

Зміст

1. Варіантне проектування	8
1.1 Техніко-економічне обґрунтування раціонального варіанту конструктивного рішення об'єкту	9
2. Архітектурно-конструктивний	22
2.1 Характеристика району будівництва	23
2.2 Загальні характеристики генерального плану	23
2.3 Об'ємно-планувальні рішення	24
2.4 Конструктивні рішення	25
2.5 Зовнішні та внутрішні мережі	27
2.6 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої цегляної стіни	29
3. Розрахунково-конструктивний	32
3.1 Обґрунтування розрахункової схеми	33
3.2 Збір навантажень	34
3.3 Розрахунок і конструювання колони	35
3.4 Розрахунок і конструювання ригеля	39
3.4.1 Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі ригеля в прольоті	39
3.4.2 Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі ригеля на опорі	40
3.4.3 Розрахунок міцності перерізу, похилого до поздовжньої осі	40
3.4.4 Розрахунок за утворенням і розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі ригеля в прольоті	41
3.4.5 Розрахунок по утворенню і розкриттю тріщин, нормальних до поздовжньої осі на опорі	43
3.4.6 Розрахунок по розкриттю тріщин, похилих до поздовжньої осі ригеля	44
3.4.7 Розрахунок стику	45
3.5 Розрахунок і конструювання гратчастої балки	54
3.5.1 Дані для проектування	54
3.5.2 Статичний розрахунок гратчастої балки	55
3.5.3 Розрахунок нижнього пояса	57
3.5.3.1 Розрахунок за першою групою граничних станів	57
3.5.3.2 Розрахунок за другою групою граничних станів	58
3.5.3.2.1 Визначення втрат попереднього напруження	58

3.5.3.2.2 Розрахунок на утворення тріщин для першої комбінації зусиль...	61
3.5.3.2.3 Розрахунок по розкриттю тріщин для першої комбінації зусиль...	62
3.5.3.2.4 Розрахунок на утворення тріщин для другої комбінації зусиль...	64
3.5.3.2.5 Розрахунок по розкриттю тріщин для другої комбінації зусиль...	65
3.5.4 Розрахунок верхнього пояса.....	66
3.5.5 Розрахунок стійок та опорного вузла балки.....	69
4 . Підвалини та фундаменти	72
4.1 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва	73
4.2 Розрахунок осідання фундаменту.....	78
4.3 Конструювання та розрахунок фундаменту.....	79
4.4 Розрахунок на продавлювання.....	81
4.5 Розрахунок поздовжнього армування підколонника.....	83
4.6 Розрахунок поперечної арматури підколонника.....	85
4.7 Розрахунок підколонника на зминання під торцем колони.....	85
5 . Технологія та організація будівництва	86
5.1 Технологічна карта на монтаж плит покриття.....	87
5.1.1 Область застосування техкарти.....	87
5.1.2 Підрахунок обсягів робіт.....	87
5.1.3 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати.....	87
5.1.4 Вибір ведучого механізму.....	88
5.1.5 Вказівки щодо виконання робіт.....	88
5.1.6 Вказівки з техніки безпеки.....	89
5.1.7 Розрахунок техніко-економічних показників.....	93
5.2 Технологічна карта на монтаж колон.....	94
5.2.1 Визначення обсягів робіт.....	94
5.2.2 Вибір монтажного та такелажного обладнання.....	94
5.2.3 Визначення транспортних засобів.....	96
5.2.4 Визначення ТЕП.....	97
5.2.5 Вказівки до виконання робіт з монтажу колон.....	98
5.2.6 Контроль якості.....	99
5.2.7 Заходи з ТБ.....	99
5.3 Календарний план.....	100
5.3.1 Відомість підрахунку обсягів робіт.....	100
5.3.2 Відомість витрат праці та машинного часу.....	101
5.3.3 Картка-визначник ресурсів і витрат календарного плану.....	103

5.3.4	Вказівки щодо виконання робіт.....	104
5.3.4.1	Підготовчі роботи.....	104
5.3.4.2	Земляні роботи.....	105
5.3.4.3	Гідроізоляція фундаментів.....	105
5.3.4.4	Цегляна кладка стін.....	107
5.3.4.5	Монтаж залізобетонних конструкцій.....	107
5.3.4.6	Заповнення віконних і дверних прорізів.....	107
5.4	Будженплан.....	109
5.4.1	Основні рішення по будженплану.....	109
5.4.2	Розрахунок потреби в тимчасових будівлях і спорудах.....	109
5.4.3	Розрахунок потреби в складських приміщеннях.....	111
5.4.4	Розрахунок тимчасового електропостачання.....	114
5.4.5	Розрахунок техніко-економічних показників.....	116
6	. Економіка будівництва	117
6.1	Пояснювальна записка.....	118
6.2	Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва №1	119
6.3	Об'єктний кошторис №02	121
6.4	Договірна ціна	122
6.4	Локальний кошторис на будівельні роботи №02-01-01	124
6.5	ТЕП проекту.....	135
7	. Охорона праці	137
7.1	Забезпечення безпечних умов праці при будівництві.....	138
7.2	Забезпечення виробничої санітарії.....	138
7.3	Захист від шуму і вібрації.....	138
7.4	Санітарно-побутові приміщення.....	139
7.5	Забезпечення вибухопожежної безпеки.....	139
7.6	Розрахунок прожекторного освітлення буд майданчика.....	140
7.7	Протипожежні заходи.....	140
7.8	Монтажні роботи.....	140
7.9	Організація безпечних умов роботи на висоті.....	141
7.10	Експлуатація технологічного оснащення та інструменту.....	142
8	. Безпека життєдіяльності	143
8.1	Коротка характеристика об'єкту що проектується.....	144
8.2	Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів.....	145
8.3	Класифікація виробництва.....	145

8.3.1 Класифікація виробництва за вибухопожежонебезпекою	145
8.3.2 Класифікація будівлі по вогнестійкості.....	150
8.3.3 Класифікація будівлі з точки зору можливості ураження електричним струмом.....	150
8.3.4 Класифікація середовища будівлі.....	150
9 . Екологія	151
9.1 Аналіз впливу на навколишнє середовище в ході виконання будівельно-монтажних робіт.....	152
9.2 Рух автотранспорту.....	152
9.3 Заходи з охорони навколишнього середовища.....	153
9.4 Вивезення будівельного сміття.....	154
9.5 Зварювальні роботи.....	155
9.6 Організація стічних та липневих вод.....	156
9.7 Озеленення території.....	156
10 . Науковий	158
10.1 Загальні положення	159
10.2 Коливання викликані сейсмічною активністю	163
10.3 Сейсмостійке проектування.....	164
10.4 Класифікація землетрусів	166
10.5 Методики обчислення конструкцій при сейсмічних (кінематичних) впливах	167
10.6 Ключові принципи обчислювальних підходів, які потребують вдосконалення в межах мети дослідження.....	169
10.7 Методика обчислення конструкцій під дією сейсмічних навантажень з урахуванням трансформації конструктивної схеми (покроковий метод за часом).....	170
10.7.1 Методика обчислення конструкцій під дією сейсмічних навантажень із застосуванням покрокового методу за часом (з урахуванням зміни схеми).....	171
10.7.2 Визначення коефіцієнта K_1 , що характеризує непружну роботу споруди.....	174
10.8 Загальні висновки.....	176
Перелік використаної літератури	177

Анотація

до магістерської роботи «Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок»

Магістерська робота виконана на 12 аркушах креслень з додається розрахунково-пояснювальною запискою на 178 сторінках. Остання складається з 10 розділів, переліку посилань з 53 найменувань і містить 24 рисунки та 37 таблиць.

В розділі варіантного проектування розглянуто два варіанти улаштування конструкцій перекриття та покриття. Більш ефективним виявився варіант з використанням збірних залізобетонних плит в порівнянні з монолітним.

В архітектурно-будівельному розділі розроблено генеральний план, запроектовані фасади будівлі, плани поверхів, розглянуті об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, виконано теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій.

В розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок та конструювання залізобетонних колон, ригелів та гратчастої балки покриття.

В розділі «Основи та фундаменти» розглянуто інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, запроектовано окремо стоячі стовпчасті залізобетонні фундаменти під колони каркасу будівлі.

В розділі «Технологія та організація будівництва» розроблено технологічні карти на виробництво робіт з монтажу залізобетонних колон каркасу та залізобетонних плит перекриття. Розраховано та складено календарний графік і об'єктний будгетплан.

В економічному розділі складено локальний кошторис на будівництво, приведено об'єктний та зведений кошторисні розрахунки.

У розділах «Охорона праці» та «Безпеки життєдіяльності» розглянуті питання створення безпечних умов праці при виробництві робіт зі зведення будівлі.

У розділі «Екологія» розглянуті заходи щодо збереження належного екологічного стану навколишнього середовища.

У розділі «Науковий» досліджено особливості розрахунків конструкцій будівель та споруд за умови сейсмічних впливів.

Розділ І

Варіантне проектування

1 ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

При «Проектуванні будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок» виконаємо порівняння за приведеними витратами за весь нормативний строк служби конструкцій перекриття та покриття.

В дипломній роботі розглядається можливість двох конструктивних рішень конструкцій перекриття та покриття:

1 варіант: збірне залізобетонне з ребристих плит – 720 шт.,

2 варіант: монолітне товщиною 20 см. – 1097,21 м³.

1.1 Розраховуємо тривалість виконання будівельних робіт, для цього на програмному комплексі «Будівельні технології – Кошторис 8» формуємо локальні кошториси та договірні ціни за варіантами порівняння і згідно формули 1.1 розраховуємо тривалість виконання будівельних робіт:

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{T_{оснi}}{N_i \cdot n_i \cdot K_{зм}}, \text{ дні} \quad (1.1)$$

де $T_{оснi}$ – витрати праці робітників-будівельників на встановлення окремих видів конструктивних елементів, людино-годин;

N_i – прийнята кількість бригад для виконання робіт із встановлення і-того конструктивного елемента;

n_i – середня кількість робітників-будівельників у бригаді за діючими нормативами, осіб;

$N_{зм}$ – кількість робочих змін на добу, прийнята при встановленні і-того конструктивного елемента.

$$t_1 = \frac{2098,44/8}{2 \cdot 5 \cdot 2} = 13,115 \text{ днів};$$

$$t_2 = \frac{10585,55/8}{2 \cdot 5 \cdot 2} = 66,160 \text{ днів}$$

1.2 Виконаємо розрахунок капітальних вкладення в виробничі засоби будівельної організації (К) визначаємо за наступною формулою:

$$K = K_{\text{осн}} + K_{\text{об}} \quad (1.2)$$

де $K_{\text{осн}}$ і $K_{\text{об}}$ – капітальні вкладення відповідно в основні і оборотні фонди, грн.;

$$K_{\text{осн}} = \sum_{j=1}^g \frac{M_j \cdot t_j}{t_{\text{н}j}} \quad (1.3)$$

де M_j – інвентарно-розрахункова вартість машин j -ї групи;

(для монтажу використовуємо кран з інвентарно-розрахунковою вартістю 4000000 грн. ;

t_j – тривалість роботи машин j -ї групи на об'єкті, машино-годин;

$t_{\text{н}j}$ – нормативна тривалість роботи машин j -ї групи протягом року, машино-годин.

$$K_{\text{осн}1} = \frac{4000 \times 13,115}{100} = 524,600 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{\text{осн}2} = \frac{4000 \times 66,160}{100} = 2646,400 \text{ тис. грн.}$$

1.3 Розраховуємо оборотні кошти за варіантами за формулою:

$$K_{\text{об}} = \frac{(C + \text{ТБ} + \text{ДК}_3 + \text{ДК}_\text{л} + \text{КП} + \text{АВ})}{n_{\text{об}}} \quad (1.4)$$

де C – собівартість будівельно-монтажних робіт;

$n_{\text{об}}$ – кількість оборотів оборотних коштів (приймається в межах 3 – 4);

Витрати на тимчасові будівлі та споруди, додаткові витрати взимку, прибуток та адміністративні витрати формуємо на програмі «Будівельні –

технології кошторис» в залежності від категорії відповідальності об'єкта будівництва (СС2). та вносимо в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 - Визначення витрат на тимчасові будівлі та споруди, витрати за роботу зимою та літом, прибуток та адміністративні витрати

Витрати, тис. грн.	1-й варіант	2-й варіант
Витрати на тимчасові будівлі та споруди	147,633	227,612
Витрати за роботу взимку	56,691	87,403
Прибуток	64,899	245,465
Адміністративні витрати	18,133	68.583

