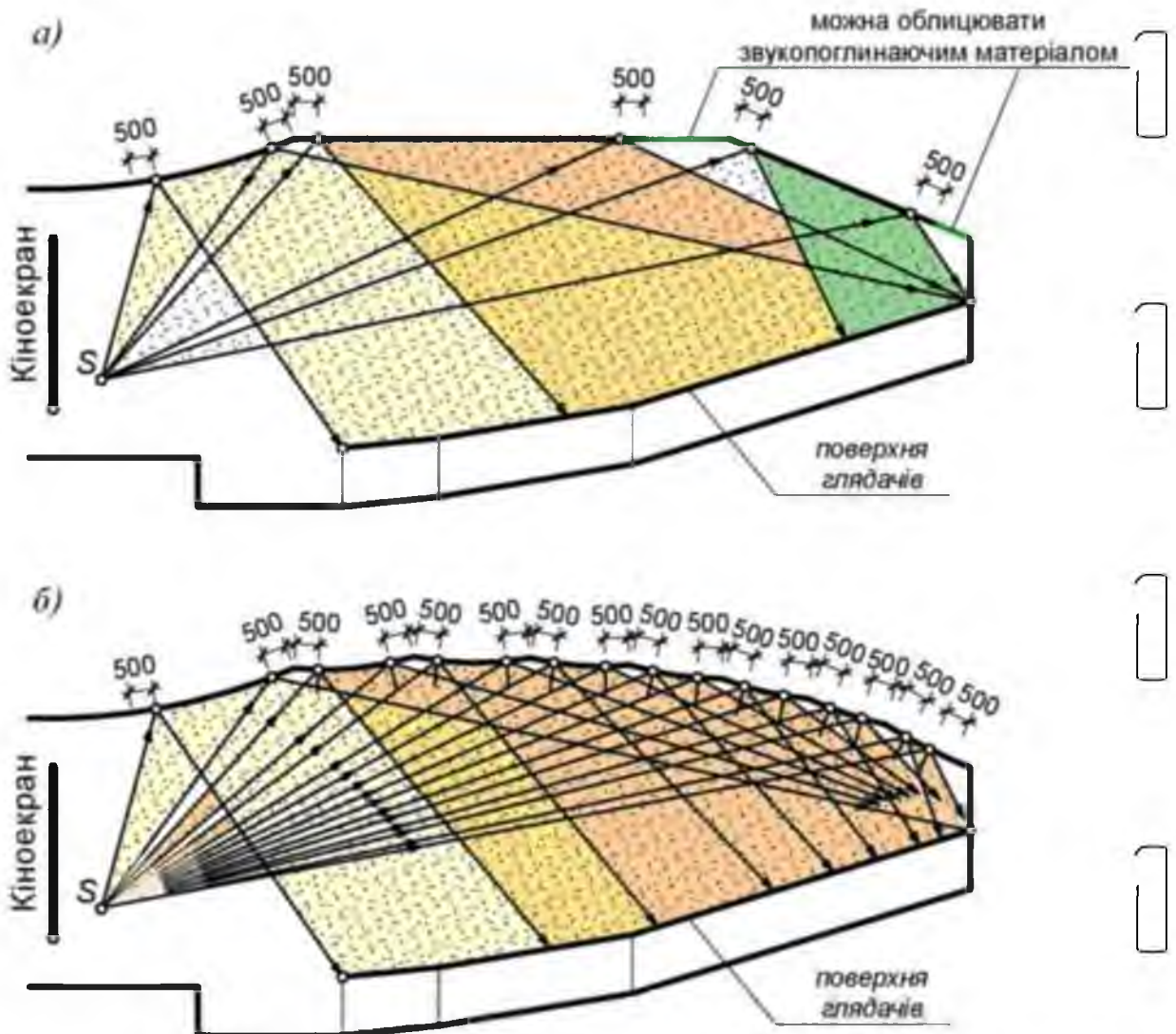


Рис. 2.1. Розподіл перших відбиттів звуку у зоні місць для глядачів від поверхонь стелі, поділеної на секції

Форму залу поблизу сцени (естради) звужують, розміщуючи випуклі акустичні екрани, як на стелі так і стінах (рис. 2.8). Такі акустичні екрани розсіюють звук, спрямовуючи перші інтенсивні відбиття звуку на останні ряди місць для глядачів, покращують дифузність звукового поля та зменшують відстань, яку проходить відбитий звук від джерела до перших рядів (мінімізують ризик виникнення луни поблизу сцени).

Ефективно здійснювати поділ стін, стелі секціями, форми яких представлені на рисунку 2.1. При цьому форму секцій підбирають так, щоб відбивання звуку від суміжних секцій накладалось (рис. 2.2).

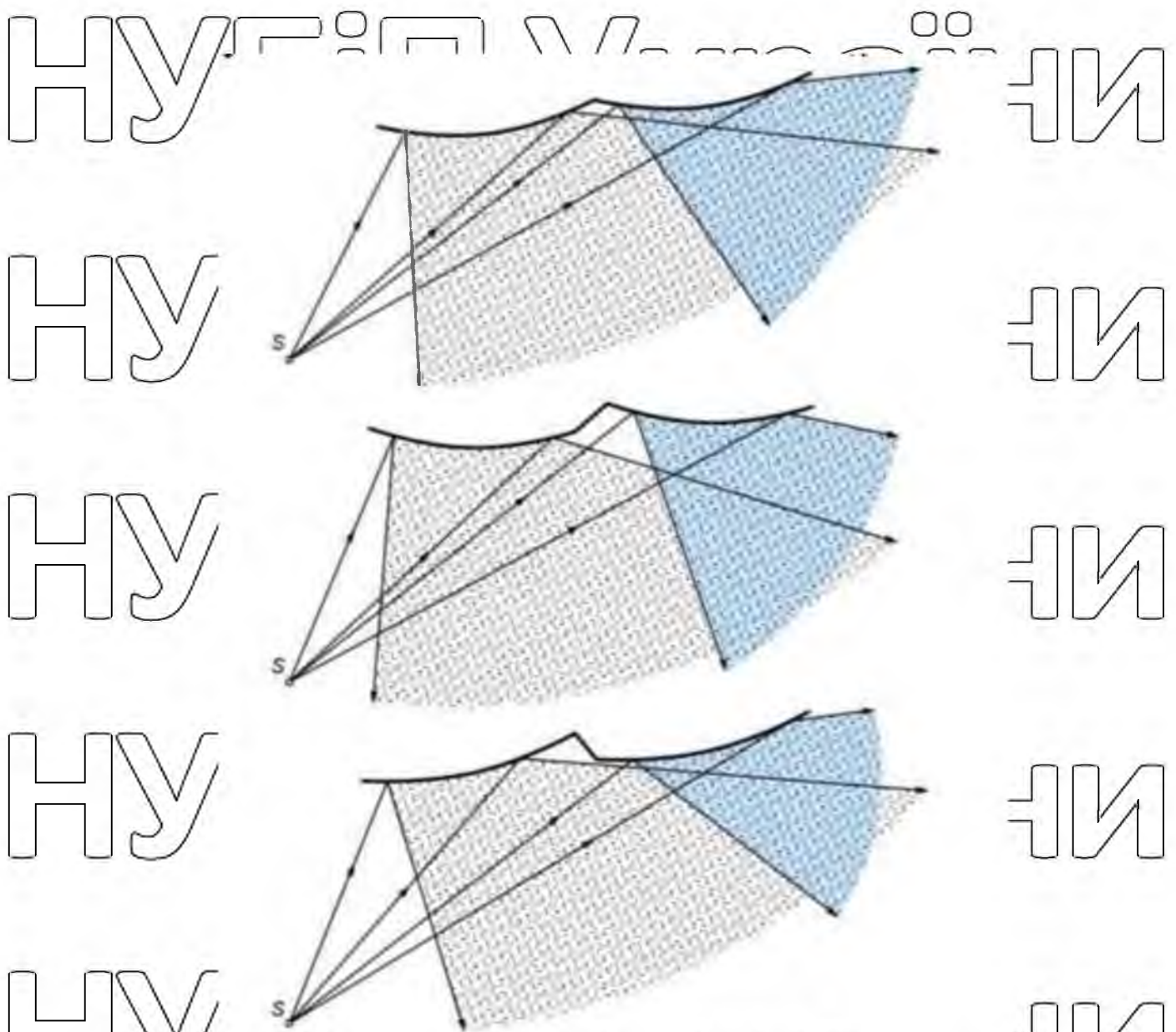


Рис. 2.2. Форми поділу поверхонь стін, стелі секціями

2.3. Дослідження перших звукових відбиттів в залі

Перші інтенсивні відбиття звуку від акустичних екранів, що сприймаються слухачем разом із прямим звуком від джерела, покращують розбірливість мови, сприйняття звуку.

Якщо відстань від джерела звуку S до слухача в т. M перевищує 8 м , то окрім сприйняття слухачем прямого звуку від джерела слід забезпечити надходження в дану точку простору і відбитого від акустичних екранів звуку. Причому час затримки при надходженні відбитого звуку по відношенню до прямого від джерела не повинен перевищувати 30 мс (для залів з музичними програмами – не більше 80 мс) [1].

За час 30 мс відбитий від екрану звук, поширюючись зі швидкістю 340 м/с , пройде шлях приблизно 10 м [1].

Тобто, різниця ходу відбитого звуку $SA + AM$ та прямого звуку SM від джерела до слухача в залі не повинна перевищувати $R = 10\text{ м}$ (рис. 2.3):

$$SA + AM - SM < 10\text{ м}. \quad (2.1)$$

При цьому в розрахунку необхідно брати реальні відстані, а не їх проекції на плані або розрізі.

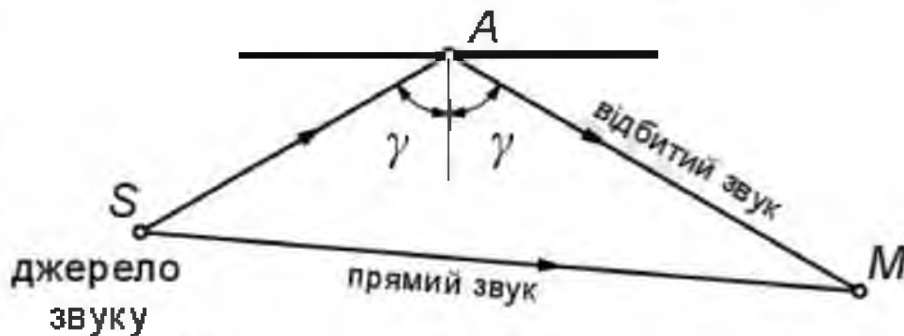


Рис. 2.3. Прямий звук від джерела та відбитий від поверхні екрану не одночасно досягають до слухача в т. M

Для акустичного розрахунку залу приймають: висоту джерела звуку S відносно планшети естради – $1,6\text{ м}$, а висоту приймача звуку M відносно підлоги (положення вуха слухача, що сидить) – $1,2\text{ м}$.

Нерівність (2.1) має виконуватись для всіх глядачів та акустичних екранів в залі. Якщо для окремої групи глядачів умова не виконується, то в залі виникає луна.

Для усунення акустичного дефекту залу — луни, необхідно або змінити форму та розміщення акустичних екранів, або облицювати поверхню екрану (чи його частину) звукопоглинаючим матеріалом. Наприклад, стіна в кінці залу, яка створює ефект луни для глядачів поблизу сцени, облицюється матеріалом, що поглинає звук.

На початковому етапі дослідження виникнення луни в залі визначають можливість утворення луни наявними в залі відбиваючими екранами (кожним окремо).

Плоский екрану луни не утворює, якщо $H < \frac{R}{2}$ (рис. 2.4). Якщо $H > \frac{R}{2}$,

то луну можуть утворювати точки на екрані, для яких виконується умова:

$$P < \frac{R \sqrt{4H^2 - R^2}}{R}, \text{ де } R = 10 \text{ м [1]}$$

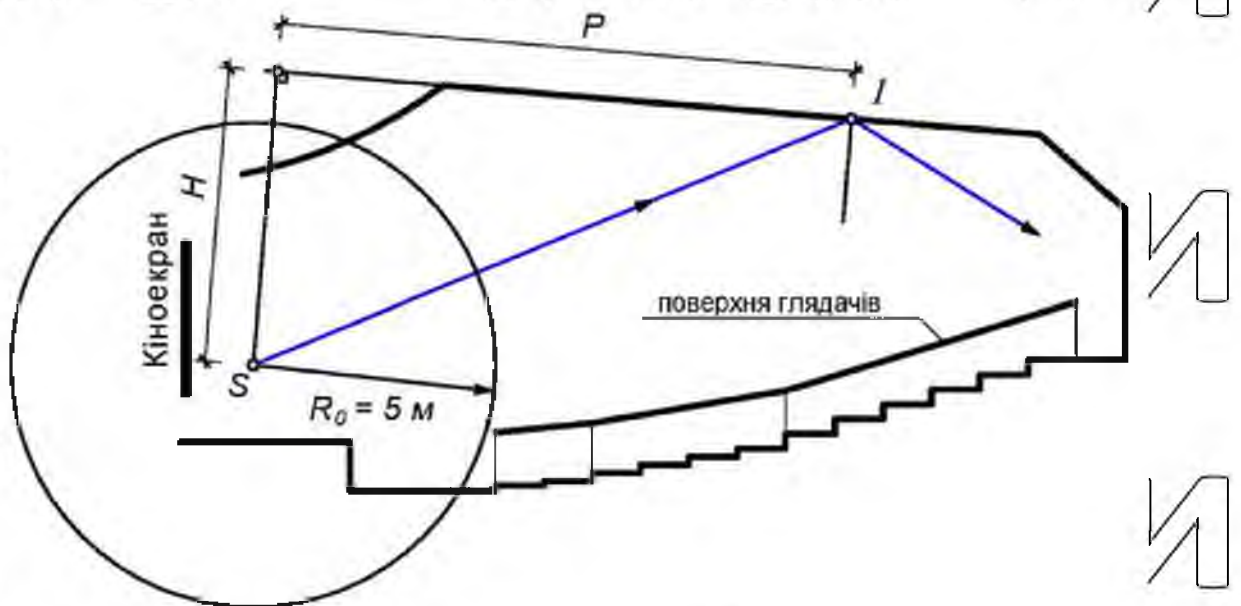


Рис. 2.4. Умова виникнення луни для плоского акустичного екрану в залі

Криводінійний екран утворює луну за наступних умов:

– дотична площина, проведена через деяку точку I екрану, не перетинає сферу радіусом $R_i = \frac{R}{2} = 5 \text{ м}$ з центром в т. S (рис. 2.5).

– відстань P_i до точки I вздовж дотичної (рис. 2.5) менша розрахованої

за формулою $P_i = \frac{H_i \sqrt{4H_i^2 - R^2}}{R}$ де H_i – відстань від джерела звуку до площини, дотичної в т. I до екрану, $R = 10 \text{ м}$ [1].

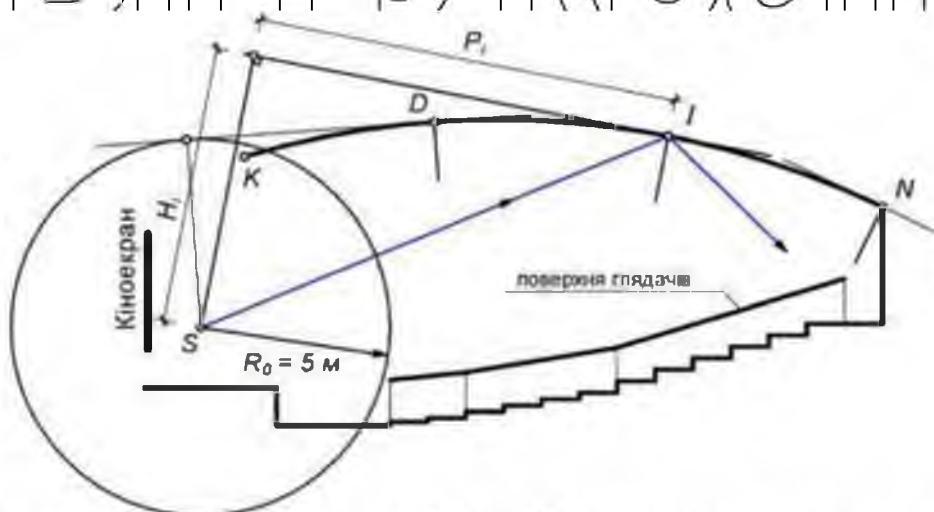


Рис. 2.5. Умова виникнення луни для криволінійного акустичного екрану в залі

На рисунку 2.5 зображено криволінійний екран, частина KN якого луни не утворює, а частина DN екрану потребує перевірки (в т. D дотична до екрану одночасно є дотичною до кола, радіусом R_0).

Екрани, що можуть утворювати луни в залі, досліджують за методом граничних поверхонь, що запропонований А.Л. Подгорним [2].

Суть метода полягає у визначенні граничної поверхні луни, перетин якої з поверхнею глядачів свідчить про утворення луни в залі (для глядачів, розміщених нижче граничної поверхні за напрямом поширення відбитих від екрану променів).

Послідовність побудови граничної поверхні луни для плоского акустичного екрану (його проекції) є наступною (рис. 2.6):

1. Підготовчий етап. Побудуємо уявне джерело звуку S' відносно плоского екрану ($SP = PS'$) та проведемо коло, радіусом 10 м з центром в точці S . Відступивши від країв екрану на 500 мм , окреслюємо межі екрану для дослідження (ділянку AB), від якої звукові промені відбиваються за законами геометричної акустики.

2. Перевірка утворення луни частиною акустичного екрану в т. A (рис. 2.6, а):

- побудуємо падаючий SA та відбитий промені в т. A екрану;
- проведемо промінь з уявного джерела S' через точку A . Він перетинає

коло в точці A_R ;

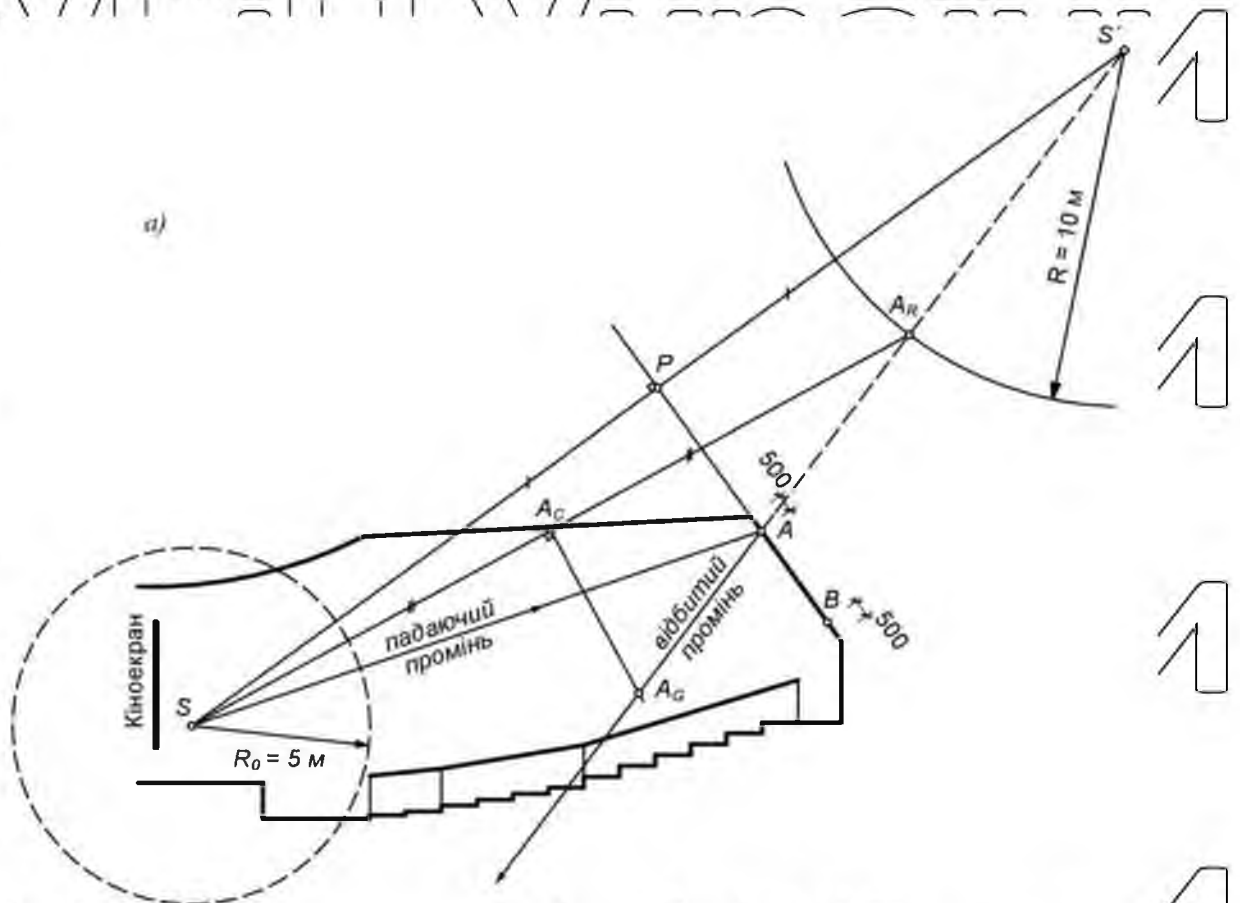


Рис. 2.6, а. Визначення точок граничної поверхні луни на розрізі залу для плоского акустичного екрану в т. A

- з'єднаємо джерело звуку S та точку на колі A , відрізком SA_R , який поділимо навпіл точкою A_C ($SA_C = A_C A_R$);

- побудуємо перпендикуляр з т. A_c (через середину відрізка SA_r) до перетину з відбитим променем $S'A$. Утворена точка A_G буде належати граничній поверхні луни.

3. Аналогічну перевірку здійснюють для точок B, C екрану (рис. 2.6, б).

4. Через точки перетину A_G, B_G, C_G побудуємо граничну поверхню області луни (рис. 2.6, б).

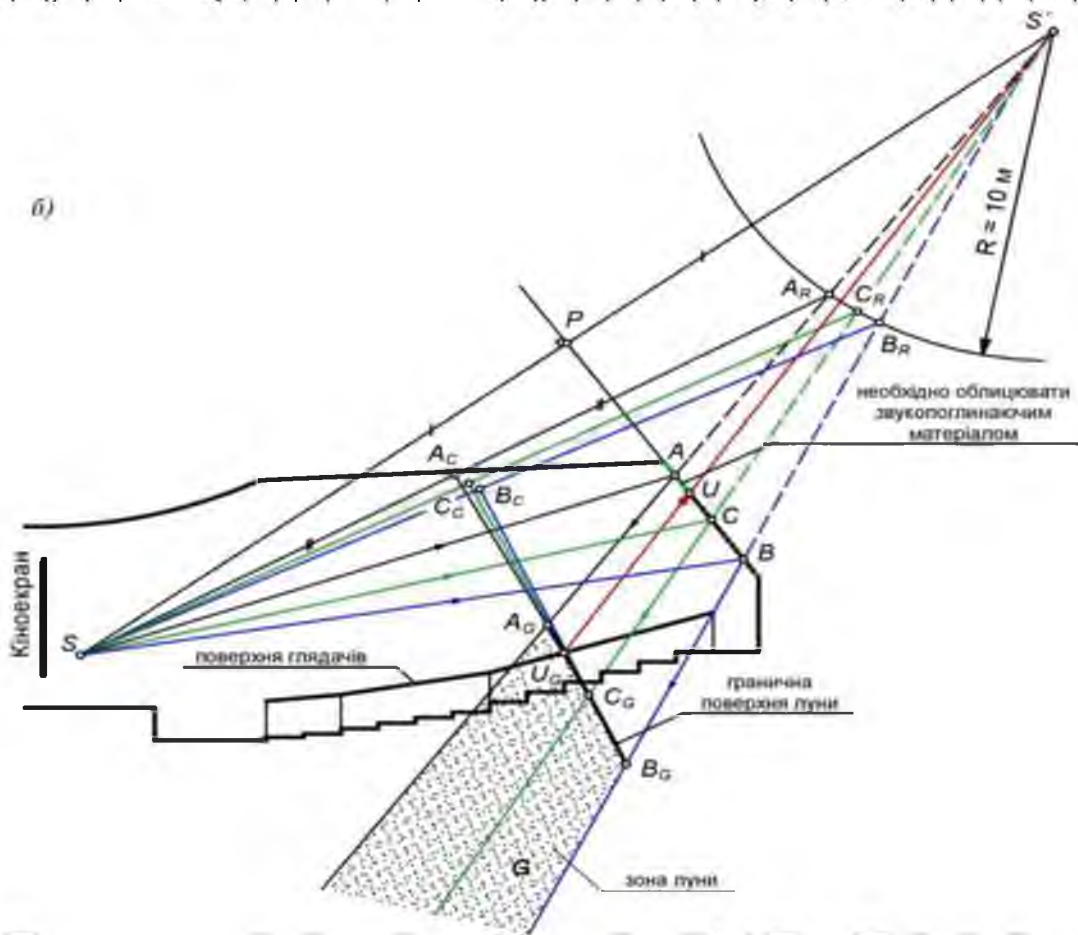


Рис. 2.6, б. Визначення граничної поверхні луни на розрізі залу для плоского акустичного екрану

Якщо гранична поверхня луни знаходиться:

→ нижче поверхні глядачів - луни в залі немає (рис. 2.7, а, б),

→ над поверхнею глядачів або перетинає її (рис. 2.7, в) - необхідно

прийняти міри по усуненню луни в залі: змінити кут нахилу екрану (рис. 2.7), його розміщення в залі або облицювати екран чи його частину звукопоглинаючим матеріалом (рис. 2.6, б).

