

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА
ЗАГАЛЬНООСВІТНЯ ШКОЛА В М. ХАРКІВ**

Виконав: студент 4 курсу, ХарПЦБ22-1з

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна
інженерія Освітня програма – Промислове та цивільне
будівництво

_____  _____ Савко А.І.

Керівник _____  _____ Кротов О.В.

Рецензент _____  _____ Храпатова І.В.

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

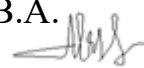
**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри ГПСГБ

к.т.н., доц. Александрович В.А.

”02” березня 2026 року



ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

САВКО АНДРІЙ ІВАНОВИЧ

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи:

Загальноосвітня школа в м. Харків

затверджена наказом ректора ХНУМГ від «27» лютого 2026 р. № 187-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 17 » червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.

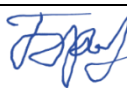
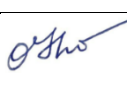
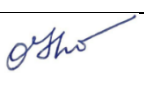
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: архітектурно-конструктивне рішення об'єкту будівництва, плани першого та типового поверхів, розріз, фасад, генеральний план (1-2 листи формату А1)

- розрахунково-конструктивна частина: конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій перекриття будівлі: опалубочні креслення, схеми армування, креслення арматурних виробів, специфікації (3 листи формату А1)

- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта виконання одного з основних видів робіт за завданням консультанта розділу.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		к.т.н., доц., зав. каф. МБ Завальний О.В.		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	к.т.н., доц. каф.ГПСГБ Кротов О.В		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	к.т.н., доц., каф. БК Шемет Р.М.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		к.т.н., доц. Братішко С.М.		
4. Охорона праці		к.т.н., доц. Нікітченко О.Ю.		
Нормоконтроль		Гаврилюк О.В.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	01.06-	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	05.06-	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	11.06- 14.06.2026	виконано
4.	Охорона праці	15.06-	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи, к.т.н., доц.



Кротов О.В.

Завдання прийняв до виконання



Савко А.І.

Дата видачі завдання «02» березня 2026 р.

ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельна частина	5
1.1 Вихідні дані	5
1.2 Об'ємно-планувальне рішення	6
1.3 Архітектурно-конструктивні рішення	8
1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	11
2. Розрахунково-конструктивна частина	15
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту	15
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	34
3. Технологічні рішення та організація будівництва	57
4. Охорона праці	64
Список використаних джерел	74

1.1 Вихідні дані

Тема дипломного проєкту: «Загальноосвітня школа в місті Харків».

Район будівництва: м. Харків, Харківська область, Україна.

«Кліматичні та інженерно-геологічні умови району будівництва прийняті відповідно до чинних нормативних документів України.

Кліматичні умови району будівництва:

Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» територія м. Харків належить до I кліматичного району.

Основні розрахункові кліматичні показники [3]:

кліматичний район – I;

температура зовнішнього повітря найбільш холодної доби забезпеченістю 0,92 – мінус 28 °С;

температура зовнішнього повітря найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 – мінус 23 °С;

переважний напрямок вітру в січні – західний;

переважний напрямок вітру в липні – північний;

середньорічна кількість атмосферних опадів – 527 мм.»

Наведені кліматичні параметри враховуються при розрахунку огорожувальних конструкцій, систем опалення, вентиляції, водовідведення та виборі конструктивних рішень будівлі.

Отримані інженерно-геологічні дані є підставою для вибору типу фундаментів, визначення глибини їх закладання та розрахунку несучої здатності основи.

Природно-кліматичні умови м. Харків є сприятливими для будівництва загальноосвітньої школи за умови врахування нормативних вимог щодо

теплозахисту, морозостійкості конструкцій, водовідведення та роботи фундаментів у сезонно промерзаючих ґрунтах.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля загальноосвітньої школи запроєктована зі складною ламаною конфігурацією в плані. Габаритні розміри в координаційних осях становлять 41,3 × 58,1 м. Об'ємно-планувальне рішення будівлі прийнято з урахуванням функціонального зонування навчального закладу, вимог безпеки та забезпечення зручного сполучення між окремими приміщеннями.

Конструктивна схема будівлі – безкаркасна, з несучими поздовжніми стінами. Несучі стіни сприймають вертикальні навантаження від міжповерхових перекриттів, покриття та передають їх на фундаменти. Така схема є економічно доцільною для двоповерхових громадських будівель і широко застосовується у шкільному будівництві.

Будівля має два надземні поверхи та підвал, який використовується для розміщення технічних, складських і допоміжних приміщень. Висота поверху становить 3,3 м, що відповідає вимогам чинних норм щодо громадських будівель та забезпечує нормативний повітряний об'єм приміщень.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечуються спільною роботою несучих стін, міжповерхових плит перекриття та їх анкеруванням між собою. Завдяки цьому будівля здатна сприймати горизонтальні навантаження від вітру та нерівномірних осідань основи.

Евакуація людей у разі пожежі передбачена через основні сходові клітки та евакуаційні виходи. Шляхи евакуації запроєктовані з урахуванням функціонального призначення будівлі та нормативної кількості користувачів.

За ступенем довговічності будівля належить до II ступеня, оскільки основні несучі конструкції виконані з довговічних матеріалів із нормативним строком експлуатації понад 50 років.

За ступенем вогнестійкості будівля належить до II ступеня вогнестійкості, оскільки основні конструктивні елементи виконані з негорючих матеріалів:

зовнішні та внутрішні несучі стіни – цегляні;
 перегородки – з цегли та газосилікатних блоків;
 міжповерхові перекриття – зі збірних залізобетонних плит.

Прийняті об'ємно-планувальні та конструктивні рішення забезпечують надійність, довговічність, пожежну безпеку та комфортні умови експлуатації будівлі загальноосвітньої школи.

Табл. 1.1 Техніко-економічні показники будівлі

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Кіл-ть
1	Площа забудови	м ²	1875
2	Корисна площа	м ²	3653,9
3	Загальна площа	м ²	4290,4
4	будівельний об'єм	м ³	19011
5	планувальне коефіцієнт		0,85
6	об'ємний коефіцієнт		4,44

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення

Будівля загальноосвітньої школи запроєктована з урахуванням вимог чинних державних будівельних норм України щодо надійності, безпеки, довговічності, енергоефективності та санітарно-гігієнічних показників.

Будинок має складну форму в плані з розмірами в осях 41,3 × 58,1 м. Будівля двоповерхова, з підвальним поверхом. Висота поверху становить 3,3 м. Просторова жорсткість забезпечується сумісною роботою поздовжніх і поперечних несучих стін, дисків перекриття та анкеруванням збірних плит між собою і зі стінами. За конструктивною схемою будівля є безкаркасною з несучими поздовжніми стінами.

За ступенем довговічності будівля належить до II ступеня, оскільки основні конструктивні елементи виконані з довговічних матеріалів із нормативним строком експлуатації понад 50 років. За ступенем вогнестійкості будинок належить до II ступеня, оскільки несучі та огорожувальні конструкції виконані з негорючих матеріалів.

Фундаменти

Фундаменти запроєктовані збірні залізобетонні стрічкові. Глибина закладання фундаментів становить 2,650 м, відмітка підлоги фундаментів – -3,800 м.

Під фундаментні блоки передбачено піщану підготовку товщиною 100 мм із середньозернистого ущільненого піску, що виступає за межі фундаменту на 100 мм з кожного боку. Монолітні вставки та добірні ділянки виконуються з бетону класу не нижче С8/10.

Стіни підземної частини виконуються з бетонних фундаментних блоків на цементно-піщаному розчині марки М100 із ретельним заповненням горизонтальних та вертикальних швів і перев'язкою швів не менше 300 мм.

Для захисту конструкцій від вологи передбачено:

горизонтальну гідроізоляцію на відмітці -0,550 м із двох шарів рулонного матеріалу на бітумно-полімерній мастиці;

горизонтальну ізоляцію на відмітках -3,550 м та -2,350 м із цементного водонепроникного розчину товщиною 20 мм;

вертикальну гідроізоляцію зовнішніх поверхонь фундаментних стін бітумно-полімерною мастикою товщиною 3 мм.

По периметру будівлі запроєктовано вимощення шириною 1,0 м з асфальтобетону товщиною 50 мм по щебеневій основі 150 мм з ухилом 3–5 % для відведення поверхневих вод.

Стіни та перегородки

Зовнішні стіни виконані у вигляді багатошарової кладки з газобетонних блоків з внутрішнім облицюванням силікатною цеглою на цементно-піщаному розчині марки М50. Таке рішення забезпечує нормативний опір теплопередачі зовнішніх огорожувальних конструкцій.

Внутрішні несучі стіни виконані із силікатної цегли на цементно-піщаному розчині М50.

Перегородки товщиною 120 мм запроєктовані з силікатної цегли на цементно-піщаному розчині.

Перекриття

Міжповерхові перекриття передбачені зі збірних багатопустотних залізобетонних плит товщиною 220 мм.

Плити укладаються по шару цементного розчину марки М100 товщиною до 20 мм. Шви між плитами заповнюються дрібнозернистим бетоном класу С12/15. Плити анкеруються між собою сталевими анкерами, що забезпечує просторову жорсткість будівлі.

Покриття та дах

Будівля має горищне покриття з дахом по дерев'яній кроквяній системі. Покрівля запроєктована з металочерепиці типу Monterrey з комплектом добірних елементів: карнизними та коньковими планками, жолобами, трубами водостоку та елементами примикань.

Конструкція даху відповідає вимогам ДБН В.2.6-220:2017 щодо покриттів будівель.

Сходи

У будівлі передбачено основні евакуаційні сходи зі збірних залізобетонних маршів та площадок заводського виготовлення. Ширина маршу становить 1,2 м, ширина сходової площадки – 1,5 м.

Між маршами передбачено зазор 120 мм для прокладання пожежного рукава. Сходові конструкції відповідають вимогам ДБН В.1.1-7:2016 та ДБН В.2.2-3:2018 щодо евакуації людей.

Підлоги

У класах і кабінетах – дерев'яна дошка;
у коридорах і вестибюлях – бетонні або плиткові покриття;
у санвузлах, душових, кухнях – керамічна плитка з гідроізоляцією;
у спортивному залі – дерев'яне рейкове покриття;
в актовому залі та їдальні – зносостійке рулонне покриття;
у підвалі – бетонна підлога по ущільненій основі.

Вікна та двері

Вікна прийняті металопластикові з енергоефективними потрійними склопакетами відповідно до ДСТУ Б В.2.6-15. Площа світлопрозорих конструкцій визначена згідно з вимогами природного освітлення.

Зовнішні двері – металопластикові зі склінням, внутрішні – дерев'яні. Двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі відповідно до вимог пожежної безпеки.

Інженерне обладнання

Будівля обладнується сучасними інженерними системами:

опалення – центральне водяне від зовнішніх теплових мереж;

водопостачання – від міської мережі;

каналізація – централізована;

електропостачання – від мережі 380/220 В;

освітлення – природне та штучне;

вентиляція – припливно-витяжна;

зв'язок та сигналізація – відповідно до норм для закладів освіти.

Прийняті архітектурно-конструктивні рішення забезпечують надійність, довговічність, пожежну безпеку, комфортні умови навчання та експлуатаційну ефективність будівлі загальноосвітньої школи в місті Харків.

1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції виконаний відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.

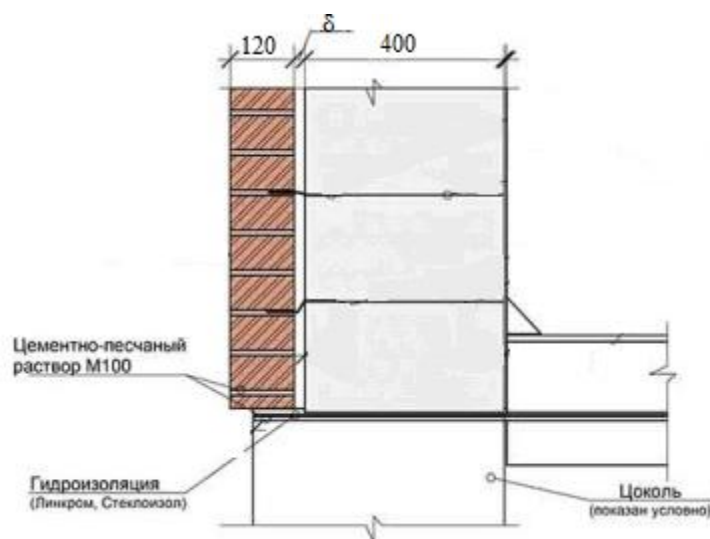


Рис.1.1 Схема розрізу зовнішньої огорожувальної конструкції

Район будівництва — м. Харків. Згідно з кліматичним районуванням територія будівництва належить до I температурної зони.

Для приміщень приймається нормальний вологісний режим. Умови експлуатації зовнішньої огорожувальної конструкції відповідають режиму Б.

Мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі зовнішньої стіни для I температурної зони приймається $R_{q \min} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

У розрахунку використовуються такі позначення λ — коефіцієнт теплопровідності матеріалу, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$; $\alpha_{\text{в}}$ — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні зовнішньої стіни, $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$; $\alpha_{\text{з}}$ — коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни для зимових умов, $\alpha_{\text{з}} = 23,0 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$.

Конструктивне рішення зовнішньої стіни

Зовнішня стіна приймається багатошаровою та складається з таких шарів:

Бетонні блоки $\lambda_1 = 0,44 \text{ Вт/(м·К)}$; $\delta_1 = 0,40 \text{ м}$.

Теплоізоляційний шар із пінополістирольних плит: $\lambda_2 = 0,04 \text{ Вт/(м·К)}$; δ_2 — необхідно визначити розрахунком.

Силікатна цегла: $\lambda_3 = 0,87 \text{ Вт/(м·К)}$; $\delta_3 = 0,12 \text{ м}$.

Розрахунок виконується за умовою забезпечення нормативного опору теплопередачі $R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{\text{q min}}$.

Для термічно однорідної багатошарової огорожувальної конструкції загальний опір теплопередачі визначається за формулою:

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{\text{в}} + R_1 + R_2 + R_3 + 1/\alpha_{\text{з}},$$

де $R_1 = \delta_1 / \lambda_1$ — термічний опір шару бетонних блоків;

$R_2 = \delta_2 / \lambda_2$ — термічний опір шару утеплювача;

$R_3 = \delta_3 / \lambda_3$ — термічний опір шару силікатної цегли.

Необхідну товщину теплоізоляційного шару визначаємо з умови:

$$R_{\text{q min}} = 1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + 1/\alpha_{\text{з}}.$$

Звідси товщина шару утеплювача становить:

$$\delta_2 = \lambda_2 \cdot [R_{\text{q min}} - (1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_3/\lambda_3 + 1/\alpha_{\text{з}})].$$

Підставляємо числові значення:

$$\delta_2 = 0,04 \cdot [3,3 - (1/8,70 + 0,40/0,440 + 0,120/0,870 + 1/23)] = 0,084 \text{ м.}$$

За результатами розрахунку мінімально необхідна товщина утеплювача становить приблизно 0,08 м. З урахуванням уніфікованих розмірів теплоізоляційних плит, а також для забезпечення запасу за теплотехнічними показниками, приймаємо товщину утеплювача $\delta_2 = 0,10 \text{ м}$.

Тоді фактичний термічний опір теплоізоляційного шару становитиме:

$$R_2 = \delta_2 / \lambda_2 = 0,10 / 0,040 = 2,50 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}.$$

Після прийняття товщини утеплювача визначаємо фактичний загальний опір теплопередачі зовнішньої стіни:

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + 1/\alpha_{\text{з}} = 1/8,70 + 0,40/0,440 + 0,10/0,040 + 0,12/0,870 + 1/23 = 3,705 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}.$$

Остаточно приймаємо $R_{\Sigma} = 3,70 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Перевіряємо виконання нормативної умови $R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{\text{q min}}$; $3,70 \geq 3,30$.

2. Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

Табл.2.1.1 Геологічний склад та гідрогеологічні умови

□

Табл.2.1.2 – Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Номер шару			
	1	2	3	4
Щільність, ρ	1,6 т/м ³	1,88 т/м ³	1,99 т/м ³	2,15 т/м ³

№ шару	Найменування ґрунтів	Номер свердловини і потужність шару, м				
		1	2	3		
1.	Рослинний шар	0,4	0,4	0,4		
2.	Суглинки жовто-коричневі	3,1	3,5	3,1		
3.	Пісок середньої крупності	6,7	6,4	6,3		
4.	Глина	5,5	5,3	5,2		
5.						
	Глибина залягання підземної води	4,9	5,1	5,5		
	Відмітка гирла свердловини, м.					