Таким чином,

$$K_{об} = \frac{(C + ТБ + ДК_з + КП + АВ)}{n_{об}} \quad (1.5)$$

$$K_{об1} = \frac{(6151,357 + 147,633 + 56,691 + 64,899 + 18,133)}{4} = 6438,713/4 = 1609,678 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{об2} = \frac{(9483,849 + 227,612 + 87,403 + 245,465 + 68,583)}{4} = 10112,912/4 = 2528,228 \text{ тис. грн.}$$

1.4 Розраховуємо капітальні вкладення в основні виробничі фонди та оборотні кошти:

$$K1 = 524,600 + 1609,678 = 732,419 \text{ тис. грн.}$$

$$K2 = 2646,400 + 2528,228 = 2531,735 \text{ тис. грн.}$$

1.5 Розрахуємо витрати на експлуатацію конструктивних елементів, які включають суму річних амортизаційних відрахувань (А) і витрати на ремонт і утримання конструкцій (Вру):

$$В_e = A + В_{ру} \quad (1.6)$$

$$A = \frac{(C + ТБ + ДК_з + КП + АВ)}{100} \cdot N_a \quad (1.7)$$

де H_a – річна норма амортизаційних відрахувань на будівлі і споруди (приймаємо 8 %):

$$A1 = \frac{6438,713}{100} \times 8 = 515,017 \text{ тис. грн.}$$

$$A2 = \frac{10112,912}{100} \times 8 = 809,033 \text{ тис. грн.}$$

1.6 Визначаємо витрати на ремонт та утримання конструкцій по кожній j -й групі конструкцій:

$$B_{py} = \frac{\sum_{j=1}^m (C + TB_j + ДВз_j + КП_j + АВ_j) \cdot H_{npj}}{100}, \quad (1.8)$$

де H_{pyj} – річні норми витрат на ремонт та експлуатацію j -ї конструкції, які для конструкцій за варіантами – 80 років і норма витрат – 2,3%:

$$B_{py1} = \frac{6438,713}{100} \times 2,3 = 148,090 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{py2} = \frac{10112,912}{100} \times 2,3 = 232,597 \text{ тис. грн.}$$

$$Be1 = 515,017 + 148,090 = 663,107 \text{ тис. грн.}$$

$$Be2 = 809,033 + 232,597 = 1041,630 \text{ тис. грн.}$$

1.7 Визначаємо питомі приведені витрати за варіантами конструктивних рішень за наступною формулою:

$$B_{п} = (B_{пi} + E_{н} \cdot K_i) \cdot (\rho + E_{нп}) + Be_i, \quad (1.9)$$

де $E_{нп}$ – норматив ефективності (норма прибутку) капітальних вкладень;

ρ – коефіцієнт реновації, частка витрат в розрахунку на рік служби конструкції;

$E_{нп}$ – норматив приведення капітальних вкладень за фактором часу, ($E_{нп} = 0,1$).

Розраховуємо, враховуючи, що коефіцієнт реновації 0,000488:

$$B_{п1} = (6438,713 + 0,15 \times 732,419) (0,000488 + 0,1) + 663,107 = 1321,160 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{п2} = (10112,912 + 0,15 \times 2531,735) (0,000488 + 0,1) + 1041,630 = 2096,018 \text{ тис. грн.}$$

1.8 Розрахуємо економічний ефекту від створення і використання нових будівельних конструкцій за весь строк їх експлуатації:

$$E = \frac{B_2 - B_1}{\rho_2 + E_{нп}}, \quad (1.10)$$

$$E = \frac{2096,018 - 1321,160}{0,000488 + 0,1} = 7710,951 \text{ тис. грн.}$$

де позначення «1» та «2» відповідають базовому та проектному рішенняю.

Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій розраховуємо в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 - Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій

№ п п	Найменування показників	Одиниця виміру	Рівень показника за варіантами	
			1	2
1	Тривалість виконання будівельних робіт	дів	13,115	66,160
3	Загальна кошторисна трудомісткість будівельних робіт	тис.люд.-год.	3,35337	12,68347
4	Собівартість БМР	тис. грн.	6151,357	9483,849
5	Вартість основних виробничих фондів і оборотних коштів	тис. грн.	732,419	2531,735
6	Річні приведені витрати	тис. грн.	1321,160	2096,018
7	Економічний ефект від використання прогресивної конструкції за весь строк її експлуатації	тис. грн.	7710,951	-

Таким чином: згідно розрахунків визначаємо, що влаштування конструкцій покриття зі збірних залізобетонних ребристих плит більш ефективно за приведеними витратами ніж варіант монолітного залізобетонного покриття товщиною 20 см. Ефект складе 7710,951 тис. грн.

Замовник: ПАТ "Індбуд" _____
(назва організації)

Підрядник: ПАТ "Прометей" _____
(назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в _____ 2025 _____ році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № 1 від 01.12.2025

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Розділ I. Будівельні роботи Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	5 962,695 239,537 5 411,676 311,482	5 962,695 239,537 5 411,676 311,482	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	188,662	188,662	
3		Всього прямих і загальновиробничих витрат	6 151,357	6 151,357	
4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	147,633	147,633	
		Разом	6 298,990	6 298,990	
5	Розрахунок №3	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	56,691	56,691	
		Разом	6 355,681	6 355,681	
6	Настанова, Дод.25 п.2	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	64,899	64,899	
7	Настанова, Дод.27 п.2	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	18,133		18,133
		Разом по розділу I	6 438,713	6 420,580	18,133
8		Податок на додану вартість	1 287,743		1 287,743
		Всього по розділу I	7 726,456	6 420,580	1 305,876
9		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	22,145	22,145	
10		Податок на додану вартість	4,429		4,429
11		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	26,574	22,145	4,429
12		Розділ II. Устаткування Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		

1	2	3	4	5	6
13		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		
14		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.І+р.ІІ)	7 726,456		

Додаток 1
до Настанови (пункт 3.11)

Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-001

на

Варіант 1

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійної об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення(специфікації)№
Кошторисна вартість 6 151,357 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 3,35337 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна пшата 427,324 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,6 розряд

Складений в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ п.ч	Об'єктування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількіс ть	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслугову- ванням машин	
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітн ої плати	експлуа- тації машин	в тому числі заробітн ої плати	на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E7-3-6	Укладання плит перекриття	100шт	7,2	208 152,11	43 261,45	1 498 695	239 537	311 482	291,4500	2 098,44

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		та покриття площею більше 5 м2 при найбільшій масі монтажних елементів до 5 т			33 269,02	16 832,81			121 196	124,3947	895,64
2	П1171-83	Збірні залізобетонні конструкції плити покриття та перекриття ребристі	шт	720,0	6 200,00		4 464 000				
		Разом прямих витрат по кошторису					5 962 695	239 537	311 482		2 098,44
		Разом прямих витрати в тому числі:				грн.	5 962 695		121 196		895,64
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	5 411 676				
		вартість ЕММ				грн.	311 482				
		в т.ч. заробітна плага в ЕММ				грн.		121 196			
		заробітна плага робітників				грн.		239 537			
		всього заробітна плага				грн.		360 733			
		Загальновиробничі витрати				грн.	188 662				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люди-г					359,29
		заробітна плага в загальновиробничих витратах				грн.		66 591			
		Всього по кошторису				грн.	6 151 357				
		Кошторисна трудоємність				люди-г					3 353,37
		Кошторисна заробітна плага				грн.		427 324			

Замовник: ПАТ "Індбуд"
(назва організації)

Підрядник: ПАТ "Прометей"
(назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 2

Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в _____ 2025 _____ році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № 1 від 01.12.2025

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Розділ I. Будівельні роботи Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	8 790,555 1 179,019 7 382,252 229,284	8 790,555 1 179,019 7 382,252 229,284	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	693,294	693,294	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	9 483,849	9 483,849	
4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	227,612	227,612	
		Разом	9 711,461	9 711,461	
5	Розрахунок №3	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	87,403	87,403	
		Разом	9 798,864	9 798,864	
6	Настанова, Дод.25 п.2	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	245,465	245,465	
7	Настанова, Дод.27 п.2	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	68,583		68,583
		Разом по розділу I	10 112,912	10 044,329	68,583
8		Податок на додану вартість	2 022,582		2 022,582
		Всього по розділу I	12 135,494	10 044,329	2 091,165
9		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	34,142	34,142	
10		Податок на додану вартість	6,828		6,828
11		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	40,970	34,142	6,828
		Розділ II. Устаткування			

1	2	3	4	5	6
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується		-	
13		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю		-	
		Разом по розділу II		-	
14		Податок на додану вартість		-	
		Всього по розділу II		-	
		Всього договірна ціна (р.І+р.ІІ)	12 135,494		

Додаток 1
до Настанови (пункт 3.11)

Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-002

на

Варіант 2

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА: Кошторисна вартість 9 483,849 тис. грн.

креслення(специфікації)№ Кошторисна трудомісткість 12,68347 тис. люд.-год

Кошторисна заробітна плага 1 529,313 тис. грн.

Середній розряд робіт 3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ Ч.ч	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниць, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда	
				Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12
1	ЕН16-22-1	Улаштування перекриттів	100 м3	588 992,20	20 897,02	6 462 481	1 179 019	229 284	964,7700	10 585,55

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		безбалкових товщиною до 200 мм, на висоті від опорної площадки до 6 м	залізобетону в ділі		107 456,08	8 970,67			98 427	67,3508	738,98
2	П160-17	Арматура	т	84,046	27 700,00		2 328 074				
		Разом прямих витрат по кошторису					8 790 555	1 179 019	229 284		10 585,55
		Разом прямих витрати				грн.	8 790 555		98 427		738,98
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	7 382 252				
		вартість ЕММ				грн.	229 284				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		98 427			
		заробітна плата робітників				грн.		1 179 019			
		всього заробітна плата				грн.		1 277 446			
		Загальновиробничі витрати				грн.	693 294				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					1 358,94
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		251 867			
		Всього по кошторису				грн.	9 483 849				12 683,47
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					
		Кошторисна заробітна плата				грн.		1 529 313			

Розділ II

Архітектурно-будівельний

2. Архітектурно-будівельний розділ.

2.1 Характеристика району будівництва та об'єкту.

Будівля, що проектується – виробничий корпус з виготовлення побутової техніки.

Район будівництва – промислова зона у м. Кривий Ріг. Дана місцевість характеризується наступними кліматичними умовами:

- характеристична вага снігу -1230 Па;
- II-ий кліматичний район;
- характеристична величина вітрового тиску – 410 Па;
- глибина промерзання ґрунту – 90см;
- розрахункова величина температури взимку – (-22 °С).

2.2 Загальні характеристики генерального плану.

Рішення застосовані при складанні генерального плану прийняті на основі завдання на проектування та вимог діючих норм, щодо проектування промислових об'єктів.

На генеральному плані виконано горизонтальну прив'язку об'єкта будівництва до існуючих будівель та споруд.

Вертикальна прив'язку від горизонталей існуючого рельєфу в Балтійській системі координат.

За рівень підлоги (0,000) прийнято абсолютну позначку – 123,59.

Поряд з виробничим корпусом розташовані допоміжні будівлі та споруди, які забезпечують повний цикл виробництва продукції. Будівлі і споруди розташовані на ділянці у відповідності з функціональними і технологічними вимогами. Територія промислової зони огорожено. Проектом передбачені рішення з благоустрою та озеленення. Рельєф ділянки спокійний. Перепад

висот складає 1м. До будівель та споруд запроєктовані проїзди шириною 7.5-9.5м. Покриття проїздів - асфальтобетонне.

Таблиця 2.1

Техніко-економічні показники генплану

Найменування показників	Одиниці виміру	Кількість
Площа забудови	м ²	1803
Площа озеленення	м ²	4203
Площа асфальтового покриття	м ²	1051
Площі всієї ділянки	м ²	7060
Коефіцієнт забудови	-	0.073
Коефіцієнт озеленення	-	0.595
Коефіцієнт асфальтового покриття	-	0.149
Коефіцієнт використання території	-	0.26

2.3 Об'ємно-планувальні рішення.

Проектowana будівля представляє собою каркасну будівлю в якій основні виробничі потужності розташовані в одноповерховій частині будівлі в рядах В-Г, в осях 3-16. Допоміжні приміщення розташовані в триповерховій частині будівлі, яка зблокована з основною

Загальні розмір в плані складають 102x27м.

Переважаючий крок колон – 6м.

Висота будівлі - 22.5м.

Висота типового поверху – 4.95м.