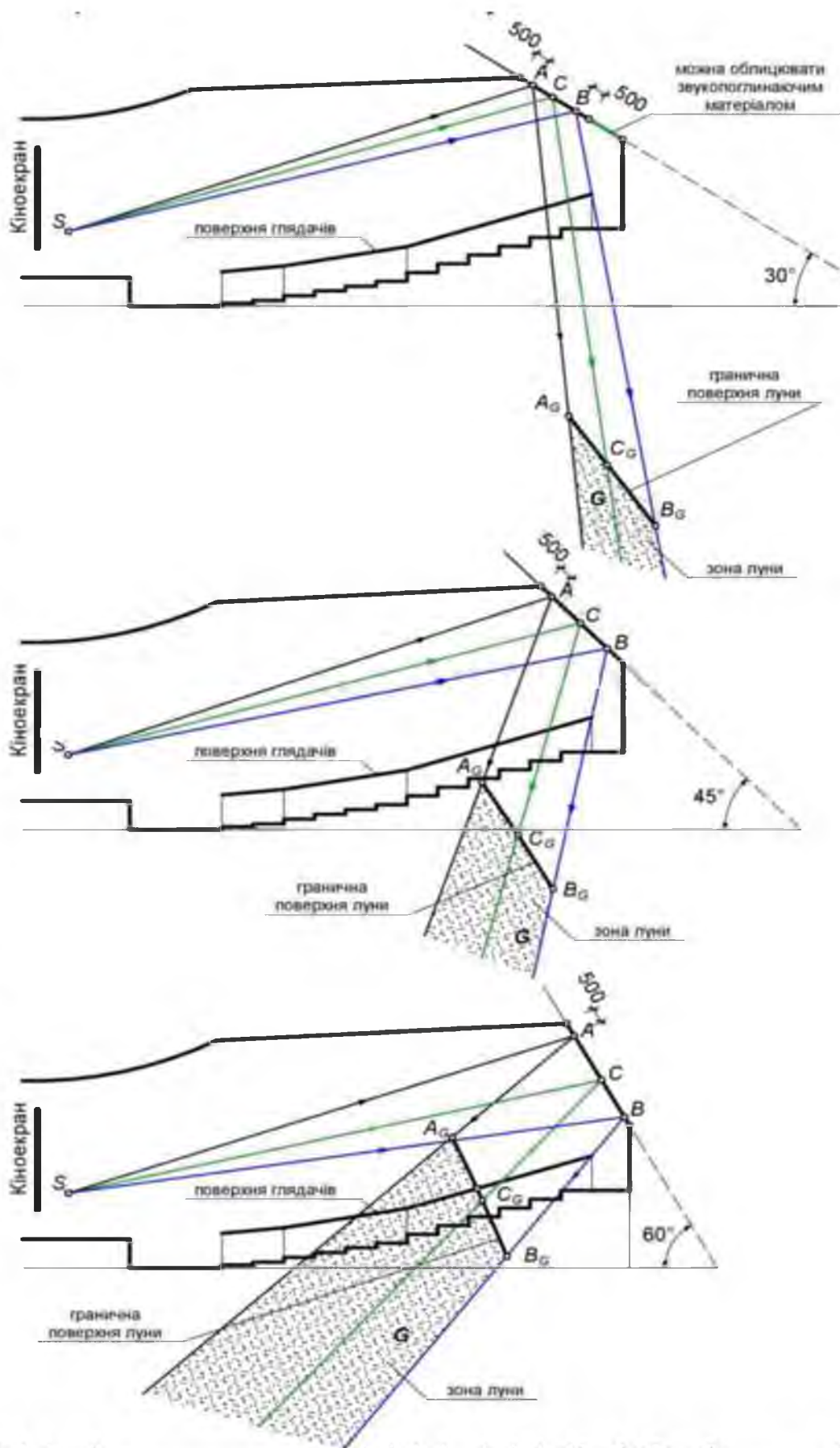
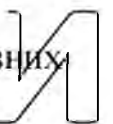
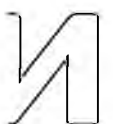
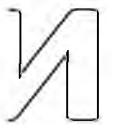
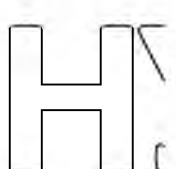
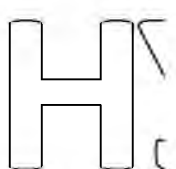
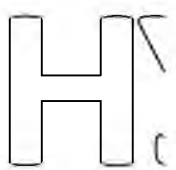
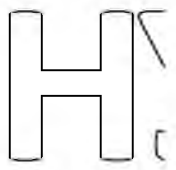
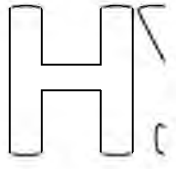
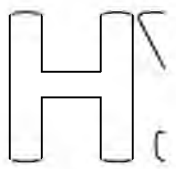


Рис. 2.7. Розміщення граничної поверхні луни на розрізі залу при різних кутах нахилу акустичного екрану

Для визначення частини екрану, що утворює луно в залі (рис. 2.6, б), з точки перетину граничної поверхні луни з поверхнею глядачів (т. U_G) проводять промінь в напрямі уявного джерела звуку S до перетину з екраном (т. U). Ділянка екрану від т. U та вище утворює луно в залі, тому її необхідно облицювати матеріалами, що поглинають звук.

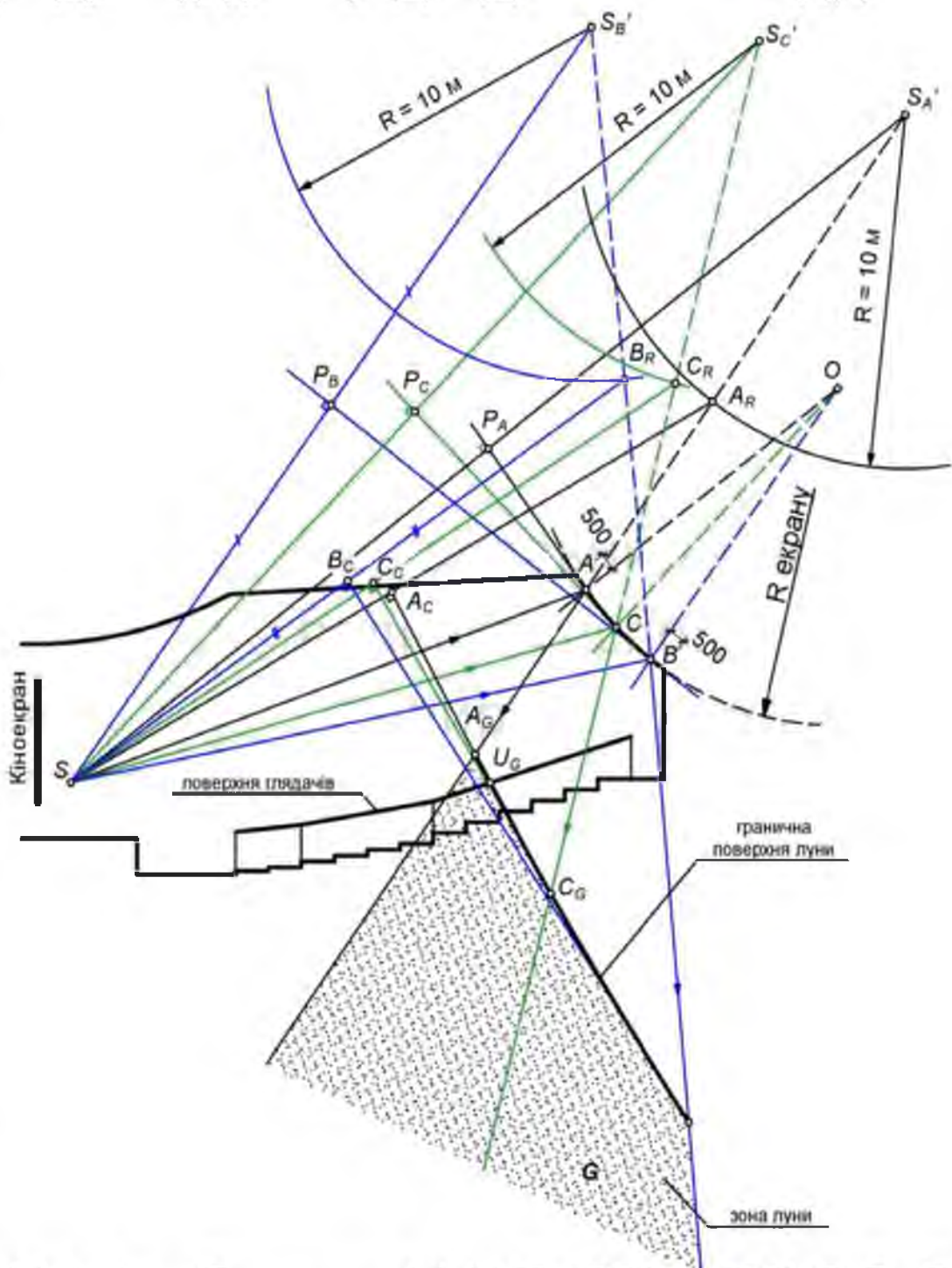


Рис. 2.8. Визначення граничної поверхні луни на розрізі залу для акустичного екрану циліндричної форми, радіусом R

Для криволінійного акустичного екрану алгоритм побудови аналогічний як і для плоского, лише для кожної з точок екрану (т. A, B, C), що досліджується, будують по черзі дотичну до поверхні (AP_A, BP_B, CP_C) в даній точці та задають відповідне положення уявного джерела звуку (S'_A, S_B, S_C) (рис. 2.8).

Примітка. Для кожної точки граничної поверхні луни справедлива рівність: відбитий від екрану звук проходить шлях на 10 м більший, ніж прямий звук від джерела звуку до даної точки. Тобто слухач (наприклад, в т. U_G) спочатку почує звук від джерела S (прямий звук) і лише через 30 мс почує цей же звук, що відбився від поверхні екрану (відбитий звук).

2.4. Приклад акустичного розрахунку залу на 400 глядачів

Вихідні дані:

Кількість глядачів: $N = 400$;

Тип кінотеатру (формат зображення): широкоекранний;

Висота підвісу екрану: $Y_f = 1,8$ м;

Глибина ряду: $d = 1$ м;

Антропометричне перевищення: $C_o = 0,15$ м;

Висота від підлоги до рівня очей глядача, що сидить: $h \cong 1,2$ м.

Перші інтенсивні відбиття звуку від акустичних екранів, що сприймаються слухачем разом із прямим звуком від джерела, покращують сприйняття звуку, розбірливість мови. При цьому контури поверхонь стелі та стін залу повинні сприяти в ідеалі рівномірному розподілу звукової енергії в об'ємі залу, спрямовуючи більшу її частину на віддалені від джерела звуку місця для глядачів.

Це досягається влаштуванням над естрадою та в кінці залу звуковідбиваючих екранів (див. розріз залу на рис. 2.9) і бокових екранів в передній та задній частині залу (див. план залу на рис. 2.9). Екрани забезпечують надходження перших відбиттів звуку до слухачів в будь-яку

точки поверхні глядачів (рис. 2.10, 2.11) забезпечуючи дифузність звукового поля.

НУБІП УКРАЇНИ

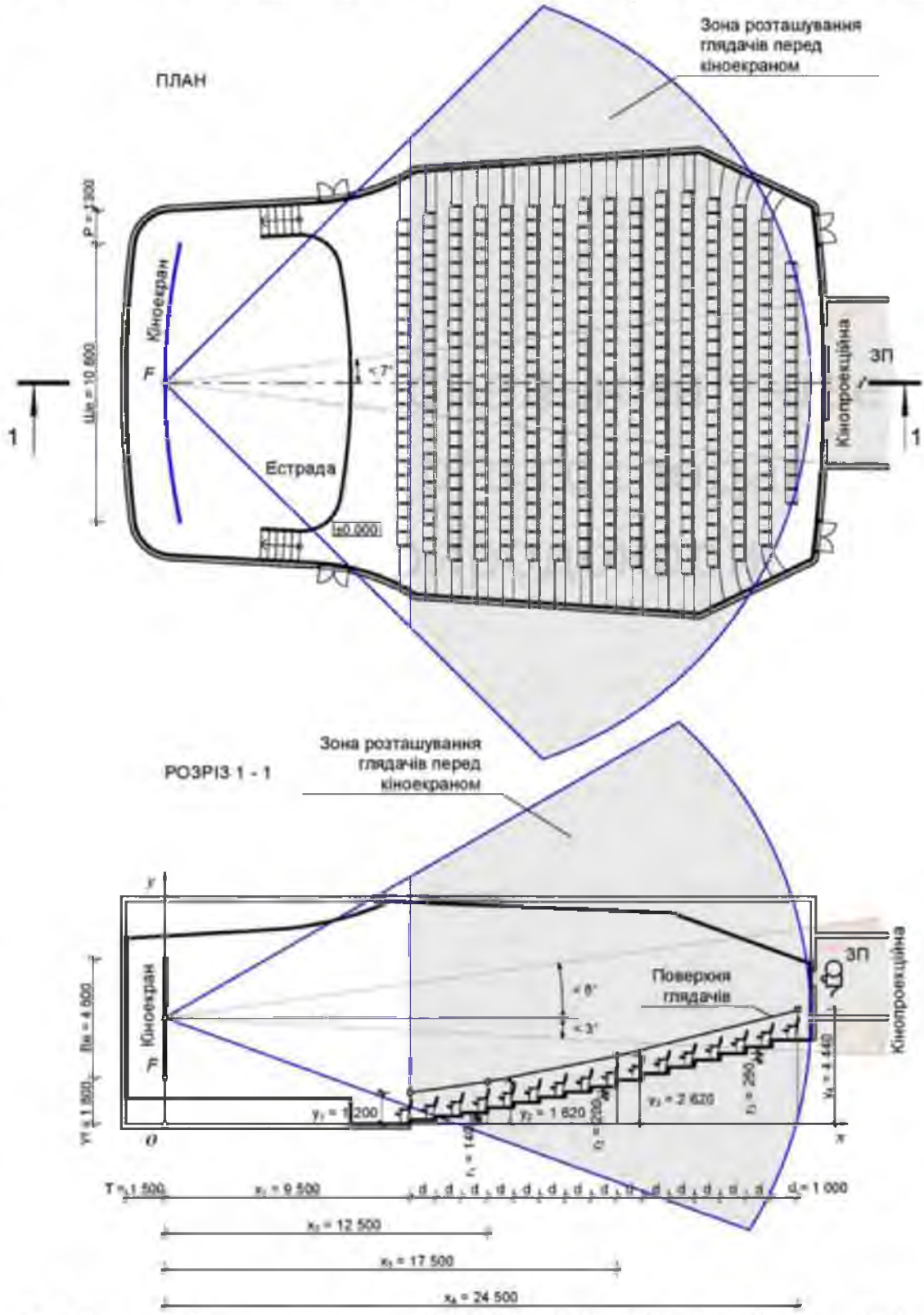


Рис. 2.9 Розміщення глядачів у залі кінотеатру для забезпечення видимості кіноекрану

НУБІП УКРАЇНИ

2.5. Побудова форми поверхонь стелі і стін, що забезпечують дифузність звукового поля в залі

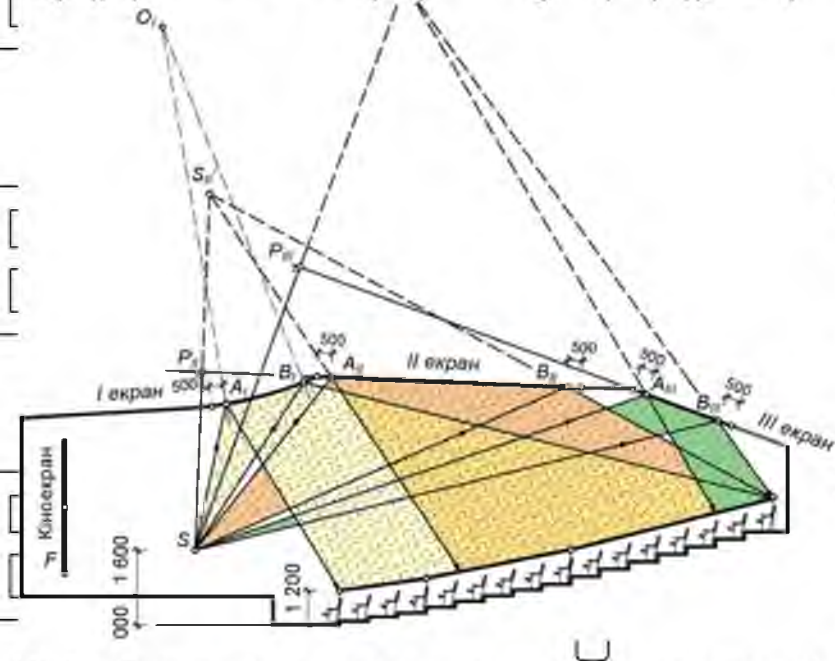


Рис. 2.10. Відбиття звуку акустичними екранами на розрізі

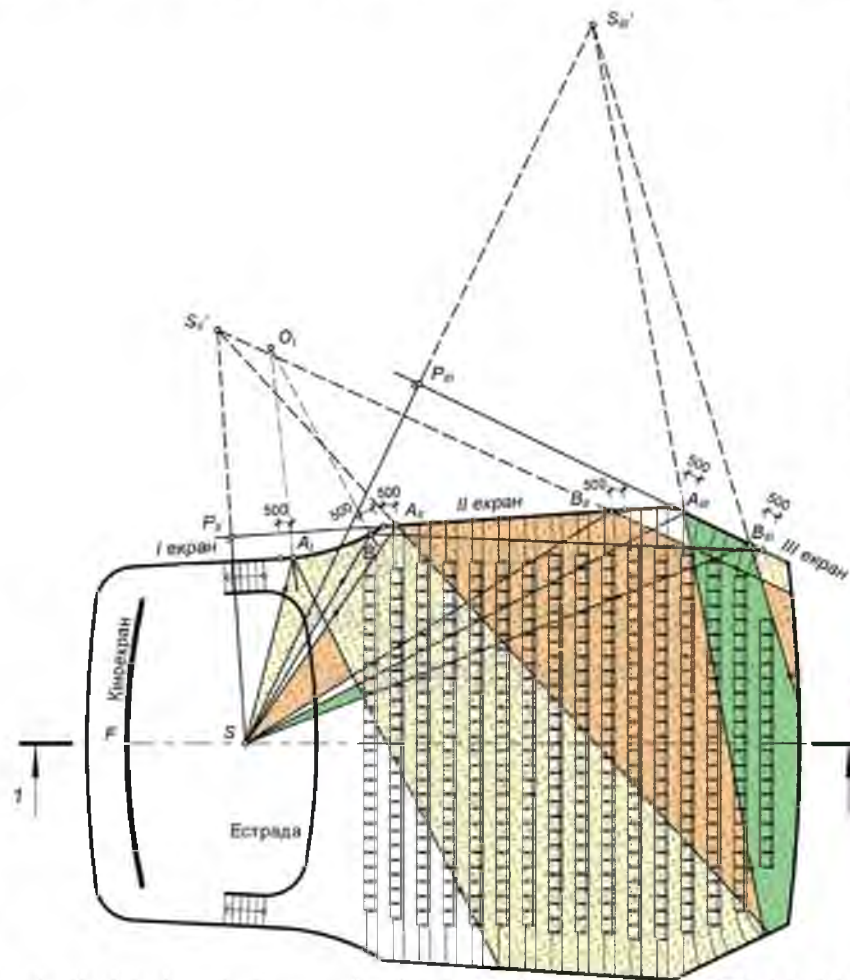


Рис. 2.11. Відбиття звуку акустичними екранами на плані

2.6. Дослідження перших звукових відбиттів в залі

В залі необхідно забезпечити раніми інтенсивними відбиттями місця для глядачів, розташовані на відстані більше радіуса гучності [4]. Запізнення перших відбиттів для залів з мовними програмами не повинно бути більше 30 мс.

Дослідження перших відбиттів проводять для екранів на плані залу, та екранів над залом, для яких будують характерний повздовжній розріз залу.

Бокові екрани в передній частині залу та екран над естрадою (дотичні до екранів) перетинають сферу, радіусом 5 м з центром в точці S (джерело звуку) і тому луни в залі не утворюють (рис. 2.12).

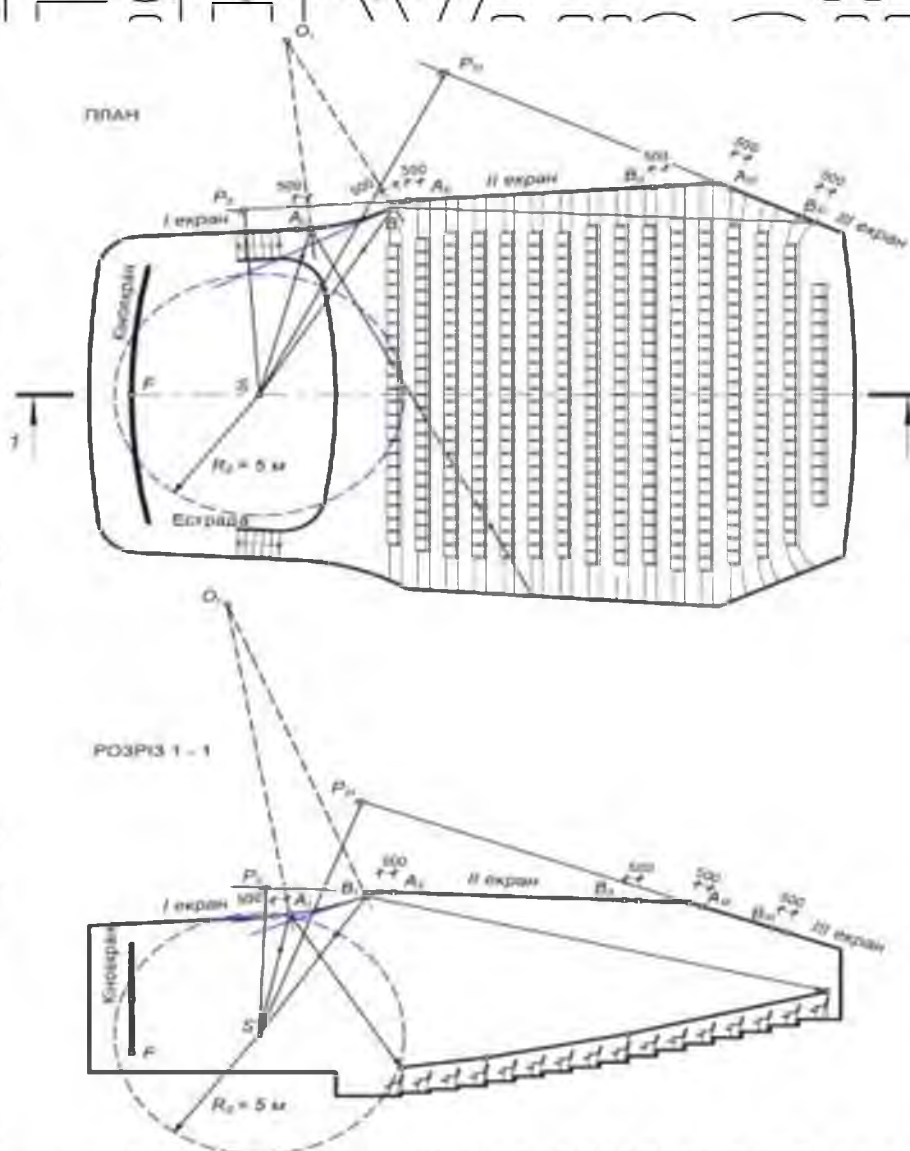


Рис. 2.12. Попередній аналіз відбиваючих екранів в залі на можливість утворення луни

У результаті дослідження перших звукових відбиттів від акустичних екранів в залі кінотеатру, виявлено, що бокові стіни та екрани на стелі луни не утворюють (рис. 2.13, 2.14).

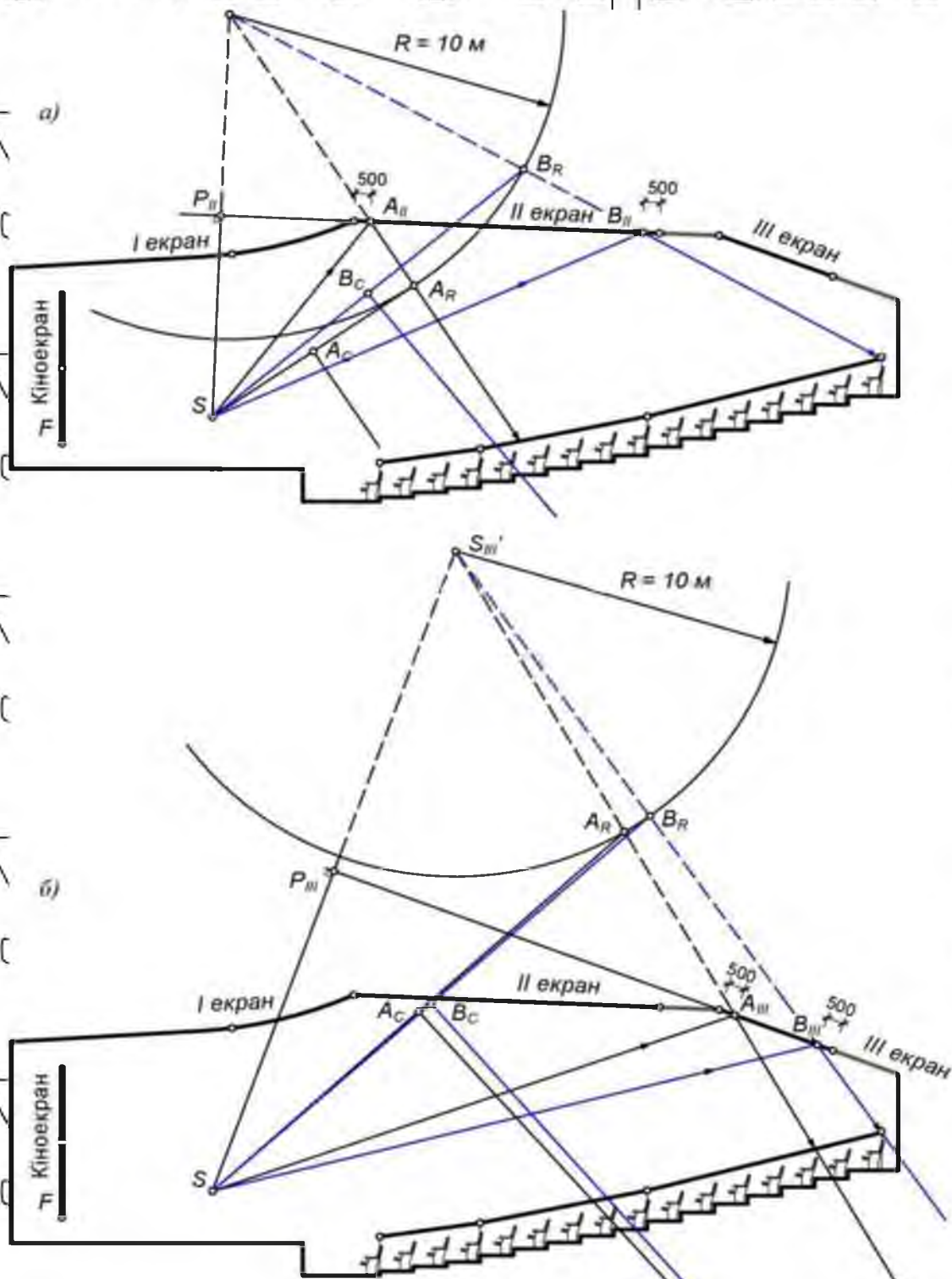


Рис. 2.13 Дослідження екранів на утворення луни на розрізі залу: а) II акустичний екран; б) III акустичний екран

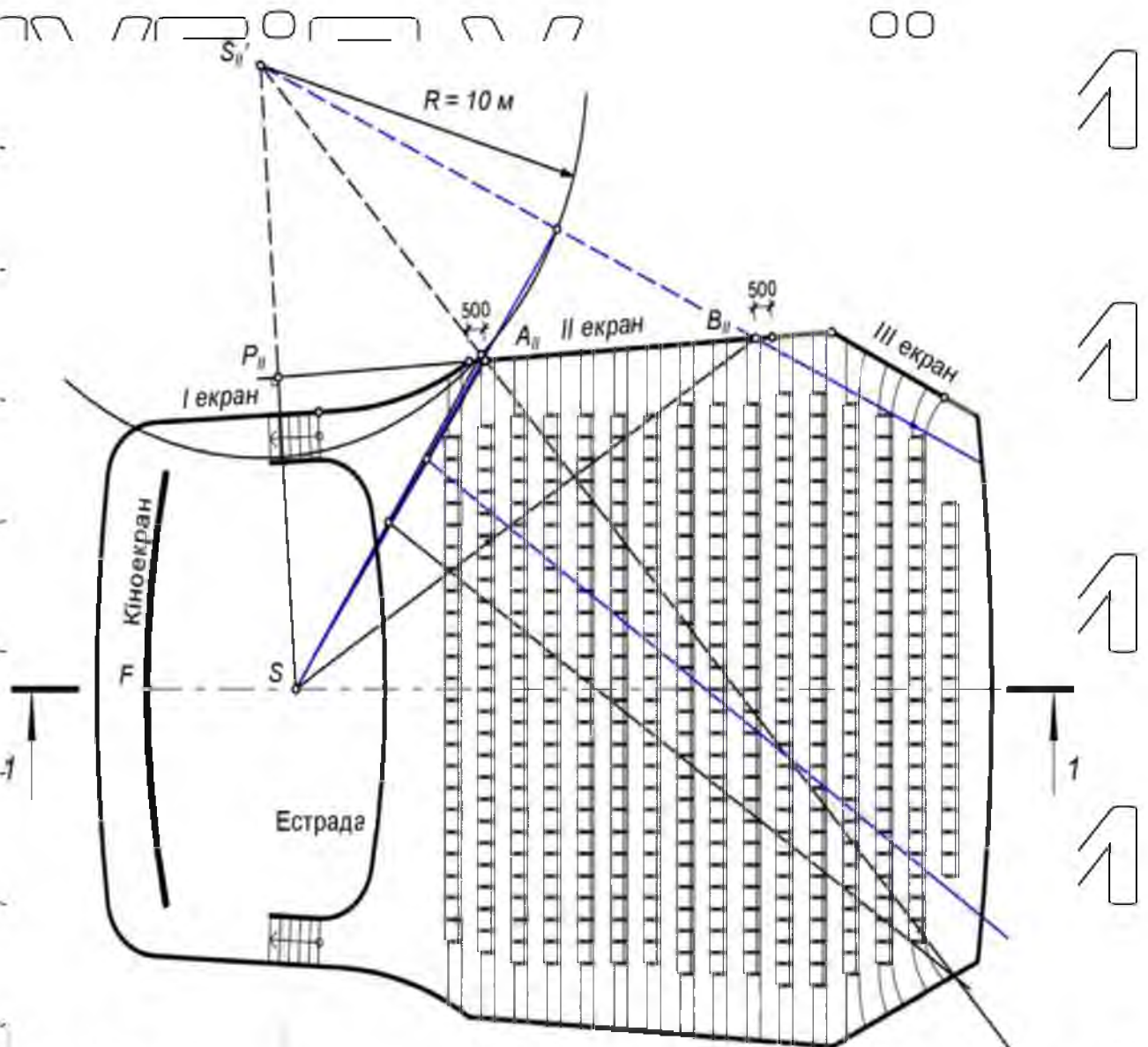


Рис. 2.14. Дослідження перших відбиттів для екранів на плані залу:
II акустичний екран

Поверхня стіни в кінці залу (навпроти кіноекрану) буде утворювати луку, тому прийнято рішення облицювати її звукопоглинаючим матеріалом з коефіцієнтом звукопоглинання на середніх частотах більше 0,6.