Табл.2.1.2 – Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Номер шару			
	1	2	3	4
Щільність, ρ	1,6 т/м ³	1,88 т/м ³	1,99 т/м ³	2,15 т/м ³
Щільність часток ρ_s	-	т/м ³	т/м ³	т/м ³
Природна вологість W	-	0,19	0,11	0,11
Вологість на межі текучості W_l	-	0,27	-	0,38
Вологість на межі пластичності W_p	-	0,14	-	0,18
Кут внутрішнього тертя φ	-	18 град	31 град	22 град
Питоме значення C	-	20 кПа	1 кПа	46 кПа
Модуль деформації E	-	19 МПа	15 МПа	28 МПа

Визначення інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Для оцінки інженерно-геологічних умов будівельного майданчика виконується визначення основних фізико-механічних характеристик ґрунтів за окремими інженерно-геологічними елементами. За результатами розрахунків встановлюється вид ґрунту, його стан, ступінь вологості та щільність складення.

2-й шар — суглинки жовто-коричневі

Для характеристики суглинків визначаємо коефіцієнт пористості, число пластичності та показник текучості.

Коефіцієнт пористості ґрунту визначається за формулою:

$$e = \rho_s / \rho \cdot (1 + W) - 1 = 2,71 / 1,88 \cdot (1 + 0,19) - 1 = 0,72.$$

Число пластичності визначаємо як різницю між вологістю на межі текучості та вологістю на межі розкочування:

$$IP = WL - WP = 0,27 - 0,14 = 0,13.$$

Показник текучості визначаємо за формулою:

$$IL = (W - WP) / (WL - WP) = (0,19 - 0,14) / (0,27 - 0,14) = 0,38.$$

Висновок: 2-й шар — суглинок жовто-коричневий, тугопластичний.

3-й шар — пісок середньої крупності

Для піщаного ґрунту визначаємо коефіцієнт пористості та ступінь вологості.

Коефіцієнт пористості піску становить:

$$e = \rho_s / \rho \cdot (1 + W) - 1 = 2,65 / 1,99 \cdot (1 + 0,11) - 1 = 0,48.$$

Ступінь вологості визначається за формулою:

$$Sr = (W \cdot \rho_s) / (e \cdot \rho_w) = (0,11 \cdot 2,65) / (0,48 \cdot 1) = 0,60.$$

Висновок: 3-й шар — пісок середньої крупності, вологий, достатньо щільного складення.

4-й шар — глина

Для глинистого ґрунту визначаємо коефіцієнт пористості, число пластичності та показник текучості.

Коефіцієнт пористості визначається за формулою:

$$e = \rho_s / \rho \cdot (1 + W) - 1 = 2,70 / 2,15 \cdot (1 + 0,11) - 1 = 0,39.$$

Число пластичності:

$$I_P = 0,38 - 0,18 = 0,20.$$

Показник текучості:

$$I_L = (0,11 - 0,18) / (0,38 - 0,18) = -0,35.$$

Висновок: 4-й шар — глина тверда.

Табл.2.1.3

№ шару	e	S _г	I _p	I _L	Характеристика ґрунтів
1	-	-	-	-	
2	0,72		0.13	0.38	Суглинок тугопластичний
3	0.48	0.6			Піски середньої крупності, середньої щільності, вологі
4			0.2	-0.35	Глина тверда

За результатами аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика як несучий шар основи приймаються піски середньої крупності. Даний ґрунт характеризується середньою щільністю складення та вологим станом, що дозволяє використовувати його як основу для спирання фундаментів будівлі.

Фундамент проєктованої будівлі передбачається з опиранням на третій інженерно-геологічний шар, представлений пісками середньої крупності. Рівень підлоги підвального поверху прийнято на відмітці $-3,000$ м, а відмітка підосви фундаменту становить $-3,800$ м.

Збір навантажень на фундамент

Збір навантажень на фундамент виконується з урахуванням постійних і тимчасових вертикальних навантажень, а також горизонтальних впливів від тиску ґрунту та вітрового навантаження. Розрахунок проводиться окремо для зовнішньої та внутрішньої несучих стін з урахуванням відповідних вантажних площ.

Вертикальні постійні навантаження

Навантаження від покриття визначається за формулами:

$N_{\text{покр.зовн}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{зовн}}$; $N_{\text{покр.вн}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{вн}}$,

де $q_{\text{покр}}$ — навантаження від 1 м² покриття, кН/м²;

$A_{\text{зовн}}$, $A_{\text{вн}}$ — вантажні площі відповідно для зовнішньої та внутрішньої несучих стін, м².

Вантажна площа для зовнішньої стіни становить $A_{\text{зовн}} = 5,7$ м². Вантажна площа для внутрішньої стіни $A_{\text{вн}} = 7,3$ м².

$$A_{\text{вн}} = \left(\frac{11,45}{2} + \frac{3,1}{2} \right) \cdot 1 = 7,275 \text{ м}^2$$

Металочерепиця
Обрешітка 50х50,
крок 500мм
Контрлага 100мм
Гідробар'єр
Крокв'яна нога
50х180, крок 1000мм

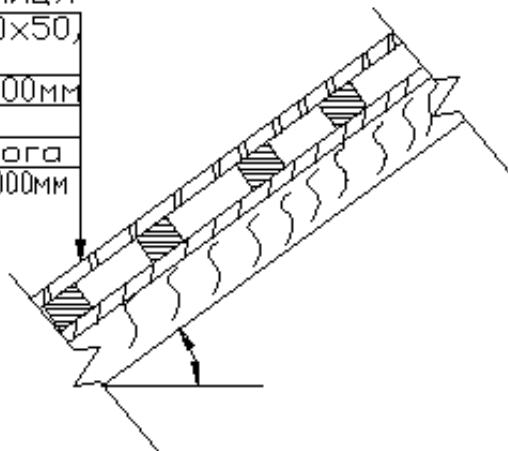


Табл.2.1.4

№ п/п	Найменування навантажень та розрахунок	N^a (кН/м ²)	γ_f	N_s (кН/м ²)
1.	Металочерепиця $\frac{0,045}{0,6428} \cdot 1 = 0,07$	0,070 -	1.1	0,077
2.	Лати 50х50 через 450мм $\frac{0,05 \cdot 0,05 \cdot 5}{0,45 \cdot 0,6428} \cdot 1 = 0,039$	0,039	1.1	0,043
3.	Контрлага 100мм $\frac{0,01 \cdot 5}{0,6428} \cdot 1 = 0,032$	0,032	1.1	0,035
4.	Гідробар'єр	0,005	1.2	0,006
5.	Крокв'яна нога 50х180мм крок 1000мм $\frac{0,05 \cdot 0,18 \cdot 5}{0,6428} = 0,070$	0,070	1.1	1,848
6.	Сумарне навантаження			2.01

$N_{\text{покр.зовн}} = 2,01 \cdot 5,725 = 11,5$ кН; $N_{\text{покр.вн}} = 2,01 \cdot 7,275 = 14,6$ кН.

Навантаження від горищного перекриття

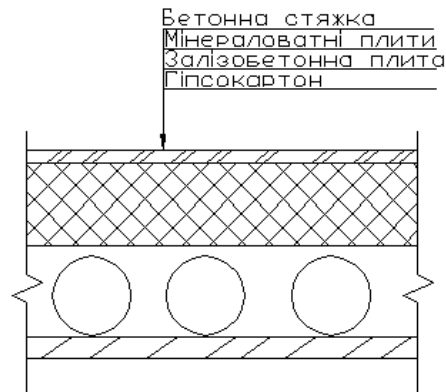


Табл.2.1.5

№ п/п	Найменування навантажень та розрахунок	N^a (кН/м ²)	γ_f	N_s (кН/м ²)
1.	Бетонна стяжка $t=20\text{мм}$; $\rho=18\text{кН/м}^3$ $N^a=t \cdot \rho=0.02 \cdot 18=0.36$	0,36	1,3	0,468
2.	Мінераловатні плити обернуті в поліетилен $t=50\text{мм}$; $\rho=1,25\text{кН/м}^3$ $N^a=t \cdot \rho=0.05 \cdot 1,25=0.063$	0,063	1,2	0,075
3.	Залізобетонна плита $t=220\text{мм}$	3	1,1	3,3
4.	Підшивка листами гіпсокартону: $t=12\text{мм}$; $\rho=7\text{кН/м}^3$ $N^a=t \cdot \rho=0.012 \cdot 7=0.084$	0,084	1,2	0,101
5.	Сумарне навантаження	0,75	1,3	4,92

Вага горищного перекриття визначається з урахуванням вантажної площі та кількості перекриттів: $N_{\text{пер.зовн}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{зовн}} \cdot n$; $N_{\text{пер.вн}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{вн}} \cdot n$.

$$N_{\text{пер.зовн}} = 4,92 \cdot 5,725 \cdot 1 = 28,2 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пер.вн}} = 4,92 \cdot 7,275 \cdot 1 = 35,8 \text{ кН}.$$

Навантаження від міжповерхових перекриттів



Табл.2.1.6

№ п/п	Найменування навантажень та розрахунок	N^n (кН/м ²)	γ_f	N_s (кН/м ²)
1	Лінолеум $N^n=0,015 \cdot 10$	0,15	1,2	0,222
2	Ц/стяжка М150 $N^n=0,04 \cdot 18$	0,72	1,3	0,936
3	Пінополістирол $N^n=0,05 \cdot 0,7$	0,035	1,2	0,042
4	З/б плита перекриття $N^n=0,22 \cdot 25 \cdot 0,5$	2,75	1,1	3,025
5	Шпаклівка $N^n=0,002 \cdot 16$	0,32	1,2	0,038
	Разом			4,26

Вага міжповерхового перекриття визначається аналогічно, з урахуванням кількості поверхів: $N_{\text{пер.зовн}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{зовн}} \cdot n$; $N_{\text{пер.вн}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{вн}} \cdot n$.

Для двох міжповерхових перекриттів отримаємо:

$$N_{\text{пер.зовн}} = 4,26 \cdot 5,725 \cdot 2 = 48,8 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пер.вн}} = 4,26 \cdot 7,275 \cdot 2 = 61,9 \text{ кН}.$$

Навантаження від надпідвального перекриття

Керамічна плитка	10мм	$p=2500\text{кг/м}$
Ц/п розчин М150	10мм	$p=1800\text{кг/м}$
Ц/п стяжка М150	40мм	$p=1800\text{кг/м}$
Пінополістирол	50мм	$p=70\text{кг/м}$
З/б плита перекриття	220мм	$p=2500\text{кг/м}$
Шпаклівка	2мм	$p=1600\text{кг/м}$

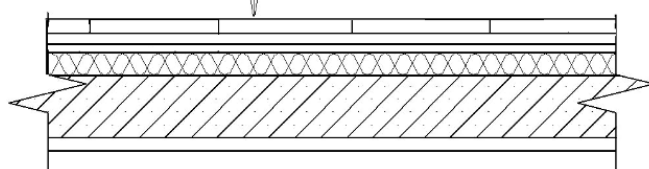


Табл.2.1.7

№ п/п	Найменування навантажень та розрахунків	N ⁿ (кН/м ²)	γ _f	N, (кН/м ²)
1	Керамічна плитка N ⁿ =0,01*25	0,25	1,1	0,275
2	Ц/п розчин М150 N ⁿ =0,01*18	0,18	1,3	0,234
3	Ц/п стяжка М150 N ⁿ =0,04*18	0,72	1,3	0,936
4	Пінополістирол N ⁿ =0,05*0,7	0.035	1,2	0.042
5	З/б плита перекриття N ⁿ =0,22*25*0,5	2.75	1,1	3.025
6	Шпаклівка N ⁿ =0,002*16	0.032	1.2	0.038
	Разом			4.6

Навантаження від надпідвального перекриття визначається за формулами:

$$N_{\text{пер.зовн}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{зовн}} \cdot n; N_{\text{пер.вн}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{вн}} \cdot n.$$

$$N_{\text{пер.зовн}} = 4,60 \cdot 5,725 \cdot 1 = 26,3 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пер.вн}} = 4,60 \cdot 7,275 \cdot 1 = 33,5 \text{ кН}.$$

Навантаження від несучих стін

Вага 1 м погонного зовнішньої стіни визначається з урахуванням її товщини, висоти та питомої ваги матеріалу: $N_{\text{ст.зовн}} = d_{\text{зовн}} \cdot H_{\text{зовн}} \cdot \gamma_{\text{ст}} \cdot 1$.

При висоті зовнішньої стіни $H_{\text{зовн}} = 6,8$ м: $N_{\text{ст.зовн}} = 0,53 \cdot 6,8 \cdot 25 \cdot 1 = 90,1$ кН.

Вага внутрішньої несучої стіни: $N_{\text{ст.вн}} = d_{\text{вн}} \cdot H_{\text{вн}} \cdot \gamma_{\text{ст}} = 0,38 \cdot 6,3 \cdot 25 = 59,85$ кН..

Горизонтальні постійні навантаження

До горизонтальних постійних навантажень належить тиск ґрунту на стіни підвалу. Рівнодійна активного тиску ґрунту становить $E_A = 58,473$ кН.

Оскільки рівнодійна активного тиску ґрунту прикладена вище рівня підшви фундаменту, вона створює згинальний момент відносно підшви фундаменту $M_{\text{ґрунта}} = E_A \cdot h_A = 58,473 \cdot 1,85 = 108,18$ кН·м..

Вертикальні тимчасові навантаження

До вертикальних тимчасових навантажень належать навантаження від перегородок, снігове навантаження, а також експлуатаційні навантаження на горище та міжповерхові перекриття.

Навантаження від перегородок для зовнішньої стіни:

$$N_{п-к.зовн} = q_{п-к} \cdot A_{зовн} \cdot n = 0,19 \cdot 1 \cdot 6,3 = 1,197 \text{ кН.}$$

Снігове навантаження

Снігове навантаження визначається за формулами:

$$N_{сн.зовн} = S_m \cdot A_{зовн}; N_{сн.вн} = S_m \cdot A_{вн},$$

де S_m — граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття.

Значення S_m визначається за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,1 \cdot 1,6 \cdot 1,4 = 2,464 \text{ кН/м}^2.$$

Тоді снігове навантаження становить: $N_{сн.зовн} = 2,464 \cdot 5,725 = 14,1 \text{ кН};$

$$N_{сн.вн} = 2,464 \cdot 7,275 = 17,9 \text{ кН.}$$

Тимчасове навантаження на горище перекриття

Навантаження на горище перекриття визначається за формулами:

$$N_{горищ.зовн} = q_{горищ} \cdot A_{зовн}; N_{горищ.вн} = q_{горищ} \cdot A_{вн}.$$

$$N_{горищ.зовн} = 1,5 \cdot 5,725 = 8,6 \text{ кН}; N_{горищ.вн} = 1,5 \cdot 7,275 = 10,9 \text{ кН.}$$

Тимчасове навантаження на міжповерхове перекриття

Експлуатаційне навантаження на перекриття визначається з урахуванням коефіцієнта сполучення: $N_{пер.зовн} = q_{пер} \cdot A_{зовн} \cdot n \cdot \psi_n$; $N_{пер.вн} = q_{пер} \cdot A_{вн} \cdot n \cdot \psi_n$.

$$N_{пер.зовн} = 1,5 \cdot 5,725 \cdot 0,5 = 4,3 \text{ кН}; N_{пер.вн} = 1,5 \cdot 7,275 \cdot 0,5 = 5,45 \text{ кН.}$$

Горизонтальні тимчасові навантаження

До горизонтальних тимчасових навантажень належить вітрове навантаження. Його значення визначається за формулами:

$$Q_{в1} = W_0 \cdot C_1 \cdot A_{в1}; Q_{в2} = W_0 \cdot C_2 \cdot A_{в2},$$

де W_0 — нормативне значення вітрового тиску;

C_1, C_2 — коефіцієнти, що враховують аеродинамічні, висотні та інші умови;

A_{v1}, A_{v2} — розрахункові площі дії вітрового навантаження.