Крім означених поверхів вище позначки 0.000, запроєктовано підвальне приміщення з позначкою рівня підлоги – (-4.800).

Будівля проектується опалювальною.

2.4 Конструктивні рішення.

Будівля каркасна, який складається з збірних залізобетонних колон перерізом 600x400мм та ригелів. Просторова жорсткість каркасу забезпечується жорсткими дисками перекриття та діафрагмами жорсткості.

Фундаменти.

Фундаменти під колони запроєктовані з монолітного залізобетону. Позначка верхнього обрізу фундаменту старанного типу на 150мм нижче позначки підлоги технічного поверху. Таке рішення дає можливість здійснювати монтаж конструкцій надземної частини будинку після того, як буде зроблене зворотна засипка. Глибина закладення фундаментів визначена з умов несучої спроможності ґрунтів.

Колони.

Збірні залізобетонні перерізом 600x400мм прийняті відповідно до серії 11 20-1/70. Глибина заробки колони в стакан фундаменту складає 800мм. Поєднання колон з фундаментом вважається жорстким. Зазори в стаканах між фундаментами і колоною зароблюються високоміцним розчином (дрібнозернистим бетоном).

Ригелі.

Передбачено використання збірних залізобетонних ригелів за серією 11 251/70, які стикуються з колонами шляхом зварювання випусків арматури опорних закладних деталей ригеля і закладних деталей колони. Зазор між ними заповнюється бетоном.

Перекриття.

Перекриття представлено залізобетонними збірними пустотними плитами шириною 0,75.,1,5.,3 м з обпиранням на полиці ригелів. Закріплення ригелів передбачається зварюванням відповідних закладних деталей. Спирання плит в адміністративній частині будівлі (в рядах А1-Б, в осях 1-18) передбачається на цегляні стіни стіни. Шви між плитами зашпаровуються розчином.

Перегородки.

У виробничій й адміністративній частині запроектовані із цегли товщиною 120мм. Цегла М75 на розчині М50. Також передбачені гіпсоблочні перегородки товщиною 140мм. Внаслідок великої висоти виробничих приміщень перегородки армуються дротом ВР-1.

Зовнішні стінні огороження.

В виробничих цехах стіни виконані з залізобетонних стінових панелей товщиною 300мм. Закріплення останніх на колонах здійснюється за рахунок зварювання закладних деталей. В адміністративній частині будівлі передбачені самонесучі цегляні стіни товщиною 510мм.

Покрівля.

Покрівля плоска, з малим ухилом по цементно-піщаній стяжці. Гідроізоляційний килим створюють шляхом склеювання між собою шарів рулонного покрівельного матеріалу бітумною мастикою. Виконана з біостійких матеріалів: рубероїд із антисептичною основою; верхній шар покрівельного килима посипається дрібним гравієм. Гідроізоляційний килим у місцях примикання до стіни та інших виступаючих елементів обклеюють додатковим шаром рулонного матеріалу з'єднаним з основним килимом внахльост.

Підлоги.

При виборі типу підлоги було враховано технологічний вплив на них, санітарно-гігієнічний режим, що повинен бути в приміщенні, а також техніко-економічні показники, які характеризують різні варіанти покриттів і конструкцій підлоги.

У будинку застосовуються наступні підлоги :

- 1) підлоги суцільні на основі штучних матеріалів, бетонні, мозаїчні;
- 2) підлоги з керамічної плитки (в санвузлах, душових, лабораторіях);
- 3) підлоги з рулонних матеріалів (в адміністративній частині, а також у роздягальнях, гардеробних).

Ворота.

У виробничій частині корпусу запроектовано розсувні ворота для в'їзду транспортних засобів. Розміри воріт 3x2,4 м. Полотно воріт дерев'яне зі сталевим каркасом. Ворота утеплені.

2.5 Зовнішні та внутрішні мережі.

Водогін.

Джерелом централізованого водопостачання є існуючі мережі. Мережа водогону, до якої відповідно до технічних умов передбачено підключення проектованої будівлі, прокладена вздовж майданчика будівництва з чавунних труб діаметром 100 мм на глибину 2.3-2.8 м до верху труб. На мережі є пожежні гідранти.

Каналізація.

Побутові стічні води від будівлі надходять самопливом в проектовану мережу побутової каналізації. Спільно з побутовими стічними водами від інших будівель, перекачуються на існуючі очисні споруди побутових стічних вод міста.

Ливнева каналізація.

Система ливневої каналізації, за проектом підключається до міської.

Опалення.

Технічні рішення з опалення та вентиляції забезпечують в приміщеннях параметри мікроклімату в межах допустимих норм. Опалення будинків в основному забезпечується водяними опалювальними системами.

Вентиляція.

У всіх приміщеннях передбачається припливно-витяжна вентиляція з механічним і природним спонуканням.

У приміщеннях передбачається, як правило, баланс між витратою припливного і витяжного повітря.

Для систем вентиляції та систем тепlopостачання калориферів передбачено автоматичне регулювання.

Захист приміщень від шуму.

Система вентиляції обладнується шумопоглинанням. Кожух вентилятора і повітроводи в межах венткамер покриваються вібропоглинаючий мастикою. З'єднання вентиляторів з мережею повітроводів здійснюється гнучкими вставками. Вентиляційні ґрати встановлюються на віброоснову.

Джерела світла. Освітлювальні прилади.

Прийнято два види освітлення: евакуаційне та місцеве.

Розподіл електроенергії передбачено через силові і освітлювальні щитки з автоматичними вимикачами.

Евакуаційне освітлення виділено з числа світильників загального освітлення і живиться самостійними групами незалежно від мережі робочого освітлення.

Світильники обрані відповідно до існуючих номенклатурних типів, характеристик середовища і призначення приміщень.

Заходи з пожежної безпеки.

Улаштування внутрішньомайданчикових транспортних і протипожежних проїздів, які забезпечують швидкий доступ до будівель і пожежних гідрантів.

Прийняті об'ємно-планувальні та конструктивні рішення дозволяють забезпечити, в разі виникнення пожежі, безпечну евакуацію людей та матеріальних цінностей з будівель, поверхів і приміщень.

Кількість евакуаційних виходів, ширина дверей, коридорів, проходів, маршів і сходових площадок, а також відстань від робочих місць до найближчих евакуаційних виходів відповідає чинним протипожежним нормам.

На перепадах висот будівель встановлені металеві пожежні драбини.

2.6 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої цегляної стіни стіни.

Для проведення теплотехнічного розрахунку конструкції зовнішньої стіни адміністративних приміщень потрібно визначити ряд параметрів клімату району будівництва та мікроклімату приміщень. Дані показники зводимо до таблиць 2.2 та 2.3.

Таблиця 2.2

Показники клімату (м. Кривий Ріг)

Розрахункова температура повітря на зовні, °С [1]			Зона вологос ті [4]	Температу рна зона [4]
Для більш холодної доби		Для більш холодних 5 днів		
0,98 (забезпече ність)	0,92 (забезпече ність)	0,92 (забезпече ність)		
$t_1^{0,98} = -30$	$t_1^{0,92} = -26$	$t_5^{0,92} = -22$	суха	I

Таблиця 2.3

Показники мікроклімату приміщення.

Температура повітря всередині приміщення t_B , °C [4]	Вологість повітря φ_B всередині приміщення, % [4]
20	55

Прийняту до розрахунку конструкцію зовнішнього стінового огородження зображено на рис. 2.1.

Відповідно до діючих норм [4] визначено, що умови експлуатації стіни - А

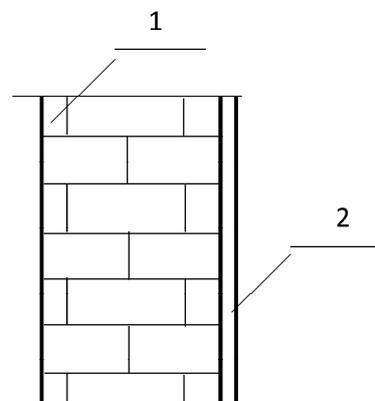


Рис. 2.1. Конструкція стіни. 1- цегла силікатна облицювальна; 2 – цементно-піщаний розчин.

Розрахункові показники матеріалів стіни (цегла, розчин штукатурки) внесено до табл. 2.4.

Таблиця 2.4.

Показники матеріалів стіни

№	Найменування матеріалу	Щільність кг/м ³	Товщина м	Коефіцієнт теплопров., λ , Вт/(м ² ·К)	Коефіцієнт Теплозасв. S, Вт/(м ² ·К)
1	Кладка цегляна	1800	X	0,76	9,77
4	Цементно-піщаний розчин	1600	0,02	0,7	8,69

Опір теплопередачі стіни

$$R_{заг} = R_B + R_K + R_3$$

$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ – коеф. тепловіддачі внутрішньої поверхні стіни.

$\alpha_3 = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ – коеф. тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни.

$$R_B = \frac{1}{\alpha_B} = \frac{1}{8,7} = 0,115 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right).$$

$$R_3 = \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{23} = 0,043 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right).$$

$R_{q,\min} = 3,3$ мінімально допустиме значення опору теплопередачі огороджувальної конструкції.

Розрахуємо мінімально необхідну товщину стінового огороження -X:

$$R_{q,\min} - R_{заг} = R_{q,\min} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{1}{\alpha_3} - \left(\frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) = 3,3 - 0,115 - \left(\frac{X}{0,76} + \frac{0,02}{0,7} \right) = >$$
$$= > \quad X = 0,48\text{м}$$

За результатами розрахунку приймаємо товщину зовнішньої стіни з цегли рівною - 510мм.

Розділ III

Розрахунково-конструктивний

3. Розрахунково-конструктивний розділ

3.1. Обґрунтування розрахункової схеми

Основою несучого каркаса є плоска 2-х прольотна рама. Стійки рами сталого перерізу (600x450). Ригелі таврового перерізу, полицею вниз. Кріплення ригелів до стійок виконується по укорочених консолях. Цей вузол в розрахунковій схемі моделюється шарнірно. Для забезпечення жорсткості рами у своїй площині її другий проліт по усіх ярусах заповнений суцільними діафрагмами, завтовшки 14 см. Розрахунок рами виконаний на основі методу кінцевих елементів. При цьому стійки моделюються елементами стержневого типу (тип 2), ригелі, шарнірно закріплені по кінцях, моделюються так само стержневими елементами.

Рама розраховується на 6 варіантів завантаження :

1 - дія постійного навантаження;

2 - дія снігового навантаження;

3 і 4 - два варіанти дії корисного навантаження та навантаження від кран балки ($Q=1T$);

5 - дія вітру ліворуч;

6 - дія вітру праворуч.

В результаті розрахунку отримана таблиця внутрішніх зусиль. У стійках ці зусилля вчислені в кінцевих перерізах елементу. У ригелі в 5-ти перерізах за довжиною елементу.

У стійках і ригелях в кожному перерізі отримано три види зусиль :

1 - подовжня сила - N , кН;

2 – згинальний момент - M , кН·м;

3 - поперечна сила - Q , кН.

Для проектування елементів рами на друк виведені зусилля в кожному навантаженому її елементі від усіх варіантів завантаження.

По цих результатах складається розрахунок поєднання зусиль, визначальні величини екстремальних зусиль. Окрім зусиль отримані також

величини переміщень вузлів рами від усіх чинників завантаження по яких можна судити про деформативний стан споруди.

Клас наслідків та категорія складності будівлі – ССЗ. Коef. надійності за призначенням - $\gamma_n = 1.1$.

3.2. Збір навантажень

а) Постійна (вага конструкцій):

- вага 1 м.п. стійок перерізом 600x450 мм :

$$g_{ст} = A \cdot G \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,6 \cdot 0,452 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 4,4 \text{ кН/мп}$$

- вага 1 м.п. ригеля :

$$g_{риг} = A \cdot G \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = (0,4 \cdot 0,25 + 0,2 \cdot 0,2) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/мп}$$

- навантаження на 1 м.п. ригеля від перекриття:

$$g_{пер} = g_{риг} + g_{пер} \cdot b = 3,85 + 3,34 \cdot 6 = 23,89 \text{ кН/мп}$$

- навантаження на 1 м.п. ригеля від покриття:

$$g_{пок} = g_{риг} + g_{пок} \cdot b = 3,85 + 4,35 \cdot 6 = 29,95 \text{ кН/мп.}$$

Визначимо величини моментів, виникаючих в стійках, від ваги конструкцій внаслідок прикладення зусилля від ригеля з ексцентриситетом:

$$M = R \cdot e = 0,275 \cdot R$$

У кожному вузлі кріплення ригеля визначаємо реакцію R від дії навантаження на 1 м.п. ригеля за формулою $R = 0,5 \cdot l \cdot g$; а потім момент $\pm M = 0,275 \cdot 0,5 \cdot l \cdot g = 0,1375 \cdot l \cdot g$.