Екрани в кінці залу (рис. 2.15), за умови облицювання ділянки екрану АШСш звукопоглинаючим матеріалом, луку не утворюють.

У залі кінотеатру необхідно передбачити для стіни за кіноекраном опорядження, що поглинає звук, з коефіцієнтом звукопоглинання на середніх частотах не менше 0,6 у діапазоні частот від 63 Гц і вище [3].

Н
Н
Н
Н
Н

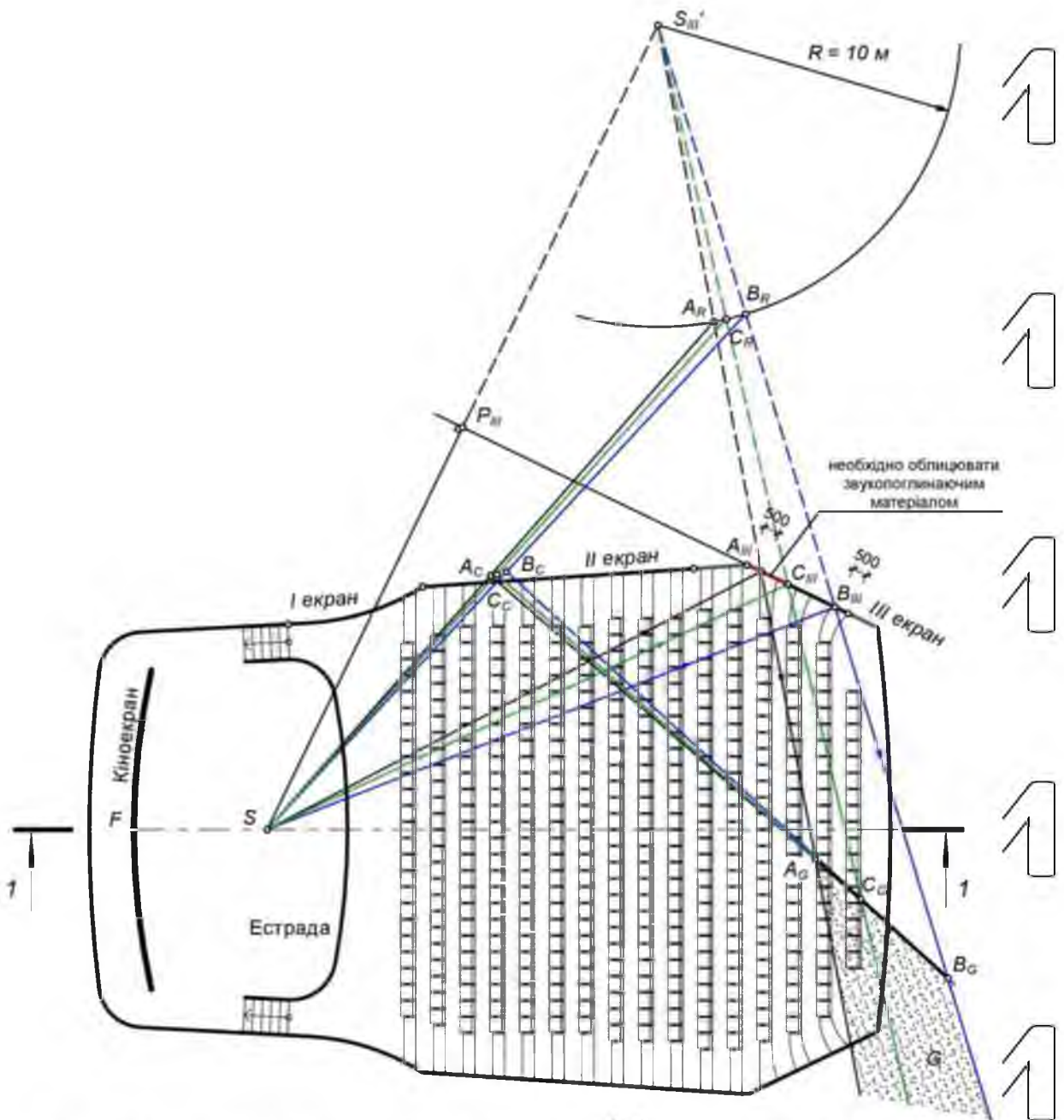


Рис. 2.15. Дослідження перших відбиттів для екранів на плані залу: III

акустичний екран

НУБІП України

Висновки. Отже, форма поверхонь естеди та стін сприятиме дифузності звукового поля в залі кінотеатру.

Аналіз перших звукових відбиттів від акустичних екранів не виявив

НУБІП України

загрози виникнення луни в залі.

3. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

НУБІП України

3.1. Проектування генерального плану

Генеральний план запроектований із урахуванням забудови та завдання на проектування. Під'їзд до культурно-розважального центру з кінозалами у м. Суми передбачено з вул. Незалежності до існуючого місцевого проїзду. На території ділянки передбачено нормативний комплекс майданчиків.

Генеральним планом розроблено благоустрій території навколо центру, створення скверу, що включає озеленення території, облаштування двох фонтанів перед головним фасадом, встановлення лав та укладання тротуарної плитки.

Озеленення представлене з урахуванням дотримання норм розривів від елементів озеленення до існуючих та проєктованих будівель, інженерних мереж. Озеленення ділянки передбачено посадкою декоративних дерев, чагарників та посівів газонів. Проєкт озеленення розроблений з урахуванням естетичних та функціональних вимог.

3.1.1. Підрахунок чорних позначок до генплану

Визначаємо чорні позначки – це позначки, які мають кути будинку на початок забудови.

$$H_{\text{чор.}} = H_{\text{гор.}} \pm \frac{m \cdot h}{d}, \quad (3.1)$$

де $H_{\text{гор.}}$ – позначка сусідньої горизонталі;

m – відстань до сусідньої горизонталі;

h – висота перерізу рельєфу, $h=0,5$

d – відстань між сусідніми горизонталями.

$$т. А = 155,0 - \frac{16,620}{57,680} \cdot 0,5 = 154,85 \text{ м};$$

НУБІП України

$$r. B = 155,0 + \frac{19,830}{54,784} \cdot 0,5 = 154,82 \text{ м};$$

$$r. C = 155,0 + \frac{31,403}{55,461} \cdot 0,5 = 154,72 \text{ м};$$

$$r. D = 154,5 + \frac{17,215}{52,833} \cdot 0,5 = 154,66 \text{ м};$$

$$r. E = 155,0 + \frac{18,942}{44,571} \cdot 0,5 = 155,21 \text{ м};$$

$$r. F = 155,0 + \frac{26,085}{48,194} \cdot 0,5 = 155,27 \text{ м};$$

$$r. G = 155,0 + \frac{15,057}{48,849} \cdot 0,5 = 155,15 \text{ м};$$

$$r. H = 155,0 + \frac{19,771}{51,291} \cdot 0,5 = 155,19 \text{ м};$$

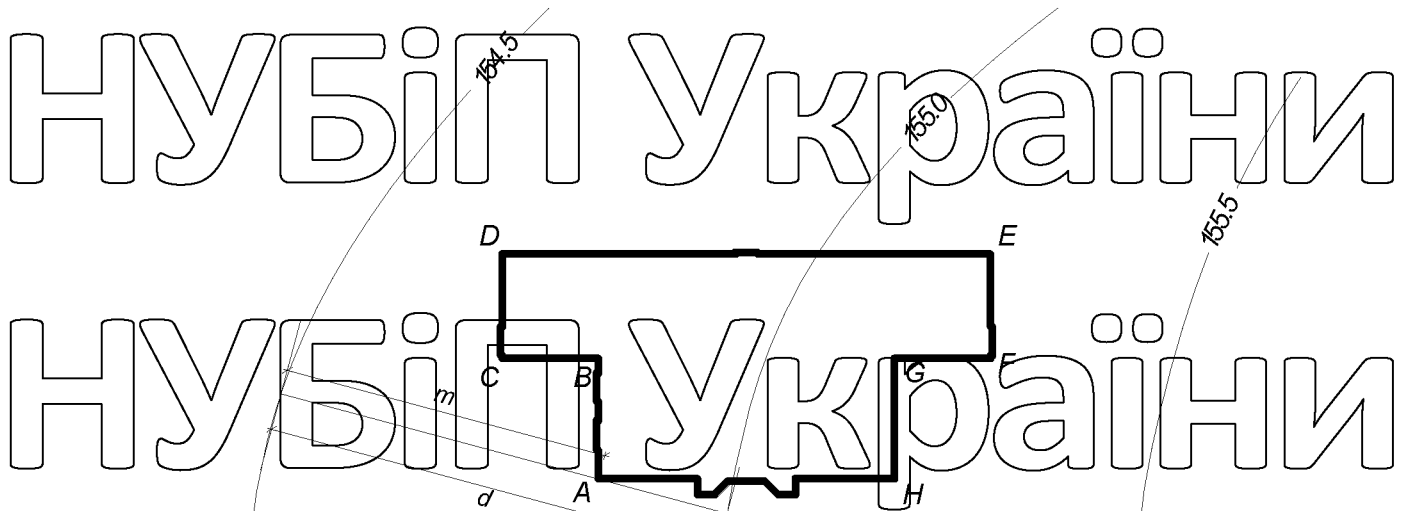


Рис. 3.1. Схема генплану для розрахунку чорних та червоних позначок

3.1.2. Підрахунок червоних позначок до генплану

$$H_{кр} = H_{чор.} - l \cdot i, \quad (3.2)$$

де l — довжина сторони будівлі;

i — ухил спланованої поверхні, $i = 0,01$

$$r. A = 154,85 - 49 \cdot 0,01 = 154,36 \text{ м};$$

$$т. B = 154,82 - 49 \cdot 0,01 = 154,33 \text{ м};$$

$$т. C = 154,72 - 61 \cdot 0,01 = 154,11 \text{ м};$$

$$т. D = 154,66 - 61 \cdot 0,01 = 154,05 \text{ м};$$

$$т. E = 155,21 \text{ м};$$

$$т. F = 155,27 \text{ м};$$

$$т. G = 155,15 - 12 \cdot 0,01 = 155,00 \text{ м};$$

$$т. H = 155,19 - 12 \cdot 0,01 = 155,07 \text{ м};$$

Абсолютна червона відмітка вважається за формулою:

$$H_{\text{абс}}^{\text{кр}} = \frac{\sum H_{\text{кр}}}{n}, \quad (3.3)$$

де $\sum H_{\text{кр}}$ – Сума червоних позначок, м;

n – кількість червоних позначок.

$$H_{\text{абс}}^{\text{чер}} = \frac{154,36 + 154,33 + 154,11 + 154,05 + 155,21 + 155,27 + 155,00 + 155,07}{8} = 154,67 \text{ м}.$$

3.2. Об'ємно-планувальне рішення

Загальне положення

Об'ємно-планувальне рішення будівлі культурно-розважального центру з кінозалом у м. Суми розроблено відповідно до вимог [3] ДБН В.2.2-16:2019.

Будівля центру є 3-х поверховий об'єм з розмірами в плані 60,0×27,0 м.

На першому поверсі розташовані: 2 кінозали на 100 і 200 осіб, 2 відеозали, квиткові каси, гардероб, кафе.

За рівнем вогнестійкості – II згідно з ДБН В.1.1-7:2016 [6].

Клас складності СС3 за ДБН В.1.2-14:2018 [7].

Будівля забезпечена необхідним інженерним обладнанням для нормальної експлуатації.

Природне освітлення будівлі відповідає вимогам [8].

Об'ємно-планувальні рішення центру розроблені з дотриманням ДБН В.1.1-7:2016 [6] щодо протипожежних вимог. Двері на шляхах евакуації відчинені та відкриваються за напрямом виходу з будівлі.

ТЕП об'ємно-планувального рішення

1. Загальна площа, $m^2 - S_{заг} = 4306,23$;

2. Корисна площа, $m^2 - S_P = 3499,11$;

3. Будівельний об'єм, $m^3 - V_{СТР} = 16742,93$.

4. Коефіцієнт ефективності використання обсягу будівлі:

$$K1 = \frac{S_P}{S_{заг}}; \quad K2 = \frac{V_{СТР}}{S_{заг}} \quad (3.4)$$

$$K1 = \frac{3499,11}{4306,23} = 0,81;$$

$$K2 = \frac{16742,93}{4306,23} = 3,89$$

3.3. Конструктивні рішення культурно-розважального центру

Нормативне значення навантажень [11]:

Вітровий тиск – 0,23 кПа.

Вага снігового покриву – 1,2 кПа.

Тимчасові навантаження плити перекриттів прийняті:

– основні приміщення – 1,5 кПа,

– загальні коридорні та сходи – 3 кПа,

За відносну позначку + 0,000 прийнято підлогу 1-го поверху, що відповідає абсолютній відмітці + 154,67.

Інженерно-геологічні умови будівництва характеризується заляганням

в основі фундаментів ґрунтів – супісок міцний і супісок дуже міцний ДБН Б.2.2-12:2019 [10]

Згідно з інженерно-геологічними дослідженнями, основою під фундаменти є пилуваті супіски з наступними характеристиками:

$$\gamma_n = 19,1 \text{ кН/м}^3; c_1 = 0,01 \text{ МПа}; \phi_n = 27^\circ; E = 24 \text{ МПа.}$$

Фундаменти запроектовані з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, а також з урахуванням рівня можливих нерівномірних осад конструкцій у межах споруд, основ та фундаментів від підтоплення ґрунтовими водами та заходів, що виключають витік води з водонесучих комунікацій.

Фундаменти — скляного типу із збірного залізобетону за серією 1.020-1/83 вип. 1. Стіни підвалу прийняті із збірних цокольних панелей серії Б1.030.1-1. Стіни підвалу, що стикаються з ґрунтом, покриті фарбувальною гідроізоляцією за 2 рази.

Як заходи щодо захисту будівлі від підтоплення поверхневими водами

- є:
- фарбувальна гідроізоляція стін, що стикаються з ґрунтом;
 - пристрій водонепроникної підготовки для підлоги підвалу;
 - пристрій вимощення по периметру будівлі;
 - пристрій відповідного вертикального планування.

Каркас будівель з використанням конструкцій серії 1.020-1/83 вирішено за зв'язковою схемою з шарнірним поєднанням ригелів з колонами. Просторова стійкість будівель забезпечується системою вертикальних підвалин, об'єднаних горизонтальними дисками перекриттів. Вертикальними підвалинами служать зв'язкові панелі, утворені збірними залізобетонними діафрагмами жорсткості, з'єднаними з колонами, що примикають. Горизонтальні навантаження, що діють на будівлю, сприймаються горизонтальними дисками перекриття і потім передаються на вертикальні діафрагми, які в свою чергу передають навантаження фундаменти.

Зовнішні стіни — збірні панелі з легкого бетону серії 1.030.1-1 вип. 1-1. Самонесучі панелі зовнішніх стін встановлюються на простінні або рядові панелі та кріпляться поверху до колон монтажними сполучними елементами,

НУБІП УКРАЇНИ

для чого в панелях передбачені заставні деталі. Простінні панелі, що встановлюються біля колон каркаса, кріпляться аналогічно. Всі панелі панелі по низу і по верху кріпляться до рядових панелей. Передача навантаження від вишележачих стін передбачається тільки через панелі панелі, розташовані біля колон каркаса, минаючи простінки, що встановлюються в прольоті між колонами.

НУБІП УКРАЇНИ

Діафрагми жорсткості нижніх поверхів встановлюються на монолітний стрічковий фундамент, конструкція якого забезпечує спільну роботу цього фундаменту з фундаментами діафрагмових колон на дію сумарних зусиль, що сприймаються зв'язковою панеллю. Горизонтальний стик між діафрагмами жорсткості та стрічковим фундаментом має бути таким самим, як горизонтальний стик між діафрагмами жорсткості в інших поверхах.

НУБІП УКРАЇНИ

Діафрагми жорсткості встановлюються в прольоті між колонами і з'єднуються між собою та колонами шляхом зварювання заставних деталей, розташованих по вертикальних гранях. Діафрагми жорсткості встановлюються одна на одну на всю висоту будівлі.

НУБІП УКРАЇНИ

Перегородки в санвузлах виконані з повнотілої глиняної цеглини пластичного пресування $\delta = 120$ мм. Перегородки у інших приміщеннях – з легкобетонних плит.

НУБІП УКРАЇНИ

Перемички – збірні з бетонні.

Внутрішні стіни кінозалів прийняті із газосилікатних блоків $\delta = 200$ мм.

НУБІП УКРАЇНИ

Для перекриття використовуються багатопустотні плити перекриття серії 1.041-2. Для міжповерхових перекриттів застосовуються багатопустотні плити двох видів: рядові (номінальною шириною 1500 і 1200 мм) та зв'язкові (плити-розпірки). Зв'язкові плити збігаються за основними розмірами із рядовими, але мають спеціальні заставні деталі для краплення зв'язків – арматурних стрижнів. Зв'язкові плити укладають між колонами (як середніми, так і крайніми), при цьому арматурний стрижень приварюється до закладних деталей зв'язкових плит та закладної деталі ригеля. У торцях будівлі

НУБІП УКРАЇНИ

встановлюється по два арматурні стрижні, які приварюються до закладної деталі плити та ригелю, а також заставної деталі плити та колони.

Сходові клітини вирішені каркасними в осередках 3×6 м. Сходи влаштовуються по серії 1.050.1–2 з Z-подібних сходових маршів з напівмайданчиками, які спираються на полиці ригелів шаром цементно-піщаного розчину М200. У частині будівлі без підвалу нижній марш виготовляється без одного (нижнього) напівмайданчика. Сходи ганків збираються з бетонних сходів, які укладаються на жорстку основу – бетонну підготовку.

Утеплювачем покриття служать плити полістиролбетонні теплоізоляційні та пінополістирольні. Рішення ухвалено з урахуванням [6].

Покрівля запроєктована з двошарового гідроізоляційного килима з «Біполікрину» [8]

Водовідведення з плоскої покрівлі – внутрішній, організований по водостічних трубах.

Віконні блоки прийняті з потрійним склінням відповідають теплотехнічним вимогам. Дерев'яні конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, у зв'язку з чим їх необхідно періодично фарбувати.

Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель для ремонту або заміни полотна дверей. Двері обладнуються ручками, клямками та врізними замками.

3.4. Санітарно-технічне та інженерне обладнання

Проект розроблений відповідно до ДБН В.2.2-16:2019 [3], ДСТУ Б А.2.4-7:2009 [5] та інших нормативних документів.

Монтаж санітарно-технічних систем повинен проводитись у суворій відповідності до «Внутрішні інженерні системи будівель та споруд».

До установки намічаються такі прилади:

- умивальники керамічні напівкруглі розмірами 450×450 мм із пляшковим сифоном;
- унітази керамічні з безпосередньо розташованим змивним бачком;
- раковини сталеві з двооборотним сифоном.

Каналізація

Відведення стічних вод від санітарних приладів передбачається у зовнішню мережу каналізації внутрішньою самопливною мережею. Мережа каналізації монтується з поліетиленових труб нижче відм. 0000.

Опалення

Опалення та гаряче водопостачання запроектовано з магістральних теплових мереж з нижнім розведенням по підвалу. Магістральні трубопроводи та труби стояків, розташовані в підвальній частині будівлі, ізолюються та покриваються алюмінієвою фольгою.

Температура теплоносія у місцевій системі опалення: 70–95 °С. Система опалення однострубна із П-подібними стояками. Трубопроводи опалення монтуються із сталевих водогазопровідних труб та із сталевих електрозварювальних труб. Як нагрівальні прилади прийняті чавунні радіатори. Регулювання тепловіддачі нагрівальних приладів здійснюється за рахунок регулювання повітря. Для включення стояків і спуску води з них, у місцях приєднання стояків до магістральних трубопроводів, встановлюються: на стояку, що подає, – вентиль і пробковий кран для спуску води, на зворотному – пробкові крани.

Водопостачання

Холодне водопостачання запроектовано від колектора водопостачання, розташованого всередині будівлі. Вода подається магістральним трубопроводом, розташованим у підвальній частині будівлі, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою.

Навколо будівлі виконується магістральний пожежний господарсько-питний водопровід із колодязями, в яких встановлені пожежні гідранти.

Енергопостачання

Енергопостачання виконується від міської підстанції із заниткою двома кабелями – основний та запасний. Електрошитова розташована на першому поверсі.

Телефонізація

До будівлі підведено телефонний кабель, за допомогою якого здійснюється телефонний зв'язок та охорона.

Теплотехнічний розрахунок покриття

Основні дані прийняті у відповідності до ДБН В.1.2.-2:2006 [11].

Район будівництва – м. Суми;

Призначення будівлі – житлове;

Вологий район – нормальний, Б;

Температура внутрішнього повітря +18°

Таблиця 3.1

Фізичні характеристики шарів покриття

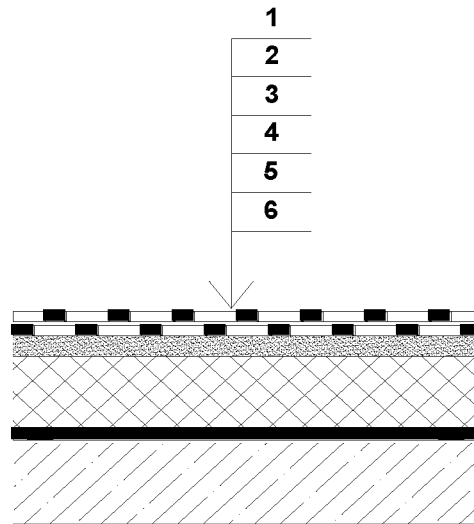
Поз.	Найменування шарів	Товщина, δ , м	Щільність, кг/м ³	Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/м·°С	Коефіцієнт теплозасвоєння S , Вт/м ² ·°С
1	2	3	4	5	6
1	Верхній водоізоляційний шар – біполікрин.	0,005	600	0,17	3,51
2	Нижній водоізоляційний шар – біполікрин.	0,0035	600	0,17	3,51
3	Цементно-піщана стяжка	0,03	1800	0,93	11,09
4	Утеплювач – плити полістеролбетони	x	50	0,052	0,55
5	Пароізоляція – біполікрин	0,005	600	0,17	3,51
6	Залізобетонна плита	0,22	2500	2,04	19,70

Конструкція покриття представлена рис. 3.1.

НУБІГ

ІІНН

НУБІГ



ІІНН

НУБІГ УКРАЇНИ

Рис. 3.1. Багатошарова конструкція покриття:

1 – верхній водоізоляційний шар – біполікрин К-ПХ-БЕ-К/ПШ-5.0, 2 – нижній водоізоляційний шар – біполікрин К-ПХ-БЕ., 3 – цементно-піщана стяжка з розчину М50; 4 – утеплювач – плити полістеролбетонні ПТПБ-350-1500x1200x300

НУБІГ УКРАЇНИ

Нормативний опір теплопередачі для огорожувальних конструкцій

покриття: $R_0^{норм} = 6 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}.$

НУБІГ УКРАЇНИ

Визначаємо термічний опір кожного окремого шару покриття за формулою:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i} \quad (3.5)$$

НУБІГ УКРАЇНИ

$$R_1 = \frac{0.005}{0.17} = 0.029 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт};$$

$$R_2 = \frac{0.0035}{0.17} = 0.021 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт};$$

НУБІГ УКРАЇНИ

$$R_3 = \frac{0.03}{0.93} = 0.032 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт};$$

$$R_5 = \frac{0.005}{0.17} = 0.029 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт};$$

$R_6 = \frac{0,22}{2,04} = 0,10 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт};$

Термічний опір утеплювача визначаємо за формулою:

$$R_4 = R_0^{\text{норм}} - (R_b + R_n + \sum R_i); \quad (3.6)$$

де R_b і R_n – коефіцієнти тепловіддачі відповідно до зовнішньої та внутрішньої поверхні.

$$R_4 = 6 - (0,115 + 0,043 + 0,029 + 0,021 + 0,032 + 0,029 + 0,10) = 5,63 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$$

Визначаємо теплову інерцію за формулою:

$$D = \sum R_i \cdot S_i \quad (3.7)$$

$$D = 0,029 \cdot 3,51 + 0,021 \cdot 3,51 + 0,032 \cdot 11,09 + 2,62 \cdot 0,35 + 0,029 \cdot 3,51 + 0,10 \cdot 19,7 = 4,04$$

Визначаємо необхідний опір теплопередачі:

$$R_{mp} = n \cdot (t_b - t_n) / \alpha_b \cdot \Delta t_b, \quad (3.8)$$

де n – коефіцієнт, що враховує положення зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції по відношенню до зовнішнього повітря;
 α_b – коефіцієнт тепловіддачі, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$ внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції;

Δt_b – розрахунковий перепад, °C між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції.

Для огорожувальної конструкції з тепловою інерцією до 7 за розрахункову температуру зовнішнього повітря слід приймати середню температуру найбільш холодних трьох діб із забезпеченістю 0,92, яка для м.

Вітебська дорівнює $t_n = -26 \text{ °C}$

$$R_{mp} = 1,0 \cdot (18 + 26) / 8,7 \cdot 4 = 1,26 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}.$$

Товщина утеплювача з полістеролбетону має бути не меншою:

$$\delta_4 = \lambda_4 \cdot R_4 \quad (3.9)$$

$$\delta_4 = 0,052 \cdot 5,63 = 0,293 \text{ м}$$

Приймаємо товщину утеплювача – 300 мм плити полістеролбетонні ППБВ-350-1500×1200×300.

4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

НУБІП України

4.1 Розрахунок та конструювання багатопорожнистої плити перекриття

Потрібно розрахувати та законструювати збірну з/б конструкцію міжповерхового перекриття цивільного будинку за таких даних:

багатопустотна плита, що має номінальну довжину $L_{пл} = 5,65 м$, ширину $B = 1,5 м$,

висоту $h = 0,22 м$.

НУБІП України

4.1.1 Визначення навантажень та зусиль

Таблиця 4.1

Нормативні та розрахункові навантаження на $1 м^2$ перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, $Н/м^2$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, $Н/м^2$
1	2	3	4
Постійна:			
1. Паркетна дошка - $t = 25 мм$, $\rho = 700 кг/м^3$	175	1,35	236
2. Лага - $t = 40 мм$, $\rho = 700 кг/м^3$	280	1,35	378
3. Звукоізоляційна прокладка із ПВХ - $t = 20 мм$, $\rho = 1600 кг/м^3$	320	1,35	432
4. Залізнична плита - $t = 110 мм$, $\rho = 2500 кг/м^3$	2750	1,35	3713
Разом:	3525		4759
Корисна:			

5. Тимчасова тривала	1500	1,5	2250
Разом:	5025		7009

При $\gamma_n = 1$ та номінальної ширини панелі 1,5 м навантаження на 1 м

довжини дорівнюватимуть:

- Постійна нормативна: $G_k = g_k \cdot B \cdot \gamma_n = 3525 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 5288 \text{ Н/м}$;

- Постійна розрахункова: $G_d = g_d \cdot B \cdot \gamma_n = 4759 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 7139 \text{ Н/м}$;

- Корисна нормативна: $Q_{k,dl} = q_k \cdot B \cdot \gamma_n = 1500 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 2250 \text{ Н/м}$;

- Корисна розрахункова: $Q_{d,dl} = q_d \cdot B \cdot \gamma_n = 2250 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 3375 \text{ Н/м}$.