Тоді горизонтальні сили від вітрового навантаження становлять:

$$Q_{v1} = 0,45 \cdot 0,76 \cdot 45 = 15,4 \text{ кН};$$

$$Q_{v2} = 0,45 \cdot 0,76 \cdot 45 = 15,4 \text{ кН}.$$

Визначення моменту від вітрового навантаження

Моменти від вітрового навантаження визначаються як добуток горизонтальної сили на відповідне плече: $M_{v1} = Q_{v1} \cdot h_1$; $M_{v2} = Q_{v2} \cdot h_2$.

Підставляємо значення:

$$M_{v1} = 15,4 \cdot 5,35 = 82,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{v2} = 15,4 \cdot 8,35 = 128,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний момент від вітрового навантаження:

$$M_v = M_{v1} + M_{v2} = 82,4 + 128,6 = 211,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Вертикальне навантаження від дії вітру на фундамент визначається за формулою:

$$N_v = M_v / (2 \cdot l) = 211 / (2 \cdot 6) = 17,6 \text{ кН}.$$

$$N_{\text{зовн}}^{\text{розр}} = 13,8 + 53,68 + 99,11 + 19,74 + 16,25 = 202,58 \text{ кН}$$

$$M_{\text{нар.}} = M_{\text{грунта}} = 108,17 \text{ кНм}$$

$$N_{\text{внутр}}^{\text{розр}} = 17,52 + 68,09 + 65,835 + 25,06 + 1,556 + 22,08 = 200,1 \text{ кН}$$

$$M_{\text{вн.}} = 0$$

Табл. 2.1.8 Навантаження на фундамент

Тип навантаження	Одиниці виміру	Характеристичне значення нав		γ_m	Розрах знач навантаж	
		На зовн стінку	на внутр. стінку		на зовн. стінку	на внутр. стінку
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	11,5	14,6	1,2	13,8	17,52
Вага перекриття	кН	48,8	61,9	1,1	53,68	68,09
Вага стінки	кН	90,1	59,85	1,1	99,11	65,835
Перемінні вертикальні						
Вага перегородок	кН	-	1,197	1,3	-	1,556
Вага снігу	кН	14,1	17,9	1,4	19,74	25,06
Навантаження від вітру	кН	17,6	-	1,4	24,64	-
Перемінне навантаження	кН	12,5	16,985	1,3	16,25	22,08
Постійні моменти						
от давления грунта на стену	кН м	108,17	-	1,15	124,4	-

Розрахунок стрічкового фундаменту під зовнішню стіну

Розрахунок стрічкового фундаменту під зовнішню несучу стіну виконується з метою визначення необхідної ширини підшви фундаменту, перевірки середнього тиску під підшвою та подальшої оцінки осідання основи. Як несучий шар прийнято піски середньої крупності, середньої щільності, вологі. Підшва фундаменту розташовується на відмітці $-3,800$ м.

Попередню ширину підшви фундаменту визначаємо за формулою:

$$b = \sqrt{[N / (R - \gamma_{mt} \cdot d)]},$$

де N — розрахункове вертикальне навантаження на 1 м фундаменту, кН;

R — розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

γ_{mt} — усереднена питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах, кН/м³;

d — глибина закладання фундаменту, м.

Попередньо приймаємо: $N = 202,58$ кН; $R = 450$ кПа; $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³; $d = 3,80$ м.

Тоді:

$$b = \sqrt{[202,58 / (450 - 20 \cdot 3,8)]} = 0,74 \text{ м.}$$

Отримане значення є попереднім, тому далі виконується уточнення розрахункового опору ґрунту основи.

Визначення розрахункового опору ґрунту основи

Розрахунковий опір ґрунту визначається за формулою:

$$R = (\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k) \cdot [M_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

де γ_{c1} , γ_{c2} — коефіцієнти умов роботи;

k — коефіцієнт надійності;

M_{γ} , M_q , M_c — розрахункові коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту;

γ_{II} — розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту;

γ'_{II} — розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту;

c_{II} — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту;

d_1 — приведена глибина закладання фундаменту;

d_b — глибина підвалу.

Для розрахунку приймаємо: $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,0$; $M_\gamma = 0,43$; $M_q = 2,73$; $M_s = 5,31$; $c_{II} = 20$ кПа.

Розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту:

$$\gamma_{II} = (18,8 \cdot 0,9 + 19,9 \cdot 6,7) / (0,9 + 6,7) = 19,77 \text{ кН/м}^3.$$

Розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = (16 \cdot 0,4 + 18,8 \cdot 2,2) / (0,4 + 2,2) = 18,4 \text{ кН/м}^3.$$

Приведена глибина закладання фундаменту становить:

$$d_1 = 0,8 + (0,1 \cdot 18) / 19,77 = 0,9 \text{ м.}$$

Після підстановки попередньо визначеної ширини $b = 0,74$ м отримаємо:

$$R = (1,2 \cdot 1 / 1) \cdot [0,43 \cdot 0,74 \cdot 19,77 + 2,73 \cdot 0,9 \cdot 18,4 + (2,73 - 1) \cdot 2 \cdot 18,4 + 5,31 \cdot 20];$$

$$R = 265,6 \text{ кПа.}$$

Після уточнення розрахункового опору визначаємо необхідну ширину підшви фундаменту:

$$b = \sqrt{[202,58 / (265,6 - 20 \cdot 3,8)]} = 1,03 \text{ м.}$$

Для подальшого уточнення приймаємо ширину підшви $b = 1,10$ м і повторно визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = (1,2 \cdot 1 / 1) \cdot [0,43 \cdot 1,10 \cdot 19,77 + 2,73 \cdot 0,9 \cdot 18,4 + (2,73 - 1) \cdot 2 \cdot 18,4 + 5,31 \cdot 20];$$

$$R = 269,3 \text{ кПа.}$$

Уточнена ширина підшви становить:

$$b = \sqrt{[202,58 / (269,3 - 20 \cdot 3,8)]} = 1,02 \text{ м.}$$

За результатами розрахунку необхідна ширина підшви фундаменту становить приблизно 1,02 м. З урахуванням уніфікованих розмірів

фундаментних подушок приймається збірна фундаментна подушка ФЛ 10.24.3 розмірами $1000 \times 2400 \times 300$ мм.

Перевірка середнього тиску під подошвою фундаменту

Середній тиск під подошвою фундаменту визначається за формулою:

$$P_{\text{ср}} = N / A + \gamma_{\text{mt}} \cdot d.$$

Для прийнятої ширини $b = 1,0$ м:

$$P_{\text{ср}} = 202,58 / (1 \cdot 1) + 20 \cdot 3,8 = 278,58 \text{ кПа.}$$

За наведеними вихідними даними умова записується так:

$$P_{\text{ср}} = 278,58 \text{ кПа} < R = 323,16 \text{ кПа.}$$

Отже, за умови прийняття розрахункового опору $R = 323,16$ кПа несуча здатність основи забезпечується, і ширину фундаментної подушки можна прийняти $b = 1,0$ м.

Разом з тим, якщо використовувати уточнене значення $R = 269,3$ кПа, отримане вище за формулою, то для ширини $b = 1,0$ м умова не виконується, оскільки:

$$278,58 \text{ кПа} > 269,3 \text{ кПа.}$$

У такому випадку доцільно прийняти ширину підшови не менше $1,10$ м або додатково уточнити вихідні дані для визначення розрахункового опору ґрунту.

Визначення осідання методом пошарового сумування

Осідання основи фундаменту визначається методом пошарового сумування. Для цього стисливу товщу ґрунту поділяють на окремі елементарні шари, у межах яких напруження та деформаційні характеристики приймаються постійними.

Товщина елементарного шару приймається:

$$h_{\text{ел}} = 0,4 \cdot b.$$

При $b = 1,0$ м:

$$h_{\text{ел}} = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м.}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту становить:

$$P_{\text{ср}} = 278,58 \text{ кПа.}$$

Напруження від власної ваги ґрунту на різних глибинах визначаються послідовним підсумовуванням ваги шарів ґрунту:

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16 \cdot 0,4 = 6,4 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2;$$

$$\sigma_{zg,2} = 6,4 + 18,8 \cdot 3,1 = 64,68 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_3 \cdot h_3;$$

$$\sigma_{zg,3} = 64,68 + 19,9 \cdot 6,7 = 198,01 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_4 \cdot h_4;$$

$$\sigma_{zg,4} = 198,01 + 21,5 \cdot 6,5 = 337,76 \text{ кН/м}^2.$$

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту визначається як:

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,1} + \gamma_2 \cdot h_2.$$

$$\sigma_{zg,0} = 6,4 + 18,8 \cdot 2,2 = 47,76 \text{ кН/м}^2.$$

Осідання основи визначається за формулою:

$$S = \beta \cdot \sum [(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i / E_i] + \beta \cdot \sum [\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i / E_{c,i}],$$

де β — безрозмірний коефіцієнт, який приймається $\beta = 0,8$;

$\sigma_{zp,i}$ — додаткове вертикальне напруження від навантаження фундаменту в межах i -го шару, кПа;

$\sigma_{z\gamma,i}$ — вертикальне напруження від власної ваги ґрунту в межах i -го шару, кПа;

h_i — товщина i -го шару ґрунту, м;

E_i — модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження, кПа;

$E_{c,i}$ — модуль деформації ґрунту за гілкою вторинного навантаження, кПа.

Таблиця 2.1.9 Розрахунок осадки основи

h, м	Z, М	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	σ_{zp} кПа	$\sigma_{zp, cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg, 0}$ кПа	$\sigma_{zy, cp}$	Ei, кПа	S
0	0	0	1	278,58		0,00	1	47,76			
0,4	0,4	0,8	0,848	236,24	257,41	0,40	0,848	40,50	44,13	19000	0,00359
0,4	0,8	1,6	0,532	148,20	192,22	0,80	0,532	25,41	32,95	19000	0,00268
0,4	1,2	2,4	0,325	90,54	119,37	1,20	0,325	15,52	20,47	15000	0,00211
0,4	1,6	3,2	0,21	58,50	74,52	1,60	0,21	10,03	12,78	15000	0,00132
0,4	2	4	0,145	40,39	49,45	2,00	0,369	17,62	13,83	15000	0,00076
0,4	2,4	4,8	0,105	29,25	34,82	2,40	0,293	13,99	15,81	15000	0,00041
0,4	2,8	5,6	0,079	22,01	25,63	2,80	0,223	10,65	12,32	15000	0,00028
0,4	3,2	6,4	0,062	17,27	19,64	3,20	0,182	8,69	9,67	15000	0,00021
0,4	3,6	7,2	0,049	13,65	15,46	3,60	0,152	7,26	7,98	15000	0,00016
											$\Sigma 0,0115$

$$\Sigma S = 0,011 \text{ м} = 1,15 \text{ см} < 12 \text{ см.}$$

Конструювання стрічкового фундаменту під зовнішню стіну

За результатами розрахунку стрічкового фундаменту під зовнішню несучу стіну приймається збірна залізобетонна фундаментна подушка марки ФЛ 10.24.3 розмірами 1000×2400×300 мм.

Висота конструктивної частини фундаменту визначається з урахуванням глибини закладання, товщини фундаментної подушки та підготовчого шару:

$$3,8 - 0,3 - 0,5 = 3,0 \text{ м.}$$

Для влаштування стінової частини фундаменту приймаються збірні фундаментні блоки марки ФБС 24.6.6-т розмірами 2380×600×580 мм. З урахуванням висоти фундаментної частини приймається 6 фундаментних блоків.

Розрахунок стрічкового фундаменту під внутрішню стіну

Розрахунок стрічкового фундаменту під внутрішню несучу стіну виконується аналогічно до розрахунку фундаменту під зовнішню стіну. Метою розрахунку є визначення необхідної ширини підшви фундаменту, перевірка середнього тиску під підшвою та оцінка осідання основи.

Визначається попередня ширина підшви фундаменту:

$$b = \sqrt{[201,1 / (450 - 20 \cdot 3,8)]} = 0,73 \text{ м.}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту

Для розрахунку приймаємо: $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,0$; $M_{\gamma} = 0,43$; $M_q = 2,73$; $M_s = 5,31$; $c_{II} = 20$ кПа.

Розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту:

$$\gamma_{II} = (18,8 \cdot 0,9 + 19,9 \cdot 6,7) / (0,9 + 6,7) = 19,77 \text{ кН/м}^3.$$

Розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = (16 \cdot 0,4 + 18,8 \cdot 2,2) / (0,4 + 2,2) = 18,4 \text{ кН/м}^3.$$

Приведена глибина закладання фундаменту становить:

$$d_1 = 0,8 + (0,1 \cdot 18) / 19,77 = 0,9 \text{ м.}$$

Попередньо визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині підшви $b = 0,73$ м:

$$R = (1,2 \cdot 1 / 1) \cdot [0,43 \cdot 0,73 \cdot 19,77 + 2,73 \cdot 0,9 \cdot 18,4 + (2,73 - 1) \cdot 2 \cdot 18,4 + 5,31 \cdot 20];$$

$$R = 265,5 \text{ кПа.}$$

Після уточнення розрахункового опору визначаємо необхідну ширину підшви:

$$b = \sqrt{[200,1 / (265,5 - 20 \cdot 3,8)]} = 1,1 \text{ м.}$$

Повторно визначаємо розрахунковий опір ґрунту для ширини $b = 1,1$ м:

$$R = (1,2 \cdot 1 / 1) \cdot [0,43 \cdot 1,1 \cdot 19,77 + 2,73 \cdot 0,9 \cdot 18,4 + (2,73 - 1) \cdot 2 \cdot 18,4 + 5,31 \cdot 20];$$

$$R = 269,3 \text{ кПа.}$$

Уточнена ширина підшви становить:

$$b = \sqrt{[200,1 / (269,3 - 20 \cdot 3,8)]} = 1,01 \text{ м.}$$

З урахуванням уніфікованих розмірів збірних залізобетонних виробів приймається фундаментна подушка ФЛ 10.24.3 розмірами 1000×2400×300 мм. Ширина підосви фундаменту приймається:

$$b = 1,0 \text{ м.}$$

Перевірка середнього тиску під підосвою фундаменту

$$P_{\text{ср}} = 200,1 / (1 \cdot 1) + 20 \cdot 3,8 = 276,1 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$P_{\text{ср}} < R;$$

$$276,1 \text{ кПа} < 323,16 \text{ кПа.}$$

Отже, умова несучої здатності основи виконується. Для подальшого конструювання приймається ширина фундаменту $b = 1,0 \text{ м.}$

Визначення осідання основи методом пошарового сумування

Товщина елементарного шару: $h_{\text{ел}} = 0,4 \cdot b.$

При $b = 1,0 \text{ м: } h_{\text{ел}} = 0,4 \cdot 1 = 0,4 \text{ м.}$

Середній тиск під підосвою фундаменту становить: $P_{\text{ср}} = 276,1 \text{ кПа.}$

Напруження від власної ваги ґрунту визначаються послідовно за глибиною:

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16 \cdot 0,4 = 6,4 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2;$$

$$\sigma_{zg,2} = 6,4 + 18,8 \cdot 3,1 = 64,68 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_3 \cdot h_3;$$

$$\sigma_{zg,3} = 64,68 + 19,9 \cdot 6,7 = 198,01 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_4 \cdot h_4;$$

$$\sigma_{zg,4} = 198,01 + 21,5 \cdot 6,5 = 337,76 \text{ кН/м}^2.$$

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту становить:

$$\sigma_{zg,0} = 6,4 + 18,8 \cdot 2,2 = 47,76 \text{ кН/м}^2.$$

За результатами розрахунку осідання основи становить:

$$S = 0,0113 \text{ м} = 1,13 \text{ см.}$$

Гранично допустиме значення осідання приймається:

$$S_u = 12 \text{ см.}$$

Перевіряємо умову:

$$S < S_u;$$

$$1,13 \text{ см} < 12 \text{ см.}$$

Отже, осідання основи не перевищує допустимого значення, а прийнята конструкція фундаменту забезпечує нормальну роботу будівлі.

Конструювання фундаменту під внутрішню стіну

За результатами розрахунку для внутрішньої несучої стіни приймається збірна залізобетонна фундаментна подушка ФЛ 10.24.3 розмірами $1000 \times 2400 \times 300$ мм.