Від перекриття:

Вузли 28, 29 і 36:

$$M_{28} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 23,89 = 19,71 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Вузли 34 і 35:

$$M_{35} = - M_{28} + 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 23,89 = - 19,71 + 9,855 = - 9,855 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Від покриття:

Вузли 91, 92 і 99:

$$M_{91} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 29,95 = 24,71 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Вузли 98 і 97:

Вузли 34 и 35:

$$M_{34}^{CH} = 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 14,4 = - 5,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3) Вітрове навантаження ($W_o^H = 440 \text{ Па}$; $\gamma_n = 1.1$; $\gamma_{fm} = 1.14$;

$$W_o = W_o^H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b = 0,46 \cdot 1,14 \cdot 1,1 \cdot 6,0 = 3,192 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,77 \text{ кН/мп}; W^+ = 3,02 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 2,26 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,52 \text{ кН/мп}; W^+ = 2,82 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 2,11 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,26 \text{ кН/мп}; W^+ = 2,61 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 1,96 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,2 \cdot C \text{ кН/мп}$$

$$W^+ = 2,56 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 1,92 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,192 \cdot C \text{ кН/мп}$$

$$W^+ = 2,554 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 1,9115 \text{ кН/мп}$$

3.3. Розрахунок і конструювання колони

Робоча висота перерізу $h_o = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ мм}$. Розрахунок залізобетонних елементів по міцності виконують на дію одного з двох видів поєднань навантажень:

- комбінація "а" включає дію усіх навантажень, окрім навантажень нетривалої дії;

- комбінація "б" включає і навантаження нетривалої дії.

Оскільки зусилля від вітрового навантаження, розраховуємо по комбінації "б", тобто на дію усіх навантажень з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{b2} = 1,1$ і $R_b = 16 \text{ МПа}$ (клас бетону С12/15 (В15)).

Елемент 1

Вузли 34 и 35:

$$M_{34}^{ch} = 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 14,4 = - 5,94 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

3) Вітрове навантаження ($W_o^H = 410\text{Па}$; $\gamma_n = 1.1$; $\gamma_{fm} = 1.14$;

$$W_o = W_o^H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b = 0,46 \cdot 1,14 \cdot 1,1 \cdot 6,0 = 3,192 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,77 \text{ кН/мп}; W^+ = 3,02 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 2,26 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,52 \text{ кН/мп}; W^+ = 2,82 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 2,11 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,26 \text{ кН/мп}; W^+ = 2,61 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 1,96 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,2 \cdot C \text{ кН/мп}$$

$$W^+ = 2,56 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 1,92 \text{ кН/мп}$$

$$W = 3,192 \cdot C \text{ кН/мп}$$

$$W^+ = 2,554 \text{ кН/мп}$$

$$W^- = 1,9115 \text{ кН/мп}$$

3.3. Розрахунок і конструювання колони

Робоча висота перерізу $h_o = h - a = 600 - 40 = 560$ мм. Розрахунок залізобетонних елементів по міцності виконують на дію одного з двох видів поєднань навантажень:

- комбінація "а" включає дію усіх навантажень, окрім навантажень нетривалої дії;

- комбінація "б" включає і навантаження нетривалої дії.

Оскільки зусилля від вітрового навантаження, розраховуємо по комбінації "б", тобто на дію усіх навантажень з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{b2} = 1,1$ і $R_b = 16$ МПа (клас бетону С12/15 (В15)).

Елемент 1

Перевіримо необхідність розрахунку прогину елементу :

$$l_0 / h = 5000 / 600 = 12,5 > 4.$$

Обчислюємо прогин:

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{0,11 / (0,1 + \delta_l) + 0,1}{3 \cdot \varphi_l} \right] + \mu \cdot \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right) =$$

$$= 1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 600 / 156,25 [(0,11 / (0,1 + 0,20) + 0,1) / (3 \cdot 1,0) + 0,01 \cdot 7,4 \cdot ((0,36 - 0,04) / 0,4)^2] = 6237 \cdot 10^3 \text{ Н} = 6237 \text{ кН}$$

де: $\varphi_l = 1,0$; $\beta = 1,0$; $e_0 = M / N = 16,02 \cdot 10^6 / 648,78 \cdot 10^3 = 24,69 \text{ мм}$; $e_a = h / 30 = 600 / 30 = 13,33 \text{ мм}$ – випадковий ексцентриситет; $e_0 = 24,69 \text{ мм} \gg e_a = 13 \text{ мм}$ – в розрахунку враховуємо тільки e_0 ;

$\delta_l = e_0 / h = 24,69 / 600 = 0,06$; $\delta_{l,min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_0 / h - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot (5000 / 600) - 0,01 \cdot 16 = 0,20$; $\delta_l = 0,06 < \delta_{l,min} = 0,20$, приймаємо $\delta_l = 0,20$; $\mu = 0,01$; $\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / (2,7 \cdot 10^4) = 7,4$.

Коефіцієнт, який враховує вплив поздовжнього вигину :

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 648,78 / 6237) = 1,116$$

$$e_0 = 24,69 \cdot 1,116 = 27,55 < 1 / 3 \cdot h_0 = 1 / 3 \cdot 560 = 120 \text{ мм}$$

випадок малого ексцентриситету.

$$e = 24,69 \cdot 1,116 + (560 - 40) / 2 = 187,55 \text{ мм}$$

Відносна величина поздовжньої сили :

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{648,78 \cdot 10^3}{16 \cdot 400 \cdot 560} = 0,28 ;$$

Відносна величина згинального моменту:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h} = \frac{648,78 \cdot 10^3 \cdot 178,55}{16 \cdot 400 \cdot 560^2} = 0,34$$

$$\delta = a / h_0 = 40 / 560 = 0,111$$

$$A_s = A_s' = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} =$$

$$= 16 \cdot 400 \cdot 560 / 365 \cdot (0,34 - 0,28 (1 - 0,5 \cdot 0,3)) / (1 - 0,111) = 725 \text{ мм}^2$$

Відсоток армування :

$$\mu = (A_s + A_s') / b \cdot h_0 = 2 \cdot 725 / (400 \cdot 560) = 0,0101 > 0,01$$

перерахунок не потрібен.

Армуємо кожну грань 2Ø22 з $A_s = 760 \text{ мм}^2$.

Елемент 31

Перевіримо необхідність розрахунку прогину елементу :

$$l_0 / h = 5000 / 600 = 12,5 > 4.$$

Обчислюємо прогин:

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{0,11 / (0,1 + \delta_l) + 0,1}{3 \cdot \varphi_l} + \mu \cdot \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right) \right] =$$

$$= 1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 600 / 156,25 [(0,11 / (0,1 + 0,20) + 0,1) / (3 \cdot 1,0) + 0,01 \cdot 7,4 \cdot ((0,36 - 0,04) / 0,6)^2] = 6237 \cdot 10^3 \text{ Н} = 6237 \text{ кН}$$

де: $\varphi_l = 1,0$; $\beta = 1,0$; $e_0 = M / N = 5,86 \cdot 10^6 / 1036,5 \cdot 10^3 = 5,65 \text{ мм}$;

$e_a = h / 30 = 600 / 30 = 13,33 \text{ мм}$ – випадковий ексцентриситет; $e_0 = 5,65 \text{ мм} <$

$e_a = 13 \text{ мм}$ – в розрахунку враховуємо тільки e_a ;

$\delta_l = e_0 / h = 13,33 / 600 = 0,033$; $\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_0 / h - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot (5000 / 600) - 0,01 \cdot 16 = 0,20$; $\delta_l = 0,033 < \delta_{l,\min} = 0,20$, приймаємо

$\delta_l = 0,20$; $\mu = 0,01$; $\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / (2,7 \cdot 10^4) = 7,4$.

Коефіцієнт враховує вплив поздовжнього вигину :

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1036,5 / 6237) = 1,199$$

$$e_0 = 13,33 \cdot 1,199 = 15,98 < 1 / 3 \cdot h_0 = 1 / 3 \cdot 560 = 120 \text{ мм}$$

випадок малого ексцентриситету.

$$e = 13,33 \cdot 1,199 + (360 - 40) / 2 = 175,98 \text{ мм}$$

Відносна величина поздовжньої сили :

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{1036,5 \cdot 10^3}{16 \cdot 400 \cdot 560} = 0,22;$$

Відносна величина згинального моменту:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h} = \frac{1036,5 \cdot 10^3 \cdot 175,98}{16 \cdot 400 \cdot 560^2} = 0,45$$

$$\delta = a' / h_0 = 40 / 560 = 0,111$$

$$A_s = A_s' = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} =$$

$$= 16 \cdot 400 \cdot 560 / 365 \cdot (0,45 - 0,22 (1 - 0,5 \cdot 0,22)) / (1 - 0,111) = 937 \text{ мм}^2$$

Відсоток армування :

$$\mu = (A_s + A_s') / b \cdot h_0 = 2 \cdot 937 / (400 \cdot 560) = 0,0105 > 0,01$$

перераховувати не потрібно.

Армуємо кожну грань 2Ø25 з $A_s = 982 \text{ мм}^2$.

3.4. Розрахунок і конструювання ригеля

3.4.1. Розрахунок міцності перерізу, нормального до подовжньої осі ригеля, в прольоті

Елемент 43

Оскільки стисла зона розташована вгорі, переріз розглядатимемо як прямокутний шириною $b = 20 \text{ см}$. Робоча висота перерізу, припускаючи діаметр подовжньої арматури $d = 28 \text{ мм}$, $h_0 = 45 - 3 - 0,5 \cdot 2,8 = 40,6 \text{ см}$

Тепер послідовно обчислюємо:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_s R / \sigma_{scu} (1 - \omega / 1,1)} =$$

$$= 0,728 / (1 + 365/500 \cdot (1 - 0,728 / 1,1)) = 0,584 ;$$

$$A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R) = 0,584 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,584) = 0,414$$

$$\text{Оскільки } A_0 = M / (b \cdot h_0^2 \cdot R_b) = 17\,230\,000 / (20 \cdot 40,6^2 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,297 <$$

0,414 , то $\xi = 0,362$ і потрібна площа перерізу розтягнутої арматури

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot R_b / R_s = 0,362 \cdot 20 \cdot 40,6 \cdot 15,3 / 365 = 12,29 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28 А400С, $A_s = 12,32 \text{ см}^2$, що складає $\mu = A_s / (b \cdot h_0) = 12,32 / (20 \cdot 40,6) = 0,015$.

Монтажну арматуру вгорі приймаємо 2Ø12 А400С, $A_s' = 2,26 \text{ см}^2$.

3.4.2. Розрахунок міцності перерізу, нормального до подовжньої осі ригеля, на опорі

По кінцям ригель має нижні підрізування. Оскільки частина ригеля на висоті і підрізування включити в роботу на стискання важко, то в розрахунок приймаємо прямокутний переріз ригеля шириною $b = 20 \text{ см}$ і заввишки $h = 30 \text{ см}$. Припускаючи діаметр робочої арматури на опорі 20 мм, робоча висота перерізу $h_0 = 30 - 2 - 0,5 \cdot 2 = 27 \text{ см}$

По згинальному моменту обчислюємо

$$A_0 = 5\,500\,000 / (20 \cdot 272 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,247, \xi = 0,288,$$

тоді необхідна площа арматури на опорі

$$A_s = 0,288 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 15,3 / 365 = 6,52 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стержні 2Ø22 А400С, $A_s = 7,6 \text{ см}^2$, що складає

$$\mu = A_s / (b \cdot h_0) = 7,6 / (20 \cdot 27) = 0,014.$$

3.4.3. Розрахунок міцності перерізу, похилого до подовжньої осі ригеля

Як розрахунковий приймаємо переріз на опорі розмірами $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ см}$, в якому діє розрахункова поперечна сила $Q = 115 \text{ кН}$.

При діаметрі подовжніх стержнів 28 мм, поперечні стержні - Ø22 А400С. Їх крок на приопорній ділянці заздалегідь приймаємо з конструктивних міркувань

$$s = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ см}$$

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

$$\alpha = E_s / E_b = 200\,000 / 29\,000 = 6,9 ;$$

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2 ;$$

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot s = 1,57 / 20 \cdot 15 = 0,005 ;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,005 = 1,18 < 1,3 .$$

Перевіряємо умову: $Q = 145\,600 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,18 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 100 = 247\,887 \text{ Н}$. Вона дотримана, тому прийняті розміри достатні.