Розрахунковий згинальний момент від дії повного навантаження:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{10,514 \cdot 5,545^2}{8} = 40,4 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (4.1)$$

де $q = G_d + Q_{d,dl} = 7139 + 3375 = 10514 \text{ Н/м}$;

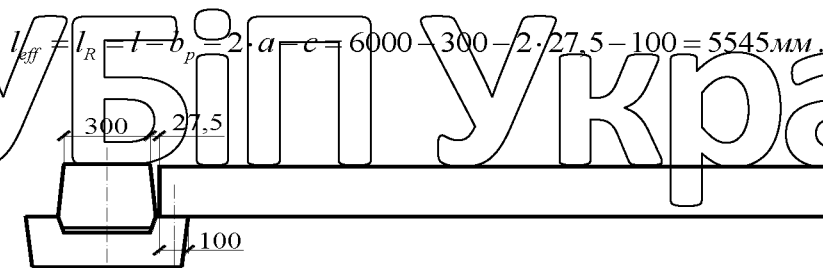


Рис. 4.1. До визначення розрахункового прольоту плити

Розрахунковий згинальний момент від усього нормативного

навантаження ($\gamma_f = 1$):

$$M_{sk} = \frac{q^n \cdot l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{7,538 \cdot 5,545^2}{8} = 29 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де $q^n = G_k + Q_{k,dl} = 5288 + 2250 = 7538 \text{ Н/м}$.

Розрахунковий згинальний момент від постійного та тривалого

навантажень ($\gamma_T = 1$):

$$M_{sd} = \frac{q_{dl}^n \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{6,076 \cdot 5,545^2}{8} = 23,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де $q_{dl}^n = G_k + Q_{k,dl} = 5288 + 1500 \cdot 0,35 \cdot 1,5 = 6076 \text{ Н/м}.$

Перерізуючи сила на опорі від дії повного розрахункового навантаження:

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l_{eff}}{2} = \frac{10,514 \cdot 5,545}{2} = 29,2 \text{ кН}.$$

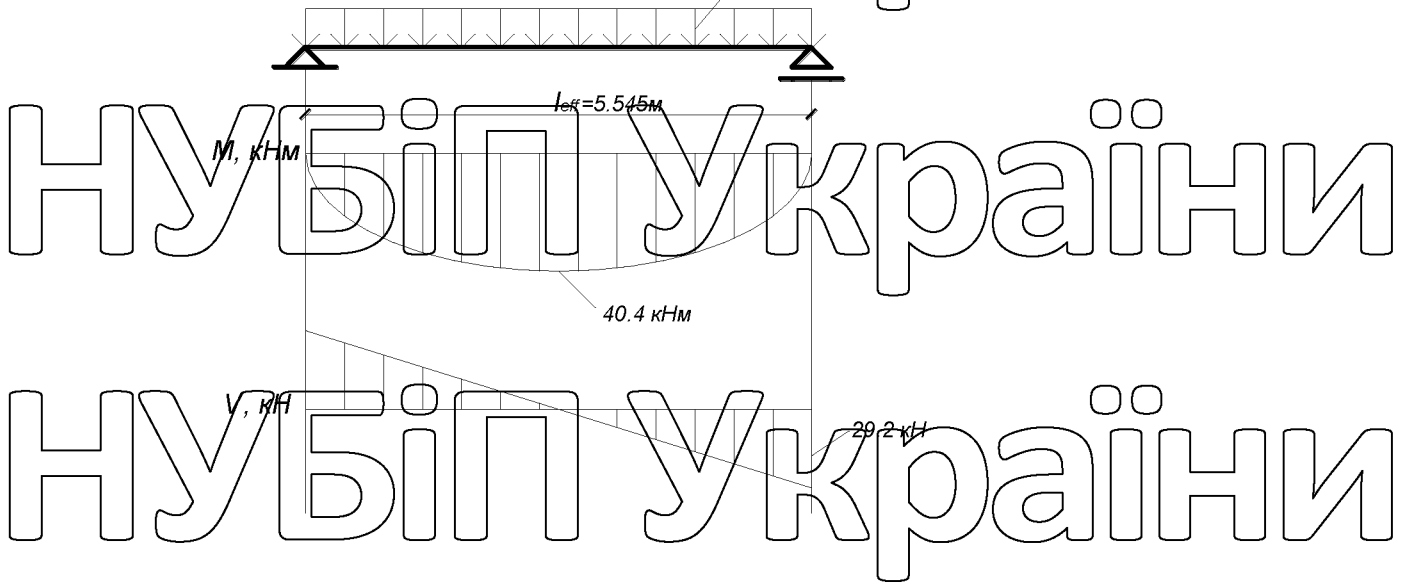


Рис. 4.2. Розрахункова схема плити

4.1.2 Розрахунок міцності плити за перерізом, нормальним до поздовжньої осі

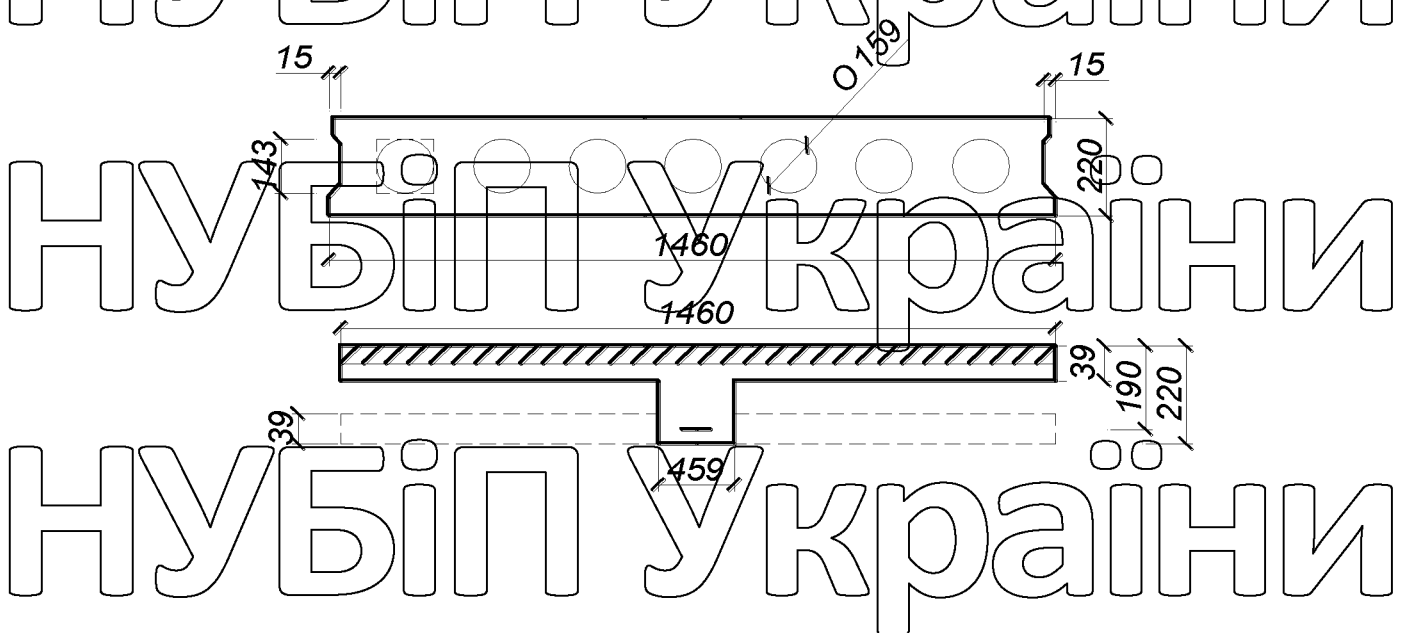


Рис. 4.3. Розрахунковий переріз плити

Плита армується напруженою на упори арматурою А800С; полиці плити армуються звареними сітками із дротяної арматури А500С. Бетон класу С45/55.

Середня відносна вологість повітря $\geq 40\%$. Клас за умовами експлуатації ХС1.

Марка бетонної суміші по зручності П1 / Бетон схильний до теплової обробки.

Замінюємо площу круглих отворів за площею рівновеликими квадратами зі сторонами h_1 :

$$h_1 = 0,9 \cdot \emptyset, \quad (4.2)$$

$$h_1 = 0,9 \cdot 159 = 143 \text{ мм.}$$

Висота полиці плити:

$$h_f' = \frac{h - h_1}{2}, \quad (4.3)$$

$$h_f' = \frac{220 - 143}{2} = 38,5 \text{ мм} \approx 39 \text{ мм.}$$

Наведена товщина ребер:

$$b = b_f' - n \cdot h_1 = 1460 - 7 \cdot 143 = 459 \text{ мм.}$$

Характеристики арматури А800С:

$$f_{pk} = 800 \text{ МПа}, f_{pd} = 0,9 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma} = 0,9 \cdot \frac{800}{1,2} = 600 \text{ МПа}, E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа.}$$

Характеристики арматури А500С:

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа}, f_{yd} = 435 \text{ МПа}, f_{ywd} = 360 \text{ МПа}, E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа.}$$

Приймаємо розрахункову висоту перерізу $d = h - a = 220 - 40 = 180 \text{ мм}$.

Встановимо розрахунковий випадок для таврового перерізу за умовою, що характеризує розтягування нейтральної осі в полиці (для бетону С45/55 с

$f_{cd} = 30 \text{ МПа}$):

$$M < M_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2} \right), \quad (4.4)$$

$$M = 40,4 \text{ кН} \cdot \text{мм} < M_{rd} = 1 \cdot 30 \cdot 1460 \cdot 39 \cdot \left(180 - \frac{39}{2} \right) = 274 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{мм.}$$

Умова виконується, отже, нейтральна вісь проходить у полиці. Далі розрахунок проводимо як для прямокутного перерізу з $b = b_f = 1460 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2 \cdot \alpha} \quad (4.5)$$

$$\alpha_m = \frac{40.4 \cdot 10^6}{30 \cdot 1460 \cdot 180^2 \cdot 1} = 0,028.$$

Визначимо характеристику стиснутої зони перерізу:

$$\omega = k_c - 0,008 f_{cd} \quad (4.6)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 30 = 0,61.$$

Визначимо граничну висоту стиснутої зони бетону:

$$\xi_{s, \text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s, \text{lim}}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (4.7)$$

де $\sigma_{sc, u} = 500 \text{ МПа}$ - тривала дія навантаження;

$$\sigma_{s, \text{lim}} = f_{pd} + 400 - \sigma_p - \Delta \sigma_{p, m(x)} = 600 + 400 - 480 - 0 = 520 \text{ МПа} \quad (4.8)$$

$$\xi_{s, \text{lim}} = \frac{0,61}{1 + \frac{520}{500} \left(1 - \frac{0,61}{1,1}\right)} = 0,42.$$

Коефіцієнт умови роботи арматури γ_{sn} , що враховує опір арматури вище умовної межі плинності:

$$\gamma_{sn} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_{\text{lim}}} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \cdot \frac{0,048}{0,41} - 1\right) = 1,27,$$

де $\eta = 1,15$ для арматури А800С

Приймаємо $\gamma_{sn} = \eta = 1,15$.

$$\xi < \xi_{s, \text{lim}} \quad (4.9)$$

$$\text{де } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,028} = 0,028$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi \quad (4.10)$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,028 = 0,986.$$

Площа перерізу поздовжньої напруженої арматури.

$$A_p = \frac{M_{sd}}{\gamma_{s6} \cdot f_{pd} \cdot \eta \cdot d} \quad (4.11)$$

$$A_p = \frac{40,4 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 600 \cdot 180 \cdot 0,986} = 330 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 8Ø10A800C с $A_p = 628 \text{ мм}^2$.

Впорі конструктивно встановлюємо сітку С-1 з арматури класу А500С з діаметром стрижнів рівним 4 мм. Знизу також конструктивно встановлюємо сітку С-3 із арматури класу А500С з діаметром стрижнів рівним 5 мм. Конструктивно приймаємо сітку С-2 з арматури класу А500С діаметром стрижнів 5 мм.

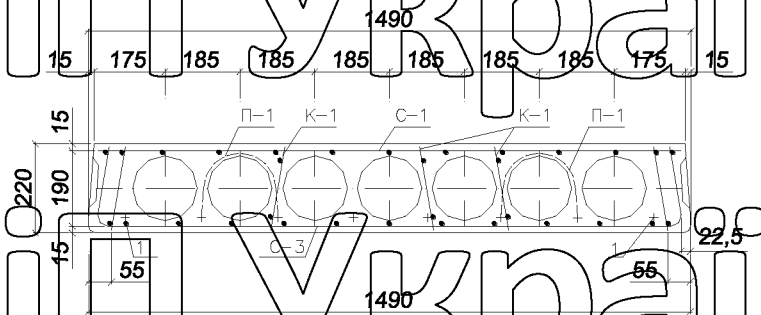


Рис. 4.4. Поперечний переріз плити перекриття

4.1.3 Розрахунок міцності плити по похилому перерізу

Необхідно, щоб виконувалася умова:

$$V_{Rd} < V_{sd} \quad (4.12)$$

де,

$$V_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_N + \eta_N)} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 \cdot v_{sw} \quad (4.13)$$

де $\eta_{c2} = 2$;

$\eta_N = 0$;

f_{ctd} — розрахунковий опір бетону розтягуванню;

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot d}, \quad (4.14)$$

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(1460 - 459) \cdot 39}{459 \cdot 159} = 0,4 < 0,5$$

Знаходимо лінійне зусилля, яке можуть сприйняти хомути:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{S}, \quad (4.15)$$

де f_{ywd} – розрахунковий опір поперечної арматури;

S – крок хомутів;

$$A_{sw} = \text{площа перерізу хомутів.}$$

$$v_{sw} = \frac{290 \cdot 57}{100} = 165,3 \text{ Н/мм}$$

За формулою (4.13) отримуємо:

$$V_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot (1 + 0,4) \cdot 1,27 \cdot 459 \cdot 159^2 \cdot 165,3 = 165,2 \text{ кН}$$

Так як $V_{Rd} = 165,2 \text{ кН} > V_{sd} = 29,2 \text{ кН}$, то умова (2.12) виконується, отже,

міцність похилих перерізів забезпечена.

Конструктивно приймаємо каркаси К-1 з арматури класу А240С з діаметром стрижнів 6 мм.

4.1.4. Розрахунок плити за граничними станами другої групи

Визначаємо геометричні характеристики наведеного перерізу:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{31,5 \cdot 10^3} = 6,35;$$

$$\alpha_p \cdot A_p = 6,35 \cdot 628 = 3988 \text{ мм}^2.$$

Площа наведеного перерізу:

$$A_c = A + \alpha \cdot A_p + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A'_p + \alpha \cdot A'_s, \quad (4.16)$$

$$A_c = 146 \cdot 22 - 100,1 \cdot 14,3 = 1781 \text{ см}^2.$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжкості наведеного перерізу

$$y_0 = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 220 = 110 \text{ мм}.$$

Момент інерції наведеного перерізу:

$$I_c = I + \sum \alpha \cdot A_i \cdot y_i^2 = \frac{146 \cdot 22^3}{12} + \frac{100,1 \cdot 14,3^3}{12} = 105158 \text{ см}^4.$$

Момент опору наведеного перерізу щодо нижньої грані:

$$W_c = \frac{I_c}{y_0} = \frac{105158}{11} = 9559 \text{ см}^3.$$

Момент опору щодо верхньої грані:

$$W'_c = 9559 \text{ см}^3.$$

4.1.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Початковий попереднє напруження в арматурі не залишається постійним, з часом воно зменшується. Розрізняють перші втрати – що відбуваються при виготовленні елементів до відпустки арматури та обтискання бетону і другі втрати – після обтискання бетону.

Визначимо втрати попередньої напруження арматури.

Перші втрати (технологічні):

1. Від релаксації напруг в арматурі:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_p = 0,03 \cdot 480 = 14,4 \text{ МПа};$$

2. Від температурного перепаду (при $\Delta t = 65^\circ\text{C}$):

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа};$$

3. Від деформації анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв:

$$\sigma_3 = 0 \text{ МПа};$$

4. Від тертя арматури:

$$\sigma_4 = 0 \text{ МПа};$$

5. Від деформації сталеві форми при електротермічному способі натяжінні арматури:

$$\sigma_5 = 0 \text{ МПа};$$

6. Від швидкоплинної повзучості бетону, природного твердіння:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m.o}}{A_c} + \frac{P_{m.o} \cdot e_{op} \cdot y}{I_d} - \frac{M \cdot y}{I_d} \quad (4.17)$$

де,

$$P_{m.o} = (\sigma_p - \sigma_1 - \sigma_2) \cdot A_p = (480 - 14,4 - 81) \cdot 628 = 241529H$$

$$e_{op} = y_0 - a = 110 - 40 = 70mm.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{241529}{178100} + \frac{241529 \cdot 7 \cdot 11}{1051580000} - \frac{15,9 \cdot 11 \cdot 10^6}{1051580000} = 1,21MPa.$$

M – згинальний момент у розглянутій стадії роботи елемента (від ваги плити)

$$M = \frac{q_{ser} \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{(2,75 \cdot 1,5) \cdot 5,545^2}{8} = 15,9кН \cdot м.$$

Так як $\frac{\sigma_{cp}}{f_{cp}} = \frac{1,21}{27,5} = 0,044 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 27,5 = 0,94$, то

$$\sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{cbp}}{f_{cp}} = 40 \cdot 0,044 = 1,76MPa.$$

Перші (технологічні) втрати напруження:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 14,4 + 81 + 0 + 0 + 0 + 1,76 = 97,2MPa.$$

Другі втрати (експлуатаційні):

7. від релаксації напруг арматури при натяжінні на упори

$$\sigma_7 = 0MPa;$$

8. від усадки бетону

$$\sigma_8 = 40MPa;$$

9. від повзучості бетону

$$P_{m.t} = (\sigma_p - \sigma_{los1}) \cdot A_p = (480 - 97,2) \cdot 628 = 240398H;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m.t}}{A_c} + \frac{P_{m.t} \cdot e_{op} \cdot y}{I_e} - \frac{M \cdot y}{I_e} \quad (4.18)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{240398}{178100} + \frac{240398 \cdot 11 \cdot 7}{1051580000} - \frac{15,9 \cdot 11 \cdot 10^6}{1051580000} = 1,2Па.$$

Так як $\frac{\sigma_{cp}}{f_{cp}} = \frac{1,2}{27,5} = 0,044 < 0,75$, то

$\sigma_p = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{cf}}{f_{cf}} = 150 \cdot 1 \cdot 0,044 = 6,6 \text{ МПа}$
 Другі (експлуатаційні) втрати напруження:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 6,6 = 46,6 \text{ МПа}.$$

Загальні втрати попередньої напруження арматури:

$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 97,2 + 46,6 = 143,8 \text{ МПа}.$
 $\sigma_{los} = 143,8 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$

Напруження в арматурі з урахуванням усіх втрат:

$$\sigma_p = \sigma_p - \sigma_{loss} = 480 - 143,8 = 336,2 \text{ МПа}.$$

Зусилля обчислення з урахуванням усіх втрат та точності натягів:

при $\gamma_p = 1, P_{m\infty} = A_p \cdot \sigma_p = 628 \cdot 480 = 301440 \text{ Н};$

при $\gamma_p = 0,866, P_{m\infty} = A_p \cdot \sigma_p \cdot \gamma_p = 628 \cdot 480 \cdot 0,866 = 261047 \text{ Н}.$

4.1.6 Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента

Розрахунок виконується за альтернативною розрахунковою моделлю.

Розрахунковий згинальний момент: $M_{sd} = 23,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Перевіримо умову:

$$w_k < w_{lim} = 0,2 \text{ мм}, \quad (4.19)$$

Перевірка з утворення тріщин проводиться за умовою:

$$M_{sd} \leq M_{cr}, \quad (4.20)$$

де $M_{cr} = f_{ctm,s} \cdot W_{c,pl} + M_{ep}$ – момент тріщиноутворення;

$M_{ep} = P_{m1,0} (z_{cp} + r)$ – момент зусилля попередньої напруження щодо верхньої ядрової точки;

$W_{c,pl}$ – пружнопластичний момент опору бетонного перерізу при

утворенні тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента:

$$W_{c,pl} = \gamma \cdot W_c = 1,5 \cdot 0,96 \cdot 10^7 = 1,44 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

де $\gamma = 1,5$ – для двотаврових перерізів симетричної форми

Міцність бетону на розтяг при вигині

$$f_{ctm,st} = f_{ctm} \cdot \left(\frac{1 + 0,06 \cdot h^{0,7}}{0,06 \cdot h^{0,7}} \right) \quad (4.21)$$

$$f_{ctm,st} = 3,8 \cdot \left(\frac{1 + 0,06 \cdot 220^{0,7}}{0,06 \cdot 220^{0,7}} \right) = 5,3 \text{ МПа}.$$

При цьому в розрахунок слід вводити величину зусилля попередньої напруження як зовнішнє зусилля, що визначається для стадії напруженого стану перерізу, при якому напруження в бетоні на рівні центру тяжкості арматури, що напружується, від зусилля попереднього напруження рівні нулю.

$$P_{mt,o} = P_{m,t} + \Delta P_t \cdot \frac{P_{m,t}}{P_{o,q}} \quad (4.22)$$

$$P_{m,t,o} = 240,4 + 4,8 \cdot \frac{240,4}{288,1} = 244,4 \text{ кН}.$$

Відстань від центру тяжкості перерізу до верхньої точки:

$$r = \varphi \cdot \frac{W_c}{f_{ct}}, \quad (4.23)$$

$$\text{де } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma}{A_c}, \quad 0,7 \leq \varphi \leq 1.$$

Максимальне напруження у стиснутому бетоні від зусилля попереднього напруження та зовнішнього навантаження, обчислені як для пружного тіла (за величиною $P_{m,t}$):

$$\sigma_c = \frac{M_{sd} \cdot (h - y_0)}{I_c} + \frac{P_{m,t}}{A_c} - \frac{P_{m,t} \cdot z_{cp}}{I_c} \cdot (h - y_0), \quad (4.24)$$

$$\sigma_c = \frac{23,4 \cdot 10^6 \cdot 110}{1,05 \cdot 10^9} + \frac{240,4 \cdot 10^3}{178100} - \frac{240,4 \cdot 10^3 \cdot 70}{1,05 \cdot 10^9} \cdot 110 = 2,04 \text{ МПа};$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{2,04}{45} = 1,55 > 1 \Rightarrow \text{приймаємо } \varphi = 1;$$

$$r = 1 \cdot \frac{0,96 \cdot 10^7}{178100} = 53,9 \text{ мм};$$

$$M_{cr} = f_{ctm,st} \cdot W_{c,pl} + P_{m,t,o} \cdot (z_{cp} + r) = 5,3 \cdot 1,44 \cdot 10^7 + 244,4 \cdot (70 + 53,9) = 76,35 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{cr} = 76,35 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 23,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Трещиностійкість нормального перерізу забезпечена. Розрахунок ширини розкриття тріщин робити не потрібно.

4.1.7 Розрахунок прогинів плити

Розрахункова величина прогину визначається за формулою:

$$a(\infty, t_o) = \alpha_n \cdot \frac{M_{sd} \cdot l_{eff}^2}{B(\infty, t_o)} - \alpha_p \cdot \frac{N_{pd} \cdot z_{qp} \cdot l_{eff}^2}{E_{c,eff} \cdot I_c} \quad (4.25)$$

де, $\alpha_n = \frac{5}{48}$;

$$\alpha_p = \frac{1}{8} \cdot \frac{N_{pd}}{r^{inf} \cdot P_{m,t}} = 0,9 \cdot 240,4 = 216,4 \text{ кН},$$

де, $r^{inf} = 0,9$ – враховується при натяжінні на упори.

$$B(\infty, t_o) = E_{c,eff} \cdot I_c, \quad (4.26)$$

де $E_{c,eff}$ ефективний модуль пружності, який визначається з урахуванням повзучості бетону:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(t, t_o)} = \frac{31,5 \cdot 10^3}{1 + 3,7} = 6,7 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$B(\infty, t_o) = 6,7 \cdot 10^3 \cdot 1,05 \cdot 10^9 = 7,035 \cdot 10^{12};$$

$$a = \frac{5}{48} \cdot \frac{23,4 \cdot 10^6 \cdot 5,545^2}{7,035 \cdot 10^{12}} - \frac{1}{8} \cdot \frac{216,4 \cdot 170,3 \cdot 5,545^2}{6,7 \cdot 10^3 \cdot 1,05 \cdot 10^9} = 10,63 \cdot 10^{-6} \text{ мм};$$

$$a = 10,63 \cdot 10^{-6} \text{ мм} < a_{lim} = \frac{l_{eff}}{250} = \frac{5545}{250} = 22,18 \text{ мм}.$$

Максимальний прогин у середині прольоту вбирається у допустимого.

4.1.8 Перевірка міцності розрахункового перерізу плити під час навантажень у стадії експлуатації

$$M_{sd} = G_d = \frac{3713 \cdot 1,5 \cdot 0,95 \cdot 5,545^2}{8} = 20,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Робоча арматура 8Ø10A800C ($A_p = 628 \text{ мм}^2$).

Визначимо положення нейтральної осі в елементі таврового перерізу із

умови:

$$\gamma_{sn} \cdot f_{pd} \cdot A_p \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h_f, \quad (4.27)$$

$$1,15 \cdot 600 \cdot 628 = 433,3 \text{ кН} < 1 \cdot 30 \cdot 1460 \cdot 39 = 1708,2 \text{ кН}.$$

Нейтральна вісь проходить у полиці.

$$x_{eff} = \frac{\gamma_{sn} \cdot f_{pd} \cdot A_p}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w}, \quad (4.28)$$

$$x_{eff} = \frac{1,35 \cdot 600 \cdot 628}{1 \cdot 30 \cdot 459} = 37 \text{ мм}.$$

$$M_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}), \quad (4.29)$$

$$M_{rd} = 1 \cdot 30 \cdot 459 \cdot 37 \cdot (180 - 0,5 \cdot 37) = 8,23 \cdot 10^7 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 82,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{sd} = 20,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{rd} = 82,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Міцність розрахункового перерізу плити на стадії експлуатації

забезпечена.

4.1.9 Перевірка міцності плити під час монтажних навантажень

Плита має 4 монтажні петлі зі сталі класу А240С, розташовані на відстані 35см від торців плити. З урахуванням коефіцієнта динамічності

$K_d = 1,4$ розрахункове навантаження від власної ваги плити дорівнює:

$$g = g_d \cdot K_d = 3,713 \cdot 1,4 = 5,2 \text{ кН} / \text{м}.$$

Негативний згинальний момент консольної частини плити:

$$M = \frac{g \cdot l_1^2}{8} = \frac{5,2 \cdot 0,35^2}{8} = 0,08 \text{ кН} / \text{м}.$$

При підйомі плити її вага може бути передана на три петлі, тоді зусилля на одну петлю становитиме:

$$N = \frac{g \cdot l}{3} = \frac{5,2 \cdot 5,545}{3} = 9,61 \text{ кН}.$$

Площа перерізу арматури петлі:

$$A_s = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{9,61 \cdot 10^3}{435} = 26,3 \text{ мм}^2,$$

де $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$ - для арматури класу А500С.

Приймаємо конструктивно $4\text{O}14\text{A}500\text{C}$ з $A_s = 616 \text{ мм}^2$.