Висота стінової частини фундаменту визначається з урахуванням глибини закладання, товщини фундаментної подушки та підготовчого шару:

$$3,8 - 0,3 - 0,5 = 3,0 \text{ м.}$$

Для зведення фундаментної стіни приймаються збірні бетонні блоки марки ФБС 24.6.6-т розмірами $2380 \times 600 \times 580$ мм. З урахуванням висоти фундаментної частини приймається 6 фундаментних блоків.

Визначення відносної різниці осідань

Для оцінки нерівномірності деформацій основи визначається відносна різниця осідань фундаментів під зовнішню та внутрішню стіни:

$$\Delta S / L = (S_{\text{зовн}} - S_{\text{вн}}) / L.$$

Підставляємо числові значення:

$$\Delta S / L = (0,0115 - 0,0113) / 11,45 = 0,000017.$$

Перевіряємо умову:

$$\Delta S / L < 0,002;$$

$$0,000017 < 0,002.$$

Отже, відносна різниця осідань не перевищує допустимого значення. Прийняті розміри стрічкових фундаментів під зовнішню та внутрішню несучі стіни забезпечують необхідну несучу здатність основи та допустимі деформації будівлі.

Конструювання фундаменту

Приймаємо фундаменту подушку ФЛ 10.24.3 (1000х2400х300).

Кількість фундаментних блоків: $3,8 - 0,3 - 0,5 = 3$. Отже приймаємо 6 фундаментних блоків марки ФБС 24.6.6-т (2380х600х580).

Розрахунок стрічкового фундаменту під внутрішню стіну

Розрахунок стрічкового фундаменту під внутрішню несучу стіну виконується з метою визначення необхідної ширини підшви фундаменту, перевірки середнього тиску під підшовою та оцінки осідання ґрунтової основи. Фундамент передбачається з опиранням на несучий шар ґрунту, представлений пісками середньої крупності.

Попередня ширину підшви фундаменту:

$$b = \sqrt{[201,1 / (450 - 20 \cdot 3,8)]} = 0,73 \text{ м.}$$

Розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту становить:

$$\gamma_{II} = (18,8 \cdot 0,9 + 19,9 \cdot 6,7) / (0,9 + 6,7) = 19,77 \text{ кН/м}^3.$$

Розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = (16 \cdot 0,4 + 18,8 \cdot 2,2) / (0,4 + 2,2) = 18,4 \text{ кН/м}^3.$$

Приведена глибина закладання фундаменту визначається за формулою:

$$d_1 = 0,8 + (0,1 \cdot 18) / 19,77 = 0,9 \text{ м.}$$

Попередньо визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині підшви $b = 0,73$ м:

$$R = (1,2 \cdot 1 / 1) \cdot [0,43 \cdot 0,73 \cdot 19,77 + 2,73 \cdot 0,9 \cdot 18,4 + (2,73 - 1) \cdot 2 \cdot 18,4 + 5,31 \cdot 20] = 265,5 \text{ кПа.}$$

Після уточнення розрахункового опору визначаємо необхідну ширину підшви фундаменту:

$$b = \sqrt{[200,1 / (265,5 - 20 \cdot 3,8)]} \approx 1,1 \text{ м.}$$

Для уточненої ширини підшви $b = 1,1$ м повторно визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = (1,2 \cdot 1 / 1) \cdot [0,43 \cdot 1,1 \cdot 19,77 + 2,73 \cdot 0,9 \cdot 18,4 + (2,73 - 1) \cdot 2 \cdot 18,4 + 5,31 \cdot 20] = 269,3 \text{ кПа.}$$

Уточнена ширина підшви становить:

$$b = \sqrt{[200,1 / (269,3 - 20 \cdot 3,8)]} = 1,01 \text{ м.}$$

З урахуванням уніфікованих розмірів збірних залізобетонних елементів приймається фундаментна подушка ФЛ 10.24.3 розмірами 1000×2400×300 мм.

Прийнята ширина підшви фундаменту:

$$b = 1,0 \text{ м.}$$

Перевірка середнього тиску під підшвою фундаменту

Середній тиск під підшвою фундаменту

$$P_{\text{ср}} = 200,1 / (1 \cdot 1) + 20 \cdot 3,8 = 276,1 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову несучої здатності основи:

$$P_{\text{ср}} < R;$$

$$276,1 \text{ кПа} < 323,16 \text{ кПа.}$$

Умова виконується, тому прийнята ширина підшви фундаменту $b = 1,0 \text{ м}$ забезпечує необхідну несучу здатність ґрунтової основи.

Визначення осідання методом пошарового сумування

Товщина елементарного шару приймається

$$h_{\text{ел}} = 0,4 \cdot b.$$

При $b = 1,0 \text{ м}$:

$$h_{\text{ел}} = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м.}$$

Середній тиск під підшвою фундаменту становить:

$$P_{\text{ср}} = 276,1 \text{ кПа.}$$

Напруження від власної ваги ґрунту визначаються послідовним підсумовуванням ваги окремих шарів:

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16 \cdot 0,4 = 6,4 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 = 6,4 + 18,8 \cdot 3,1 = 64,68 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 64,68 + 19,9 \cdot 6,7 = 198,01 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 198,01 + 21,5 \cdot 6,5 = 337,76 \text{ кН/м}^2.$$

Таблиця 2.1.10 Розрахунок осадки основи

h, м	Z, М	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	σ_{zp} кПа	$\sigma_{zp,cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$ кПа	$\sigma_{z\gamma,cp}$	E_i , кПа	S
0	0	0	0	1	276,1		0,00	1	47,76		
1	0,4	0,4	0,8	0,848	234,13	255,12	0,40	0,848	40,50	44,13	19000
2	0,4	0,8	1,6	0,532	146,89	190,51	0,80	0,532	25,41	32,95	19000
3	0,4	1,2	2,4	0,325	89,73	118,31	1,20	0,325	15,52	20,47	15000
4	0,4	1,6	3,2	0,21	57,98	73,86	1,60	0,21	10,03	12,78	15000
5	0,4	2	4	0,145	40,03	49,01	2,00	0,369	17,62	13,83	15000
6	0,4	2,4	4,8	0,105	28,99	34,51	2,40	0,293	13,99	15,81	15000
7	0,4	2,8	5,6	0,079	21,81	25,40	2,80	0,223	10,65	12,32	15000
8	0,4	3,2	6,4	0,062	17,12	19,47	3,20	0,182	8,69	9,67	15000
9	0,4	3,6	7,2	0,049	13,53	15,32	3,60	0,152	7,26	7,98	15000
											$\Sigma 0,0113$

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

становить:

$$\sigma_{zg,0} = 6,4 + 18,8 \cdot 2,2 = 47,76 \text{ кН/м}^2.$$

За результатами розрахунку осідання основи становить:

$$S = 0,0113 \text{ м} = 1,13 \text{ см}.$$

Гранично допустиме значення осідання приймається:

$$S_u = 12 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову:

$$S < S_u;$$

$$1,13 \text{ см} < 12 \text{ см}.$$

Отже, розрахункове осідання основи не перевищує допустимого значення.

Прийнята конструкція фундаменту забезпечує нормальну роботу основи за деформаціями.

Конструювання фундаменту

За результатами розрахунку під внутрішню несучу стіну приймається збірна залізобетонна фундаментна подушка марки ФЛ 10.24.3 розмірами 1000×2400×300 мм.

Висота стінової частини фундаменту визначається з урахуванням глибини закладання фундаменту, товщини фундаментної подушки та підготовчого шару:

$$3,8 - 0,3 - 0,5 = 3,0 \text{ м.}$$

Для влаштування стінової частини фундаменту приймаються збірні бетонні блоки марки ФБС 24.6.6-т розмірами 2380×600×580 мм.

З урахуванням необхідної висоти фундаментної стіни приймається 6 фундаментних блоків ФБС 24.6.6-т.

Визначення відносної різниці осідань

$$\Delta S / L = (0,0115 - 0,0113) / 11,45 = 0,000017.$$

Перевіряємо умову:

$$\Delta S / L < 0,002;$$

$$0,000017 < 0,002.$$

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту

Проектування збірного перекриття з багатопустотних попередньо напружених плит

Проектування збірного залізобетонного перекриття виконується для будівлі, розташованої в м. Харків. Будівля має два поверхи. Висота одного поверху приймається - 3,3 м. Кількість поверхів - 2.

Розміри будівлі в плані становлять: довжина будівлі - 58,10 м; ширина будівлі - 41,30 м.

Для розрахунку перекриття приймається тип навантаження — 8. Величини навантажень на плиту перекриття становлять:

- розрахункове навантаження — 11,3 / 8,0 кПа;
- повне нормативне навантаження — 9,7 / 6,7 кПа;
- постійне та тривале навантаження — 8,7 / 5,7 кПа;
- короткочасне навантаження — 1,0 кПа.

Як робочу попередньо напружену арматуру приймається арматура класу А600С.

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами першої групи

Для перекриття приймається збірна багатопустотна попередньо напружена плита марки ПК 60.15-8А600. Номінальна ширина плити становить 1,5 м. Геометричні розміри плити: $5980 \times 1490 \times 220$ мм.

Плита має сім круглих пустот і виготовляється з попереднім напруженням арматури шляхом електротермічного натягування на упори. Застосування попереднього напруження дозволяє підвищити тріщиностійкість, жорсткість і несучу здатність плити, а також забезпечити її надійну роботу при дії експлуатаційних навантажень.

Для виготовлення плити приймається важкий бетон класу С16/20. Розрахункові характеристики бетону приймаються такими:

- розрахункове значення міцності бетону на стиск: $f_{cd} = 11,5$ МПа;
- коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень: $k = 0,82$;
- коефіцієнт положення центра ваги епюри напружень: $\beta = 0,457$;
- коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень: $\omega_s = 0,91$;
- фактичний модуль пружності бетону: $E_s = 27000$ МПа;
- відносна деформація бетону: $\varepsilon_{s3,cd} = 0,58$ ‰;
- гранична відносна деформація бетону: $\varepsilon_{su3,cd} = 3,23$ ‰.

Для попередньо напруженої робочої арматури приймається сталь класу А600С. Основні розрахункові характеристики арматури:

- розрахункове значення опору арматури розтягу для граничних станів другої групи: $f_{pk} = 630$ МПа;
- характеристичне значення умовної межі текучості: $f_{p0,1k} = 575$ МПа;
- розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматури: $E_p = 190000$ МПа;
- гранична відносна деформація арматури: $\varepsilon_{uk} = 0,02$.

Розрахункове значення опору розтягу попередньо напруженої арматури визначається за формулою:

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 575 / 1,2 = 479,17 \text{ МПа.}$$

Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль

Плита перекриття розглядається як однопролітний вільно опертий елемент, що працює за балковою схемою. Розрахунковий проліт плити приймається як відстань між серединами опорних ділянок.

При довжині плити 5980 мм та глибині спирання на опору 120 мм розрахунковий проліт становить:

$$l_0 = 5980 - 120 = 5860 \text{ мм} = 5,860 \text{ м.}$$

Для подальшого розрахунку приймаються такі навантаження на перекриття:

- повне розрахункове навантаження: $q = 11,3 \text{ кПа}$;
- повне нормативне навантаження: $q_n = 9,7 \text{ кПа}$;
- постійне та тривале навантаження: $q_l = 8,7 \text{ кПа}$;
- короткочасне навантаження: $q_{sh} = 1,0 \text{ кПа}$.

Оскільки розрахунок виконується для однієї плити номінальною шириною 1,5 м, поверхневі навантаження переводяться у погонні. Навантаження на 1 м довжини плити визначається за формулою:

$$q_{\text{пог}} = q \cdot b_{\text{п}},$$

де q — навантаження на 1 м² перекриття, кН/м²; $b_{\text{п}}$ — номінальна ширина плити, м.

Для повного розрахункового навантаження: $q_{\text{пог}} = 11,3 \cdot 1,5 = 16,95 \text{ кН/м}$.

Для повного нормативного навантаження: $q_{\text{пог},n} = 9,7 \cdot 1,5 = 14,55 \text{ кН/м}$.

Для постійного та тривалого навантаження: $q_{\text{пог},l} = 8,7 \cdot 1,5 = 13,05 \text{ кН/м}$.

Для короткочасного навантаження: $q_{\text{пог},sh} = 1,0 \cdot 1,5 = 1,50 \text{ кН/м}$.

Згинальний момент для вільно опертої плити визначається за формулою:

$$M = q \cdot l_0^2 / 8,$$

де q — погонне навантаження, кН/м;

l_0 — розрахунковий проліт плити, м.

Поперечна сила визначається за формулою:

$$V = q \cdot l_0 / 2.$$

Зусилля від повного розрахункового навантаження

Згинальний момент:

$$M_{ed} = M_{\max} = 16,95 \cdot 5,860^2 / 8 = 72,76 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечна сила:

$$V_{ed} = V_{\max} = 16,95 \cdot 5,860 / 2 = 49,66 \text{ кН}.$$

Зусилля від повного нормативного навантаження

Згинальний момент:

$$M_n = 14,55 \cdot 5,860^2 / 8 = 62,45 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечна сила:

$$V_n = 14,55 \cdot 5,860 / 2 = 42,63 \text{ кН}.$$

Зусилля від постійного та тривалого навантаження

Згинальний момент:

$$M_l = 13,05 \cdot 5,860^2 / 8 = 56,02 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечна сила:

$$V_l = 13,05 \cdot 5,860 / 2 = 38,24 \text{ кН}.$$

Зусилля від короткочасного навантаження

Згинальний момент:

$$M_{sh} = 1,50 \cdot 5,860^2 / 8 = 6,44 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечна сила:

$$V_{sh} = 1,50 \cdot 5,860 / 2 = 4,40 \text{ кН}.$$

Таким чином, для подальшого розрахунку багатопустотної попередньо напруженої плити ПК 60.15-8А600 за граничними станами першої групи приймаються максимальні розрахункові зусилля:

$$M_{ed} = 72,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{ed} = 49,66 \text{ кН}.$$

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі плити

Для виконання розрахунку багатопустотну плиту ПК 60.15-8А600 приводимо до еквівалентного таврового перерізу.

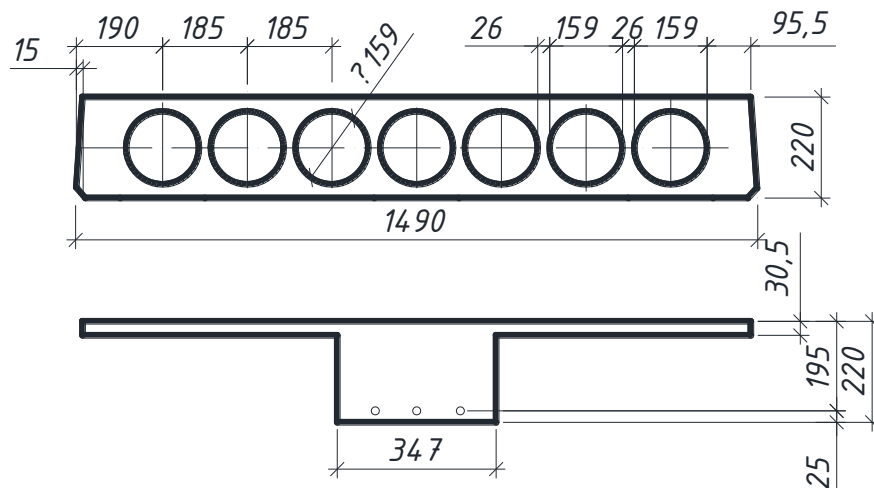


Рисунок 2.2.1 — Розрахунковий переріз плити ПК 60.15-8А600

Загальна висота плити становить: $h = 220$ мм.

Ефективна ширина стиснутої полиці з урахуванням підрізок приймається: $b_{eff} = 1460$ мм.

Ширина ребра приведенного розрахункового перерізу визначається як сумарна товщина всіх ребер плити: $b_w = b_{eff} - 7 \cdot 159$,

де 7 — кількість круглих пустот у плиті; 159 мм — діаметр однієї пустоти.