Умова $Q = 145\,600 \text{ Н} > 0,6 \cdot 1,08 \cdot 20 \cdot 27 (1 + 0 + 0) 100 = 34\,992 \text{ Н}$ не дотримана, тому розрахунок поперечної арматури потрібний.

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot n \cdot f_w / s = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 2983 \text{ Н/с}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 2983} = 32,5 \text{ см.}$$

Оскільки $h_o = 27 \text{ см} < c_o = 32,5 \text{ см} < 2 h_o = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см}$, то небезпечною довжиною проекції похилої тріщини можна вважати $c_o = 32,5 \text{ см}$.

Визначаємо поперечну силу, яку може витримати даний переріз

$$Q_{sw} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot q_{sw}} =$$

$$= 2 \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 2983 \cdot 100} = 193\,848 \text{ Н} > Q = 145\,600 \text{ Н.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена з деяким запасом.

$$q_{sw} = Q^2 / [4 \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] =$$

$$= 145\,600^2 / [4 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100] = 1683 \text{ Н/см}$$

Потрібний для забезпечення міцності перерізу без зайвого запасу крок поперечних стержнів :

$$s = R_{sw} \cdot n \cdot f_w / q_{sw} = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 1683 = 26,6 \text{ см}$$

Максимально допустимий крок:

$$s_{max} = 0,75 \cdot \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 / Q = 0,75 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot$$

$$20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 145\,600 = 16,2 \text{ см}$$

Збільшувати прийнятий крок $s = 15 \text{ см}$ не можна. Таким чином, міцність похилого перерізу при прийнятій поперечній арматурі забезпечена.

Проте з конструктивних міркувань поблизу підрізування до нижніх подовжніх стержнів необхідно приварити похилі стержні 2Ø22 А400С.

3.4.4. Розрахунок за утворенням і розкриттю тріщин, нормальних до подовжньої осі ригеля в прольоті

Заздалегідь обчислимо геометричні характ. приведенного перерізу.

$$\text{Площа } A_{\text{red}} = 25 \cdot 40 + 20 \cdot 20 + 6,9 \cdot (12,32 + 2,26) = 1500 \text{ см}^2.$$

$$\text{Статичний момент відносно нижньої грані } S_{\text{red}} = 20 \cdot 452 / 2 + 2 \cdot 10 \cdot 252 / 2 + 6,9 (12,32 \cdot 4,5 + 2,26 \cdot 42,4) = 27\,549 \text{ см}^3.$$

$$\text{Відстань від нижньої грані до центру тяжіння перерізу } y_{\text{red}} = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 27\,549 / 1500 = 18,4 \text{ см}$$

$$\text{Момент інерції } I_{\text{red}} = 20 \cdot 45^3 / 12 + 20 \cdot 45 \cdot 4,1^2 + 20 \cdot 25^3 / 12 + 20 \cdot 25 \cdot 5,9^2 + 6,9 \cdot [2,26 (42,4 - 18,4)^2 + 12,32 (18,4 - 4,5)^2] = 235\,889 \text{ см}^4.$$

$$\text{Момент опору } W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / y_{\text{red}} = 235\,889 / 18,4 = 12\,820 \text{ см}^3.$$

Пружнопластичний момент опору при

$$\gamma = 1,75 \quad W_{\text{pl}} = 1,75 \cdot 12\,820 = 22\,435 \text{ см}^3.$$

Оскільки момент утворення тріщин

$$M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} \cdot W_{\text{pl}} + M_{\text{rp}} = 1,8 \cdot 22\,435 \cdot 100 + 0 = 4\,038\,300 \text{ Н}\cdot\text{см} = 40,383 \text{ кН}\cdot\text{м} < M = 119 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ тобто умова } M_{\text{crc}} \geq M_{\text{r}} \text{ не дотримана, тріщини в переріз, нормальному до подовжньої осі елемента, утворюються. Отже потрібний розрахунок по розкриттю тріщин.}$$

Спочатку визначаємо ширину тривалого розкриття тріщин від постійного і тривалого навантаження ($M = 71 \text{ кН}\cdot\text{м}$).

$$\delta_m = M_{\text{tot}} / b \cdot h_o^2 \cdot R_{\text{b,ser}} = 7\,100\,000 / [20 \cdot 40,6^2 \cdot 22 \cdot 100] = 0,098.$$

Оскільки переріз прямокутний ($b_f' = b_f$), то:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f' + (A_s' + A_{\text{sp}}') \alpha / (2 \cdot \nu)}{b \cdot h_o} = \frac{(0 + 6,9 / (2 \cdot 0,15) 2,26) / [20 \cdot 40,6]}{20 \cdot 40,6} = 0,064$$

$$h_f' = 2 \cdot a = 2 \cdot 1,6 = 3,2 \text{ см}$$

$$\lambda = \varphi_f (1 - h_f' / (2 \cdot h_o)) = 0,064 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,06$$

1

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1 + 5 (\delta_m + \lambda)] / (10 \cdot \mu \cdot a)} =$$

$$= 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,098 + 0,06)) / (10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,273$$

Плече внутрішньої пари сил :

$$z = 40,6 [1 - (3,2 / 40,6 \cdot 0,064 + 0,273^2) / (2 (0,064 + 0,273))] = 35,7 \text{ см}$$

Напруга в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 7\,100\,000 / (12,32 \cdot 35,7 \cdot 100) = 161 \text{ МПа}$$

Ширина тривалого розкриття нормальних тріщин в прольоті:

$$a_{\text{crc}} = 1 (1,6 - 15 \cdot 0,015) \cdot 1 \cdot 161 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,14 \text{ мм}$$

$$0,14 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Для визначення приросту ширини розкриття від короткочасного навантаження ($M = 48 \text{ кН}\cdot\text{м}$), обчислюємо коефіцієнти:

$$\delta_m = 4\,800\,000 / (20 \cdot 40,62 \cdot 22 \cdot 100) = 0,066;$$

$$\varphi_f = (0 + 6,9 / (2 \cdot 0,45) \cdot 2,26) / [2 \cdot 40,6] = 0,021;$$

$$\lambda = 0,021 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,02;$$

$$\xi = 1 / [1,8(10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,314.$$

Плече внутрішньої пари сил :

$$z = 40,6 [1 - (2 (0,021 + 0,314))] = 34,5 \text{ см}$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_s = 4\,800\,000 / (12,32 \cdot 34,5 \cdot 100) = 113 \text{ МПа}$$

Тоді приріст $\Delta a_{\text{crc}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 113 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,07 \text{ мм}$ і ширина нетривалого розкриття тріщин $a_{\text{crc}1} = a_{\text{crc}2} + \Delta a_{\text{crc}} = 0,14 + 0,07 = 0,21 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$. Таким чином, ширина тріщин в прольоті ригеля, нормальних до його поздовжньої осі, не перевищує допустиму.

3.4.5. Розрахунок по утворенню і розкриттю тріщин, нормальних до поздовжньої осі ригеля на опорі

Площа приведенного перерізу $A_{\text{red}} = 20 \cdot 30 + 6,9 \cdot 7,6 = 652 \text{ см}^2$.

Статичний момент цього перерізу відносно верхньої грані

$$S_{\text{red}} = 20 \cdot 30 \cdot 0,5 + 6,9 \cdot 7,6 \cdot 3 = 9157 \text{ см}^3.$$

Відстань від верхньої грані до центру тяжіння перерізу

$$y_{\text{red}} = 9157 / 652 = 14 \text{ см}$$

Момент інерції перерізу

$$I_{\text{red}} = 20 \cdot 30^3 / 12 + 20 \cdot 30 \cdot 1^2 + 6,9 \cdot 7,6 (14 - 3)^2 = 51 \text{ 945 см}^4.$$

Момент опору $W_{\text{red}} = 51 \text{ 945} / 14 = 3710 \text{ см}^3$.

Пружнопластичний момент опору при $\gamma = 1,75$ $W_{\text{pl}} = 1,75 \cdot 3710 = 6493 \text{ см}^3$.

Оскільки момент утворення тріщин $M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} \cdot W_{\text{pl}} + M_{\text{гр}} = 1,8 \cdot 6493 \cdot 100 + 0 = 1168767 \text{ Н}\cdot\text{см} = 11,69 \text{ кН}\cdot\text{м} < M = 44 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то тріщини в нормальному перерізі утворюються і потрібний розрахунок по їх розкриттю.

Ширину тривалого розкриття тріщин від згинального моменту ($M = 26 \text{ кН}\cdot\text{м}$):

$$\delta_m = M_{\text{tot}} / b \cdot h_0^2 \cdot R_{\text{b,ser}} = 2 \text{ 600 000} / [20 \cdot 27^2 \cdot 22 \cdot 100] = 0,081;$$

$$\xi = 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,081 + 0)) / (10 \cdot 0,014 \cdot 6,9)] = 0,308;$$

$$z = 27 [1 - ((0 + 0,308^2) / (2 (0 + 0,308)))] = 22,9 \text{ см};$$

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 2 \text{ 600 000} / (7,6 \cdot 22,9 \cdot 100) = 149 \text{ МПа}.$$

$$a_{\text{crc}2} = 1 (1,6 - 15 \cdot 0,014) \cdot 1 \cdot 149 / 200 \text{ 000} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,014) \sqrt{22} = 0,12 \text{ мм}$$
$$0,12 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}.$$

Аналогічно обчислюємо приріст ширини розкриття тріщин від короткочасного навантаження ($M = 18 \text{ кН}\cdot\text{м}$):

$$\delta_m = 0,056; \xi = 0,319; z = 22,7 \text{ см}; \sigma_s = 104 \text{ МПа}; \Delta a_{\text{crc}} = 0,06 \text{ мм}.$$

Ширина тривалого розкриття тріщин на опорі від повного нормативного навантаження $a_{\text{crc}1} = 0,12 + 0,06 = 0,18 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$.

Тріщини матимуть допустиму ширину.

3.4.6. Розрахунок по розкриттю тріщин, похилих до подовжньої осі ригеля

У приопорном перерізі діє поперечна сила від тривалих і постійних навантажень $Q = 68,5 \text{ кН}$ і від короткочасних навантажень $Q = 47,98 \text{ кН}$.

Для визначення ширини розкриття тріщин, при розрахунку по другій групі граничних станів і коефіцієнта 0,8, послідовно обчислюємо:

$$q_{sw} = R_{s,ser} \cdot A_{sw} / s = 390 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 4082 \text{ Н/см}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_o^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 4082} = 39,5 \text{ см} < 2 h_o = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см};$$

$$Q_{bl} = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 35,9 = 87\,723 \text{ Н} = 87,723 \text{ кН}.$$

Оскільки $Q_{bl} = 87,323 \text{ кН} > Q = 68,5 \text{ кН}$, то тріщини, похилі до подовжньої осі ригеля, при постійному і тривалому нормативному навантаженні не утворюються. Тому обчислюємо лише ширину нетривалого розкриття тріщин від повного нормативного навантаження.

Для цього знаходимо напруження в хомутах:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_b}{A_{sw} \cdot h_o} \cdot s =$$

$$= (116\,480 - 87\,323) / (1,57 \cdot 27 \cdot 100) \cdot 15 = 103 \text{ МПа}$$

Обчислюємо потрібну ширину:

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 \cdot \omega_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \cdot d_w / h_o + 0,15 \cdot E_b (1 + 2\alpha \cdot \mu_w)} =$$

$$= 1 \cdot 0,6 \cdot 103 \cdot 10 \cdot 1 / [200\,000 \cdot 10 / 27 + 0,15 \cdot 29\,000 (1 - 2 \cdot 6,9 \cdot 0,005)] =$$

$$= 0,01 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Значення якої не перевищує допустимого.

3.4.7. Розрахунок стику

Стик, як і опорна ділянка ригеля, сприймає дію згинального моменту $M = 55 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Розтягуюче зусилля, викликане цим моментом, має бути сприйняте металевою накладкою, що приварюється до закладних деталей на верхній грані ригеля і на колоні, а рівновелике стискуюче зусилля - стислою зоною бетону і зварним швом між закладною деталлю на нижній грані підрізування ригеля і верхньої поверхні консолі колони, точку прикладення стискуючого зусилля з достатньою для практики точністю можна прийняти на рівні вказаного зварного шва. Тоді плече пари сил $z = 30 \text{ см}$, а значення

розтягуючого і стискаючого зусилля $N = M / z = 5\,500\,000 / 30 = 183\,333 \text{ Н} = 183,333 \text{ кН}$.