4.2 Розрахунок та конструювання залізобетонного ригеля

4.2.1 Вихідні дані до розрахунку ригеля

Розраховується збірний двополичний ригель РД456 Серія 1.020-3, (випуск1), бетон марки С20/25, арматура класу А500С, витрата бетону $1,03 \text{ м}^3$; маса ригеля $2,575 \text{ тс}$, номінальна довжина – $5,56 \text{ м}$, ширина – $0,565 \text{ м}$, висота – $0,45 \text{ м}$.

4.2.2 Розрахункові дані

Для важкого бетону класу С20/25: $f_{cd} = 13,33 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 1,0 \text{ МПа}$; $E_{cm} = 32$

ДПа (марка по зручності П1, П2),

Для арматури класу А500С: $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

4.2.3 Визначення навантажень та зусиль

Таблиця 4.2

Навантаження на міжповерхове перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_F	Розрахункове навантаження, Н/м
1	2	3	4
Постійна:			
1. Паркетна дошка - $t = 25 \text{ мм}$, $\rho = 700 \text{ кг/м}^3$	175	1,35	236
2. Лага - $t = 40 \text{ мм}$, $\rho = 700 \text{ кг/м}^3$	280	1,35	378
3. Звукоізоляційна прокладка із ПВХ - $t = 20 \text{ мм}$, $\rho = 1600 \text{ кг/м}^3$	320	1,35	432

4. Залізнична плита $t=110\text{ мм}$, $\rho = 2500\text{ кг/м}^3$	2750	1,35	3713
Разом: Тимчасова	$g_k = 3525$ $q_k = 1500$	1,5	$g_d = 4789$ $q_d = 2250$
Разом повна:	$g_k + q_k = 5025$		$g_d + q_d = 7009$

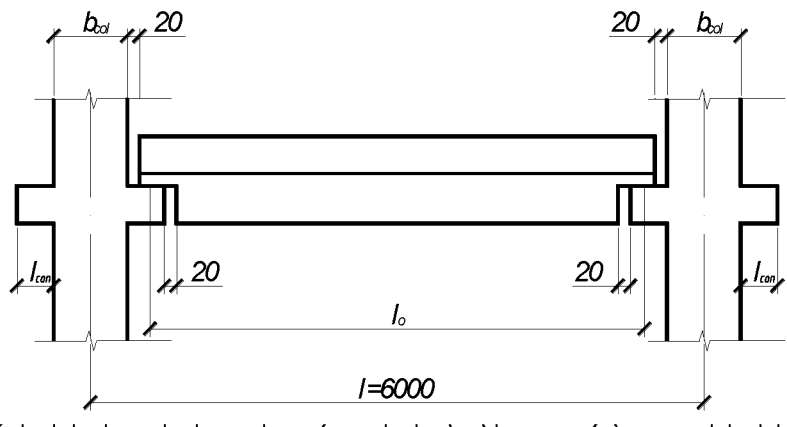


Рис. 4.5. Визначення розрахункового прольоту ригеля

Ригель розраховується як однопрогонова вільнолежача на опорах балка, завантажена навантаженням від перекриття та власної ваги.

Розрахунковий проліт ригеля:

$$l_{eff} = l - 2 \cdot \frac{b_{col}}{2} - 2 \cdot 20 - 2 \cdot \frac{l_1 - 20}{2}, \quad (4.30)$$

де l_k – конструктивна довжина ригеля;

b_{col} – розмір поперечного перерізу колони;

l_1 – довжина консолі колони $l_1 = 150$ мм.

$$l_{eff} = 6000 - 2 \cdot \frac{300}{2} - 2 \cdot 20 - 2 \cdot \frac{150 - 20}{2} = 5530 \text{ мм} = 5,53 \text{ м.}$$

Визначимо навантаження на 1 м.п. ригеля:

Від перекриття:

$$g_{nep} = (g_d + q_d) \cdot l, \quad (4.31)$$

де $g_d + q_d =$ навантаження на 1 м^2 з таблиці 4.2;

l – крок ригелів.

$$g_{nep} = 7.009 \cdot 6 = 42.05 \text{ кН/м};$$

Від власної ваги ригеля:
 Визначасмо площу поперечного перерізу ригеля

$$A_b = \left(\frac{0,556 + 0,520}{2} \right) \cdot 0,22 + \left(\frac{0,30 + 0,31}{2} \right) \cdot 0,23 = 0,189 \text{ м}^2$$

де, ρ - питома вага важкого бетону;
 γ_f - коефіцієнт надійності по навантаженню.

$$g_{риг} = A_b \cdot \rho \cdot \gamma_f, \quad (4.32)$$

$$g_{риг} = 0,189 \cdot 2500 \cdot 1,35 \cdot 10 = 6378,75 \text{ Н/м} = 6,38 \text{ кН/м.}$$

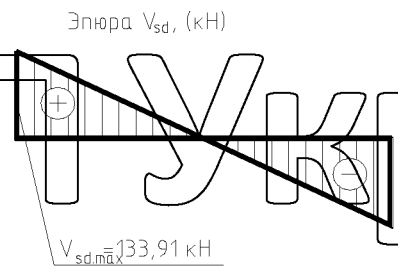
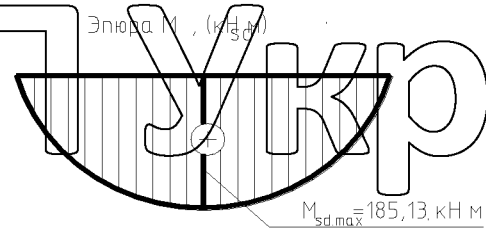


Рис. 4.6. Розрахункова схема ригелю

Повне розрахункове навантаження на ригель:
 $g = g_{пер} + g_{риг}, \quad (4.33)$

$$g = 42,05 + 6,38 = 48,43 \text{ кН/м.}$$

Визначасмо максимальний розрахунковий момент $M_{sd,max}$ та максимальну поперечну силу V :

$$M_{sd,max} = \frac{g \cdot l_{eff}^2}{8} \quad (4.34)$$

$$M_{sd,max} = \frac{48,43 \cdot 5,53^2}{8} = 185,13 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Максимальна поперечна сила на опорі від розрахункового навантаження:

$$V_{sd,max} = \frac{g \cdot l_{eff}}{2} \quad (4.35)$$

$$V_{sd,max} = \frac{48,43 \cdot 5,53}{2} = 133,91 \text{ кН}.$$

4.2.4. Розрахунок міцності ригеля за нормальними перерізами

Визначаємо значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (4.36)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа}; d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм}.$$

$$\alpha_m = \frac{185,13 \cdot 10^6}{1 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,289;$$

При $\alpha_m = 0,289$ встановлюємо, що деформований стан перерізу відповідає ділянці 2, що означає досягнення розтягнутою арматурою граничних деформацій.

При $\alpha_m = 0,289$ за табл. 6.7 [12] знаходимо $\eta = 0,819$

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} \quad (4.37)$$

де $f_{yd} = 435 \text{ МПа};$

$$A_{st} = \frac{185,13 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,819 \cdot 400} = 1255,8 \text{ мм}^2.$$

За таблицею сортаменту приймаємо чотири стрижні А500С діаметром 20

$$\text{мм, для яких } A_{sr} = 1256 \text{ мм}^2 > A_{s,\min} = \frac{\rho_{\min} \cdot b \cdot d}{100} = \frac{0,15 \cdot 300 \cdot 400}{100} = 180,0 \text{ мм}^2.$$

4.2.5. Розрахунок міцності на дію поперечної сили

Встановлюємо розрахункові дані:

$$f_{cd} - \text{розрахунковий опір бетону стиску } f_{cd} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ МПа.}$$

$$f_{ctd} - \text{розрахунковий опір розтягуванню } f_{ctd} = \frac{15}{1,5} = 1,0 \text{ МПа.}$$

f_{ck} / f_{ctk} визначається за табл. [12].

A_{sw} - площа поперечного перерізу поперечної арматури, приймаємо $A_{sw} = 56,6 \text{ мм}^2$ для двох стрижнів Ø6 А240С.

f_{ywd} - Розрахунковий опір поперечної арматури (табл. 6.5 [12]);

$$f_{ywd} = 157 \text{ МПа.}$$

E_s - модуль пружності поздовжньої арматури (п. 6.2.1.4 [12]).

$$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

E_{cm} - модуль пружності бетону (табл. 6.2 [12]).

$$E_{cm} = 32 \cdot 0,9 \text{ ГПа} = 39 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \text{ МПа} = 28,8 \text{ МПа}$$

d - робоча висота перерізу;

$$d = h - c, \quad (4.38)$$

$$c = c_{\text{cov}} + d + \frac{k}{2} = 25 + 20 + \frac{25}{2} = 57,5 \text{ мм}$$

$$d = h - c = 450 - 57,5 = 392,5 \approx 393 \text{ мм.}$$

Призначаємо крок S поперечного армування. Крок хомутів на

приопорних ділянках $\left(\frac{1}{4}l\right)$ призначаємо залежно від висоти балки $h=450 \text{ мм} \leq$

$450 \text{ мм} (S) \leq \frac{h}{2}$ та $S \leq 150 \text{ мм}$. Приймаємо крок $S=150 \text{ мм}$. На решітці прольоту
 $S \leq \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \cdot 450 = 337 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$. Приймаємо 300 мм .

Визначаємо лінійне зусилля у хомутах на одиницю довжини елемента за

формулою:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{S} \quad (4.39)$$

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 56,6}{150} = 59,24 \frac{\text{Н}}{\text{м}}$$

Перевіряємо умову забезпечення міцності по похилій стислій смугі бетону між тріщинами:

$$V_{Rd,max} \leq 0,3 \cdot \eta_{wl} \cdot \eta_{cl} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_s \quad (4.40)$$

де η_{wl} – коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента.

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{sw} \leq 1,3 \quad (4.41)$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (4.42)$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} > \rho_{swmin} \quad (4.43)$$

$$\alpha_E = \frac{20 \cdot 10^4}{28,8 \cdot 10^3} = 6,94; \rho_{sw} = \frac{56,6}{300 \cdot 150} = 0,0013 > \rho_{swmin} = 0,0009.$$

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot 6,94 \cdot 0,0013 = 1,045 < 1,3$$

$$\eta_{cl} = 1 - \beta_4 \cdot f_{cd} \quad (4.44)$$

тут $\beta_4 = 0,01$ для важкого бетону;

f_{cd} - у МПа (Н/мм²);

$$\eta_{cl} = 1 - 0,01 \cdot 13,3 = 0,867;$$

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot 1,045 \cdot 0,867 \cdot 13,3 \cdot 300 \cdot 393 = 426,21 \cdot 10^3 \text{ Н} = 426,21 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} = 426,21 \text{ кН} > V_{sd} = 133,91 \text{ кН}.$$

Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами забезпечена.

Визначаємо поперечну силу, яку можуть сприйняти поперечна арматура та бетон, працюючи спільно.

$$V_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{\eta_{R2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_w)} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot V_{sw}, \quad (4.45)$$

де η_{R2} – коефіцієнт, що враховує вплив виду бетону (прийнятий для важкого бетону рівним 2,0).

η_f – коефіцієнт, що враховує вплив стислих полиць у таврових та двотаврових елементах; ($\eta_f = 0$ тому що розрахунковий переріз ригеля

прямокутне).

η_w – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх сил, $\eta_w = 0$, оскільки поздовжні сили у разі відсутні.

$$V_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{2,0 \cdot (1 + 0 + 0)} \cdot 1,0 \cdot 300 \cdot 393^2 \cdot 59,24 = 148,19 \cdot 10^3 \text{ Н} = 148,19 \text{ кН}$$

$V_{Rd} = 148,19 \text{ кН} > V_{sd} = 133,91 \text{ кН}$, Отже, міцність забезпечена.

4.2.6. Розрахунок полиць ригеля

Розрахунок ведеться на 1 п.м. ригеля.

Полиця армується сталлю класу A240C $f_{yd} = 218 \text{ МПа}$.

Визначаємо опорну реакцію панелі перекриття шириною $= 1,5 \text{ м}$ на полицю ригеля.

$$V_f = \frac{V_{\max}}{B}, \quad (4.46)$$

$$V_f = \frac{V_{\max}}{B} = \frac{29,2}{1,5} = 19,47 \text{ кН/м.}$$

де V_{\max} – максимальна поперечна сила панелі (див. розрахунок панелі з круглими порожнечами).

$$l_f = 127,5 \text{ мм} = 0,13 \text{ м};$$

$$d = h - c = 22 - 1,5 = 20,5 \text{ см.}$$

Визначаємо максимальний згинальний момент:

$$M_{sd,max} = l_y \cdot V_f, \quad (4.47)$$

$$M_{sd,max} = 0,13 \cdot 19,47 = 2,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо коефіцієнт α_m при ширині консолі $B = 100 \text{ см}$

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad (4.48)$$

$$\alpha_m = \frac{2,53 \cdot 10^6}{1 \cdot 13,33 \cdot 100 \cdot 205^2} = 0,045,$$

При $\alpha_m = 0,045$ знаходимо $\eta = 0,965$

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = 58,7 \frac{\text{мм}^2}{\text{м}} = 0,587 \frac{\text{см}^2}{\text{м}}. \quad (4.49)$$

Приймаємо крок стрижнів 150 мм. Кількість стрижнів на 1 п.м. полиці

$$n = \frac{1000}{150} = 6,67 \text{ шт} \approx 7 \text{ шт}.$$

Приймаємо 7 стрижнів діаметром 6 мм класу А240С

4.3. Розрахунок збірного залізобетонного маршу СМ 33.12.14-5

4.3.1. Характеристики міцності бетону та арматури

Для конструювання плити застосовуємо бетон важкий класу С25/30:

$$f_{ck} = 25 \text{ МПа};$$

$$f_{cd} = 16,67 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk} = 3,3 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = 2,2 \text{ МПа};$$

Коефіцієнт умов роботи бетону $\alpha = 1$.

Початковий модуль пружності бетону $E_C = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Марш армуємо стрижневою арматурою класу А500С

$f_{yk} = 500 \text{ МПа}, f_{yd} = 435 \text{ МПа}:$
 $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$

4.3.2. Основні геометричні розміри маршу, розрахунковий переріз

та розрахункова схема

Кут нахилу маршу $\alpha \approx 29^\circ$, $\cos \alpha = 0,874$; ширина маршу згідно з серією 1251 1-4 вип. 1а = 1350 мм. Товщина плити по перерізу між сходами (стосовно заводських форм) $h'_f = 30 \text{ мм}$, висота ребер $h = 170 \text{ мм}$, товщина ребер

$b_p = 80 \text{ мм}$

Справжній переріз маршу замінюємо на розрахункове тавро з полицею в стиснутій зоні. Ширина полиці b_{eff} не більше

$$b_{eff} = \frac{2 \cdot l}{6} + 2 \cdot b_p, \quad (4.50)$$

$$b_{eff} = \frac{2 \cdot 3000}{6} + 2 \cdot 80 = 1160 \text{ мм або}$$

$$b_{eff} = 12 \cdot h'_f + 2 \cdot b_p, \quad (4.51)$$

$$b_{eff} = 12 \cdot 30 + 2 \cdot 80 = 520 \text{ мм}$$

Приймаємо за розрахункове менше з 2-х значень: $b_{eff} = 520 \text{ мм}$.

Розрахункова схема і розрахунковий переріз маршу показано на рисунку 4.7.

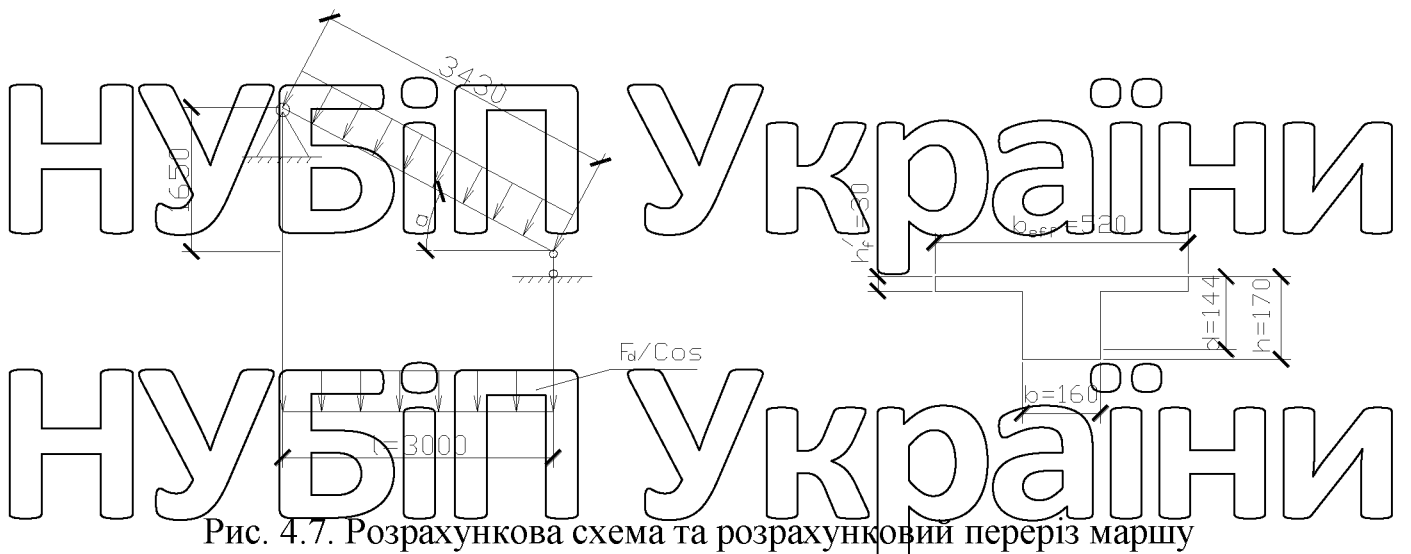


Рис. 4.7. Розрахункова схема та розрахунковий переріз маршу

4.3.3. Визначення навантажень та зусиль на конетрукцію сходового маршу

Власна вага типових маршів складає $g_d = 3,6 \text{ кН/м}^2$ горизонтальні проєкції. Тимчасове нормативне навантаження $q_k = 3 \text{ кН/м}^2$, коефіцієнт безпеки по навантаженню $\gamma_F = 1,5$.

Розрахункове навантаження на 1 м довжини маршу визначається за формулою 4.52:

$$F_d = (g_d \cdot \gamma_F + q_k \cdot \gamma_F) \cdot a, \quad (4.52)$$

$$F_d = (3,6 \cdot 1,5 + 3 \cdot 1,5) \cdot 1,25 = 12,375 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий згинальний момент у середині прольоту маршу визначається за формулою (4.53):

$$M_{sd} = \frac{F_d \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha}, \quad (4.53)$$
$$M_{sd} = \frac{12,375 \cdot 3^2}{8 \cdot 0,866} = 16,08 \text{ кНм}$$

Поперечна сила на опорі визначається за формулою (4.54):

$$V_{sd} = \frac{F_d \cdot l}{2 \cdot \cos \alpha}, \quad (4.54)$$
$$V_{sd} = \frac{12,375 \cdot 3}{8 \cdot 0,866} = 5,36 \text{ кН}$$

Момент від повного нормативного навантаження визначається за формулою (4.55):

$$M_{sk} = M_{sk.x1} + M_{sk.x2}, \quad (4.55)$$

де момент від постійного та тривалого навантажень:

$$M_{sk.x1} = \frac{g_{dx} \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{5,75 \cdot 3^2}{8 \cdot 0,866} = 7,47 \text{ кНм}$$

$$\text{де } g_{dx} = (g_d + q_{1d}) = (3,6 + 1) \cdot 1,25 = 5,75 \text{ кН/м}$$

Момент від тимчасового навантаження:

$$M_{sk \cdot x2} = \frac{q_{dk} \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{3.75 \cdot 3^2}{8 \cdot 0.866} = 4.87 \text{ кНм};$$

де $q_{dk} = (g_d + q_d) = 3 \cdot 1.25 = 3.75 \text{ кН/м}$

$$M_{sk} = 7.47 + 4.87 = 12.34 \text{ кНм}.$$

4.3.4. Розрахунок міцності маршу за перерізом, нормальним до поздовжньої осі

Встановлюємо розрахунковий випадок за дотримання умови (4.56):

$$M_{sd} \leq M_{Rd}, \quad (4.56)$$

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f' \cdot (d - 0.5 \cdot h_f). \quad (4.57)$$

$$M_{sd} = 16.8 \text{ кНм} \leq 1 \cdot 16.67 \cdot 520 \cdot 30 \cdot (144 - 0.5 \cdot 30) = 33.55 \text{ кНм}.$$

Отже, нейтральна лінія проходить у полиці.

За відсутності напруженої арматури в стиснутій зоні:

$$\alpha_n = \frac{16.8 \cdot 10^6}{1 \cdot 16.67 \cdot 520 \cdot 144^2} = 0.093$$

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.093} = 0.098;$$

Відносне плече пари сил:

$$\eta = 1 - 1.5 \cdot 0.098 = 0.853;$$

Обчислюємо площу перерізу поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{16.8 \cdot 10^6}{435 \cdot 0.853 \cdot 144} = 372.68 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 2 стрижні діаметром 18 А500С [12, 13], $A_s = 509 \text{ мм}^2$.

У кожному ребрі маршу встановлюємо по одному плоскому каркасу К-

1, як верхню арматуру якого приймаємо стрижень діаметром 14 А500С. Полку

плитної частини маршу армуємо сіткою С-1 із стрижнів діаметром 6 А500С.

4.3.5. Розрахунок міцності сходового маршу за похилими до поздовжньої осі перерізами

Призначаємо поперечну арматуру із стрижнів класу А240С, діаметра
 рівного 6 мм. Крок на припорних ділянках $S = 80 \text{ мм} < \frac{b - 170}{2 \cdot 2} = 85 \text{ мм}$.

Знаходимо лінійне зусилля, яке можуть сприйняти хомути:

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} = \frac{57 \cdot 157}{80} = 111,863 \text{ Н/м},$$

де f_{ywd} – розрахунковий опір поперечної арматури;

S – крок поперечної арматури;

A_{sw} – площа перерізу поперечної арматури.

Перевіряємо умову:

$$V_{Rd} \geq V_{sd} \quad (4.58)$$

Знайдемо V_{Rd} :

$$V_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot v_{sw}}, \quad (4.59)$$

$$\text{де } \eta_{c2} = 2, \eta_N = 0;$$

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(520 - 160) \cdot 30}{160 \cdot 144} = 0,352 \leq 0,5;$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot (1 + 0,352 + 0) \cdot 1,2 \cdot 160 \cdot 144^2 \cdot 111,863} = 69,405 \text{ кН}.$$

$V_{sd} = 5,36 \text{ кН} < V_{Rd} = 69,405 \text{ кН}$, умова виконується, отже, міцність
 похилих перерізів забезпечена і поперечної арматури з розрахунку не потрібно.

На припорних ділянках довжиною $l/4$ арматуру встановлюємо кроком 80 мм,
 у середині прольоту з кроком 160 мм.

4.3.6. Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до поздовжньої

осі

Розрахунок за утворенням нормальних тріщин для елементів, що
 згинаються, проводимо за наступної умови

$$M_{sk} \leq M_{cr}, \quad (4.60)$$

Для цього визначимо M_{cr} :

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{pl} + M_{rp}, \quad (4.61)$$

де f_{cm} – середня міцність бетону на осьове розтягання;
 W_{pl} – Момент опору бетонного перерізу.
 $M_{rp} = 0$, т.к. відсутня напружена арматура.

$$W_{pl} = (0,292 + 1,5 \cdot \rho_1 \cdot \alpha + 0,075 \cdot \gamma_1) \cdot b \cdot d^2, \quad (4.62)$$

де $\gamma_1 = \frac{2(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot (520 - 160) \cdot 30}{160 \cdot 170} = 0,794$;
 $\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{509}{160 \cdot 144} = 0,022$, що більше $\rho_{min} = 0,0015$;

$W_{pl} = (0,292 + 1,5 \cdot 0,022 \cdot 7,143 + 0,075 \cdot 0,794) \cdot 160 \cdot 144^2 = 1948417,597 \text{ мм}^3$
 $M_{cr} = 2,6 \cdot 1948417,597 + 0 = 5,066 \text{ кНм} < M_{sk} = 12,34 \text{ кНм}$.
 Умова не виконується, утворюються тріщини. Проводимо розрахунок на розкриття тріщин.

4.3.7. Розрахунок з розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Цей марш відноситься до третьої категорії тріщиностійкості. Гранично

допустима ширина розкриття тріщин $w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$.

Необхідно перевірити умову:

$$w_k \leq w_{k,lim}. \quad (4.63)$$

Ширину розкриття тріщин знаходимо за формулою (4.46):

$$w_{\sigma} = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}, \quad (4.64)$$

де β – коефіцієнт, що враховує відношення розрахункової ширини розкриття тріщин до середньої, приймається рівним 1,7; S_{rm} – середня відстань між тріщинами, яка визначається за формулою (4.16):

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{eff}}, \quad (4.65)$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує умови зчеплення арматури з бетоном, періодичного профілю приймається 0,8;

ϵ_2 – коефіцієнт, що враховує вид напружено-деформованого стану елемента і приймається рівним при згині 0,5;

\varnothing – діаметр преднапряженої арматури, мм;

ρ_{eff} – Коефіцієнт армування, рівний:

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{ceff}} = \frac{509}{53,323 \cdot 160} = 0,06;$$

h_{eff} – Мінімальне значення з наступних:

$$h_{eff} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (170 - 144) = 65 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = \frac{(h - x)}{3} = \frac{(170 - 10,03)}{3} = 53,323 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = \frac{h}{2} = \frac{170}{2} = 85 \text{ мм}; \quad S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{18}{0,06} = 53 \text{ мм}.$$

ϵ_{sm} – середні відносні деформації арматури, що визначаються за відповідної комбінації навантажень за формулою (4.17):

$$\epsilon_{sm} = \psi_s \epsilon_s = \epsilon_s \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right], \quad (4.66)$$

де ϵ_s – відносна деформація розтягнутої арматури в перерізі з тріщиною, яка

визначається як:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{268,08}{2 \cdot 10^5} = 1,34 \cdot 10^{-3};$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sk}}{A_s \cdot (d - \frac{x}{3})} = \frac{12,34 \cdot 10^6}{509(144 - \frac{10,03}{3})} = 172,36 \text{ Н / мм}^2$$

β_1 – коефіцієнт, що приймається рівним для стрижневої арматури періодичного профілю рівним 1,0;

β_2 – коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, що приймається рівним при дії тривало діючих навантажень 0,5.

Ставлення $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ при вигині допускається приймати рівним $\frac{M_{cr}}{M_{sk}}$.

$$\varepsilon_{sm} = 1,34 \cdot 10^{-3} \cdot \left[1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{5,066}{12,34} \right)^2 \right] = 1,227 \cdot 10^{-3};$$

$$w_k = 1,7 \cdot 53 \cdot 1,227 \cdot 10^{-3} = 0,11 \text{ мм} < w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}.$$

Умова виконується, тріщиностійкість забезпечена.

4.3.8. Розрахунок прогину маршу

Гранично допустимі прогини елементів залізобетонних конструкцій встановлюються з урахуванням технологічних, конструктивних та естетичних вимог.