Підставляємо значення:

$$b_w = 1460 - 7 \cdot 159 = 347 \text{ мм.}$$

Висота стиснутої полиці визначається за формулою:

$$h_f = (h - 159) / 2 = (220 - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм.}$$

Робочу висоту перерізу приймаємо з урахуванням відстані від розтягнутої грані до центра ваги робочої арматури. При $a = 25$ мм:

$$d = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм.}$$

Визначення моменту, який сприймається стиснутою полицею

Згинальний момент, що може бути сприйнятий стиснутою полицею таврового перерізу, визначається за формулою:

$$MR_{df} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2,$$

де α_{mf} — відносний момент для стиснутої полиці;

f_{cd} — розрахункове значення міцності бетону на стиск;

b_{eff} — ефективна ширина полиці;

d — робоча висота перерізу.

Відносна висота стиснутої полиці становить:

$$\xi_f = h_f' / d = 30,5 / 195 = 0,156.$$

Відносний момент визначається за формулою:

$$\alpha_{mf} = \omega_s \cdot \xi_f \cdot (1 - \beta \cdot \xi_f),$$

де $\omega_s = 0,91$ — коефіцієнт повноти епюри напружень;

$\beta = 0,457$ — коефіцієнт положення центра ваги епюри напружень.

$$\alpha_{mf} = 0,91 \cdot 0,156 \cdot (1 - 0,457 \cdot 0,156) = 0,132.$$

Тоді момент, який сприймає стиснута полиця:

$$MR_{df} = 0,132 \cdot 11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2 = 84,27 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Порівнюємо отримане значення з розрахунковим згинальним моментом від зовнішнього навантаження:

$$MR_{df} = 84,27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{ed} = 72,76 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Оскільки $MR_{df} \geq M_{ed}$, нейтральна вісь проходить у межах стиснутої полиці. У зв'язку з цим подальший розрахунок перерізу виконується як для прямокутного перерізу з шириною: $b = b_{eff} = 1460$ мм, на дію розрахункового згинального моменту M_{ed} .

Визначення області деформування перерізу

Для встановлення характеру роботи перерізу визначаємо, до якої області деформування належить переріз при положенні нейтральної осі в межах полиці.

Спочатку визначаємо граничні значення відносної висоти стиснутої зони.

Відносна деформація попередньо напруженої арматури:

$$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \cdot 0,9 = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 = 18 \text{ ‰}.$$

$$\xi_a = \epsilon_{s3,cd} / (\epsilon_{s3,cd} + \epsilon_{ud}) = 0,580 / (0,580 + 18) = 0,031.$$

$$\xi_b = \varepsilon_{cu3,cd} / (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}) = 3,230 / (3,230 + 18) = 0,152.$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi_{lim} = \varepsilon_{cu3,cd} / (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}).$$

Відносна деформація арматури, що відповідає розрахунковому опору, визначається за формулою:

$$\varepsilon_{so} = f_{pd} / E_p = 479,17 / 190000 = 0,0025 = 2,5 \text{ ‰}.$$

Тоді:

$$\xi_{lim} = 3,230 / (3,230 + 2,5) = 0,564.$$

Порівнюємо отримані значення:

$$\xi_b = 0,152 < \xi_f = 0,156 < \xi_{lim} = 0,564.$$

Отже, переріз працює в області деформування 2.

Визначення плеча внутрішньої пари сил

Відносний згинальний момент визначається за формулою:

$$\alpha_m = M_{ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 72,760 \cdot 10^6 / (11,50 \cdot 1460 \cdot 195^2) = 0,11.$$

Відносне плече внутрішньої пари сил визначається за формулою:

$$\eta = z_c / d = 0,5 + \sqrt{[0,25 - (2 \cdot \beta \cdot \alpha_m) / (1 + k)]} = 0,5 + \sqrt{[0,25 - (2 \cdot 0,457 \cdot 0,11) / (1 + 0,82)]} = 0,940.$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,94 \cdot 195 = 182,5 \text{ мм}.$$

Визначення необхідної площі робочої арматури

Необхідна площа попередньо напруженої робочої арматури визначається за формулою:

$$A_{st} = M_{ed} / (f_{pd} \cdot z_c) = 72,760 \cdot 10^6 / (479,170 \cdot 182,5) = 832,03 \text{ мм}^2.$$

Отже, за розрахунком необхідна площа робочої арматури становить:

$$A_{st,req} = 832,03 \text{ мм}^2.$$

Перевірка висоти стиснутої зони бетону

Висота стиснутої зони бетону визначається за формулою:

$$x = d \cdot (1 - \eta) / \beta = 195 \cdot (1 - 0,94) / 0,457 = 25,60 \text{ мм}.$$

Відносні деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu3,cd} \cdot (d - x) / x = 3,230 \cdot (195 - 25,6) / 25,6 = 21,37 \text{ ‰}.$$

За результатами розрахунку приймаємо робочу попередньо напружену арматуру: 8Ø12 A600, з фактичною площею $A_{st} = 905 \text{ мм}^2$.

Оскільки $A_{st, \text{прийн}} = 905 \text{ мм}^2 > A_{st, \text{req}} = 832,03 \text{ мм}^2$, прийнята площа робочої арматури забезпечує необхідну міцність нормального перерізу багатопустотної плити ПК 60.15-8A600.

Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі

Перевірка міцності похилих перерізів виконується з метою визначення здатності плити сприймати поперечну силу. Для поперечного армування приймається арматура класу A240C з такими характеристиками: $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Кількість поперечних стержнів у складі каркаса приймається $n = 4$.

Поперечна сила, яку може сприйняти залізобетонний елемент без встановлення розрахункового поперечного армування, визначається за формулою:

$$V_{Rd,c} = [0,18 / \gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d.$$

Коефіцієнт γ_c приймається: $\gamma_c = 1,3$.

Коефіцієнт k визначається за формулою: $k = 1 + \sqrt{(200 / d)}$.

Підставляємо числові значення: $k = 1 + \sqrt{(200 / 195)} = 2,01$.

Оскільки отримане значення перевищує гранично допустиме, приймаємо: $k = 2,0$.

Коефіцієнт поздовжнього армування визначаємо за формулою:

$$\rho_l = A_{st} / (b_w \cdot d) = 905 / (347 \cdot 195) = 0,013.$$

Площа бетонного перерізу становить:

$$A_c = b_w \cdot h = 347 \cdot 220 = 76340 \text{ мм}^2.$$

Мінімальне значення поперечної сили, що сприймається бетоном, визначається за формулою:

$$V_{Rd,min} = (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

Середнє стискальне напруження у бетоні від попереднього напруження визначається як:

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}.$$

Граничне значення:

$$0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3 \text{ МПа}.$$

Сила попереднього напруження, що прикладається до арматури, не повинна перевищувати значення:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max},$$

де A_p — площа попередньо напруженої арматури;

$\sigma_{p,max}$ — максимальне напруження в попередньо напруженій арматурі.

Максимальне напруження приймається як менше з двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа}.$$

Тоді сила попереднього напруження становить:

$$P_{max} = N_{ed} = 504 \cdot 905 = 456120 \text{ Н} = 456,12 \text{ кН}.$$

Середнє стискальне напруження в бетоні:

$$\sigma_{cp} = 456120 / 76340 = 5,97 \text{ МПа}.$$

Оскільки отримане значення перевищує допустиме: $\sigma_{cp} = 5,97 \text{ МПа} > 2,3 \text{ МПа}$, для подальшого розрахунку приймаємо обмежене значення: $\sigma_{cp} = 2,3 \text{ МПа}$.

Поперечна сила, що сприймається бетоном, становить:

$$V_{Rd,c} = [0,18 / 1,3 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 15)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,30] \cdot 347 \cdot 195 = 50,435 \text{ кН}.$$

Мінімальне значення визначаємо за формулою:

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

$$V_{min} = 0,035 \cdot 23^{3/2} \cdot 15^{1/2} = 0,390 \text{ Н/мм}^2.$$

Тоді:

$$V_{Rd,min} = (0,39 + 0,15 \cdot 2,30) \cdot 347 \cdot 195 = 49734 \text{ Н} = 49,734 \text{ кН}.$$

Порівнюємо отримані значення:

$$V_{Rd,c} = 50,435 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 49,734 \text{ кН}.$$

Розрахункова поперечна сила від повного розрахункового навантаження становить: $V_{ed} = 49,660 \text{ кН}$.

Оскільки $VR_{d,c} = 50,435 \text{ кН} > V_{ed} = 49,660 \text{ кН}$, міцність похилого перерізу забезпечується. За результатами розрахунку встановлення поперечної арматури за розрахунком не потрібне. Разом з тим конструктивне поперечне армування може передбачатися відповідно до вимог

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи

Розрахунок за утворенням тріщин у нормальних перерізах

Перевірка плити за граничними станами другої групи виконується для оцінки тріщиностійкості та визначення ширини розкриття тріщин у нормальних перерізах. Для попередньої оцінки допускається виконувати альтернативну перевірку шляхом обмеження діаметра та кроку арматурних стержнів за умови забезпечення мінімальної площі армування.

Відносна висота стиснутої зони визначається за формулою:

$$\xi = X / h = A_{st} \cdot f_{yd} / [0,5 \cdot (1 + k) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d] = 0,14..$$

Висота стиснутої зони: $X = \xi \cdot h$; $X = 0,14 \cdot 220 = 30,8 \text{ мм}$.

Далі виконується перевірка мінімальної площі армування в розтягнутій зоні перерізу. Мінімальна площа арматури визначається з умови:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct},$$

де A_{ct} — площа бетону в розтягнутій зоні;

$f_{ct,eff}$ — ефективна міцність бетону при розтягу до моменту утворення першої тріщини;

σ_s — допустиме напруження в арматурі після утворення тріщин;

k_c — коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у перерізі;

k — коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень.

Площа бетону в розтягнутій зоні:

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = 0,239 \text{ м}^2.$$

Для бетону класу C16/20 приймаємо: $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 1,9 \text{ МПа}$.

$$A_{s,min} = (1 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 0,239) / 630 = 0,000720 \text{ м}^2.$$

Фактична площа прийнятої арматури: $A_s = 0,000905 \text{ м}^2$. Оскільки:

$A_{s,min} = 0,000720 \text{ м}^2 < A_s = 0,000905 \text{ м}^2$, мінімальна площа армування забезпечена.

Визначення ширини розкриття тріщин

Розрахунок ширини розкриття тріщин виконується для багатопустотної попередньо напруженої плити довжиною 5980 мм із розмірами перерізу: $b = 1500$ мм; $h = 220$ мм.

Бетон плити — класу C16/20. Модуль пружності бетону: $E_{cm} = 27 \cdot 10^3$ МПа.

Поздовжня попередньо напружена арматура — класу A600C. Модуль пружності арматури: $E_p = 19 \cdot 10^4$ МПа.

Захисний шар бетону: $c = 20$ мм.

Робоча висота перерізу: $d = 195$ мм.

Розрахункове значення міцності бетону на стиск: $f_{cd} = 11,5$ МПа.

Характеристична міцність бетону: $f_{ck} = 16$ МПа.

На плиту діє рівномірно розподілене навантаження: $q = 16,95$ кН/м.

Ширина розкриття тріщин визначається при дії згинального моменту від повного нормативного навантаження: $M_n = 62,45$ кН·м.

Висоту стиснутої зони перерізу приймаємо за аналогією з деформаційною методикою розрахунку за другою групою граничних станів. Для розглянутого перерізу: $X / h = 0,450$.

Тоді:

$$X = 0,450 \cdot 220 = 99 \text{ мм.}$$

Напруження в арматурі приймається за співвідношенням:

$$\sigma_s = 0,71 \cdot 630 = 447,30 \text{ МПа.}$$

Різниця середніх деформацій арматури та бетону визначається за формулою:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_p \geq 0,6 \cdot \sigma_s / E_s.$$

Коефіцієнт приведення арматури до бетону:

$$\alpha_e = E_p / E_{cm} = 19 \cdot 10^4 / 27 \cdot 10^3 = 7,037.$$

Ефективний коефіцієнт армування:

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi l^2 \cdot A'_p) / A_{c,eff} = 0,015.$$

Ефективна висота розтягнутої зони бетону визначається як найменше з таких значень:

$$h_{c,eff} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (220 - 195) = 62,50 \text{ мм};$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = (220 - 99) / 3 = 40,33 \text{ мм};$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 220 / 2 = 110 \text{ мм}.$$

Приймаємо найменше значення:

$$h_{c,eff} = 40,33 \text{ мм}.$$

Ефективна площа розтягнутого бетону:

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1,5 \cdot 0,04033 = 0,060 \text{ м}^2.$$

Коефіцієнт k_t залежить від тривалості дії навантаження. Для довготривалого навантаження приймаємо: $k_t = 0,4$.

Тоді різниця середніх деформацій становить:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm}) = [447,3 - 0,4 \cdot 1,9 / 0,015 \cdot (1 + 7,037 \cdot 0,015)] / (19 \cdot 10^4) = 0,00140.$$

Визначення максимального кроку тріщин

Якщо зчеплена арматура розташована достатньо близько в межах розтягнутої зони, тобто крок стержнів не перевищує:

$s \leq 5 \cdot (c + \emptyset / 2)$, то максимальна відстань між тріщинами визначається за формулою:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + (k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset) / \rho_{p,eff} = 3,4 \cdot 20 + (0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 12) / 0,015 = 204 \text{ мм}.$$

Перевіримо умову розташування арматури: $s \leq 5 \cdot (20 + 12 / 2) = 130 \text{ мм}.$

Для розрахунку приймаємо такі коефіцієнти:

$k_1 = 0,8$ — коефіцієнт, що враховує характер зчеплення арматури з бетоном; $k_2 = 0,5$ — коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій; $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.

Визначення ширини розкриття тріщин

Ширина розкриття тріщин визначається за формулою:

$$W_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm}) = 204 \cdot 0,0014 = 0,280 \text{ мм}.$$

Допустима ширина розкриття тріщин для класу умов експлуатації Х0 становить: $W_{k,lim} = 0,4$ мм.

Перевіряємо умову:

$$W_k < W_{k,lim}; 0,280 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Отже, умова тріщиностійкості виконується. Прийняте армування багатопустотної попередньо напруженої плити ПК 60.15-8А600 забезпечує допустиму ширину розкриття тріщин за граничними станами другої групи.

Розрахунок плити за деформаціями

Перевірка плити перекриття за деформаціями виконується з метою встановлення відповідності фактичного прогину допустимому значенню. На першому етапі визначається граничне співвідношення прольоту до робочої висоти перерізу.

Якщо відсоток армування ρ більший за довідкове значення ρ_0 , граничне співвідношення l/d визначається за формулою:

$$l/d = k \cdot [11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \rho / (\rho - \rho_0) + 1/12 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{(\rho' / \rho_0)}].$$

Якщо ж $\rho < \rho_0$, використовується залежність:

$$l/d = k \cdot [11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \rho_0 / \rho + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (\rho_0 / \rho - 1)^{3/2}].$$

де l/d — граничне співвідношення прольоту до робочої висоти перерізу;

k — коефіцієнт, що враховує конструктивну схему елемента, приймаємо $k = 1$;

ρ_0 — довідкове значення коефіцієнта армування;

ρ — фактичний коефіцієнт армування розтягнутої зони в середині прольоту;

ρ' — коефіцієнт армування стиснутої зони.

Довідкове значення коефіцієнта армування визначається за формулою:

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{15} = 0,0039.$$

Фактичний коефіцієнт армування розтягнутої зони становить:

$$\rho = A_{s2} / (b \cdot d) = 905 / (1500 \cdot 195) = 0,0031.$$

Оскільки $\rho = 0,0031 < \rho_0 = 0,0039$, граничне співвідношення прольоту до робочої висоти визначаємо за формулою для випадку $\rho < \rho_0$:

$$l/d = 1 \cdot [11 + 1,5 \cdot \sqrt{15 \cdot 0,0039 / 0,0031} + 3,2 \cdot \sqrt{15 \cdot (0,0039 / 0,0031 - 1)^{3/2}}] = 19,93.$$

Додатково отримане значення необхідно скоригувати з урахуванням напружень в арматурі за коефіцієнтом $310 / \sigma_s$:

$$(l/d)_{\text{lim}} = 19,93 \cdot 310 / 426 = 14,5.$$

Фактичне співвідношення прольоту до робочої висоти перерізу становить:

$$l/d = 5980 / 195 = 30,67.$$

Порівнюємо отримані значення: $30,67 > 14,5$.