При розрахунковому опорі металу накладки $R_y = 225 \text{ МПа}$ і її товщині $t = 10 \text{ мм}$ необхідна ширина цієї накладки в зоні шийки

$$b = N / R_y / t = 183\,333 / (225 \cdot 1 \cdot 100) = 8,2 \text{ см}$$

Приймаємо $b = 10 \text{ см}$

Довжина зварного шва, що прикріплює накладку до закладних деталей, на колоні і на ригелі при розрахунковому опорі металу швів $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ і товщині з'єднувальних елементів (і товщині швів) $t = 10 \text{ мм}$.

$$l = N / (R_{wf} \cdot t) = 183\,333 / (200 \cdot 1 \cdot 100) = 9,2 \text{ см}$$

З урахуванням можливого не провару, приймаємо довжину зварного шва, а отже, і ширину накладки в її торці $b = 12 \text{ см}$

Закладна деталь на колоні кріпиться до неї за допомогою круглих стержнів, приварених по їх периметру. Отже, сумарна довжина периметрів стиснутих стержнів має бути більше 9,2 см. Якщо число цих стержнів на рівні зварного шва в накладці прийняти два, то діаметр одного стержня має бути не менше $d = 9,2 / (2 \cdot 3,14) = 1,5 \text{ см}$. Приймаємо $d = 20 \text{ мм}$.

3.4.8. Розрахунок міцності перерізу, нормального до подовжньої осі ригеля, в прольоті

Елемент 49

Стиснута зона розташована вгорі, переріз розглядатимемо як прямокутний шириною $b = 20 \text{ см}$. Робоча висота перерізу, припускаючи діаметр подовжньої арматури $d = 28 \text{ мм}$, $h_0 = 45 - 3 - 0,5 \cdot 2,8 = 40,6 \text{ см}$

Тепер послідовно обчислюємо:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_s R / \sigma_{scu} (1 - \omega / 1,1)} =$$

$$1 + \sigma_s R / \sigma_{scu} (1 - \omega / 1,1) = 0,728 / (1 + 365/500 \cdot (1 - 0,728 / 1,1)) = 0,584 ;$$
$$A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R) = 0,584 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,584) = 0,414$$

Оскільки $A_0 = M / (b \cdot h_0^2 \cdot R_b) = 4\,308\,000 / (20 \cdot 40,6^2 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,085 < 0,414$, то $\xi = 0,241$ і потрібна площа перерізу розтягнутої арматури $A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot R_b / R_s = 0,241 \cdot 20 \cdot 40,6 \cdot 15,3 / 365 = 8,20 \text{ см}^2$.

Приймаємо 2Ø25 А400С, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$, що складає $\mu = A_s / (b \cdot h_0) = 9,82 / (20 \cdot 40,6) = 0,012$.

Монтажну арматуру вгорі приймаємо 2Ø10 А400С, $A_s' = 1,57 \text{ см}^2$.

2.4.9. Розрахунок міцності перерізу, нормального до подовжньої осі ригеля, на опорі

По кінцях ригель має нижні підрізування. Оскільки частину ригеля на висоті підрізування включити в роботу на стиск важко, то в розрахунку приймаємо прямокутний переріз ригеля шириною $b = 20 \text{ см}$ і заввишки $h = 30 \text{ см}$. Припускаючи діаметр робочої арматури на опорі 20 мм, робоча висота перерізу $h_0 = 30 - 2 \cdot 0,5 \cdot 2 = 27 \text{ см}$

По згинальному моменту обчислюємо $A_0 = 3\,231\,000 / (20 \cdot 27^2 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,145$, $\xi = 0,169$, тоді необхідна площа арматури на опорі

$$A_s = 0,169 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 15,3 / 365 = 3,83 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стержні 2Ø16 А400С, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$, що складає

$$\mu = A_s / (b \cdot h_0) = 7,6 / (20 \cdot 27) = 0,014.$$

3.4.10. Розрахунок міцності перерізу, похилого до подовжньої осі ригеля

Як розрахунковий приймаємо переріз у опори розмірами $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ см}$, в якому діє розрахункова поперечна сила $Q = 28,7 \text{ кН}$.

При діаметрі поздовжніх стержнів 28 мм, поперечні стержні - Ø22 А400С. Їх крок на приопорній ділянці заздалегідь приймаємо з конструктивних міркувань $s = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ см}$

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

$$\alpha = E_s / E_b = 200\,000 / 29\,000 = 6,9 ;$$

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2 ;$$

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot s = 1,57 / 20 \cdot 15 = 0,005 ;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,005 = 1,18 < 1,3 .$$

Перевіряємо умову: $Q = 63\,200 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,18 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 100 = 247\,887 \text{ Н}$. Вона дотримана, тому прийняті розміри достатні.

Умова $Q = 63\,200 \text{ Н} > 0,6 \cdot 1,08 \cdot 20 \cdot 27 (1 + 0 + 0) 100 = 34\,992 \text{ Н}$ не дотримана, тому розрахунок поперечної арматури потрібний.

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot n \cdot f_w / s = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 2983 \text{ Н/см}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 2983} = 32,5 \text{ см.}$$

Оскільки $h_o = 27 \text{ см} < c_o = 32,5 \text{ см} < 2 h_o = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см}$, то небезпечною довжиною проекції похилої тріщини можна вважати $c_o = 32,5 \text{ см}$.

Визначаємо поперечну силу, яку може витримати даний переріз

$$Q_{sw} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot q_{sw}} =$$

$$= 2 \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 2983 \cdot 100} = 193\,848 \text{ Н} > Q = 145\,600 \text{ Н.}$$

Здатність перерізу, що несе, забезпечена з деяким запасом.

$$q_{sw} = Q^2 / [4 \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] =$$

$$= 63\,200^2 / [4 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100] = 317,1 \text{ Н/см}$$

Потрібний для забезпечення міцності перерізу без зайвого запасу крок поперечних стержнів :

$$s = R_{sw} \cdot n \cdot f_w / q_{sw} = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 317,1 = 26,6 \text{ см}$$

Максимально допустимий крок:

$$s_{max} = 0,75 \cdot \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 / Q =$$

$$= 0,75 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 63\,200 = 37,3 \text{ см}$$

Збільшувати прийнятий крок $s = 25 \text{ см}$ не можна. Таким чином, міцність похилого перерізу при прийнятій поперечній арматурі забезпечена. Проте з конструктивних міркувань поблизу підрізування до нижніх подовжніх стержнів необхідно приварити похилі стержні 2Ø16 А400С.

3.4.11. Розрахунок за утворенням і розкриттям тріщин, нормальних до подовжньої осі ригеля в прольоті

Заздалегідь обчислимо геометричні характеристики приведенного перерізу.

Площа

$$A_{\text{red}} = 25 \cdot 40 + 20 \cdot 20 + 6,9 \cdot (12,32 + 2,26) = 1500 \text{ см}^2.$$

Статичний момент відносно нижньої грані

$$S_{\text{red}} = 20 \cdot 452 / 2 + 2 \cdot 10 \cdot 252 / 2 + 6,9 (12,32 \cdot 4,5 + 2,26 \cdot 42,4) = 27 549 \text{ см}^3.$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжіння перерізу

$$y_{\text{red}} = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 27 549 / 1500 = 18,4 \text{ см}$$

Момент інерції

$$I_{\text{red}} = 20 \cdot 45^3 / 12 + 20 \cdot 45 \cdot 4,1^2 + 20 \cdot 25^3 / 12 + 20 \cdot 25 \cdot 5,9^2 + 6,9 \cdot [2,26 (42,4 - 18,4)^2 + 12,32 (18,4 - 4,5)^2] = 235 889 \text{ см}^4.$$

$$\text{Момент опору } W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / y_{\text{red}} = 235 889 / 18,4 = 12 820 \text{ см}^3.$$

Пружнопластичний момент опору при $\gamma = 1,75$

$$W_{\text{pl}} = 1,75 \cdot 12 820 = 22435 \text{ см}^3.$$

Оскільки момент утворення тріщин $M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} \cdot W_{\text{pl}} + M_{\text{гр}} = 1,8 \cdot 22 435 \cdot 100 + 0 = 4 038 300 \text{ Н} \cdot \text{см} = 40,383 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 119 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тобто умова $M_{\text{crc}} \geq M_{\text{гр}}$ не дотримана, тріщини в перерізі, нормальному до подовжньої осі елемента, утворюються. Отже потрібний розрахунок по розкриттю тріщин.

Спочатку визначаємо ширину тривалого розкриття тріщин від постійного і тривалого навантаження ($M = 71 \text{ кН} \cdot \text{м}$).

$$\delta_m = M_{\text{tot}} / b \cdot h_o^2 \cdot R_{\text{b,ser}} = 7 100 000 / [20 \cdot 40,6^2 \cdot 22 \cdot 100] = 0,098.$$

Так як переріз прямокутний ($b_f' = b_f$), то:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f' + (A_s' + A_{\text{sp}}') \alpha / (2 \cdot \nu)}{b \cdot h_o} =$$
$$= (0 + 6,9 / (2 \cdot 0,15) 2,26) / [20 \cdot 40,6] = 0,064$$
$$h_f' = 2 \cdot a = 2 \cdot 1,6 = 3,2 \text{ см}$$

$$\lambda = \varphi_r (1 - h_r^2 / (2 \cdot h_o)) = 0,064 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,06$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1 + 5 (\delta_m + \lambda)] / (10 \cdot \mu \cdot a)} =$$

$$= 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,098 + 0,06)) / (10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,273$$

Плече внутрішньої пари сил :

$$z = 40,6 [1 - (3,2 / 40,6 \cdot 0,064 + 0,273^2) / (2 (0,064 + 0,273))] = 35,7 \text{ см}$$

Напруження в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 7\,100\,000 / (12,32 \cdot 35,7 \cdot 100) = 161 \text{ МПа}$$

Ширина тривалого розкриття нормальних тріщин в прольоті:

$$a_{\text{crc}} = 1 (1,6 - 15 \cdot 0,015) \cdot 1 \cdot 161 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,14 \text{ мм}$$

$$0,14 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Для визначення приросту ширини розкриття від короткочасного навантаження ($M = 48 \text{ кН}\cdot\text{м}$), обчислюємо коефіцієнти:

$$\delta_m = 4\,800\,000 / (20 \cdot 40,62 \cdot 22 \cdot 100) = 0,066;$$

$$\varphi_r = (0 + 6,9 / (2 \cdot 0,45) \cdot 2,26) / [2 \cdot 40,6] = 0,021;$$

$$\lambda = 0,021 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,02;$$

$$\xi = 1 / [1,8(10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,314.$$

Плече внутрішньої пари сил :

$$z = 40,6 [1 - (3,2 \cdot 0,021 / 40,6 + 0,314^2) / (2 (0,021 + 0,314))] = 34,5 \text{ см}$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_s = 4\,800\,000 / (12,32 \cdot 34,5 \cdot 100) = 113 \text{ МПа}$$

Тоді приріст

$$\Delta a_{\text{crc}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 113 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,07 \text{ мм і}$$

ширина нетривалого розкриття тріщин

$$a_{\text{crc}1} = a_{\text{crc}2} + \Delta a_{\text{crc}} = 0,14 + 0,07 = 0,21 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Таким чином, ширина тріщин в прольоті ригеля, нормальних до його подовжньої осі, не перевищує допустиму.

3.4.12. Розрахунок за утворенням і розкриттям тріщин, нормальних до подовжньої осі ригеля на опорі

Площа приведенного перерізу

$$A_{\text{red}} = 20 \cdot 30 + 6,9 \cdot 7,6 = 652 \text{ см}^2.$$

Статичний момент цього перерізу відносно верхньої грані

$$S_{\text{red}} = 20 \cdot 30 \cdot 0,5 + 6,9 \cdot 7,6 \cdot 3 = 9157 \text{ см}^3.$$

Відстань від верхньої грані до центру тяжіння перерізу

$$y_{\text{red}} = 9157 / 652 = 14 \text{ см}$$

Момент інерції перерізу

$$I_{\text{red}} = 20 \cdot 30^3 / 12 + 20 \cdot 30 \cdot 1^2 + 6,9 \cdot 7,6 (14 - 3)^2 = 51\,945 \text{ см}^4.$$

Момент опору $W_{\text{red}} = 51\,945 / 14 = 3710 \text{ см}^3$.