При використанні спрощеного методу розрахунку прогини попередньо напружених конструкцій допускається розраховувати виходячи з принципу суперпозиції, тобто підсумовуючи прогини від зовнішніх навантажень і попереднього обтиснення визначається:

$$a_k = \alpha_k \frac{M_{sk} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty,t)}} \quad (4.67)$$

де α_k - коефіцієнт, що залежить від схеми докладання навантаження;

$B_{(\infty,t)}$ – жорсткість, що згинається, визначається:

$$B_{(\infty,t)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{11}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{11}}{I_1} \right)}, \quad (4.68)$$

$E_{c,eff}$ – ефективний модуль пружності бетону, який визначається за формулою:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t)} = \frac{28 \cdot 10^6}{1 + 7} = 3,5 \cdot 10^6 \text{ еПа};$$

I_{11} - момент інерції перерізу з тріщиною, що визначається:

$$I_{11} = \frac{b_f' \cdot x_{11}^3}{12} + a_a \cdot \rho \cdot b_f' \cdot d \cdot (d - x_{11})^2 + a_a \cdot \rho \cdot b_f' \cdot d \cdot (x_{11} - d)^2, \quad (4.69)$$

I_1 - момент інерції перерізу без тріщини, що визначається:

$$I_1 = \frac{b'_f \cdot h^3}{12} + b'_f \cdot h \cdot \left(x_1 - \frac{h}{2}\right)^2 + a_e \cdot A_{s2} \cdot (x_1 - d')^2 + a_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_1)^2 \quad (4.70)$$

У формулах прийнято такі позначення:

– висота стиснутої зони перерізу без тріщини, що визначається:

$$x_1 = \frac{0,5 \cdot b \cdot h + a_e \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d')}{b'_f \cdot h + a_e \cdot (A_{s1} + A_{s2})} \quad (4.71)$$

Т.к. $A_{s2} = 0$, тоді $x_1 = \frac{0,5 \cdot 160 \cdot 170 + 57,14 \cdot (509 \cdot 144)}{520 \cdot 170 + 57,14 \cdot (509)} = 35,764 \text{ мм};$

– Висота стиснутої зони перерізу з тріщиною, що визначається за формулою:

$$x_{11} = d \sqrt{a_e \cdot \rho_{11} \cdot (2 + a_e \cdot \rho_{11})} - a_e \cdot \rho_{11}; \quad (4.72)$$

$$x_{11} = 144 \sqrt{57,14 \cdot 0,015 \cdot (2 + 57,14 \cdot 0,015)} - 57,14 \cdot 0,015 = 181,675 \text{ мм};$$

– Коефіцієнт приведення:

$$a_e = \frac{E_s}{E_{eff}} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,5 \cdot 10^5} = 57,143;$$

– Коефіцієнт армування перерізу:

$$\rho_{11} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{570}{38000} = 0,015;$$

Тоді

$$I = \frac{520 \cdot 170^3}{12} + 520 \cdot 170 \cdot \left(35,764 - \frac{170}{2}\right)^2 + 57,14 \cdot 509 \cdot (144 - 35,764)^2 = 0,768 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

$$I_{11} = \frac{520 \cdot 181,675^3}{12} + 57,14 \cdot 0,015 \cdot 520 \cdot 144 \cdot (144 - 181,675)^2 +$$

$$+ 57,14 \cdot 0,015 \cdot 520 \cdot 144 \cdot (181,675 - 157)^2 = 0,39 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

Ставлення $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ при вигині допускається приймати рівним $\frac{M_{cr}}{M_{sk}}$

$$B_{(\infty,t)} = \frac{3,5 \cdot 10^3 \cdot 0,39 \cdot 10^9}{1 - 1,05 \cdot \left(\frac{5,066}{19,193}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{0,39 \cdot 10^9}{0,768 \cdot 10^9}\right)} = 1,389 \cdot 10^{12} \text{ кН} \cdot \text{мм}^2;$$

$$a_k = \frac{5 \cdot 19,193 \cdot 10^6 \cdot 3600^2}{48 \cdot 1,389 \cdot 10^{12}} = 18,65 \text{ мм}$$

Граничний прогин елементів перекриття, сходів, балконів, лоджій, приміщень житлових та громадських будівель, виходячи з фізіологічних вимог, слід визначати за формулою (4.24):

$$f_u = \frac{g \cdot (p + p_1 + q)}{30 \cdot n^2 \cdot (b \cdot p + p_1 + q)}, \quad (4.73)$$

де g – нормативне значення навантаження від людей, що збуджують коливання, що приймається за таблицею 20;

p_1 – знижене нормативне значення навантаження на перекриття, що приймається за таблицями 20 та 3, що приймається рівним 0,3 кПа;

q – нормативне значення навантаження від ваги елемента, що розраховується, що спираються на нього конструкцій;

n – частота застосування навантаженні при ходьбі людини, що приймається за таблицею 20;

b – коефіцієнт, що приймається за таблицею 20, [12], визначається:

$$b = 125 \cdot \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot a \cdot l}}, \quad (4.74)$$

де Q – Вага людини, що приймається рівним 0,8 кН;

α – Коефіцієнт, що приймається рівним 1,0;

a – Ширина плити, м;

l – Розрахунковий проліт елемента конструкцій, м.м.

$$f_u = \frac{10 \cdot (0,25 + 0,3 + 4,86)}{30 \cdot 1,5^2 \cdot (125 \cdot \sqrt{\frac{0,8}{1,0 \cdot 0,25 \cdot 1,25 \cdot 3}} \cdot 0,25 + 0,3 + 4,86)} = 26,26 \text{ мм}$$

$a_k = 18,65 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = 26,26 \text{ мм}$ Отже, прогин маршу не перевищує граничний. Принятий переріз плити та армування задовольняє вимогам розрахунку за I та II групами граничних станів.

4.3.9. Перевірка хиткість маршу

Згинальний момент:

$$M_{sd} = \frac{4,86 \cdot 3^2}{8 \cdot 0,866} = 6,31 \text{ кНм};$$

де $q_{d,x} = g \cdot a = 3,6 \cdot 1,35 = 4,86 \text{ кН/м}$ — навантаження від ваги маршу.

Згинальний момент додаткової складової – ваги людини

$$M_{sd} = \frac{P \cdot l}{4 \cdot 0,866} = \frac{1,2 \cdot 3,6}{4 \cdot 0,866} = 1,247 \text{ кНм}.$$

Кривизна від додаткового вантажу визначається:

$$\varphi = \frac{1}{r} = \frac{M_{sd}}{B_{(s,t)}} = \frac{M_{sd}}{E_{c,eff} \cdot I_{11}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{10}}{I_{11}} \right) \right] \quad (4.75)$$

$$\varphi = \frac{6,31}{3,5 \cdot 10^3 \cdot 0,39 \cdot 10^9} \cdot \left[1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{5,066}{12,34} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{0,39 \cdot 10^9}{0,768 \cdot 10^9} \right) \right] = 0,65 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1}$$

Прогин, враховуючи коефіцієнти, що залежать від виду навантаження, визначимо:

$$\alpha = \alpha_p + \alpha_q = \alpha_{kp} \left(\frac{1}{r} \right) l^2 + \alpha_{kq} \left(\frac{1}{r} \right) l^2, \quad (4.76)$$

$$\alpha = \frac{1}{12} \cdot 0,65 \cdot 10^{-5} \cdot 3000^2 + \frac{5}{48} \cdot 0,65 \cdot 10^{-5} \cdot 3000^2 = 0,06 \text{ мм}.$$

Сумарний прогин $\alpha = 0,06 \text{ мм}$.

Так як $\alpha = 0,06 \text{ мм} < \alpha_{lim} = 0,7 \text{ мм}$, умова жорсткості виконується.

4.3.10 Розрахунок маршу на монтажне навантаження

При підйомі маршу його вага передається на чотири петлі, але за певних умов може виникнути необхідність підняття його за дві петлі, розташовані з одного боку.

Власна вага маршу, згідно з каталогом $q^n = 1530 \text{ кг}$. Розрахункова вага з урахуванням коефіцієнта динамічності:

Визначаємо навантаження від власної ваги панелі:

$$q_d = q_k \cdot k_d \cdot \gamma_F = 1530 \cdot 1.4 \cdot 1.5 \cdot 10 = 32.13 \text{ кН};$$

Зусилля на одну петлю визначимо:

$$Q_d = \frac{32.13}{2} = 16.065 \text{ кН.}$$

Визначаємо площу поперечного перерізу однієї петлі зі сталі класу

$$A240C [13], f_{yd} = 218 \text{ МПа. } A_{s1} = \frac{16065}{218} = 73.69 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо монтажну петлю діаметром 10A240C ДСТУ 3760:2006 [13],

$$A_{s1} = 78,5 \text{ мм}^2.$$

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

НУБІП УКРАЇНИ

Розрахунок монолітного фундаменту під колону

Геологічні умови будівельного майданчика: з поверхні на глибину

залягає шар піску середньої крупності з наступними

НУБІП УКРАЇНИ

характеристиками: $\rho_s=2,65 \text{ т/м}^3$ $\rho=2,0 \text{ т/м}^3$ $\rho_d=1,82 \text{ т/м}^3$ $\omega=4,8\%$; нижче залягає

шар твердої глини $\rho_s=2,76 \text{ т/м}^3$ $\rho=1,88 \text{ т/м}^3$ $\rho_d=1,57 \text{ т/м}^3$ $\omega=20\%$, $e=0,76$, $\phi_{II}=$

$18,9^\circ$, $C_n=53,3 \text{ кПа}$, $E_0=20,7 \text{ МПа}$. Глибину закладення приймаємо 3,15 м-коду.

НУБІП УКРАЇНИ

5.1. Визначення навантажень та зусиль

Таблиця 5.1

Нормативні та розрахункові навантаження на 1 м^2 перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, Н/м^2
1	2	3	4
Постійна:			
1. Паркетна дошка - $t=25 \text{ мм}$, $\rho=700 \text{ кг/м}^3$	175	1,35	236
2. Лага - $t=40 \text{ мм}$, $\rho=700 \text{ кг/м}^3$	280	1,35	378
3. Звукоізоляційна прокладка із ПВХ - $t=20 \text{ мм}$, $\rho=1600 \text{ кг/м}^3$	320	1,35	432
4. Залізнична плита - $t=110 \text{ мм}$, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$	2750	1,35	3713
5. Ж/б ригель $m=2,570 \text{ т}$	1070	1,35	1444
Разом:	4595		5589
Корисна:			
5. Тимчасова тривала	1500	1,5	2250
Разом:	6095		7839

Обчислимо подовжню силу від постійних навантажень (від власної ваги конструкцій перекриттів та покриття).

$$N = (g_d \cdot A_{ep} + b^2_{col} \cdot H \cdot \rho \cdot \gamma_f) \cdot n_e, \text{ де } g_d - \text{постійне навантаження, кН;}$$

$$A_{ep} = l_s \cdot l_m = 6,0 \cdot 6,0 = 36,0 \text{ м-вантажна площа;}$$

b_{col} - Переріз колони;

H - Розрахункова висота колони;

n_e - кількість поверхів.

$$N_{sd} = (7,84 \cdot 36,0 \cdot 3 + 0,4^2 \cdot 3,3 \cdot 2,5 \cdot 1,35 \cdot 3) = 1029,14 \text{ кН}$$

5.2. Визначення площі підшви фундаменту

Визначаємо площу підшви фундаменту у плані за формулою (4.50).

Так як тиск під підшовою фундаменту не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту, то якщо прийняти $N = N_{sd} = 1029,0$ (враховуючи вагу колони), отримаємо формулу для визначення площі підшви фундаменту:

$$A = \frac{F_v}{R - \gamma_{cp} \cdot d}, \quad (5.1)$$

$$A = \frac{1029,0}{500 - 20 \cdot 3,15} = 1,92 \text{ м}^2,$$

Для квадратного у плані фундаменту довжина сторони обчислюється за такою формулою:

$$b = \sqrt{A}, \quad (5.2)$$

ширина квадратного фундаменту дорівнює

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{1,92} = 1,38 \text{ м}.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою (4.52) для будівлі з підвалом:

$$R = \frac{\gamma_{cr} \cdot c_2}{k} \left[M_1 \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{n1} + M_1 \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{11} \right], \quad (5.3)$$

γ_{c2} - Коефіцієнти умов роботи, що враховують особливості роботи різних ґрунтів в основі фундаментів

k - коефіцієнт, який приймається: $k=1$ - якщо м'якші характеристики ґрунту (σ та c) визначені безпосередніми випробуваннями та $k=1,1$ - якщо вони прийняті за нормативними таблицями;

k_z - коефіцієнт, що приймається $k_z=1$ при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (тут $z_0 = 8$ м);

b - ширина підшви фундаменту, м;

γ_{II} - усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, що залягають відповідно нижче підшви фундаменту (за наявності підземних вод визначається з урахуванням дії води, що зважує) і вище підшви, кН/м³.

c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;

d_b - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд із підвалом шириною $B \leq 20$ м та глибиною більше 2 м приймається $d_b = 2$ м);

M_γ, M_q, M_c - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за таблицею 17

«Розрахунок та проектування основ та фундаментів дрібного закладення на природній основі» Корбут Є.Є., Гомелюк Г.В., - Могильов. УО БРУ, 2002;

d_1 - глибина закладення фундаментів безпідвальних споруд або наведена глибина закладення зовнішніх та внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу:

$d_1 = 2,55$ м;

$\gamma_{c2} = 1,1, \gamma_{II} = 14,6$ кН/м³ за $\sigma_{II} = 380, M_\gamma = 2,11, M_q = 9,44, M_c = 10,8$ тоді

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot y_3 + \gamma_4 \cdot h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + \gamma_4} = \frac{16,8 \cdot 0,5 + 16,4 \cdot 1,5 + 9,3 \cdot 0,1 + 11,38 \cdot 1,05}{0,5 + 1,5 + 0,1 + 1,05} = 14,6$$

$$R_1 = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} (2,11 \cdot 1 \cdot 1,38 \cdot 11,38 + 9,44 \cdot 0,7 \cdot 14,6 + (9,44 - 1) \cdot 2,0 \cdot 14,6 + 10,8 \cdot 6) = 294 \text{ кПа}$$

Визначаємо площу підшви фундаменту:

$$A = \frac{1029,0}{294 - 20 \cdot 3,15} = 4,45 \text{ м}, b = \sqrt{4,45} = 2,1 \text{ м}$$

Приймаємо ширину фундаменту $b=2,1\text{м}$

Перевіримо правильність знаходження розміру площиви фундаменту:

$$R_1 = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} (2,11 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 11,38 + 9,44 \cdot 0,7 \cdot 14,6 + (9,44 - 1) \cdot 2,0 \cdot 14,6 + 10,8 \cdot 6) = 296,3 \text{кПа}$$

5.3. Визначення висоти фундаменту та розмірів ступенів розрахунком на продавливання

Розрахунок провадиться за формулою:

$$h_{o.pl} = -\frac{l_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P}}, \quad (5.4)$$

де R_{bt} - Розрахунковий опір бетону на розтяг;

P - тиск під подошвою фундаменту, що визначається за формулою:

$$P = \frac{N}{A}, \quad (5.5)$$

$$h_{o.pl} = -\frac{0,4 + 0,4}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1029,0}{0,75 \cdot 1,1 \cdot 1000 + 430,996}} = 0,24 \text{м}$$
$$P = \frac{1029,0}{2,1 \cdot 2,1} = 430,996 \text{кПа/м}^2$$

Мінімальна висота плитної частини фундаменту з умови міцності на продавливання визначаємо за формулою:

$$h_{pl.min} = h_{o.pl} + a_{z.c} \quad (5.6)$$

де $a_{z.c} = 30\text{мм}$ - товщина захищеного шару бетону.

$$h_{pl.min} = 240 + 30 = 270 \text{мм}$$

Оскільки отримана з розрахунку продавливання мінімальна необхідна висота плитної частини фундаменту вибирається у призначену раніше, тобто виконується умова $h_{pl.min} = 270\text{мм} \leq h_{pl} = 300\text{мм}$, то прийнятну висоту фундаменту

не змінюємо.

Розрахунок плитної частини фундаменту на дію поперечної сили Q допускається не виробляти щодо сторін $b/l = 1 \geq 0,5$

Розрахунковий тиск ґрунту на підшві фундаменту без урахування навантаження від ваги фундаменту визначаємо за формулою:

$$P_{\max.\min} = \frac{M}{A} \pm \frac{M_f}{W}, \quad (5.7)$$

де M_f – згинальний момент від розрахункових навантажень на рівні підшви фундаменту.

$$P_{\max.\min} = \frac{1029,0}{2,1 \cdot 2,1} \pm \frac{217,4962}{0,5625} = 430,996 \pm 386,66$$

$$W = \frac{l^2 \cdot b}{6}, \quad (5.8)$$

де W – момент опору підшви фундаменту

$$W = \frac{2,1^2 \cdot 2,1}{6} = 0,5625 \text{ м}^3$$

Розрахункові згинальні моменти в перерізах по межі колони та уступах фундаменту, що визначаються як для консольної балки, навантажені під тиском ґрунту, за формулою:

$$M_{1-1} = \frac{(l - l_c)^2 (P_{1-1} + 2P_{\max}) \cdot b}{24}, \quad (5.9)$$

де P_{1-1} – розрахунковий тиск ґрунту в перерізі 1-1.

$$P_{1-1} = P_{\max} \frac{P_{\max} - P_{\min} \cdot (l - l_c)}{l}, \quad (5.10)$$

$$P_{1-1} = 817,66 - \frac{817,66 - 44,34}{1,5} \cdot \frac{2,1 - 0,4}{2} = 534,11 \text{ кН/м}^2$$

$$M_{1-1} = \frac{(2,1 - 0,4)^2 (534,11 + 2 \cdot 817,66) \cdot 2,1}{24} = 164,06 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$P_{2-2} = 817,66 - \frac{817,66 - 44,34}{1,5} \cdot \frac{2,1 - 0,9}{2} = 662,996 \text{ кН/м}^2$$

$$M_{2-2} = \frac{(2,1 - 0,9)^2 (662,996 + 2 \cdot 430,996) \cdot 2,1}{24} = 34,31 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Необхідний переріз арматури:

НУБІП УКРАЇНИ

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{01}}, \quad (5.11)$$

$$A_{s1} = \frac{164,06 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 2070} = 339,74 \text{ мм}^2$$

$$h_{01} = h - a_{з.с.} = 2100 - 30 = 2070 \text{ мм}$$

$$A_{s2} = \frac{34,31 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 270} = 386,83 \text{ мм}^2$$

$$h_{02} = h_1 - a_{з.с.} = 300 - 30 = 270 \text{ мм}$$

Приймаємо арматуру у напрямку двох сторін однакову

$$11 \varnothing 12 \text{ A500C с } A_s = 11 \cdot 98,5 = 1083,5 \text{ мм}^2.$$

$$\text{Відсоток армування } M = \frac{A_s}{b_2 \cdot h_{01}} \cdot 100 = \frac{1083,5}{900 \cdot 2070} \cdot 100\% = 0,053 \geq 0,05\%$$

Поздовжнього армування підколонника не робимо так як $Q_0 = 0, M_0 = 0$.

Поперечне армування підколонника призначається конструктивно..

Приймаємо арматуру $5 \varnothing 8 \text{ A500C}$.

5.4. Розрахунок та конструювання фундаментної балки

Розрахунковий проліт балки $l_0 = 5660 - 130 = 5530$ мм. Погонне навантаження від власної ваги балки (при об'ємній вазі залізобетону 25 кН/м^3): нормативне $q_{cp} = (0,2 \cdot 0,45 + 0,2 \cdot 0,23) \cdot 25 = 3,4 \text{ кН/м}$; розрахункова $q_c = 3,4 \cdot 1,1 = 3,74 \text{ кН/м}$ (де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності по навантаженню).

Повне розрахункове навантаження визначається з урахуванням вище лежачих стінових панелей (беручи до уваги віконні отвори):

– коефіцієнт, що враховує віконні отвори: $(11,3 + 0,5 \cdot 4,8) / 11,3 = 1,25$;

$$q = (173 + 88,32 \cdot 1,25) / 6 = 43,55 \text{ кН/м}.$$

З урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $n=0,95$ для

будівель нормального рівня надійності розрахункове навантаження $q = 43,55 \cdot 0,95 = 41,4 \text{ кН/м}$. Згинальний момент у середині прольоту $M = q l^2 / 8 = 175,3 \text{ кН.м}$. Поперечна сила на опорі $Q_{max} = q l_0 / 2 = 120,4 \text{ кН}$.

Розрахунок міцності нормальних перерізів

Задаємося $d = 45$ мм, $a = 30$ мм. Тоді $h_0 = 450 - 45 = 405$ мм. Оскільки полиця знаходиться у розтягнутій зоні, переріз розглядається як прямокутний шириною $b = 200$ мм. Несуча здатність перерізу на вигин M_u складається з моментів щодо арматури A_s : сприйнятих стисненим бетоном M_b , і стиснутою арматурою $M_{S'}$. Умова міцності має вигляд:

$$M < M_u = M_b + M_{S'}$$

Обчислюємо M_b задаючись граничною висотою стиснутої зони:

$$x = x_R = \xi_R \cdot h_0$$
$$x = 0,582 \cdot 405 = 236 \text{ мм,}$$

Тоді

$$M_b = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x)$$

$$M_b = 15,3 \cdot 200 \cdot 236 \cdot (405 - 118) = 167,26 \cdot 10^6 \text{ Н.мм} < M = 175,3 \cdot 10^6 \text{ Н.мм.}$$

Міцність недостатня, потрібна арматура $A_{S'}$.

Визначаємо, яку частину моменту, що згинає, M повинна сприймати арматура $A_{S'}$:

$$M_{S'} = (234,33 - 207,26) \cdot 10^6 = 27,07 \cdot 10^6 \text{ Н.мм.}$$

Оскільки необхідна площа стиснутої арматури:

$$A_{S'} = 27,07 \cdot 10^6 / (365 \cdot (405 - 30)) = 196 \text{ мм}^2.$$

Із суми проєкцій сил на горизонтальну вісь $N_S - N_b - N_{S'} = 0$ знаходимо площу розтягнутої арматури:

$$A_S = (N_b + N_{S'}) / R_s = (R_b b x + R_{sc} A_{S'}) / R_s,$$

$$A_S = (15,3 \cdot 200 \cdot 236 + 365 \cdot 98) / 365 = 189 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо за сортаментом $A_S = 189 \text{ мм}^2$ $A_{S'} = 196 \text{ мм}^2$ ($2 \cdot \varnothing 10$)

Перевіряємо міцність перерізу:

$$x = (R_s A_S - R_{sc} A_{S'}) / (R_b \cdot b)$$

$$x = (365 \cdot 2214 - 365 \cdot 226) / (15,3 \cdot 200) = 237 \text{ мм} > x_R = 236 \text{ мм.}$$

У розрахунок вводимо $x = x_R$, тоді:

$$M_u = 15,3 \cdot 200 \cdot 236 \cdot (405 - 118) + 365 \cdot 226 \cdot (405 - 30) = 238,19 \cdot 10^6 \text{ Н.мм.}$$

Оскільки $M_u > M = 234,33 \cdot 10^6$ Н·мм, міцність є достатньою.

Захисні шари бетону: для нижньої арматури $a = dS/2 = 45 \cdot 28/2 = 31$ мм $> d = 28$ мм і більше 20 мм, для верхньої арматури $30 - 12/2 = 24$ мм $> d = 12$ мм і більше 20 мм, т. е. захисні шари також достатні.

Розрахунок міцності похилих перерізів на поперечну силу

Небезпечні похилі перерізи починаються на $1/4$ прольоту балки біля її кінців. Визначимо мінімальне поперечне армування за конструктивними вимогами. При $h_1 = 300 < 450$ мм крок поперечних стрижнів (хомутів) на

довжині, що дорівнює $1/4$ прольоту, повинен бути не більше 150 мм і не більше $h/2 = 150$ мм. Приймається $s = 150$ мм. За умовами зварювання діаметр хомутив $d_{SW} \geq dS$, де dS — максимальний діаметр стрижнів, що перерізаються.

У нашому випадку $dS = 28$ мм, приймаємо $d_{SW} = 8$ мм, $A_{SW} = 101$ мм² (2Ø 8).

Перевіряємо міцність похилої смуги на стиск за формулою:

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

Коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w,$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,0034 = 1,16 < 1,3,$$

$$\text{Тут } \alpha = E_s \cdot E_b, \alpha = 20 \cdot 10^4 / 29 \cdot 10^3 = 6,9, \mu_w = A_{SW} / b \cdot s,$$

$$\mu_w = 101 / 200 \cdot 150 = 0,0034.$$

Коефіцієнт

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b,$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847,$$

де $\beta = 0,01$ для важкого бетону. Міцність смуги:

$$Q = 0,3 \cdot 1,16 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 20 \cdot 210 = 134,67 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{\max} = 120,4 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Умова виконана, отже приймаємо робочу арматуру 2Ø 10 класу А500С, поперечну — стрижні Ø 8 класу S50 з кроком у середині прольоту 250 мм, та на відстані $1/4$ прольоту від краю балки з кроком 150 мм.

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

НУБІП України

6.1. Техніко-економічне порівняння варіантів кранів

Для монтажу колон та перекриття використовується стріловий кран, що відповідає наступним технічним вимогам (див. рис. 6.1):

Вибір крана для монтажу фундаментів. Розрахунок основних параметрів робимо для гусеничного крана.

Висота підйому гака:

$$H_k = h_0 + h_3 + h_e + h_{ст}, \text{ м}, \quad (6.1)$$

де h_0 – перевищення монтажного горизонту над рівнем стоянки крана,

м;

h_3 – запас по висоті для забезпечення безпеки монтажу (не <1 м);

h_e – Висота або товщина елемента, м;

$h_{ст}$ – висота стропування (траверса для монтажу плит покриття – 2,1 м),

$$H_k = 6,95 + 1 + 0,45 + 2,1 = 10,5 \text{ м}.$$

Визначають оптимальний кут нахилу стріли до горизонту:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot (h_{cm} + h_n)}{b_1 + 2 \cdot S}, \quad (6.2)$$

де h_n – довжина вантажного полспаста крана (від 2 до 5), м;

b_1 – Довжина (або ширина) збірних елементів, м;

S – відстань від краю елемента до осі стріли (близько 1,5 м), м;

α – Кут нахилу осі стріли крана до горизонту, град.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot (2,1 + 4)}{12 + 2 \cdot 1,5} = 0,81, \quad \alpha = 39,1^\circ.$$

Розраховують довжину стріли без гуська (рис. 6.1):

$$L_c = \frac{H_k + h_n - h_c}{\operatorname{Sin} \alpha}, \quad (6.3)$$

де h_c – відстань від осі кріплення стріли рівня стоянки крана, м.