Отже, фактичне співвідношення прольоту до робочої висоти перевищує граничне значення. У зв'язку з цим необхідно виконати безпосередню перевірку прогину плити розрахунком.

Перевірку прогину виконуємо при дії згинального моменту: $M = 72,76$ кН·м.

Кривина перерізу, визначена за деформаційною методикою для розрахунку за граничними станами другої групи при даному рівні навантаження, становить: $1/r = 0,0049$ 1/м.

Прогин плити визначаємо за формулою:

$$f = (1/r) \cdot k_m \cdot l^2 = 0,0049 \cdot 5/48 \cdot 5,98^2 = 0,0180 \text{ м.},$$

де $1/r$ — кривина перерізу;

k_m — коефіцієнт, що враховує розрахункову схему роботи елемента;

l — проліт плити, м.

Для вільно опертої плити приймаємо: $k_m = 5/48$.

Допустиме значення прогину приймаємо $f_u = l/150$.

$$f_u = 5,980 / 150 = 0,040 \text{ м.}$$

Порівнюємо розрахунковий і допустимий прогини $f = 0,0180 \text{ м} < f_u = 0,040$ м.

Розрахунок збірної залізобетонної плити сходової клітини

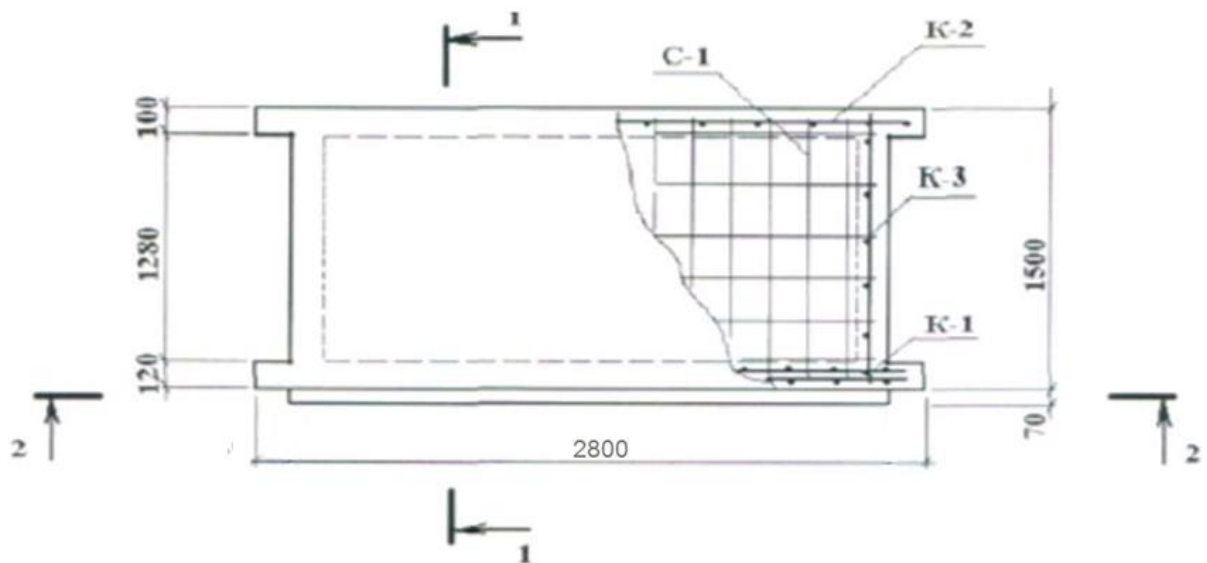
У даному підрозділі виконується розрахунок ребристої майданчикової плити сходової клітки для двомаршових сходів. Для проєктування приймається збірна залізобетонна майданчикова плита марки 2ЛП 22.15-4-К.

Основні характеристики плити:

- марка плити — 2ЛП 22.15-4-К;
- клас бетону — С12/15;
- витрата бетону — 0,368 м³;
- маса плити — 1075 кг;
- ширина плити — 1500 мм;
- довжина плити — 2800 мм;
- товщина полиці плити — 60 мм.

Тимчасове нормативне навантаження на плиту приймається: $p_n = 3,0$ кН/м². Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,2$.

Для армування приймаються такі матеріали: бетон важкий класу С12/15; арматура каркасів — сталь класу А240С; арматурні сітки — сталь класу Вр-1.



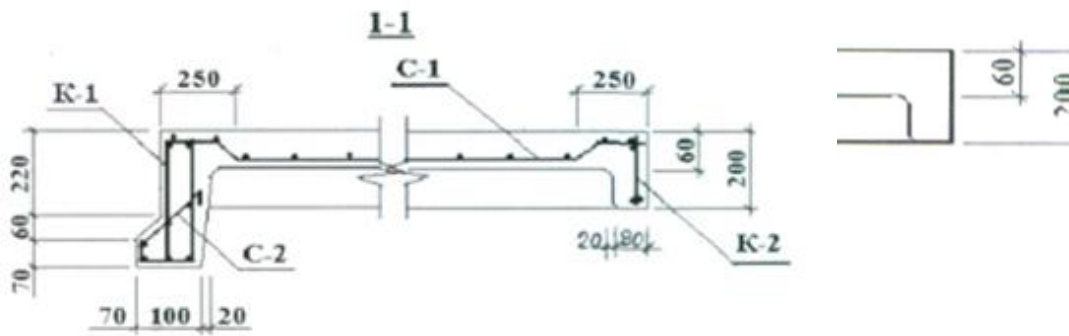


Рисунок 2.2.2 Армування майданчикової плити

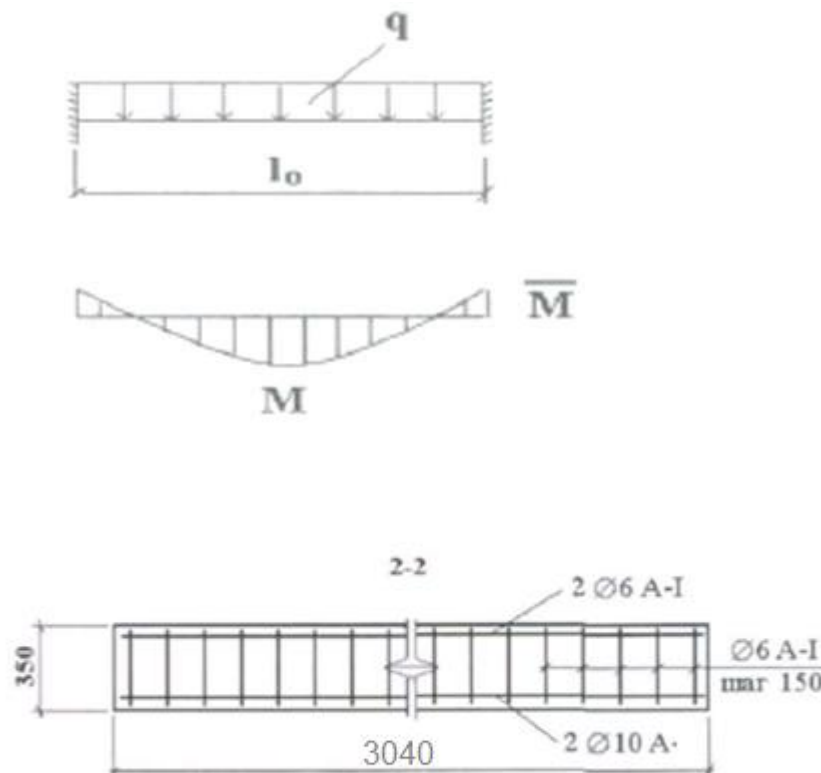


Рисунок 2.2.3 Армування лобового ребра

Збір навантажень

Збір навантажень виконується з урахуванням власної ваги плити, ваги ребер та тимчасового експлуатаційного навантаження.

Нормативна власна вага полиці плити при товщині $h'f = 60$ мм визначається за формулою:

$$q_n = h'f \cdot \gamma_b = 0,06 \cdot 25 = 1,50 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Розрахункова власна вага полиці плити: } q = 1,50 \cdot 1,1 = 1,65 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункова вага лобового ребра, без урахування ваги плити, визначається за формулою:

$$q = (0,29 \cdot 0,11 + 0,07 \cdot 0,07) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 1,012 \text{ кН/м.}$$

Розрахункова вага крайнього пристінного ребра:

$$q = 0,14 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,350 \text{ кН/м.}$$

Тимчасове розрахункове навантаження становить:

$$p = p_n \cdot \gamma_f = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2.$$

При розрахунку майданчикової плити окремо розглядаються такі конструктивні елементи:

- полиця плити, яка пружно защемлена в ребрах;
- лобове ребро, на яке спираються сходові марші;
- пристінне ребро, що сприймає навантаження від половини прольоту полиці плити.

Розрахунок полиці плити

Полиця ребристої плити за відсутності поперечних ребер розраховується як балковий елемент із частковим защемленням на опорах. Розрахунковий проліт полиці приймається рівним відстані між ребрами - 1,28 м.

З урахуванням можливого утворення пластичного шарніра згинальний момент у прольоті та на опорі визначається за формулою, яка враховує перерозподіл моментів: $M = q \cdot l^2 / 16$.

Повне розрахункове навантаження на полицю становить: $q = 1,65 + 3,6 = 5,25 \text{ кН/м}^2$.

$$\text{Тоді згинальний момент: } M = 5,25 \cdot 1,28^2 / 16 = 0,538 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для розрахунку приймається важкий бетон класу С12/15 з такими характеристиками:

- розрахункова міцність бетону на стиск: $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$;
- відносна деформація бетону: $\varepsilon_{s3,cd} = 0,00052$;
- гранична відносна деформація бетону: $\varepsilon_{cu3,cd} = 0,00333$;
- модуль пружності бетону: $E_{cd} = 16,3 \text{ ГПа} = 16300 \text{ МПа}$.

Робоча арматура полиці приймається зі сталі класу Вр-1. Для неї приймаються такі характеристики:

- характеристичне значення опору арматури на межі текучості: $f_{yk} = 375$ МПа;
- коефіцієнт надійності за арматурою: $\gamma_s = 1,2$;
- розрахунковий опір арматури на розтяг: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 375 / 1,2 = 312,5$ МПа;
- модуль пружності арматури: $E_s = 170000$ МПа;
- відносна деформація, що відповідає розрахунковому опору: $\epsilon_{yd} = 312,5 / 170000 = 0,001838 = 1,83 \text{ ‰}$;
- гранична відносна деформація: $\epsilon_{uk} = 0,025 = 25 \text{ ‰}$.

Для арматури класу А240С приймаються такі характеристики:

- характеристичне значення опору арматури на межі текучості: $f_{yk} = 240$ МПа;
- коефіцієнт надійності за арматурою $\gamma_s = 1,05$;
- розрахунковий опір арматури на розтяг $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 240 / 1,05 = 228,5$ МПа;
- модуль пружності арматури $E_s = 210000$ МПа;
- відносна деформація, що відповідає розрахунковому опору $\epsilon_{yd} = 228,5 / 210000 = 0,0011 = 1,1 \text{ ‰}$;
- гранична відносна деформація $\epsilon_{uk} = 0,025 = 25 \text{ ‰}$.

Розрахунок армування полиці плити

Розрахунок виконується для смуги полиці шириною 1,0 м. Товщина полиці 60 мм. Робочу висоту перерізу визначаємо за формулою:

$$d = h - a = 60 - 20 = 40 \text{ мм.}$$

Захисний шар бетону орієнтовно приймається:

$$cd = 10 + d_s = 10 + 8 = 18 \text{ мм,}$$

де d_s — орієнтовний діаметр арматури.

Для розрахунку приймаємо робочу висоту перерізу в середніх прольотах і на середніх опорах $d = 40$ мм.

Розрахунковий згинальний момент:

$$M = 0,534 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,534 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Значення коефіцієнтів для бетону класу С12/15 приймаються відповідно до нормативних таблиць. Коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень і коефіцієнт положення центра ваги епюри напружень використовуються для визначення несучої здатності нормального перерізу.

За результатами розрахунку встановлено, що переріз працює в раціональній області деформування 1b. Це означає, що стиснута зона бетону використовується ефективно, а розтягнута арматура працює в межах допустимих деформацій.

Подальший розрахунок виконується за деформаційною методикою. Після визначення відносної висоти стиснутої зони, плеча внутрішньої пари сил та деформацій арматури визначається необхідна площа розтягнутої робочої арматури.

Контроль правильності розрахунку виконується шляхом перевірки деформацій у бетоні та арматурі. За результатами перевірки умова міцності нормального перерізу виконується.

Мінімальна та максимальна площа армування

Після визначення розрахункової площі робочої арматури необхідно перевірити її відповідність мінімальному та максимальному конструктивному армуванню.

Мінімальна площа армування повинна забезпечувати сприйняття розтягувальних зусиль після утворення тріщин і запобігати крихкому руйнуванню перерізу. При цьому фактична площа арматури не повинна бути меншою за нормативно встановлене мінімальне значення.

Максимальна площа армування обмежується для забезпечення нормального бетонування конструкції, достатнього зчеплення арматури з бетоном та запобігання надмірному армуванню перерізу.

За результатами розрахунку остаточно приймається робоче армування полиці плити.

За сортаментом для сітки С-1 приймаємо поздовжню робочу арматуру:

5Ø3 Вр-1 на 1 м ширини сітки, з кроком: $s = 200$ мм.

Площа прийнятої робочої арматури становить: $A_{st} = 37$ мм².

У поперечному напрямку, відповідно до вимог конструювання, призначається розподільна арматура: Ø3 Вр-1 з кроком 200 мм.

Розрахунок лобового ребра майданчикової плити

Лобове ребро майданчикової плити є одним з основних несучих елементів, оскільки на нього передається навантаження від сходових маршів, а також частина навантаження від полиці плити. Розрахунок лобового ребра виконується за міцністю нормального перерізу на дію згинального моменту.

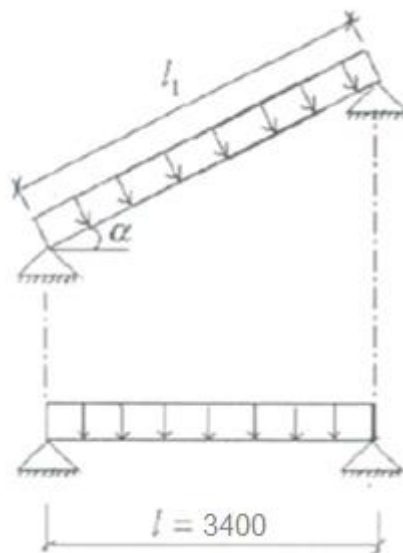


Рисунок 2.2.3 Розрахункова схема

На лобове ребро діють такі навантаження:

- постійне та тимчасове рівномірно розподілене навантаження від половини прольоту полиці плити;
- власна вага лобового ребра;
- рівномірно розподілене навантаження від реакцій сходових маршів, яке прикладене до виступу лобового ребра та викликає його згин.

Власна вага типових сходових маршів за каталогом приймається $q_n = 3,6$ кН/м² на горизонтальну проєкцію маршу.

Тимчасове нормативне навантаження для сходів громадської будівлі становить 3,0 кН/м². Коефіцієнт надійності за навантаженням приймається $\gamma_f = 1,2$. Довготривале тимчасове навантаження $p_{n,ld} = 1,0$ кН/м².

Розрахунковий переріз лобового ребра приймається тавровим, оскільки полиця плити розташована в стиснутій зоні та бере участь у сприйнятті згинального моменту. Ефективна ширина полиці визначається з урахуванням конструктивних розмірів плити та умов роботи перерізу.

Згинальний момент у середині прольоту лобового ребра становить:

$$M_{Ed} = 7,550 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перевіряємо положення нейтральної осі. За умовою розрахунку нейтральна вісь проходить у межах полиці, тому тавровий переріз допускається розраховувати як прямокутний з ефективною шириною стиснутої полиці.

Визначаємо фактичне значення відносного згинального моменту:

$$\alpha_m = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 7,550 \cdot 10^6 / (8,5 \cdot 480 \cdot 315^2) = 0,017..$$

Оскільки отримане значення α_m відповідає раціональній області деформування 1b, подальший розрахунок виконується за деформаційною методикою.