Пружнопластичний момент опору при $\gamma = 1,75$

$$W_{\text{pl}} = 1,75 \cdot 3710 = 6493 \text{ см}^3.$$

Оскільки момент утворення тріщин

$$M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} \cdot W_{\text{pl}} + M_{\text{rp}} = 1,8 \cdot 6493 \cdot 100 + 0 = 1\,168\,767 \text{ Н} \cdot \text{см} = 11,69$$

кН·м < M = 44 кН·м, то тріщини в нормальному перерізі утворюються і потрібний розрахунок по їх розкриттю.

Ширину тривалого розкриття тріщин від згинального моменту (M = 26 кН·м):

$$\delta_m = M_{\text{tot}} / b \cdot h_o^2 \cdot R_{\text{b,ser}} = 2\,600\,000 / [20 \cdot 27^2 \cdot 22 \cdot 100] = 0,081;$$

$$\xi = 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,081 + 0)) / (10 \cdot 0,014 \cdot 6,9)] = 0,308;$$

$$z = 27 [1 - ((0 + 0,308^2) / (2 (0 + 0,308)))] = 22,9 \text{ см};$$

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 2\,600\,000 / (7,6 \cdot 22,9 \cdot 100) = 149 \text{ МПа.}$$

$$a_{\text{crc2}} = 1 (1,6 - 15 \cdot 0,014) \cdot 1 \cdot 149 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,014) \sqrt{22} = 0,12 \text{ мм}$$

$$0,12 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм.}$$

Аналогічно обчислюємо приріст ширини розкриття тріщин від короткочасного навантаження (M = 18 кН·м) :

$$\delta_m = 0,056; \xi = 0,319; z = 22,7 \text{ см}; \sigma_s = 104 \text{ МПа}; \Delta a_{\text{crc}} = 0,06 \text{ мм.}$$

Ширина тривалого розкриття тріщин на опорі від повного нормативного навантаження $a_{\text{crc1}} = 0,12 + 0,06 = 0,18 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм.}$

Тріщини матимуть допустиму ширину.

3.4.13. Розрахунок по розкриттю тріщин, похилих до подовжньої осі ригеля

У приопорном перерізі діє поперечна сила від тривалих і постійних навантажень $Q = 68,5$ кН і від короткочасних навантажень $Q = 47,98$ кН.

Для визначення ширини розкриття тріщин, при розрахунку по другій групі граничних станів і коефіцієнта 0,8, послідовно обчислюємо:

$$q_{sw} = R_{s,ser} \cdot A_{sw} / s = 390 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 4082 \text{ Н/см}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_o^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 4082} = 39,5 \text{ см} < 2 h_o = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см};$$

$$Q_{bl} = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 35,9 = 87\,723 \text{ Н} = 87,723 \text{ кН.}$$

Оскільки $Q_{bl} = 87,323$ кН $>$ $Q = 68,5$ кН, то тріщини, похилі до подовжньої осі ригеля, при постійному і тривалому нормативному навантаженні не утворюються. Тому обчислюємо лише ширину нетривалого розкриття тріщин від повного нормативного навантаження.

Для цього знаходимо напруження в хомутах:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_b}{A_{sw} \cdot h_o} \cdot s =$$
$$= (116\,480 - 87\,323) / (1,57 \cdot 27 \cdot 100) \cdot 15 = 103 \text{ МПа}$$

Обчислюємо необхідну ширину:

$$a_{crc} = \varphi_1 \frac{0,6 \cdot \omega_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \cdot d_w / h_o + 0,15 \cdot E_b (1 + 2\alpha \cdot \mu_w)} =$$
$$= 1 \cdot 0,6 \cdot 103 \cdot 10 \cdot 1 / [200\,000 \cdot 10 / 27 + 0,15 \cdot 29\,000 (1 - 2 \cdot 6,9 \cdot 0,005)] =$$
$$= 0,01 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм.}$$

Значення якої не перевищує допустимого.

3.4.14. Розрахунок стику

Стик, як і опорна ділянка ригеля, сприймає дію згинального моменту $M = 55 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Розтягуюче зусилля, викликане цим моментом, має бути сприйняте металевою накладкою, що приварюється до закладних деталей на верхній грані ригеля і на колоні, а рівновелике стискуюче зусилля - стиснутою зоною бетону і зварним швом між закладною деталлю на нижній грані підрізування ригеля і верхньої поверхні консолі колони, точку прикладення стискуючого зусилля з достатньою для практики точністю можна прийняти на рівні вказаного зварного шва. Тоді плече пари сил $z = 30 \text{ см}$, а значення розтягуючого і стискаючого зусиль

$$N = M / z = 5\,500\,000 / 30 = 183\,333 \text{ Н} = 183,333 \text{ кН}.$$

При розрахунковому опорі металу стикуючої накладки $R_y = 225 \text{ МПа}$ і її товщині $t = 10 \text{ мм}$ необхідна ширина цієї накладки в зоні шийки

$$b = N / R_y \cdot t = 183\,333 / (225 \cdot 1 \cdot 100) = 8,2 \text{ см}$$

Приймаємо $b = 10 \text{ см}$. Довжина зварного шва, що прикріплює накладку до закладних деталей, на колоні і на ригелі при розрахунковому опорі металу швів $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ і товщині з'єднувальних елементів (і товщині швів) $t = 10 \text{ мм}$.

$$l = N / (R_{wf} \cdot t) = 183\,333 / (200 \cdot 1 \cdot 100) = 9,2 \text{ см}$$

З урахуванням можливого непровару приймаємо довжину зварного шва, а отже, і ширину накладки в її торці $b = 12 \text{ см}$

Закладна деталь на колоні кріпиться до неї за допомогою круглих стержнів, приварених по їх периметру. Отже, сумарна довжина периметрів стиснутих стержнів має бути більше $9,2 \text{ см}$. Якщо число цих стержнів на рівні зварного шва в накладці прийняти два, то діаметр одного стержня має бути не менше $d = 9,2 / (2 \cdot 3,14) = 1,5 \text{ см}$. Приймаємо $d = 20 \text{ мм}$.

3.5. Розрахунок і конструювання ґратчастої балки.

3.5.1. Данні для проектування

В якості напруженої арматури приймаю стержневу арматуру класу А800 за ДСТУ 3760-2006. В якості ненапруженої робочої арматури приймаю сталь А400С за ДСТУ 3760-2006.

В якості конструктивної - арматурний дріт періодичного профілю Вр- I по ГОСТ 7348-81 і арматуру А240С за ДСТУ 3760-2006. Для напруженої арматури приймаю:

$$R_{SP, SER} = 785 \text{ МПа}; R_{SP} = 680 \text{ МПа}; E_{SP} = 190000 \text{ МПа}.$$

Для ненапруженої арматури класу А400С:

$$R_S = 365 \text{ МПа} [\text{Ø } 10 \dots 40 \text{ (мм)}]; \quad R_{SC} = 365 \text{ МПа} [\text{Ø } 10 \dots 40 \text{ (мм)}];$$

$$R_{SW} = 285 \text{ МПа} [\text{Ø } 6 \dots 8 \text{ (мм)}]; \quad E_S = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Розрахункове навантаження від покриття: $q = 3 \text{ кН/м}^2$.

Сумарне розрахункове навантаження від покриття і снігу рівне взяте з розрахунку рами та ригелю (див. п.3.2).

Приймаємо балку марки *ЗБРД18-4AV-H*.

В якості початкового матеріалу приймаю важкий бетон класу С25/30, підданий тепловій обробці при атмосферному тиску:

$$R_{b, SER} = 22 \text{ МПа}; \quad R_b = 17 \text{ МПа}; \quad R_{bt, SER} = 1,8 \text{ МПа};$$

$$R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}; \quad \gamma_{b2} = 0,9; \quad E_b = 29000 \text{ МПа}.$$

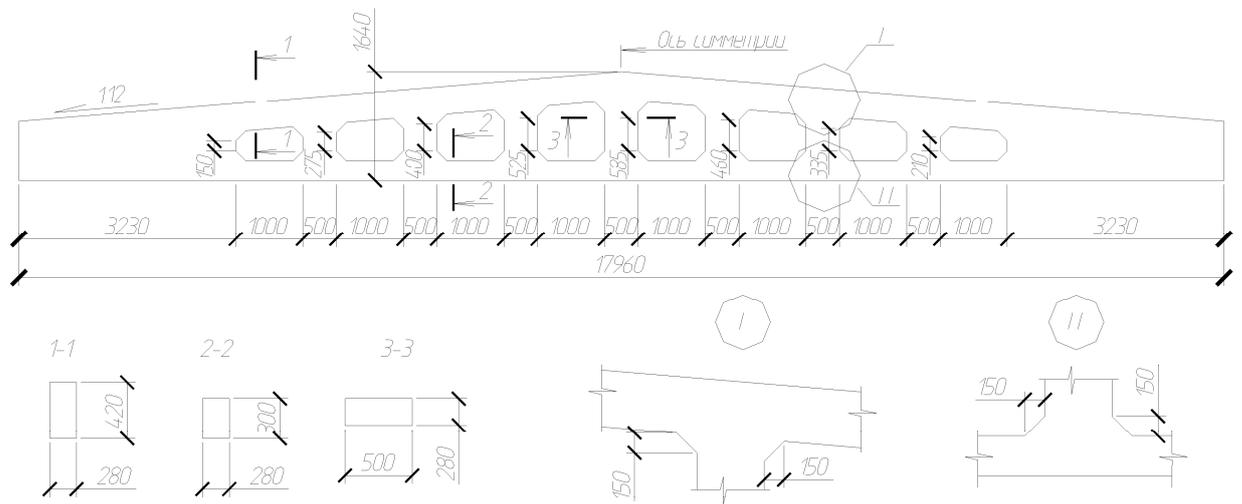


Рис. 3.5.1. Гратчаста балка

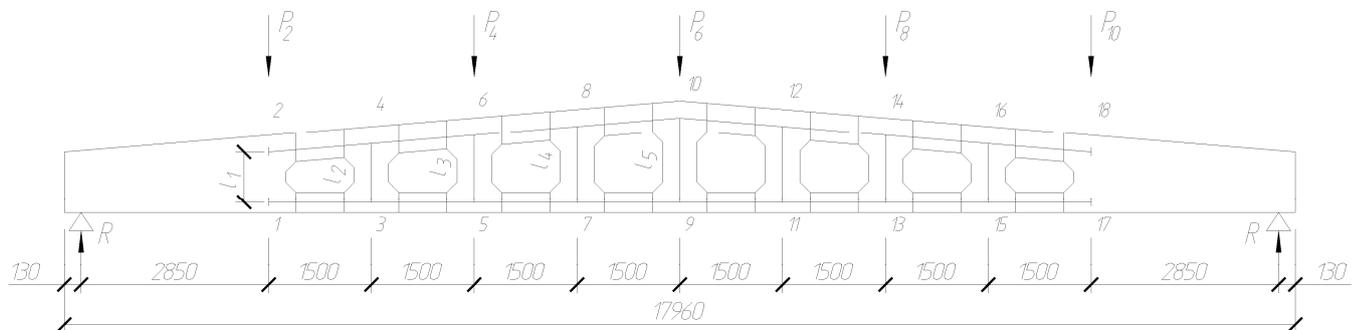


Рис. 3.5.2. Розрахункова схема гратчастої балки.