НУБІП України

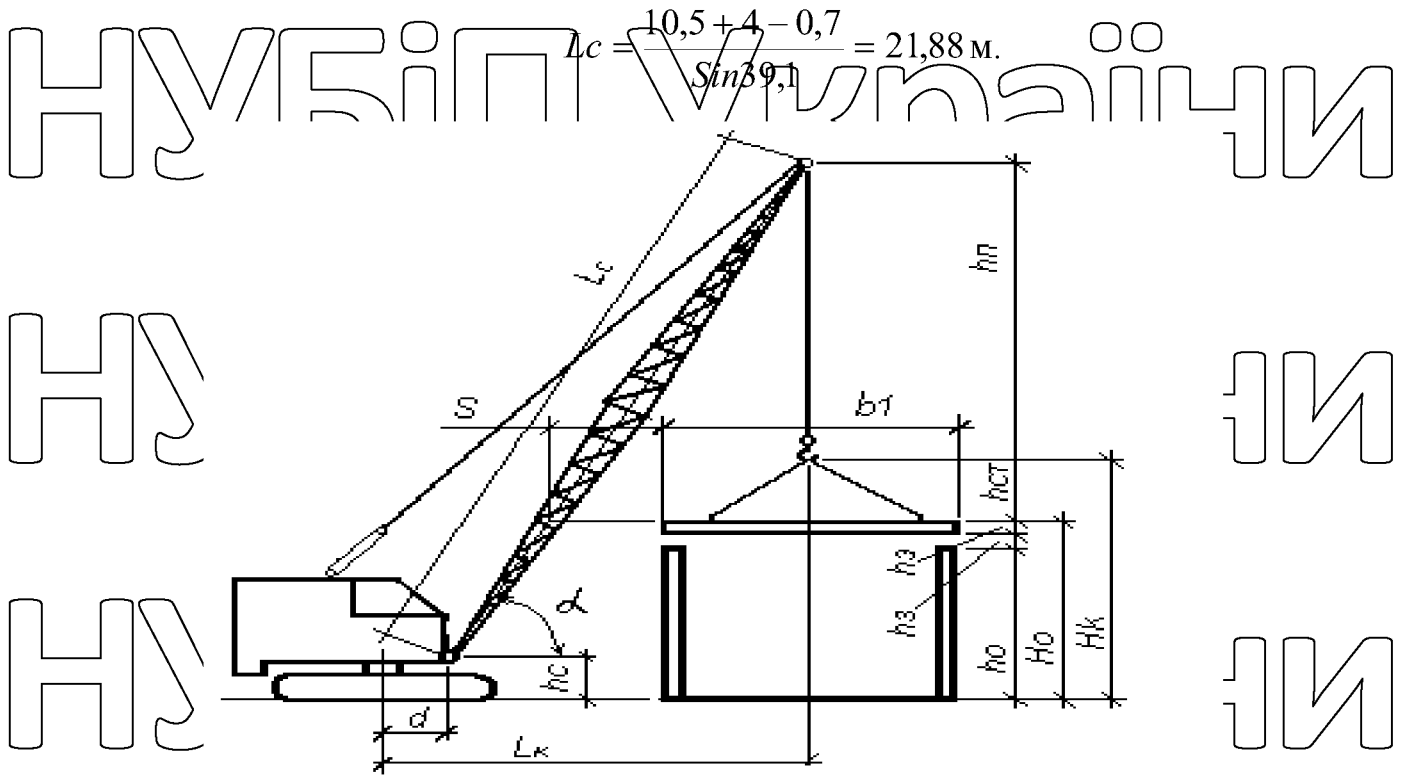


Рис. 6.1. Схема визначення необхідних технічних параметрів стрілового самохідного крана

Визначають виліт гака:

$$L_k = L_c \cdot \cos \alpha + d, \quad (6.4)$$

де d – відстань від осі обертання крана до осі кріплення стріли (близько 1,5), м.

$$L_k = 21,88 \cdot \cos 39,1 + 1,5 = 18,48 \text{ м}$$

Таблиця 6.1

Техніко-економічне порівняння варіантів

Марка механізму	Інвентарна вартість, грн.	Собівартість машино-зміни Смах-см, грн.	Кількість годин роботи на рік, Трік
1	2	3	4
КС-8162	138400	47,99	3075
СКТ-40А	53000	48,8	3075
СКТ-63А	124000	58,4	3075

Визначасмо собівартість монтажу 1 т конструкцій:

$$C_p = \frac{1,08 C_{\text{маш-зм}} + 1,5 \sum Z_{\text{ср}} + 1,08 C_{\text{п.т}}}{\Pi_{\text{н.см}}}, \quad (6.5)$$

де 1,08 та 1,5 – коефіцієнти накладних витрат відповідно на експлуатацію машин та заробітну плату монтажників;

$$C_{\text{маш-зм}} \text{ – собівартість машино-зміни крана};$$

$$\sum Z_{\text{ср}} \text{ – середня заробітна плата за зміну, зайнятих на монтажі конструкцій};$$

– нормативна змінна експлуатаційна продуктивність крана на монтажі

$$C_{\text{п.т}} \text{ – витрати на підготовчі роботи (для пневмоколісних та гусеничних кранів приймають рівним нулю)};$$

m – число ланок підкранових шляхів;

P – загальна маса елементів.

$$C_{e1} = \frac{1,08 \cdot 47,99 + 1,5 \cdot 0,509}{1,83} = 28,7 \text{ грн/т}$$

$$C_{e2} = \frac{1,08 \cdot 48,8 + 1,5 \cdot 0,509}{1,83} = 29,2 \text{ грн/т},$$

$$C_{e3} = \frac{1,08 \cdot 58,4 + 1,5 \cdot 0,509}{1,83} = 34,9 \text{ грн/т}$$

Питомі капіталовкладення КУД:

$$K_{\text{уд}} = \frac{C_{\text{ип}} t_{\text{см}}}{\Pi_{\text{н.см}} T_{\text{год}}} \quad (6.6)$$

де $C_{\text{ип}}$ – інвентарно-розрахункова вартість, грн.;

$t_{\text{см}}$ – число годин роботи крана за зміну,

$T_{\text{рік}}$ – нормативна кількість годин роботи крана на рік, год.

$$K_{\text{уд1}} = \frac{138400 \cdot 8}{1,83 \cdot 3075} = 196,7 \text{ грн/т},$$

$$K_{\text{уд2}} = \frac{53000 \cdot 8}{1,83 \cdot 3075} = 75,3 \text{ грн/т}$$

$K_{пр.уд}^6 = \frac{124000 \cdot 8}{1,83 \cdot 3075} = 176,3 \text{ грн/т}$

Питомі наведені витрати на 1 т змонтованих конструкцій:

$$C_{пр.уд.} = C_e + E_n K_{уд}^6 \quad (3.7)$$

де, E_n – Нормативний коефіцієнт економічної ефективності;

$C_{пр.уд.}^1 = 28,7 + 0,15 \cdot 196,7 = 58,2 \text{ грн/т},$

$$C_{пр.уд.}^2 = 29,2 + 0,15 \cdot 75,3 = 40,5 \text{ грн/т},$$

$$C_{пр.уд.}^3 = 34,9 + 0,15 \cdot 176,3 = 61,3 \text{ грн/т},$$

Таким чином, в результаті порівняння техніко-економічних показників вибраних варіантів кранів приходимо до висновку, що більш економічним є другий варіант, до складу якого входимо кран СКГ-40А на гусеничному ході з подовженою стрілою 25м і гуськом 5м, з наступними технічними характеристиками:

- Виліт стріли: 6,7 ... 24 м;
- Вантажопідйомність: 20 ... 4,2 т;
- Висота підйому: 24,3 ... 15,9 м.

Цей варіант і приймаємо для виконання робіт.

6.2. Технологічна картка на монтаж покриття

6.2.1. Область застосування

Справжня технологічна карта розроблена на монтаж покриття будівлі Культурно-розважального центру із кінозалами місткістю 100 та 200 осіб у м. Суми. Вона передбачає такі види робіт:

- вивантаження збірних залізобетонних конструкцій;
- укладання ригелів;
- закладання стиків ригелів з колонами;
- укладання плит покриття;
- закладання швів плит покриття.

6.2.2. Характеристики матеріалів та виробів

Матеріали та вироби, що підлягають обов'язковій сертифікації, повинні мати відповідний сертифікат.

Імпортовані будівельні матеріали та вироби, на які відсутній досвід застосування та нормативно-технічні документи, що діють на території Сумської області, повинні мати Технічне свідоцтво Мінрегіонбуду.

Доставлені на будівельний майданчик матеріальні елементи складують на приоб'єктних складах. Багатопустотні плити перекриттів мають штабелі заввишки до 2,5 м по висоті і до 8–10 рядів на підкладках і прокладках, які укладають на відстані 250–400 мм від торців плити. При укладанні виробів у штабель прокладки між ними розташовують одна над одною строго по вертикалі. Перетин підкладок та прокладок квадратний зі стороною 6...8 см.

Сходові марні складують сходами нагору, висота штабеля 5...6 рядів.

Матеріали та вироби, що підлягають обов'язковій сертифікації, повинні мати відповідний сертифікат.

Імпортовані будівельні матеріали та вироби, на які відсутній досвід застосування та нормативно-технічні документи, що діють на території України, повинні мати відповідні свідоцтва відповідності та сертифікації.

Матеріали та вироби, що підлягають гігієнічній реєстрації, повинні мати посвідчення про гігієнічну реєстрацію.

6.2.3. Організація та технологія виконання робіт

Монтаж плит перекриття слід починати після укладання та приварювання ригелів та діафрагм жорсткості, перевірки якості зварних швів з оформленням актів на приховані роботи та протикорозійного захисту зварних з'єднань.

Укладання ригелів слід проводити у суворій відповідності з технологічною схемою за допомогою двотілкового стропа. Ригель укладається

з дотриманням рівних майданчиків спирання його кінців на консолі колон і співвісності з колоною в поперечному напрямку. Покладені ригелі приварюють до закладних деталей консолей колон.

Монтаж плит перекриття слід починати після укладання та приварювання ригелів та діафрагм жорсткості, перевірки якості зварних швів з оформленням актів на приховані роботи та протикорозійного захисту зварних з'єднань.

Підйом та укладання плит перекриття слід проводити за допомогою чотиригілля стропа. У комірці укладаються зв'язкові плити, потім рядові на полиці ригелів за шаром цементно-піщаного розчину товщиною 10 мм, що розстиляється безпосередньо перед монтажем. Зв'язкові плити з'єднуються між собою та ригелями за допомогою накладок на зварюванні.

Після зварювання встановлених конструкцій, приймання зварних швів та протикорозійного захисту зварних з'єднань проводиться замонолічування вузлів сполучення ригелів з колонами та швів між плитами перекриття.

Таблиця 6.2

Операційна картка на монтаж покриття

Найменування операції	Засоби технологічного забезпечення	Виконавці	Опис операції
1	2	3	4
Вивантаження збірних залізобетонних конструкцій	Кран МКГ-16, чотиригілля.	Такелажники	1. Переміщення крана та встановлення його в робоче положення. 2. Зачіплення вантажу. 3. Вивантаження або вивантаження вантажу з підйомом або опусканням до 4 м та поворотом стріли крана. 4. Укладання підкладок під конструкції та деталі. 5. Відчіплення вантажу. 6. Кріплення або розкріплення вантажу за потреби. 7. Подача сигналів машиністу крана.
Укладання ригелів	Кран СКГ-40, граверса, трансформатор	Монтажники, Електрозварювальник	1. Влаштування ліжка з розчину (при необхідності). 2. Встановлення елементів. 3.

Укладання плит покриття	Кран СКГ-40, чотиригілковий строп, трансформатор зварювальний	Монтажники, Електрозварювальник	Вивіряння та тимчасове закріплення. 4. Зняття тимчасового кріплення.
Закладення стиків, швів	Скринька сталева для розчину, лопата будівельна розчинна, глибинний вібратор	Монтажники	При закладенні стиків ригелів з коленами: 1. Влаштування опалубки. 2. Укладання та ущільнення розчину (бетонної суміші) у стики. 3. Загладжування відкритої поверхні. 4. Розбирання опалубки.
			1. Приготування лжка із розчину. 2. Підйом та укладання плит. 3. Вивіряння та виправлення положення плит. 4. Кріплення плит анкерами до стін (у цегляних будівлях) та між собою.

6.2.4. Потреба у матеріально-технічних ресурсах

Потреба у матеріалах та výroбах зведена у таблиці 6.3.

Таблиця 6.3

Відомість потреб у матеріалах та výroбах

Найменування матеріалу, виробу	Найменування та позначення нормативно-технічного документа	Одиниця виміру	Кількість
Ригелі	Серія 1.020-1/83 3-1	шт	44
Плити покриття	Серія 1.041.1	шт	118
Плити покриття	Серія 1.465.1-3/80	шт	6
Розчин	M100	м3	10
Електроди	E42	кг	24

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

НУБІП України

7.1 Мережевий графік виробництва будівельно-монтажних та спеціальних робіт

Мережевий графік виконання робіт складено на весь період будівництва культурно-розважального центру з кінотеатром. Для виконання цього завдання здійснено підрахунок обсягів робіт та визначено їхню трудомісткість. Далі склавши картку визначник, виконано розрахунок всіх часових параметрів мережного графіка та визначено роботи, які лежать на критичному шляху.

Відповідно до ДБН А.3.1-5:2016 [19], тривалість будівництва складає $T=7$ міс.

7.1.1. Методи виконання основних будівельно-монтажних робіт

Будівництво здійснюється у два періоди: підготовчий та основний. Роботи підготовчого періоду виконує бригада у кількості 2 осіб. Освоєння та інженерна підготовка будмайданчика включає наступні роботи: перенесення існуючих мереж, геодезичні та інженерні роботи, огороження будмайданчика, прокладання тимчасових доріг, прокладання тимчасових мереж водо- та енергопостачання, організація складського господарства, влаштування побутівок [16, 17].

Зрізання рослинного шару та планування виконується бульдозером ДЗ-28. Зважаючи на обмеженість будівельного майданчика, рослинний ґрунт після зрізування не складується, а вантажиться в самоскиди і вивозиться за межі майданчика.

Розробка котловану під фундаменти проводиться екскаватором ЕО-3322 з об'ємом ковша $0,5 \text{ м}^3$. Доробка ґрунту до проектної позначки проводиться вручну.

Монтаж фундаментних блоків під колони та всього каркасу будівлі передбачається виконувати за допомогою гусеничного крана СКГ-25,

вантажопідйомністю 20т.

Після влаштування вертикальної гідроізоляції проводиться зворотне засипання насух з ущільненням ґрунту пошарово із застосуванням електротрамбуванням ІЕ-4505.

У дві зміни виконуються роботи, в яких задіяні крани та землерийна техніка. Цегла, розчин та інвентарні риштування подаються краном СКГ-25. Бетонна підготовка під підлоги влаштовується смугами по маячним рейкам. Бетонна суміш розрівнюється та ущільнюється віброрейкою СО-47.

Штукатурні роботи виконуються за допомогою штукатурної станції ПНС-2М.

Спеціальні роботи виконуються бригадами сантехніків та електриків. Вони виконуються у два етапи. Чорновий сантехмонтаж та електричний монтаж до початку штукатурних робіт, а навішування обладнання проводиться після штукатурних робіт.

7.1.2. Визначення нормативних витрат праці на виконання робіт

Таблиця 7.1

Калькуляція витрат праці

№ п/п	Об'єкт-групування	Найменування робіт	Од. вим.	Кіл. од.	Витрати праці, люд.-год.		Склад ланки
					на од.	на весь обсяг	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ЕІ-24-5	ЗРІЗУВАННЯ РОСЛИННОГО ШАРУ БУЛЬДОЗЕРОМ ДЗ-28	1000 м ³	0,18	$\frac{0}{9,89}$	$\frac{0}{178}$	Машиніст 6 разів.
2	ЕІ-30-7	ПЛАНУВАННЯ МАЙДАНЧИКИ БУЛЬДОЗЕРОМ ДЗ-28	1000 м ²	1,8	$\frac{0}{0,23}$	$\frac{0}{0,41}$	Машиніст 6 разів.
3	ЕІ-17-13	РОЗРОБКА ҐРУНТУ В КОТЛОВАННІ ЕКСКАВАТОРОМ «ЗВОРОТНА ЛОПАТА» З КОВНОМ 0,5 М ³ НАВИМЕ	1000 м ³	0,25	$\frac{12,31}{53,55}$	$\frac{3,08}{13,39}$	Машиніст 6 разів.

4	E1-17-14	РОЗРОБКА ГРУНТУ В КОТЛОВАНІ ЕКСКАВАТОРОМ (ЗВОРІТНА ЛСПАТА) З КОВШОМ 0,5 З ВАНТАЖУВАННЯМ В ТРАНСПОРТНИЙ ВАСІБ	1000 м ³	1,54	$\frac{30,43}{88,23}$	$\frac{40,86}{135,87}$	Машиніст браз.
5	E1-164-1	РОЗРОБКА ГРУНТУ ВРУЧНУ У КОТЛОВАНІ З ПЕРЕМІЩЕННЯМ РУХОВИМИ ТРАНСПОРТЕРАМИ ВАСИПКА ТРАНШВІ	100 м ³	0,18	$\frac{171,7}{20,15}$	$\frac{30,91}{3,63}$	Землекоп 2 разів.
6	E1-27-1	КОТЛОВАНА З ПЕРЕМІЩЕННЯМ ГРУНТУ ДО 5М БУЛЬДОЗЕРОМ ПОТУЖНІСТЮ ДЗ-28	1000 м ³	0,79	$\frac{0}{3,18}$	$\frac{0}{2,51}$	Машиніст 6 разів.
7	E1-166-1	ЗАСИПКА ВРУЧНУ ТРАНШЕЙ, ПАЗУХ КОТЛОВАНІ В 1 ЯМ, ГРУНТ 2 ГРУПИ	100 м ³	0,9	$\frac{150,45}{0}$	$\frac{135,4}{0}$	Землекоп браз-чол, 1р-1ч
8	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневмотрамбуванням	100 м ³	1,55	$\frac{10,80}{0}$	$\frac{16,74}{0}$	Землекоп 3 разів.
9	E1-1-2	ПРИСТРІЙ ПІДСТАВИ ПІД ФУНДАМЕНТИ ЦУДОЧНОГО	100 м ²	1,68	$\frac{10,16}{4,06}$	$\frac{17,07}{6,83}$	Бетонник 3р-1 2р-1
10	E7-1-6	УКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТНИХ БЛОКІВ ПІД КОЛОНИ ПРИ МАСЕ КОНСТРУКЦІЙ ДО 3,5Т	100 шт.	0,52	$\frac{160}{53}$	$\frac{83,2}{27,56}$	Монтажник -3ч Машиніст- 1ч
11	E7-1-7	ВСТАНОВЛЕННЯ ПАНЕЛІВ СТІН ПІДВАЛІВ І ЦОКЛЬНИХ ПАНЕЛІВ ПЛОЩИНОЮ ДО 12 М2 КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ	100 шт.	0,40	$\frac{140}{14,0}$	$\frac{56}{5,6}$	Монт. 5раз- 1чол, 4р- 1ч, 3р-1ч, 2р-1ч Маш 6р-1ч

12	E7-5-3	ПРИСТРІЙ КОЛОН У СКЛАДІ ФУНДАМЕНТІВ ВАРИМ ДО 3Т	100 шт.	0,52	$\frac{588}{38,8}$	$\frac{305,76}{30,6}$	Монтажник -4ч Машиніст-1ч
13	E7-10-2	УКЛАДАННЯ РІГЕЛЕЙ ДОВЖИНОЮ ДО 6М.	100 шт.	0,96	$\frac{1130}{11,3}$	$\frac{1084,8}{10,85}$	Монтажник -4ч Машиніст-1ч
14	E8-4-7	ПРИСТРІЙ ГІДРОІЗОЛЯЦІЇ СТІН ФУНДАМЕНТІВ, БІЧНА ОБМАЗКОВА БІТУМНА В 2ШАР	100 м2	3,4	$\frac{53,35}{0,7}$	$\frac{167,52}{2,2}$	Ізолювальник 3раз-1чол, 2р-1ч
15	E8-4-3	ПРИСТРІЙ ГОРИЗОНТАЛЬНОЇ ОКЛИЙНОЇ ГІДРОІЗОЛЯЦІЇ	100 м2	1,62	$\frac{133,14}{1,5}$	$\frac{215,69}{2,43}$	Ізолювальник 3раз-1чол, 2р-1ч
16	E7-17-1	ВСТАНОВЛЕННЯ ЗОВНІШНІХ РЯДОВИХ СТІНОВИХ ПАНЕЛІВ ДОВЖИНОЮ ДО 6 М. І ПЛОЩОЮ ДО 10М2	100шт	1,58	$\frac{230,35}{53,4}$	$\frac{357,04}{82,77}$	Монт. 5раз-1чол, 4р-1ч 3р-1ч 2р-1ч Маши-6р-1ч
17	E7-17-2	ВСТАНОВЛЕННЯ ЗОВНІШНІХ РЯДОВИХ СТІНОВИХ ПАНЕЛІВ ДОВЖИНОЮ ДО 6 М. І ПЛОЩОЮ БІЛЬШЕ 10М2	100шт	0,09	$\frac{331,24}{86,42}$	$\frac{29,81}{7,78}$	Монт. 5раз-1чол, 4р-1ч 3р-1ч 2р-1ч Маши-6р-1ч
18	E7-17-4	ВСТАНОВЛЕННЯ ЗОВНІШНІХ РЯДОВИХ СТІНОВИХ ПАНЕЛІВ ДОВЖИМ 6 М. І ПЛОЩОЮ БІЛЬШЕ 10М2	100шт	0,04	$\frac{432,44}{123,14}$	$\frac{17,30}{4,92}$	Монт. 5раз-1чол, 4р-1ч 3р-1ч 2р-1ч Маши-6р-1ч
19	E8-15-3	КЛАДКА ЗОВНІШНІХ СТІН З ЦЕГЛИ СЕРЕДНЬОЇ СКЛАДНОСТІ У ДВА ЦЕГЛИ З РОЗШИВКОЮ	м3	81,16	$\frac{8,79}{0,66}$	$\frac{689,07}{53,45}$	Каменяр 5р-1 4р-1 3р-1

20	E8-7-6	ПРИСТРІЙ ПЕРЕГОРОДОК З ЦЕГЛИ (1/2) НЕ АРМОВАНИХ	100 м2	1,52	142,56 5,49	216,69 8,35	Камінь 3раз- 2ч машин бр- 1ч
21	E8-24-5	ПРИСТРІЙ ПЕРЕГОРОДОК З ЛЕГКОБЕТОННИХ ПЛИТ	100 м2	8,64	80,0 4,16	69,12 35,94	Камінь 3раз- 2ч машин бр- 1ч
22	E7-44-10	УКЛАДАННЯ ПЕРЕМИЧОК МАСОЙ ДО 0,3Т	100 шт.	1,33	21,46 10,52	28,54 13,99	Камінь 4р-1 3р-1 2р-1 Маш 5р-1
23	E7-45-5	ВСТАНОВЛЕННЯ ПАНЕЛІВ ПЕРЕКРИТТІВ ПЛОЩОЮ ДО 5М2 З ОПИРАНИМ НА 2 СТОРОНИ	100 шт.	0,10	174,0 30,53	17,4 3,05	Монт. 4р-1 3р-1 2р-1 Маш бр-1
24	E7-45-6	ВСТАНОВЛЕННЯ ПАНЕЛІВ ПЕРЕКРИТТЯ ПЛОЩИНЮ ДО 10М2 З ОПИРАННЯМ НА 2 СТОРОНИ	100 шт.	0,86	226,0 60,56	194,336 52,04	Монт. 4р-1 3р-1 2р-1 Маш бр-1
25	E7-45-7	ВСТАНОВЛЕННЯ ПАНЕЛІВ ПЕРЕКРИТТЯ ПЛОЩИНЮ ДО 15М2 З ОПИРАННЯМ НА 2 СТОРОНИ	100 шт.	0,3	269,0 72,09	80,7 21,63	Монт. 4р-1 3р-1 2р-1 Маш бр-1
26	E7-13-7	УКЛАДАННЯ ПЛИТ ПОКРИТТЯ ДОВЖИНОЮ ДО 6 М	100 шт.	0,74	234,4 62,48	176,76 46,23	Монт. 4р-1 3р-1 2р-1 Маш бр-1
27	E7-13-17	УКЛАДАННЯ ПЛИТ ПОКРИТТЯ ДОВЖИНОЮ ДО 12 М	100 шт.	0,44	378,2 98,14	166,41 43,18	Монт. 4р-1 3р-1 2р-1 Маш бр-1

28	E7-21-3	ВСТАНОВЛЕННЯ МАРШЕЙ БЕЗ ЗВАРЮВАННЯ МАСОЮ БІЛЬШЕ 1Т	100 шт.	0,16	319 68,47	25,52 5,48	Монт. 4р-1 3р-1 2р-1 Маш 6р-1
29	E7-60-1	ВСТАНОВЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ ОГОРОД З ПОРУЧНЯМИ ІЗ ТВЕРДОЛИСНИХ ПОРІД	100м	0,51	252,3 20,6	128,67 10,51	Монт. 4р-1 Ел.зварщ.3 р-1
30	E10-16-3	ВСТАНОВЛЕННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ З ПЕРЕПЛЕТАМИ РОЗДІЛЬНИМИ У СТІНАХ, ПЛОЩОЮ ДО 2М2	100 м2	0,16	235,0 11,5	37,6 1,84	Щільник. 4р-1 2р-1
31	E10-16-4	ВСТАНОВЛЕННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ З ПЕРЕПЛЕТАМИ РОЗДІЛЬНИМИ У СТІНАХ, ПЛОЩОЮ БІЛЬШ 2М2	100 м2	0,45	235,0 11,5	333,7 16,33	Щільник. 4р-1 2р-1
32	E15-205-1	ВСТАНОВЛЕННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ З ПЕРЕПЛЕТАМИ РОЗДІЛЬНИМИ У СТІНАХ, ПЛОЩОЮ БІЛЬШ 3М2	100 м2	1,09	321,75 2,4	508,36 3,79	Скляр 4р-1 3р-1
33	E10-23-1	ВСТАНОВЛЕННЯ БЛОКІВ У ЗОВНІШНІХ І ВНУТРІШНІХ ДВЕРНИХ ПРОЄМАХ У СТІНАХ, ПЛОЩОЮ ПРОЄМУ БІЛЬШЕ 3 М2	100 м2	0,16	181,7 9,29	61,78 3,16	Щільник. 4р-1 2р-1 Маш 5р-1
34	E10-23-2	ВСТАНОВЛЕННЯ БЛОКІВ У ПЕРЕГОРОДКАХ, ПЛОЩОЮ ДО 3М2	100 м2	0,16	126,56 15,15	20,25 0,82	Щільник. 4р-1 2р-1 Маш 5р-1
35	E10-23-3	ВСТАНОВЛЕННЯ БЛОКІВ У ПЕРЕГОРОДКАХ, ПЛОЩОЮ БІЛЬШ 3М2	100 м2	1,19	126,56 15,15	150,61 18,03	Щільник. 4р-1 2р-1 Маш 5р-1

36	E10-22-2	ВСТАНОВЛЕННЯ ПІДВІКНИХ ДОСОК ПРИ ВИСИНІ ПРОЄМУ ДО 2М.	100 м2	1,58	$\frac{1,2}{0,15}$	$\frac{1,89}{0,24}$	Щіль 4р-1ч, 2р-1ч Машин бр-1ч
37	E12-16-1	ОГРУНТУВАННЯ ПІДСТАВ З БЕТОНУ АБО РОЗЧИНУ	100 м2	13,59	$\frac{4,46}{0,04}$	$\frac{56,20}{0,50}$	Ізолірів 3р-1ч, 2р-1ч Машин бр-1ч
38	E12-15-1	ПРИСТРІЙ ПАРОВОІЗЛЯЦІ ОКЛИНОЇ В 1 ШАР ПЕРГАМІНУ	100 м2	13,59	$\frac{19,45}{0,9}$	$\frac{245,07}{11,34}$	Покрівля 3р-1 2р-1
39	E12-14-1	УТЕПЛЕННЯ ПОКРІВЛІ ПЛИТАМИ ПІНОПОЛІСТИРОЛУ	100 м3	37,8	$\frac{26,68}{2,5}$	$\frac{1008,5}{94,5}$	Термоізоляція 4р-1ч, 3р-1ч, 2р-1ч Машин бр-1ч
40	E11-17-1	ПРИСТРІЙ СТЯЖКИ ЦЕМЕНТНО-ПІЩАНОЇ, ТОВЩИНОЮ 30 ММ	100 м2	13,59	$\frac{3,88}{0,6}$	$\frac{48,89}{7,56}$	Бетонні 3р-1ч, 2р-1ч Машин бр-1ч
41	E12-1-3	ПРИСТРІЙ ПОКРІВЕЛЬНОГО ПОКРИТТЯ	100 м2	13,59	$\frac{28,4}{3,53}$	$\frac{380,56}{74,10}$	Кровель 3р-1ч Машин бр-1ч год
42	E12-046-01	ПОКРИТТЯ ПОКРІВЛІ МЕТАЛОЧЕРЕПИЦЬ	м2	1360	$\frac{0,33}{-}$	$\frac{64,02}{-}$	Кровель. 3р-1, 2р-1
43	E11-11-1	ПРИСТРІЙ ЦЕМЕНТНИХ СТЯЖОК, ТОВЩИНОЮ 20 ММ	100 м2	1,76	$\frac{25,6}{1,81}$	$\frac{25,6}{1,81}$	Бетонні 3р-1ч Машин бр-1ч
44	E11-34-3	ПРИСТРІЙ ПАРКЕТНИХ ПІДЛОГ	100 м2	4,99	$\frac{162,74}{1,30}$	$\frac{812,07}{4,49}$	Паркетч 4р-1ч, 3р-1ч Машин бр-1ч
45	E11-11-2	ПРИСТРІЙ БЕТОННИХ ПІДЛОГ	100 м2	5,75	$\frac{51,6}{0,89}$	$\frac{296,7}{5,12}$	Бетонні 3р-1ч Машин бр-1ч
46	E11-27-2	ПРИСТРІЙ ПОКРИТТІВ З КЕРАМІЧНИХ ПЛИТОК	100 м2	20,72	$\frac{106,0}{2,15}$	$\frac{1334,54}{27,67}$	Облиців-плитковий 4р-1ч, 3р-1ч Машин бр-1ч

47	E11-39- E11-39-1	ПРИСТРІЙ ПЛІНТУСІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ	100 м	2,22	<u>7,85</u> 0,08	<u>17,43</u> 0,18	Щіль 3р-1ч Машин 6р- 1ч
48	E11-39- 2	ПРИСТРІЙ ПЛІНТУСІВ З ЦЕМЕНТУ	100 м	2,40	<u>44,4</u> 0,4	<u>106,56</u> 0,96	Бетонщ 4р- 1ч Машин 6р-1ч
49	E11-27-3	ПРИСТРІЙ ПЛІНТУСІВ З КЕРАМІЧНОЇ ПЛИТКИ	100 м	3,54	<u>106,0</u> 2,15	<u>375,24</u> 7,61	Облицьов 4р- 1ч, 3р-1ч Машин 6р- 1ч
50	E15-293-2	Покращене оштукатурювання бетонних поверхонь стель вручну	100 м ²	22,6	<u>37,32</u> 1,53	<u>843,43</u> 34,58	Штукатур 4р-1 3р-1
51	E15-51-1	Покращена штукатурка стін цементно-вапняним розчином	100 м ²	36,06	<u>100,82</u> 4,32	<u>3635,57</u> 155,78	Штукатур 4р-1 3р-1
52	E15-151-2	фарбування клейова Полішена ВСЕРЕДИНІ ПРИМІЩЕННЯ	100 м ²	26,34	<u>16,67</u> 0,05	<u>439,09</u> 1,32	Маляр 5р-1
53	E15-152-1	фарбування вапняний за штукатуркою ВСЕРЕДИНІ ПРИМІЩЕННЯ	100 м ²	32,79	<u>15,18</u> 0,03	<u>497,75</u> 0,98	Маляр 5р-1
54	E15-68-1	ПШУКАТУРКА ПОЛІШЕНА СХОДОВИХ МАРШІВ І МАЙДАНЧИК БЕЗ ОБРОБКИ КОСОУРІВ І БАЛОК	100 М ²	0,47	<u>135,3</u> 9,55	<u>64</u> 4	Штукатур 4р-1 3р-1
55	E15-52-1	Високоякісна штукатурка стін гладких цементно- вапняним розчином по каменю	100 М ²	1,69	<u>166,65</u> 4,21	<u>281,64</u> 7,11	Штукатур 5р-1 3р-1
56	E15- 156-1	фарбування фасаду перхлорвінілове	100 М ²	20,74	<u>12,39</u> 0,5	<u>122,29</u> 4,93	Маляр 5р-1 3р-1

57	E11-2-3	ПРИСТРІЙ ГРАВІЙНОГО ПІДСТАВИ ПІД ВІДМОСТКУ 80	М3	17,4	3,1	53,94	Бетонник 3р-1 2р-1
58	E11-19-	ПРИСТРІЙ АСФАЛЬТОБЕТОННОЇ ВІДМОСТКИ 25	100 М2	1,78	$\frac{38,39}{2,76}$	$\frac{68,33}{4,91}$	Бетонник 3р-1 2р-1
РАЗОМ						16870,69	
САНІТАРНО- ТЕХНІЧНІ РОБОТИ						1085,83	
ЕЛЕКТРОМОНТАЖНІ						1687,0	
І СПЕЦІАЛЬНІ						7	
РАЗОМ ПО СПЕЦ. РОБОТАМ						1349,6	
РАЗОМ БМР						86,86	
ПІДГОТОВЧІ РОБОТИ						3036,6	
Благоустрій території						5	
ЗДАЧА ОБ'ЄКТУ 1%						1900,7	
ІНШІ РОБОТИ 12%						1194,4	
						5	
						397,22	
						38,44	
						1990,7	
						12,81	
						2388,8	
						4	

7.1.3 Картка-визначник мережного графіка

Картка-визначник мережного графіка представлена таблиці 7.2.