Для визначення параметрів стиснутої зони спочатку встановлюється значення відносної деформації верхніх стиснутих фібр бетону, за якого виконується умова рівноваги внутрішніх зусиль. Після визначення допоміжних коефіцієнтів p і q відносна деформація верхніх стиснутих фібр бетону становить:

$$\varepsilon_{sc}(1) = 0,28 \text{ ‰}.$$

Далі визначаємо коефіцієнт k :

$$k = (\varepsilon_{sc}(1) - \varepsilon_{3,cd}) / \varepsilon_{sc}(1) = (0,280 - 0,520) / 0,280 = -0,850.$$

За отриманим значенням коефіцієнта k визначається коефіцієнт β , який враховує положення центра ваги епюри напружень у стиснутій зоні бетону:

$$\beta = (k^2 + k + 1) / [3 \cdot (1 + k)] = 0,640.$$

Відносне плече внутрішньої пари сил визначається за формулою:

$$\eta = z_c / d = 0,5 + \sqrt{[0,25 - (2 \cdot \beta \cdot \alpha_m) / (1 + k)]}.$$

Підставляємо значення:

$$\eta = 0,5 + \sqrt{[0,25 - (2 \cdot 0,640 \cdot 0,0170) / (1 + 0,85)]} = 0,853.$$

Висота стиснутої зони бетону становить:

$$x = d \cdot (1 - \eta) / \beta = 72,30 \text{ мм.}$$

Для контролю правильності розрахунку визначаємо деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_c(1) \cdot (d - x) / x = 0,94 \text{ ‰.}$$

За результатами перевірки умова роботи перерізу виконується, а отримані параметри можуть бути використані для визначення необхідної площі робочої арматури.

Плече внутрішньої пари сил становить:

$$z_c = \eta \cdot d = 268 \text{ мм.}$$

Необхідна площа розтягнутої арматури визначається за формулою:

$$A_{st} = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot z_c) \approx 1,2 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо робочу арматуру лобового ребра 2Ø10 A240C, з фактичною площею 1,57 см².

Оскільки фактична площа прийнятої арматури перевищує розрахунково необхідну, умова міцності нормального перерізу лобового ребра виконується.

Відсоток армування визначається

$$\mu = (A_s / b \cdot h_0) \cdot 100 \% = 0,41 \text{ ‰.}$$

Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі лобового ребра

Розрахунок похилих перерізів лобового ребра виконується для опорної ділянки А, де діє найбільша поперечна сила. Метою розрахунку є перевірка несучої здатності ребра за поперечною силою та визначення необхідності встановлення розрахункової поперечної арматури.

Для розрахунку приймаються такі вихідні дані:

- найменша ширина поперечного перерізу в розтягнутій зоні — $b_w = 120 \text{ мм}$;
- робоча висота перерізу — $d = 315 \text{ мм}$;
- клас бетону — C12/15;

- розрахункова міцність бетону на стиск — $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$;
- арматура хомутив — клас A240C;
- розрахунковий опір хомутив на зріз — $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$;
- площа розтягнутої робочої арматури — $A_s = 157 \text{ мм}^2$;
- максимальна поперечна сила на опорі: $V_{Ed} = 8,93 \text{ кН} = 8930 \text{ Н}$;
- сумарна інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження: $q = 5,87 \text{ кН/м}$.

Спочатку визначаємо поперечну силу, яку може сприйняти бетонний елемент без встановлення розрахункового поперечного армування.

Коефіцієнт k визначається за формулою:

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,80..$$

Оскільки значення k не перевищує граничного значення 2,0, умова виконується.

Коефіцієнт поздовжнього армування визначається за формулою:

$$\rho_l = A_s / (b_w \cdot d) = 157 / (120 \cdot 315) = 0,0042.$$

Отримане значення не перевищує допустимого значення 0,02, тому умова також виконується.

Оскільки осьове зусилля в елементі відсутнє, напруження в бетоні від осової сили приймаємо 0.

Мінімальна поперечна сила, яку може сприймати елемент без розрахункового поперечного армування, становить: $V_{Rd,min} \approx 12,4 \text{ кН}$.

Поперечна сила, що сприймається бетонним перерізом без поперечного армування, за результатами розрахунку дорівнює $V_{Rd,c} = 23,57 \text{ кН}$.

Перевіряємо умову міцності похилого перерізу:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, 8,93 \text{ кН} < 23,57 \text{ кН}. \text{ Умова виконується.}$$

Додатково виконується перевірка міцності за стиснутою похилою смугою бетону біля опори. За результатами розрахунку несуча здатність стиснутої похилої смуги становить:

$$V_{Rd,max} = 130,5 \text{ кН}, V_{Ed} \leq V_{Rd,max}, 8,93 \text{ кН} < 130,5 \text{ кН}.$$

Умова міцності за стиснутою похилою смугою також виконується.

Таким чином, лобове ребро майданчикової плити має достатню несучу здатність за похилими перерізами.

Приймаємо хомути Ø6 A240C з кроком 150 мм.

3. Технологія та організація будівництва

Технологія та організація робіт з улаштування стрічкового фундаменту

Для будівлі загальноосвітньої школи прийнято збірні залізобетонні стрічкові фундаменти, що відповідають конструктивній схемі будинку з несучими поздовжніми та поперечними стінами. Таке рішення забезпечує необхідну несучу здатність, просторову жорсткість та економічність будівництва.

Будівля має складну багатокутну конфігурацію в плані з габаритними розмірами $62,5 \times 41,3$ м. Просторова жорсткість забезпечується спільною роботою капітальних поздовжніх і поперечних стін, анкеруванням плит перекриття та замоноличуванням стиків дрібнозернистим бетоном. Висота поверхів становить 3,3 м, висота підвального поверху – 2,6 м.

Підготовчі роботи

До початку монтажу фундаментних конструкцій повинні бути завершені всі підготовчі процеси, зокрема: розроблено котлован до проєктної відмітки; виконано планування дна котловану; улаштовано щебеневу або піщану основу під фундаменти; виконано бетонну підготовку; проведено геодезичну розбивку осей будівлі; нанесено осьові ризики на фундаментні елементи; виконано вхідний контроль якості блоків та плит; підготовлено майданчики для складування виробів; завезено фундаментні блоки в зону дії крана; доставлено монтажний інструмент, пристрої та інвентар.

Технологія монтажу фундаментів

Монтаж фундаментів починають із встановлення маякових блоків у кутах будівлі та місцях перетину несучих стін. Після цього між маяковими блоками натягують шнур-причалку, за яким встановлюють рядові блоки.

Фундаментний блок подається монтажним краном до місця укладання, орієнтується за ризиками осей та плавно опускається на підготовлену основу. Незначні відхилення усуваються монтажним ломиком при натягнутих стропах.

Стропування знімають лише після остаточного встановлення блоку в проєктне положення по плану та висоті.

Монтаж стрічкових фундаментів ведеться з перев'язкою вертикальних швів не менше 300 мм, що забезпечує сумісну роботу конструкцій. У місцях стиків і вузлів укладаються арматурні сітки згідно з проєктом.

Порожнини між боковими поверхнями фундаментів та стінками котловану заповнюють піском або місцевим ґрунтом з пошаровим ущільненням.

Монтаж стін підвалу

Після завершення монтажу фундаментних блоків та перевірки їхнього положення виконують горизонтальну гідроізоляцію. За відсутності спеціальних вказівок у проєкті допускається улаштування вирівнювального шару цементно-піщаного розчину товщиною 20–30 мм.

Монтаж стінових блоків підвалу виконують у такій послідовності:

- розмічають положення блоків першого ряду;
- встановлюють маякові блоки у кутах та на перетинах стін;
- натягують причалку;
- монтують рядові блоки;
- перевіряють вертикальність і горизонтальність кладки;
- заповнюють вертикальні та горизонтальні шви розчином.

Перші два ряди блоків монтують із поверхні фундаментів, наступні – з інвентарних риштувань.

Організація роботи монтажного крана

Монтаж фундаментів здійснюється самохідним стріловим краном. Залежно від умов майданчика можливі два варіанти організації робіт:

1. Кран розташований на брівці котловану

У межах захватки спочатку монтують фундаментні блоки, після чого виконують монтаж стін підвалу.

2. Кран працює в котловані

Фундаменти і стіни підвалу монтують окремими ділянками з урахуванням неможливості повторного заїзду техніки на вже змонтовані конструкції.

Контроль якості та точності монтажу

Перед початком робіт на кожному елементі повинні бути нанесені монтажні ризики, що позначають поздовжню та поперечну осі.

Контроль точності монтажу включає: перевірку положення блоків у плані; контроль відміток по висоті нівеліром; перевірку сторін і діагоналей секцій; контроль вертикальності стін; перевірку якості заповнення швів; перевірку товщини розчинних швів.

Для висотного контролю на дні котловану встановлюють тимчасові реperi.

Послідовність геодезичного контролю фундаментів

Улаштування вирівнювального шару товщиною 100 мм.

Розбивка положення кутових та маякових блоків.

Встановлення контрольних рамок або дощок з осьовими мітками.

Перевірка проєктних відміток нівеліром.

Установлення кутових блоків.

Контроль діагоналей та сторін секцій.

Монтаж рядових блоків за причалкою.

Повторна перевірка осей та відміток.

Улаштування проходів для інженерних мереж

Під час монтажу фундаментів необхідно передбачити отвори та закладні елементи для пропуску: водопроводу; каналізації; теплових мереж; електрокабелів; мереж зв'язку.

Їх планове положення визначають промірами від основних осей будівлі, а висотне – від реперів.

Вимоги безпеки праці

При виконанні робіт необхідно дотримуватись вимог: ДБН А.3.2-2-2009; НПАОП 45.2-7.02-12; правил експлуатації вантажопідіймальних кранів.

Забороняється: перебування людей у зоні роботи крана; монтаж при сильному вітрі; робота на нестійкій основі; перебування людей під піднятим вантажем.

Запропонована технологія монтажу збірних стрічкових фундаментів забезпечує високу швидкість будівництва, точність геометричних параметрів, надійність конструкцій та відповідність чинним нормам України. Раціональна організація монтажного процесу дозволяє скоротити трудомісткість робіт і забезпечити безпечне виконання будівництва.

Вибір основного монтажного механізму

Підбір гусеничного крана

Для виконання робіт зі зведення підземної частини будівлі, зокрема влаштування фундаментів, монтажу стінових елементів і перекриття підземного поверху, доцільно застосовувати самохідні монтажні крани. Такі крани забезпечують необхідну мобільність на будівельному майданчику, дають змогу виконувати монтаж конструкцій у стиснених умовах та переміщувати вантажі в межах робочої зони.

Вибір монтажного крана здійснюється на основі основних монтажних параметрів, до яких належать:

- монтажна маса конструктивного елемента Q_m ;
- монтажна висота підйому H_m ;
- монтажний виліт стріли L_m .

Ці параметри визначають можливість застосування крана для конкретних умов будівництва та забезпечують безпечне виконання вантажопідіймальних робіт.

Визначення монтажно́ї маси конструкції

Монтажна маса елемента визначається з урахуванням власної маси конструкції та маси стропувальних пристроїв:

$$Q_m = m_e + m_{\text{стр}},$$

де m_e — маса конструктивного елемента, т;

$m_{\text{стр}}$ — маса стропувальних пристроїв, т.

Підставляємо вихідні дані:

$$Q_m = 1,30 + 0,01 = 1,31 \text{ т.}$$

Визначення монтажної висоти підйому

Монтажна висота підйому визначається з урахуванням рівня встановлення елемента, необхідного зазору для безпечного наведення конструкції, висоти самого елемента та довжини стропувального обладнання:

$$H_m = h_o + h_z + h_e + h_{\text{стр}},$$

де h_o — перевищення опори елемента, що монтується, над рівнем стоянки крана, м;

h_z — мінімальний зазор, необхідний для безпечного наведення та встановлення елемента, м;

h_e — висота або довжина елемента в монтажному положенні, м;

$h_{\text{стр}}$ — висота стропувального пристрою над конструкцією, м.

Підставляємо числові значення:

$$H_m = 3,85 + 0,50 + 0,30 + 2,00 = 6,65 \text{ м.}$$

Визначення монтажного вильоту стріли

Монтажний виліт стріли приймається залежно від схеми переміщення крана на будівельному майданчику. У разі руху крана вздовж бровки котловану необхідно забезпечити його безпечне розташування за межами призми можливого обвалення ґрунту.

Монтажний виліт стріли визначається з урахуванням ширини робочої зони, відстані від крана до бровки котловану, габаритів споруди та необхідного запасу безпеки:

$$L_m = a_f + l_z + h_k + 1,0 + b/2,$$

де a_f — відстань або розмір робочої зони, м;

l_z — безпечна відстань від опори крана до бровки котловану, м;

h_k — глибина котловану або відповідний габарит, що враховується при визначенні вильоту, м;

1,0 — додатковий технологічний запас, м;

$b/2$ — половина ширини конструктивного елемента або робочої ділянки, м.

Підставляємо вихідні значення:

$$L_m = 9,0 + 0,70 + 3,85 + 1,0 + 2,5/2 = 15,80 \text{ м.}$$

За отриманими монтажними характеристиками: $Q_m = 1,31 \text{ т}$; $H_m = 6,65 \text{ м}$;

$L_m = 16,50 \text{ м}$, для виконання монтажних робіт приймається гусеничний кран ДЕК-321 зі стрілою довжиною 16,50 м.

Табл.3.1 Таблиця технологічних розрахунків

ЄНіР	Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм	Трудовісткість			Потреба у маш.		
				На од.	Усе	Усе	На од.	Усе	Усе
				Чол. год	Чол. год	Чол. днях	Маш. год	Маш. год	Маш. днях
Е 2-1-5	Розробка траншей під фундамент	100 м ³	0,187	630,7	117,94	14,74	0	0	0
Е4-1-1	Монтаж фундаментних подушек	100 шт.	2,82	155	437,1	54,64	35,34	99,66	12,46
Е7-42-2	Монтаж фундаментних блоків	100 шт.	18,30	160,5	2937,1	367,14	21,61	395,463	49,4
Е8-4-2	Устройство гидроизоляции горизонтальной	100м ²	5,246	24,58	128,95	16,119	4,42	23,189	2,899
Е13-23-1	Устройство гидроизоляции вертикальной	100м ²	5,66	15,45	87,38	10,92	6,39	36,142	4,518

Таблиця 3.2 Матеріально-технічні ресурси

N п/п	Найменування	Єдін. вим. або марка	Кількі сть
Інструменти і інвентар			
1	Строп комбінований для підйому і установки блоків	шт.	1
2	Ящик-контейнер ємністю 0,23 м для прийому і зберігання розчину	шт.	8
3	Висок для вивірки блоків	шт.	1
4	Лопата розчинна	шт.	2
5	Скребок для очищення нижніх площин блоків	шт.	1
6	Подштопка для ущільнення горизонтальних швів	шт.	1
7	Лом для рихтування блоків	шт.	2
8	Кельма для бетонних і кам'яних робіт	шт.	2
9	Кувалда для загинання монтажних петель	шт.	1
10	Рівень будівельний	шт.	1
11	Рулетка для розмітки місць укладання блоків	шт.	2

4. Охорона праці

Охорона праці та охорона навколишнього середовища

Загальні положення з охорони праці

Забезпечення безпечних умов праці під час виконання будівельно-монтажних робіт є одним із головних завдань організації будівельного виробництва. Усі роботи на будівельному майданчику повинні виконуватися відповідно до вимог чинного законодавства України у сфері охорони праці, зокрема Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», НПАОП 45.2-7.02-12 «Правила охорони праці під час виконання робіт у будівництві», а також інших нормативно-правових документів, що регламентують безпеку виконання будівельних процесів.

Організація робіт повинна передбачати комплекс заходів, спрямованих на запобігання виробничому травматизму, зниження впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів, а також забезпечення працівників необхідними засобами індивідуального та колективного захисту. Відповідальність за дотримання вимог охорони праці на будівельному майданчику покладається на керівників робіт, майстрів, виконробів та інших посадових осіб, відповідальних за організацію і контроль безпечного виконання робіт.

До виконання робіт із монтажу збірних залізобетонних конструкцій допускаються лише працівники, які досягли 18-річного віку, пройшли попередній медичний огляд, спеціальне навчання з питань охорони праці, вступний, первинний та цільовий інструктажі. Крім того, працівники повинні пройти перевірку знань з безпечних методів виконання робіт і мати відповідне посвідчення або письмовий допуск до виконання робіт підвищеної небезпеки.