Таблиця 7.2
Картка-визначник мережного графіка

Код робіт	Найменування робіт	Трудо- місткість, чол-год.	Число робіт- ників за зміну	Кільк. змін	Прод- овж. днів
1	2	3	5	6	7
1-2	Підготовчі роботи	119,2	6	2	10
2-3	Зрізання рослинного шару та планування майданчика	2,19	2	1	1
2-45	Інші роботи	3391,12	4	1	98
3-7	Розробка ґрунту екскаватором	14,6	1	2	7
7-8	Ручне доопрацювання та влаштування піщаної підготовки	5,99	2	2	1
7-9	Влаштування фундаментів	10,4	3	2	2
9-11	Монтаж каркасу	256	8	2	17

11-12	Установка панелей стін підвалів та цокольних панелей	56	4	0	1
10-12	зворотня засипка	42,91	3	2	3
14-16	Встановлення панелей зовнішніх стін	410	4	2	7
12-14	Кладка зовнішніх стін із цегли силікатної	76,13	6	2	6
14-15	Кладка перегородок із цегли на 1 пов.	48,45	4	2	6
15-20	Кладка перегородок із цегли на 2 пов.	48,45	4	2	6
20-23	Кладка перегородок із цегли на 3 пов.	48,45	4	2	6
14-25	Влаштування покрівлі	222,75	10	1	22
2-5	Електромонтажні роботи 1 пов.	50	2	1	8
14-16	Встановлення віконних та дверних блоків на 1эт	23,2	2	2	6
16-21	Встановлення віконних та дверних блоків на 2ет	32,6	2	2	8
21-26	Встановлення віконних та дверних блоків на 3ет	34,2	2	2	8
13-15	Сантехнічні роботи 1пов	15,44	2	1	8
2-6	Слаботкові роботи 1эт	7,44	3	1	4
28-32	Штукатурні роботи 1 поверх	101,2	10	2	5
32-34	Штукатурні роботи 2 поверх	124,2	10	2	13
14-38	Штукатурні роботи 3 поверх	201,3	10	2	10
17-24	Електромонтажні роботи 2пов.	48	4	1	12
34-36	Оздоблювальні роботи 1 поверх	21,14	4	2	3
36-39	Оздоблювальні роботи 2 поверх	60,67	4	2	8
19-42	Оздоблювальні роботи 3 поверх	45,03	4	2	6
18-27	Сантехнічні роботи 2пов.	37,8	4	1	15
26-28	Влаштування бетонних підлог 1поверх	7,26	4	2	1
28-30	Влаштування бетонних підлог 2поверх	33,26	4	3	3
30-31	Влаштування бетонних підлог 3поверх	43,26	4	2	2
36-37	Влаштування чистої підлоги 1	43,6	6	2	4

	поверх				
37-43	Влаштування чистої підлоги 1 поверх	132,6	6	2	11
43-49	Влаштування чистої підлоги 1 поверх	75,9	6	2	6
19-22	Слаботкові роботи 2эт	110	4	1	9
29-33	Оздоблення фасаду	53,93	6	1	9
25-29	Пристрій вимощення	5,94	2	2	2
40-46	Електромонтажні роботи 3пов.	12,1	2	1	6
41-47	Сантехнічні роботи 3пов.	27,8	4	1	6
44-48	Слаботкові роботи 3ет	6,1	6	1	3
33-35	Благоустрій та озеленення	19,6	2	1	10
49-50	Здача об'єкту	60,2	6	2	5

7.2. Проектування будгенплану

7.2.1. Розрахунок необхідних площ мобільних (інвентарних) та тимчасових будівель будівельного майданчика

Визначення чисельності робітників під час будівництва житлово-містобудівних будівель за умов міста у %: робітники – 84,5%, ІТП - 11,0%; службовці - 3,2%; МОП та охорона – 1,3 %.

Приймаємо: робітники-44 чел (за графіком руху робітників); ІТП-6 чел; службовці-2 чел; МОП та охорона-1чол (всього - 52 чол.).

Максимальна потрібна чисельність працюючих для встановленого періоду будівництва визначається виходячи з:

$N_{заг\ max} = P \times 100 / 84,5 = 44 \times 100 / 84,5 = 52$, у тому числі: робочі (P)-33 (з них чоловіків-70%-63чел., жінок-30%-27чел.)

Кількість робітників у найбільш численну зміну:

$$N_{pmax} = 1,05 [P \cdot 0,7 + (ИТП + С + МОП) \cdot 0,8 \cdot 0,5] = 1,05 [44 \cdot 0,7 + (6 + 2 + 1) \cdot 0,8 \cdot 0,5] = 40$$

$$0,5] = 40$$

О О Таблица 7.3.

Розрахунок потрібних площ тимчасових будівель

Найменування тимчасових будівель	Формула визначення розрахункової чисельності робітників	Кількість чол
2	3	4
Гардероб	$1,04 \cdot P$	46
Душові чоловічі	$0,7(1,04 \cdot P \cdot 0,7)$	22
Вбиральні чоловічі	$0,7N_{pmax}$	29
Душові жіночі	$0,7(1,04 \cdot P \cdot 0,3) =$	10
Вбиральні жіночі	$0,3N_{pmax}$	12
Умивальні	N_{pmax}	42
Прим. для особистої гігієни жінок	$0,3N_{pmax}$	12
Сушарка	$1,04 \cdot P \cdot 0,7$	32
Приміщення для їди	$0,75N_{pmax}$	31
Приміщення для обігріву робітників	$1,04 \cdot P \cdot 0,7$	32
Контора/виконроба	$0,505 \cdot (ЦР + С + М) \cdot 0,8$	3
Диспетчерська	3 чол	3

7.2.2. Розрахунок та проектування складських приміщень

На стадії ПЗР запас зберігання для об'єкта визначають виходячи з прийнятого темпу робіт та розміру потреби на певну конструктивно-технологічну частину будівель. Мінімальний запас матеріалів складі повинен дорівнювати потреби на захватку.

Розрахунок потрібних площ відкритих складських майданчиків для зберігання основної номенклатури матеріалів проводиться за формулою:

$$S_{тр} = P_{скл} \cdot q, \quad (7.2)$$

де $P_{скл}$ - розрахунковий запас матеріалів;

q - норма складування матеріалів на $1m^2$.

Розрахунковий запас матеріалів, що підлягають зберіганню на складі, визначається за формулою:

$$P_{скл} = \frac{P_{общ}}{T} \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (7.3)$$

де $P_{общ}$ - загальна потрібна кількість конструкцій, для виконання планових обсягів БМР;

T - період споживання матеріалів у днях;

K1-коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів, K1 = 1,1;

K2-коефіцієнт нерівномірності виробничого споживання, K2 = 1,3

7.2.3 Водопостачання будівельного майданчика

Для постачання майданчика водою застосовується об'єднана водопровідна система, яка задовольняє водночас усі потреби.

Розрахункова секундна витрата води в літрах для будівельного майданчика визначаємо наступним чином:

- на виробничі потреби

$$q_{np} = \sum \frac{q_i \cdot n \cdot K_n}{8 \cdot 3600}, \quad (7.5)$$

де q_i - питома витрата води на одиницю об'єму або окремого споживача, літрів;

n-обсяг робіт або кількість машин;

K_n - коефіцієнт нерівномірності споживання води.

$$q_{np} = \frac{1 \cdot 400 \cdot 1,6 + 1144 \cdot 7 \cdot 1,6 + 90,07 \cdot 200 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 1,47 \text{ л/с};$$

- на господарсько-питні потреби:

$$q_{хоз} = \frac{b \cdot N_1 \cdot K_n}{8 \cdot 3600}, \quad (7.6)$$

де b - Витрата води на одного працюючого,

N1 - максимальна кількість працюючих у зміну;

$$q_{хоз} = \frac{20 \cdot 20 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,03 \text{ л/с};$$

- на душові установки

$$q_{душ} = \frac{z \cdot N_2}{m \cdot 60}, \quad (7.7)$$

де z - витрата води на одного робітника, що приймає душ, л/с (приймають 30 літрів);

N2 - кількість працюючих, які приймають душ, ($N_2 = (0,3 \dots 0,4) N_1$), 14

чол;

t – тривалість роботи душевої установки (зазвичай приймається 45 хв після зміни).

$$q_{душ} = \frac{30 \cdot 14}{45 \cdot 60} = 0,15 \text{ л/с};$$

Загальна витрата води по майданчику, л/с:

$$Q = q_{пр} + q_{хоз} + q_{душ} + q_{пож} \quad (7.8)$$

де $q_{пож}$ – витрата води на пожежогашіння, приймається 10 л/сек для ділянки площею до 10 га.

$$Q = 1,47 + 0,05 + 0,15 + 10 = 11,7 \text{ л/с}.$$

Розрахунок водопровідних мереж зводиться до визначення діаметрів труб і втрат у мережі при пропуску за ними розрахункових витрат води:

$$d = 2 \cdot \sqrt{\frac{1000 \cdot Q}{\pi \cdot v}} \quad (7.9)$$

де d – Діаметр труби, мм;

Q – загальна витрата води на майданчику, л/с;

v – швидкість руху води, для великих діаметрів приймаємо 1,5 м/с;

1000 – перехід з л/с в м/с.

$$d = 2 \cdot \sqrt{\frac{1000 \cdot 11,7}{3,14 \cdot 1,5}} = 99,7 \text{ мм}.$$

Відповідно до сортаменту сталевих труб приймаємо діаметр труб $\varnothing 100$ мм.

7.2.4. Енергопостачання будівельного майданчика

Розрахункове електричне навантаження визначається за встановленою потужністю електроприймачів та коефіцієнтів попиту з диференціацією за видами споживачів:

$$P_p = 1,1 \cdot \left(\sum \frac{K_c \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_m \cdot P_m}{\cos \varphi} + \sum K_{ос} \cdot P_{ос} + \sum P_{ОН} \right), \quad (7.10)$$

де 1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати;

$K_c, K_m, K_{ос}$ – Коефіцієнти попиту, що залежать від кількості споживачів;

$P_c, P_m, P_{O.B.}, P_{O.H.}$ - Потужність відповідно силових споживачів, на технологічні потреби, пристроїв внутрішнього освітлення, пристроїв зовнішнього освітлення, кВт;

$\cos \varphi$ - коефіцієнт потужності.

На майданчику працюють такі споживачі енергії:

Розчинонасос: $P_c = 5,8$ кВт; $K_c = 0,6$; $\cos \alpha = 0,75$;

Зварювальний апарат: $P_c = 27,4$ кВт; $K_c = 0,6$; $\cos \alpha = 0,75$;

Зовнішнє освітлення:

- Охоронне освітлення огорожених територій лампами до 200 Вт: 2 кВт;

- Висвітлення відкритих місць монтажу збірних конструкцій: $P_{O.H.} = 2,4$ кВт;

- Висвітлення відкритих складів: $P_{O.H.} = 1$ кВт;

Внутрішнє освітлення:

- контора та побутовки: $P_{B.O.} = 1,2$ кВт; $K_{O.} = 0,8$;

- закриті склади: $P_{B.O.} = 0,3$ кВт; $K_{B.} = 0,35$.

$$P_p = 1,1 \left(\frac{0,6 \cdot 27,4}{0,75} + \frac{0,6 \cdot 5,8}{0,75} + 1,2 \cdot 0,8 + 0,3 \cdot 0,35 + 2 + 2,4 + 1 \right) = 33,03 \text{ кВт.}$$

Потрібна потужність трансформатора, $\text{кВт} \cdot \text{А}$, визначається за значенням розрахованого сумарного навантаження будівельного майданчика:

$$P_{tr} = \frac{P_p}{K_{сн}}; \quad (7.11)$$

де $K_{сн}$ - коефіцієнт збігу навантажень (для будівництва приймається 0,75... 0,85);

$$P_{tr} = \frac{33,03}{0,75} = 44,04 \text{ кВтА}$$

Приймаємо трансформатор КТТМ-58-320 із потужністю 100 кВт

8. ОХОРОНА ПРАЦІ, ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

При виконанні робіт необхідно керуватися ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві» [20], ДБН А.2.2-1:2021 «Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС)» [21] та інших навчальних матеріалів щодо проєктування культурно-розважальних комплексів [1, 2, 28, 29 та ін.].

Вантажно-розвантажувальні роботи повинні виконуватися механізованим способом. Стропування вантажів слід проводити інвентарними стропами. Встановлення вантажів на транспортні засоби повинні забезпечувати стійке положення вантажу під час транспортування та розвантаження. Навантаження на автосамоскиди має здійснюватися з боку заднього або бокового борту.

Монтажні роботи – при складанні схем робіт машини необхідно забезпечити безпечне їхнє взаєморозташування. Визначити небезпечні зони роботи механізмів під час виконання робіт. Повинні виконуватися заходи щодо забезпечення стійкості елементів конструкцій у процесі монтажу, способи стропування, заходи щодо безпеки монтажників, встановлення обмежень, попереджувальних написів, плакатів.

До виконання монтажних робіт допускаються особи, які досягли 18-річного віку, пройшли інструктажі з охорони праці та спеціальне навчання безпечним методам праці. Під час виконання робіт монтажники повинні дотримуватись правил внутрішнього трудового розпорядку.

До небезпечних факторів їхньої роботи відносять необхідність роботи на висоті. До початку робіт муляри повинні отримати каски, запобіжні пояси, захисні окуляри.

Перед початком роботи монтажники зобов'язані:

а) пред'явити керівнику посвідчення про перевірку знань безпечних методів робіт та пройти інструктаж на робочому місці з урахуванням специфіки робіт, що виконуються;

б) одягнути каску, спецодяг, спецвзуття встановленого зразка;

в) отримати завдання виконання роботи у бригадира чи керівника.

Після отримання завдання монтажники зобов'язані:

а) підготувати необхідні засоби індивідуального захисту, у тому числі: запобіжний пояс і канат страхувальний – при виконанні верхолазних робіт;

захисні окуляри – при пробиванні отворів у залізобетонних конструкціях;

б) перевірити робоче місце та підходи до нього на відповідність вимогам безпеки;

в) підібрати технологічне оснащення та інструмент, необхідні при виконанні роботи, перевірити їх на відповідність вимогам безпеки;

г) оглянути елементи будівельних конструкцій, призначені для монтажу, та переконатися у відсутності у них дефектів.

Монтажники не повинні приступати до виконання роботи за:

а) несправності технологічного оснащення, засобів захисту працюючих, зазначених в інструкціях заводів-виробників, при яких не допускається їх застосування;

б) несвоєчасне проведення чергових випробувань технологічного оснащення, інструментів та пристроїв;

в) несвоєчасне проведення чергових випробувань або закінчення терміну експлуатації засобів захисту працюючих, встановленого заводом-виробником;

г) недостатньої освітленості робочих місць та підходів до них.

У процесі переміщення конструкцій на місце встановлення за допомогою крана монтажники зобов'язані дотримуватися наступних габаритів наближення їх до раніше встановлених конструкцій та існуючих будівель та споруд;

а) допустиме наближення стріли крана – не більше 1 м;

б) мінімальний зазор при перенесенні конструкцій над раніше встановленими – 0,5 м;

в) допустиме наближення новоротної частини вагтажопідіймального крана – не менше 1 м.

Попереднє наведення конструкції на місце встановлення необхідно здійснювати за допомогою відтяжок прядив'яного або капронового каната. У процесі підйому/подачі у наведення конструкції на місце встановлення монтажникам забороняється намотувати на руку кінець каната.

Перед встановленням конструкції проектне положення

монтажники зобов'язані:

а) оглянути місце встановлення конструкції та перевірити наявність розбивних та геометричних осей на опорній поверхні;

б) приготувати необхідну оснастку для її проектного чи тимчасового закріплення;

в) перевірити відсутність людей унизу безпосередньо під місцем монтажу конструкції. Забороняється знаходження людей під монтованими елементами до встановлення їх у проектне положення та остаточного закріплення.

При встановленні елементів будівельних конструкцій у проектне положення монтажники зобов'язані:

а) проводити наведення конструкції на місце встановлення, не застосовуючи значних фізичних зусиль;

б) здійснювати остаточне поєднання розбивних та геометричних осей за допомогою монтажною ломикою або спеціального інструменту (конусних оправок, складальних пробок та ін.). Перевіряти збіг отворів пальцями рук не допускається.

Розстропування елементів конструкцій, встановлених у проектне положення, слід проводити після їх постійного або тимчасового закріплення згідно з проектом за дотриманням наступних вимог безпеки:

а) розстроповування елементів конструкцій, що з'єднуються заклепками або болтами підвищеної міцності, за відсутності спеціальних вказівок у проекті слід проводити після встановлення у сполучному вузлі не менше 30%, від проектних заклепок або болтів, якщо їх понад п'ять, в інших випадках – не менше двох;

б) розстроповування елементів конструкцій, що закріплюються електрозварюванням та сприймають монтажне навантаження, слід проводити після зварювання проектними швами або прихватками згідно з проектом.

Конструкції, що не сприймають монтажні навантаження, допускається розстрілювати після прихватки електрозварюванням довжиною не менше 60 мм.

Тимчасове кріплення конструкцій, що монтуються, дозволяється знімати тільки після їх постійного закріплення відповідно до вимог проекту.

При зведенні будівель шляхом підйому поверхів (перекриттів) монтажники повинні:

а) усунути перед початком підйому перекриттів всі частини, що виступають на колонах, що перешкоджають підйому конструкцій, а також витягти клини між плитою перекриття і ядром жорсткості;

б) не допускати перекосів перекриттів, що піднімаються, через несинхронну роботу підйомного обладнання;

в) забезпечити після закінчення зміни спирання перекриття, що піднімається, на каркас будівлі або нерухомі опори тяги;

г) забезпечити у разі несправності підйомного обладнання спирання перекриття, що піднімається, на колони каркаса будівлі, на які закріплені підйомники, що вийшли з ладу.

При підйомі конструкцій двома кранами монтажники зобов'язані стропування, підйом-подачу та встановлення конструкції у проектне положення здійснювати під безпосереднім керівництвом особи, відповідальної за безпечне виконання робіт із переміщення вантажів краном.

При монтажі конструкцій вертольотами монтажники зобов'язані:

а) застосовувати примусове наведення конструкцій, що монтуються, на місце встановлення за допомогою спеціальних уловлювачів або дистанційного керування процесом наведення;

б) не допускати закріплення гнучких відтяжок за раніше встановлені конструкції.

При виявленні нестійкого положення монтованих конструкцій, технологічного оснащення або засобів захисту монтажники повинні повідомити про це керівника робіт або бригадира. При зміні погодних умов

(збільшення швидкості вітру до 15 м/с і більше, при снігопаді, грозі або тумані),

які погіршують видимість, роботи необхідно призупинити та доповісти керівнику.

Після закінчення роботи монтажники зобов'язані:

а) скласти у відведене для зберігання місце технологічне оснащення та засоби захисту працюючих;

б) очистити від відходів будівельних матеріалів і конструкцій, що монтуються, робоче місце і привести його в порядок;

в) повідомити керівника або бригадира про всі неполадки, що виникли в процесі роботи.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

Характеристика джерел	№ посилання	Бібліографічний опис
Методичні вказівки	1	Методичні вказівки до практичних робіт із навчальної дисципліни «Будівельна фізика» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 191 «Архітектура та містобудування». Архітектурно-будівельна акустика. Частина 2. Акустичне проектування залів кінотеатрів / Є. В. Пугачов, В. А. Зданевич, Т. М. Кундрат, С. І. Літницький. - Рівне: НУВГП, 2018. - 28 с.
Навчальний посібник	2	Пугачов Є. В. Видимість і зорове сприйняття в будівлях і спорудах для глядачів. навч. посібник [Текст] / Є. В. Пугачов, В. А. Зданевич. - Рівне : НУВГП, 2014. - 150 с.
Нормативний документ	3	Культурно-видовищні та дозвілєві заклади : ДБН В.2.2-16:2019 – [Чинний з 2019-11-01] – К. : Мінеріон України, 2019. – 93 с. – (Державні будівельні норми).
Методичні вказівки	4	Методичні вказівки та завдання до виконання практичних робіт з дисципліни «Будівельна фізика» для студентів спеціальності 191 «Архітектура та містобудування» денної форми навчання. Архітектурно-будівельна акустика. Частина 1. Зорове сприйняття і видимість в залах кінотеатрів. 03-07-48 / Є. В. Пугачов, В. А. Зданевич, Т. М. Кундрат, С. І. Літницький. - Рівне: НУВГП, 2017. - 24 с
Нормативний документ	5	Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проєктної документації для будівництва : ДСТУ Б А 2.4-7:2009. [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 71 с. – (Державні будівельні норми України)
Нормативний документ	6	Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинний з 2017-01-06]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016.
Нормативний документ	7	Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд,

НУБІП		будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. [Чинний від 2019-01-01]. К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України)
НУБІП	Підручник 8	Куліков П.М. Архітектура будівель і споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О Плоский, Г.В. Тетун. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2020. – 820 с.
НУБІП	Навчальний посібник 9	Будівельні конструкції: навч. посібник / [Клименко Є.В., Дорофєєв В.С., Довженко О.О. та ін]; за заг. ред. Клименка Є.В. – К.: Центр учбової літератури, 2012. – 426 с.
НУБІП	Нормативний документ 10	Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2-12:2019. – [Чинний з 2019-10-01]. – К.: Мінгеріон України, 2019. – 177 с. – (Державні будівельні норми).
НУБІП	Нормативний документ 11	Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України)
НУБІП	Нормативний документ 12	Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
НУБІП	Нормативний документ 13	Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2006 – [Чинний з 2007-01-10]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. (Державний стандарт України).
НУБІП	Нормативний документ 14	Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2018. [Введені в дію з 2019-01-01]. К. : Держбуд України, 2012. – 161 с. – (Державні будівельні норми України).
НУБІП	Навчальний посібник 15	Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, О.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.
НУБІП	Навчальний посібник 16	Bakulin, Y.A. Engineering protection and prepatation of territories : study guide; under

НУБІП		the editorship of cand tech. science Ye.A. Bakulin / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.
НУБІП	Нормативний документ 17	Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1-1-2014. – [Введені в дію з 2014-03-24]. – К. : Держбуд України, 2014. – 126 с. – (Державні будівельні норми України).
НУБІП	Нормативний документ 18	Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2-29:2011. – [Чиний з 2012-12-01]. – К. : Мінеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
НУБІП	Нормативний документ 19	Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5:2016. – [Введені в дію з 2017-01-01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с.
НУБІП	Нормативний документ 20	Охорона праці і промислова безпека в будівництві : ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012-04-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 116 с.
НУБІП	Нормативний документ 21	Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022-09-01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.
НУБІП	Практичний посібник 22	Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с.
НУБІП	Навчальний посібник 23	Павліков А.М. Конструювання і розрахунок монолітних ребристих перекриттів : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – 83 с.
НУБІП	Методичні вказівки 24	Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі

Знання	19	«Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБІП України, 2021. – 104 с.
Методичні вказівки	25	Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проєктування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБІП України, 2021. – 91 с.
Нормативний документ	26	Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2–10–2008. – [Введені в дію з 2008–10–01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с.
Тези доповідей	27	Бакулін Є.А. Моделювання дійсної роботи сталевих ферм покриття конверторного цеху за наслідками його руйнування / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна // Зб. тез доп. міжн. наук.-техн. конф. «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (9–10 червня 2023р., м. Одеса). Одеса : ОДАБА, 2023. – С. 10–12.
Навчальний посібник	28	Прядко О.М. Кінотехніка. Проєктування багатозальних кінопроєкційних комплексів : навчальний посібник для вузів / О.М. Прядко, О.П. Гребінь, Н.Ф. Левенець; під заг. ред. О.М. Прядка – К. : НТУУ «КПІ», ФЕМ, 2015. – 200 с.
Навчальний посібник	29	Кінотехніка: Курсовий проєкт [Електронний ресурс] : навч. посіб. для студ. спеціальності 171 «Електроніка», спеціалізації «Електронні та інформаційні технології кінематографії та аудіовізуальних систем» / К. О. Трапезон, Г. Т. Власюк ; КПІ ім. Ігоря Сікорського. – Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2018. – 34 с.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

ДОДАТКИ

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України