Усі робітники, залучені до будівельно-монтажних процесів, повинні бути забезпечені справним спецодягом, спецвзуттям, захисними касками, сигнальними жилетами, рукавицями, запобіжними поясами та іншими засобами індивідуального захисту залежно від характеру виконуваних робіт.

Використання засобів захисту є обов'язковим протягом усього часу перебування працівників у межах будівельного майданчика.

Працівники мають виконувати тільки ту роботу, яка була доручена їм майстром або виконробом. Самовільне виконання робіт, перехід на інші ділянки без дозволу керівника, а також використання обладнання, механізмів чи інструментів без відповідного допуску не допускається. Перед початком робіт працівник зобов'язаний перевірити справність інструменту, пристроїв, засобів захисту та переконатися у безпечному стані робочого місця.

Правила безпеки на будівельному майданчику

На території будівельного майданчика необхідно суворо дотримуватися встановлених правил безпеки та внутрішнього розпорядку. Рух працівників і транспортних засобів повинен здійснюватися відповідно до затвердженої схеми організації будівельного майданчика. Для пересування людей мають бути передбачені безпечні проходи, огорожені небезпечні ділянки, встановлені попереджувальні знаки та інформаційні покажчики.

Працівники повинні уважно стежити за сигналами машиністів кранів, водіїв будівельної техніки та відповідальних осіб. Забороняється перебувати під піднятим вантажем, проходити через небезпечні зони роботи вантажопідіймальних механізмів, заходити за огороження та перебувати поблизу місць виконання робіт на висоті без виробничої необхідності.

Особливу увагу необхідно приділяти безпеці під час роботи кранів, монтажних механізмів і транспортних засобів. Забороняється перебігати дорогу перед транспортом, що рухається, стояти або проходити поблизу працюючих машин без дозволу відповідальної особи. Усі небезпечні зони повинні бути позначені сигнальними огороженнями, попереджувальними знаками та, за потреби, освітлені в темний час доби.

Під час виконання електрозварювальних робіт забороняється дивитися на зварювальну дугу без спеціальних захисних окулярів або щитків. Не допускається торкатися струмоведучих частин електрообладнання, використовувати пошкоджені кабелі, несправні електроінструменти чи

обладнання без захисного заземлення. У разі виявлення несправностей працівник повинен негайно припинити роботу та повідомити про це керівника робіт.

Забороняється використовувати несправні механізми, інструменти, монтажні пристрої, стропи та інші вантажозахоплювальні засоби. Перед початком робіт усі пристрої повинні бути перевірені, а обладнання — оглянуте відповідальною особою

У разі виявлення небезпечної ситуації працівник зобов'язаний негайно повідомити керівника робіт.

Обов'язки працівників перед початком роботи

Перед початком зміни необхідно:

- перевірити справність монтажного інструменту;
- оглянути вантажозахоплювальні пристрої, стропи, траверси;
- переконатися у стійкому та безпечному встановленні монтажного крана;
- перевірити риштування, підмостки, настили та огороження;
- переконатися у достатньому освітленні робочої зони;
- оглянути електропроводку та кабелі живлення;
- перевірити наявність засобів пожежогасіння;
- упевнитися у відсутності сторонніх осіб у зоні виконання робіт.

При виявленні несправностей роботу починати заборонено до повного усунення недоліків.

Безпека під час виконання монтажних робіт

Монтажні роботи виконуються відповідно до проєкту виконання робіт із дотриманням таких вимог: піднімання конструкцій здійснюється лише справними кранами; стропування елементів виконується за затвердженими схемами; перед підйомом вантажу перевіряється надійність зачеплення; забороняється перебування людей під вантажем; монтажники повинні працювати у запобіжних поясах при роботі на висоті; монтаж конструкцій під час грози, ожеледиці, густого туману або сильного вітру забороняється; при

одночасній роботі на різних ярусах по вертикалі повинні бути влаштовані суцільні захисні настили або сітки.

Електробезпека

На будівельному майданчику всі тимчасові електромережі повинні відповідати вимогам ПУЕ та Правил безпечної експлуатації електроустановок споживачів.

Забороняється: працювати з пошкодженими кабелями; використовувати електроінструмент без заземлення; самостійно ремонтувати електрообладнання; експлуатувати обладнання у вологих умовах без відповідного захисту.

Усі переносні електроприймачі повинні працювати через захисні автомати або ПЗВ.

Пожежна безпека

На об'єкті повинні бути виконані вимоги Кодексу цивільного захисту України та правил пожежної безпеки [8].

Необхідно передбачити: пожежні щити; вогнегасники; місця для паління поза виробничою зоною; вільні евакуаційні проходи; заборону зберігання легкозаймистих матеріалів у невстановлених місцях; інструктаж персоналу щодо дій у разі пожежі.

Охорона навколишнього середовища під час будівництва

Під час виконання будівельно-монтажних робіт необхідно забезпечити дотримання вимог чинного природоохоронного законодавства України. Основні заходи з охорони навколишнього середовища повинні здійснюватися відповідно до Закону України «Про охорону навколишнього природного середовища», Закону України «Про відходи», ДБН А.3.1-5:2016, а також інших нормативних документів, що регламентують організацію будівельного виробництва та зменшення негативного впливу на довкілля.

Природоохоронні заходи на будівельному майданчику спрямовані на запобігання забрудненню ґрунтів, атмосферного повітря, водних ресурсів, а також на раціональне поводження з будівельними відходами. Вони повинні

передбачатися ще на етапі підготовки будівництва та виконуватися протягом усього періоду зведення об'єкта.

Охорона ґрунтів

Для збереження природних властивостей ґрунтового покриву перед початком земляних робіт необхідно виконати зняття родючого шару ґрунту з подальшим його окремим складуванням у спеціально відведених місцях. Складування повинно здійснюватися таким чином, щоб не допустити змішування родючого шару з будівельним сміттям, непридатним ґрунтом або іншими матеріалами.

Після завершення основних будівельних робіт родючий шар ґрунту доцільно використовувати під час благоустрою та озеленення території. Це дозволяє зменшити обсяги вивезення ґрунту за межі будівельного майданчика та забезпечити раціональне використання природних ресурсів.

Особливу увагу необхідно приділяти недопущенню забруднення ґрунту паливно-мастильними матеріалами, бетонними та будівельними розчинами, хімічними речовинами й іншими забруднювачами. Заправлення, ремонт і технічне обслуговування будівельної техніки слід виконувати у спеціально відведених місцях із твердим покриттям або із застосуванням піддонів, що запобігають потраплянню забруднюючих речовин у ґрунт.

Охорона атмосферного повітря

Для зменшення забруднення атмосферного повітря під час будівництва необхідно використовувати справну будівельну техніку та механізми, які проходять своєчасне технічне обслуговування. Експлуатація машин із несправними двигунами, підвищеним рівнем димності або витоків паливно-мастильних матеріалів не допускається.

Під час роботи будівельної техніки необхідно здійснювати контроль токсичності вихлопних газів і не допускати перевищення встановлених нормативних показників. Тривала робота двигунів на холостому ходу повинна бути обмежена, оскільки це призводить до додаткового забруднення повітря та нерационального використання пального.

У суху та вітряну погоду для зменшення пилоутворення слід виконувати періодичне зволоження тимчасових доріг, проїздів, відкритих майданчиків і місць виконання земляних робіт. Сипучі будівельні матеріали необхідно зберігати в закритих ємностях, під навісами або накривати захисними матеріалами. Під час їх транспортування слід застосовувати укриття кузовів транспортних засобів.

Поводження з будівельними відходами

У процесі будівництва утворюються різні види відходів, зокрема залишки будівельних матеріалів, упаковка, уламки бетону, цегли, деревини, металу та інші матеріали. Для зменшення негативного впливу на довкілля необхідно організувати їх роздільне збирання та тимчасове складування у спеціально визначених місцях.

Будівельні відходи слід розміщувати у спеціальних контейнерах або на обладнаних майданчиках, що виключають їх рознесення вітром, потрапляння у ґрунт чи забруднення прилеглої території. Відходи, які можуть бути повторно використані або перероблені, необхідно відокремлювати від загального обсягу сміття.

Вивезення будівельних відходів повинно здійснюватися регулярно, відповідно до встановленого графіка, на спеціалізовані або ліцензовані полігони. Накопичення значної кількості сміття на території будівельного майданчика не допускається, оскільки це погіршує санітарний стан території та може створювати додаткові небезпечні фактори для працівників.

Спалювання сміття, залишків тари, полімерних матеріалів, деревини та інших відходів безпосередньо на будівельному майданчику забороняється. Такий спосіб поводження з відходами призводить до забруднення атмосферного повітря та суперечить вимогам природоохоронного законодавства.

Охорона водних ресурсів

- заборона скидання будівельних стоків на рельєф;
- влаштування тимчасового водовідведення;
- недопущення потрапляння цементного молока у ґрунт.

Зниження шуму та вібрації

обмеження роботи шумних механізмів у нічний час;

застосування технічно справного обладнання;

раціональне розміщення машин.

Дотримання вимог охорони праці та екологічної безпеки під час будівництва забезпечує безпечні умови праці персоналу, зменшує ризик травматизму, попереджає аварійні ситуації та мінімізує негативний вплив будівельного виробництва на навколишнє природне середовище.

Цивільний захист для закладів загальної середньої освіти (шкіл) за
чинними вимогами України [9]

Загальні положення з цивільного захисту

Цивільний захист у закладах загальної середньої освіти є важливою складовою системи безпеки та спрямований на збереження життя і здоров'я учнів, педагогічного складу, технічного персоналу, адміністрації та відвідувачів закладу. Його основною метою є завчасна підготовка до можливих надзвичайних ситуацій, організація безпечної евакуації або укриття людей, а також забезпечення належного порядку дій у разі виникнення небезпеки природного, техногенного, воєнного чи соціального характеру.

У закладах освіти заходи цивільного захисту повинні бути організовані системно та включати планування дій персоналу, підготовку учнів до поведінки в умовах небезпеки, створення умов для своєчасного оповіщення, евакуації або перебування в захисних спорудах. Особлива увага приділяється забезпеченню доступності шляхів евакуації, справності інженерних мереж, наявності засобів зв'язку, інформаційних показників, планів евакуації та первинних засобів пожежогасіння.

Організація цивільного захисту в школах здійснюється відповідно до чинної нормативно-правової бази України. Основними документами, що регламентують ці питання, є Кодекс цивільного захисту України, Закон України «Про освіту», Закон України «Про повну загальну середню освіту», а також

нормативні документи щодо створення, утримання та обліку фонду захисних споруд цивільного захисту.

Під час проєктування, будівництва та експлуатації закладів освіти також необхідно враховувати вимоги ДБН В.2.2-3:2018 «Будинки і споруди. Заклади освіти», ДБН В.1.2-4:2019 «Інженерно-технічні заходи цивільного захисту», накази Міністерства освіти і науки України, Державної служби України з надзвичайних ситуацій, а також рішення місцевих органів виконавчої влади та органів місцевого самоврядування.

Основні завдання цивільного захисту у школі

До основних завдань цивільного захисту в закладі освіти належать:

Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій.

Захист життя і здоров'я учасників освітнього процесу.

Оповіщення персоналу та учнів про загрозу або виникнення небезпеки.

Організація евакуації до безпечних місць або укриттів.

Надання домедичної допомоги постраждалим.

Забезпечення сталого функціонування закладу освіти в особливий період.

Проведення навчання учнів і працівників діям у надзвичайних ситуаціях.

Організація цивільного захисту в школі

Керівником цивільного захисту школи є директор закладу освіти. Він несе персональну відповідальність за стан готовності школи до дій у надзвичайних ситуаціях.

Для організації роботи створюються: комісія з питань надзвичайних ситуацій; евакуаційна комісія; ланка пожежогасіння; ланка першої допомоги; група оповіщення та зв'язку; група охорони громадського порядку; відповідальні особи за укриття та евакуацію.

Захисні споруди та укриття

Відповідно до сучасних вимог, кожен заклад освіти повинен мати доступ до захисної споруди цивільного захисту: найпростішого укриття; протирадіаційного укриття; сховища; підземного приміщення, що відповідає вимогам безпеки.

Укриття повинно бути розраховане на одночасне перебування всіх учасників освітнього процесу, мати: два евакуаційні виходи (за можливості); вентиляцію; освітлення; запас питної води; аптечки; місця для сидіння; санітарні вузли або біотуалети; засоби зв'язку; вогнегасники; резервне живлення.

Для шкіл Харкова та інших регіонів з підвищеним рівнем небезпеки рекомендується облаштування укриттів безпосередньо в будівлі або в межах 100 м від неї.

Система оповіщення

У школі повинна функціонувати система термінового оповіщення про небезпеку: сигнал «Повітряна тривога»; сигнал пожежної небезпеки; повідомлення про хімічну чи радіаційну загрозу; внутрішній зв'язок між адміністрацією та працівниками.

Для цього використовуються: сирени; гучномовці; мобільний зв'язок; месенджери; автоматизовані системи оповіщення.

Евакуація учнів і працівників

У школі розробляється План евакуації, який містить: схеми евакуаційних виходів; маршрути руху до укриття; порядок виведення дітей з класів; місця збору; відповідальних осіб; порядок перевірки присутності дітей.

Евакуаційні виходи повинні бути вільними, позначеними світловими покажчиками та відповідати нормам пожежної безпеки.

Навчання персоналу та учнів

У школі обов'язково проводяться: вступний інструктаж працівників; первинний та повторний інструктаж; навчання діям при повітряній тривозі; тренування евакуації; День цивільного захисту; Тиждень безпеки життєдіяльності; уроки з мінної безпеки; навчання домедичній допомозі.

Для учнів молодших класів навчання проводиться у доступній ігровій формі.

Медичне та психологічне забезпечення

У школі повинні бути: медичний пункт або медичний працівник; аптечки першої допомоги; запас перев'язувальних матеріалів; носилки; психологічна

підтримка дітей після стресових подій; алгоритм дій при травмах та панічних реакціях.

Особливості цивільного захисту в умовах воєнного стану

Для закладів освіти України актуальними є додаткові заходи:

Перехід на дистанційне навчання за відсутності укриття.

Призупинення освітнього процесу під час тривоги.

Заборона перебування дітей у класах під час сигналу небезпеки.

Перевірка території на вибухонебезпечні предмети.

Контроль доступу сторонніх осіб на територію школи.

Інформаційна безпека та захист персональних даних.

Документація з цивільного захисту у школі

«У закладі повинні вестися: наказ про організацію цивільного захисту; план реагування на надзвичайні ситуації; паспорт безпеки закладу; журнал інструктажів; план евакуації; список відповідальних осіб; графік тренувань; акти перевірки укриття.»

Організація цивільного захисту у школах є обов'язковою складовою безпечного освітнього середовища. За сучасних умов особлива увага приділяється готовності укриттів, швидкій евакуації, навчанню дітей правилам безпечної поведінки та забезпеченню безперервності освітнього процесу навіть у надзвичайних умовах.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
2. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування.
3. Будівельна кліматологія. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі ДСТУ – Н Б В.1.1-27:2010 - [Чинний від 2011-11-01]. - К. : Мінрегіонбуд України, 2011 – 123 с. - (Національний стандарт України).
4. ДБН В.1.2-2:2021 Навантаження і впливи. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
6. ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення.
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
8. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.
9. ДБН В.1.2-4:2006. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту (цивільної оборони). – [Чинний від 2007-04-01]. – К. : Укрархбудінформ, 2006. – 34 с.
10. ДСТУ Б.А.3.2-15:2011. Норми освітлення будівельного майданчика. - [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Мінрегіон України, 2012– (Національні стандарти України).
11. ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво.
12. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва. Ґрунти та геологія
13. ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей.

14. ДСТУ Б В.2.1-4-96 Ґрунти. Методи визначення міцності та деформованості.
15. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація.
16. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва».
17. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».
18. Шутенко Л.М. та ін. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Харків,
19. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резнік, Є.Г. Стоянов, В.С Шмуклер за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків:Золоті сторінки, 2015. – 208с
20. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. Луцьк: ЛНТУ, 2017.- 296с.
21. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
22. Зоценко М.Л. та ін. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фунда- менти. – Полтава, 2003. – 550 с.