3.5.2. Статичний розрахунок гратчастої балки

Вузлові (зосереджені) навантаження рівні:

- нормативні: $P_{n, SER} = (q_{n, SER} + q_{\sigma, SER}) \cdot 6 \cdot 3 = (2,56 + 1,1) \cdot 6 \cdot 3 = 65,88 \text{ кН}$

$$P_{S, SER} = S_{SER} \cdot 6 \cdot 3 = 1,71 \cdot 6 \cdot 3 = 30,78 \text{ кН}$$

$$P_{SI, SER} = S_{I, SER} \cdot 6 \cdot 3 = 0,513 \cdot 6 \cdot 3 = 9,23 \text{ кН}$$

- розрахункові: $P_n = (q_n + q_{\sigma}) \cdot 6 \cdot 3 = (2,85 + 1,15) \cdot 6 \cdot 3 = 72 \text{ кН}$

$$P_S = S \cdot 6 \cdot 3 = 2,27 \cdot 6 \cdot 3 = 40,86 \text{ кН}$$

$$P_{SI} = S_I \cdot 6 \cdot 3 = 0,682 \cdot 6 \cdot 3 = 12,28 \text{ кН}$$

Зусилля в елементах ґратчастої балки обчислюю по двох комбінаціях навантажень для отримання наступних поєднань: N_{MAX} , M_{COOTB} , M_{MAX} , N_{COOTB}

Обчислення моментів, що вигинають, і граничних сил:

$$N_{SER} = N_{MAX} \cdot (P_{n, SER} + P_{S, SER}); \quad M_{SER} = M_{COOT} \cdot (P_{n, SER} + P_{S, SER});$$

$$N_{l, SER} = N_{MAX} \cdot (P_{n, SER} + P_{Sl, SER}); \quad M_{l, SER} = M_{COOT} \cdot (P_{n, SER} + P_{Sl, SER});$$

$$N = N_{MAX} \cdot (P_n + P_S); \quad M = M_{COOT} \cdot (P_n + P_S);$$

$$N_l = N_{MAX} \cdot (P_n + P_{Sl}); \quad M_l = M_{COOT} \cdot (P_n + P_{Sl});$$

Нижній пояс:

$$N_{ser}=10,569 \cdot (65,88+30,78)=1021,6 \text{ кН (елемент 5-7)}$$

$$N_{l,ser}=10,569 \cdot (65,88+9,23)= 793,84 \text{ кН}$$

$$N=10,569 \cdot (72+40,86)= 1192,82 \text{ кН}$$

$$M_{ser}=0,167 \cdot (65,88+30,78)= 16,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{l,ser}=0,167 \cdot (65,88+9,23)= 12,54 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M=0,167 \cdot (72+40,86)= 18,85 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$N_{ser}=9,061 \cdot (65,88+30,78)= 875,84 \text{ кН (елемент 3-1)}$$

$$N_{l,ser}=9,061 \cdot (65,88+9,23)= 680,57 \text{ кН}$$

$$N=9,061 \cdot (72+40,86)= 1022,62 \text{ кН}$$

$$M_{ser}=0,26 \cdot (65,88+30,78)= 25,13 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{l,ser}=0,26 \cdot (65,88+9,23)= 19,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M=0,26 \cdot (72+40,86)= 29,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Верхній пояс:

$$N=10,58 \cdot (72+40,86)= 1194,1 \text{ кН (елемент 6-8)}$$

$$N_l=10,58 \cdot (72+12,28)= 891,68 \text{ кН}$$

$$M=0,43 \cdot (72+40,86)= 48,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_l=0,43 \cdot (72+12,28)= 36,24 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$N=9,114 \cdot (72+40,86)= 1028,61 \text{ кН (елемент 4-2)}$$

$$N_l=9,114 \cdot (72+12,28)= 768,13 \text{ кН}$$

$$M=0,571 \cdot (72+40,86)= 64,44 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_l = 0,571 \cdot (72 + 12,28) = 48,12 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Стойки:

$$N = 0,401 \cdot (72 + 40,86) = 45,26 \text{ кН (елемент 5-6)}$$

$$N_l = 0,401 \cdot (72 + 12,28) = 33,8 \text{ кН}$$

$$M = 0,058 \cdot (72 + 40,86) = 6,55 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_l = 0,058 \cdot (72 + 12,28) = 4,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$N = 0,065 \cdot (72 + 40,86) = 7,34 \text{ кН (елемент 4-3)}$$

$$N_l = 0,065 \cdot (72 + 12,28) = 5,48 \text{ кН}$$

$$M = 0,217 \cdot (72 + 40,86) = 24,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_l = 0,217 \cdot (72 + 12,28) = 18,29 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Поперечна сила на опорі балки рівна:

$$Q = (P_2 + P_4 + P_6) / 2 = 3 \cdot (P_n + P_s) / 2 = 5 \cdot (72 + 40,86) / 2 = 282,15 \text{ кН}$$

3.5.3. Розрахунок нижнього пояса

3.5.3.1. Розрахунок по першій групі граничних станів

Переріз нижнього пояса 280×300 мм.

Розрахункові зусилля в нижньому поясі рівні:

$$N_{MAX} = 1192,82 \text{ кН}; \quad M_{MAX} = 18,85 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ – (перше поєднання зусиль)}$$

$$N_{MAX} = 1022,62 \text{ кН}; \quad M_{MAX} = 29,34 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ – (друге поєднання зусиль)}$$

Розрахунковий ексцентриситет поздовжньої сили для першого перерізу дорівнює:

$$e_0 = M / N = 18,85 / 1192,82 = 0,0158 \text{ м};$$

$$e = 0,5 \cdot h - e_0 - a = 0,5 \cdot 0,3 - 0,0158 - 0,06 = 0,0742 \text{ м};$$

$$e' = 0,5 \cdot h + e_0 - a' = 0,5 \cdot 0,3 + 0,0158 - 0,06 = 0,1058 \text{ м};$$

$$h_0 = h - a = 0,3 - 0,06 = 0,24 \text{ м}.$$

При дотриманні умови $e' < h_0 - a'$, тобто : $0,1058 < 0,24 - 0,06 = 0,18 \text{ м}$

$$A_{sp} = \frac{N \cdot e'}{\gamma_{sp} \cdot R_{sp} \cdot (h_0 - a)} = \frac{1192,82 \cdot 0,1058}{1,15 \cdot 680 \cdot 10^3 \cdot (0,24 - 0,06)} = 8,96 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

$$A'_{sp} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{sp} \cdot R_{sp} \cdot (h_0 - a)} = \frac{1192,82 \cdot 0,0742}{1,15 \cdot 680 \cdot 10^3 \cdot (0,24 - 0,06)} = 6,27 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Розрахунковий ексцентриситет подовжньої сили для другого перерізу зусиль:

$$e_0 = M / N = 29,34 / 1022,62 = 0,0287 \text{ м};$$

$$e = 0,5 \cdot h - e_0 - a = 0,5 \cdot 0,3 - 0,0287 - 0,06 = 0,0613 \text{ м};$$

$$e' = 0,5 \cdot h + e_0 - a' = 0,5 \cdot 0,3 + 0,0287 - 0,06 = 0,1187 \text{ м};$$

При дотриманні умови $e' < h_0 - a'$, то єсть: $0,1187 < 0,24 - 0,06 = 0,18 \text{ м}$

$$A_{sp} = \frac{N \cdot e'}{\gamma_{sp} \cdot R_{sp} \cdot (h_0 - a)} = \frac{1022,62 \cdot 0,1187}{1,15 \cdot 680 \cdot 10^3 \cdot (0,24 - 0,06)} = 8,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

$$A'_{sp} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{sp} \cdot R_{sp} \cdot (h_0 - a)} = \frac{1022,62 \cdot 0,0613}{1,15 \cdot 680 \cdot 10^3 \cdot (0,24 - 0,06)} = 4,45 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Отримав значення площ перерізу робочої напружуваної арматури:

$$A_{SP} = 8,96 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad A'_{SP} = 6,27 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

По сортаменту приймаємо: 6 Ø 14 А 800 з $A_{SP} = 9,23 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$

2 Ø 20 А800 з $A'_{SP} = 6,28 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$

Коефіцієнт армування рівний::

$$\mu = \frac{A_{sp} + A'_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{9,23 \cdot 10^{-4} + 6,28 \cdot 10^{-4}}{0,28 \cdot 0,24} = 0,023$$

$$\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}, \quad 0,0005 < 0,023 < 0,035$$

3.5.3.2. Розрахунок за другою групою граничних станів

3.5.3.2.1. Визначення втрат попереднього напруження

Попередня напруга в напружуваній арматурі при механічному способі напруги: $\sigma_{sp} \leq R_{s,ser} / 1,05 = 785 / 1,05 = 748 \text{ МПа}$, приймаємо $\sigma_{sp} = 740 \text{ МПа}$.

Попередня міцність бетону у момент відпуску арматури призначається з умови:

$$R_{bp} \geq 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}; \quad R_{bp} > 11 \text{ МПа}. \quad \text{Приймаємо } R_{bp} = 21 \text{ МПа}$$

Перші втрати переднапруги в арматурі:

а) від релаксації напруги арматури: $\sigma_l = 0,1 \cdot \sigma_{SP} - 20 = 0,1 \cdot 740 - 20 = 54 \text{ МПа}$

b) від температурного перепаду на величину 65° при тепловій обробці бетону:

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

c) від деформації анкерів, розташованих у натягачів:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_{sp} = \frac{1,25 + 0,15 \cdot d_{sp}}{l} = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 20}{18000} \cdot 190000 = 44,86 \text{ МПа}$$

$$\sigma_3 = \frac{1,25 + 0,15 \cdot d_{sp}}{l} = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 14}{18000} \cdot 190000 = 35,36 \text{ МПа}$$

d) від деформації сталеві форми при виготовленні балки: $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$

e) від швидконатікаючої повзучості бетону : зусилля обтискання бетону з

урахуванням втрат напруги арматури σ_1 , σ_2 , σ_3 і σ_5 дорівнює:

$$P_{0I} = A_{SP} \cdot (\sigma_{SP} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_5) = 9,23 \cdot 10^{-4} \cdot (740 - 54 - 81,25 - 35,36 - 30) \cdot 10^3 = 498 \text{ кН}$$

$$P'_{0I} = A'_{SP} \cdot (\sigma'_{SP} - \sigma'_1 - \sigma'_2 - \sigma'_3 - \sigma'_5) = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot (740 - 54 - 81,25 - 44,86 - 30) \cdot 10^3 = 333 \text{ кН}$$

$$P_0 = P_{0I} + P'_{0I} = 498 + 333 = 831 \text{ кН.}$$

- статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані перерізу:

$$S_{red} = \frac{b \cdot h^2}{2} + \frac{E_{sp}}{E_b} \cdot A_{sp} \cdot a + \frac{E_{sp}}{E_b} \cdot A'_{sp} \cdot (h - a);$$

$$S_{red} = \frac{0,28 \cdot 0,3^2}{2} + \frac{190000}{29000} \cdot 9,23 \cdot 10^{-4} \cdot 0,06 + \frac{190000}{29000} \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot (0,3 - 0,06) = 0,01395 \text{ м}^3$$

- приведена площа перерізу нижнього пояса:

$$A_{RED} = b \cdot h + \alpha_{SP} \cdot (A_{SP} + A'_{SP}); \quad \alpha_{SP} = E_{SP} / E_b$$

$$A_{RED} = 0,28 \cdot 0,3 + 190000 \cdot (9,23 \cdot 10^{-4} + 6,28 \cdot 10^{-4}) / 29000 = 0,0942 \text{ м}^2$$

- відстань від нижньої грані до центру тяжіння приведенного перерізу рівна:

$$y_H = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,01395}{0,0942} = 0,148 \text{ м}; \quad y_B = 0,3 - 0,148 = 0,152 \text{ м.}$$

-: приведений момент інерції перерізу

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - y_H \right)^2 + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} \cdot (y_H - a)^2 + \alpha_{sp} \cdot A'_{sp} \cdot (y_B - a)^2$$

$$I_{red} = \frac{0,24 \cdot 0,3^3}{12} + 0,24 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{0,3}{2} - 0,148 \right)^2 + \frac{190000}{29000} \cdot 9,23 \cdot 10^{-4} \cdot (0,148 - 0,06)^2 + \frac{190000}{29000} \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot (0,152 - 0,06)^2 = 18,823 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

- ексцентриситет рівнодійної сили :

$$e_{01} = \frac{P_{01} \cdot (y_H - a) - P'_{01} \cdot (y_G - a')}{P_{01} + P'_{01}} = \frac{498 \cdot (0,148 - 0,06) - 333 \cdot (0,152 - 0,06)}{498 + 333} = 0,0159 \text{ м}$$

- напруга у бетоні на рівні осі арматури S і S' :

$$\sigma_{bp} = \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 \cdot e_{01} \cdot (y_H - a)}{I_{red}} = \frac{831 \cdot 10^{-3}}{0,0942} + \frac{831 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0159 \cdot (0,148 - 0,06)}{18,823 \cdot 10^{-4}} = 9,44 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_0}{A_{red}} - \frac{P_0 \cdot e_{01} \cdot (y_G - a')}{I_{red}} = \frac{831 \cdot 10^{-3}}{0,0942} - \frac{831 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0159 \cdot (0,152 - 0,06)}{18,823 \cdot 10^{-4}} = 9,47 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,44}{21} = 0,45 < \alpha = 0,8 \quad \frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,47}{21} = 0,451 < \alpha = 0,8$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{BP} = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,78 < 0,8$$

$$\sigma'_6 = \frac{36 \cdot \sigma'_{bp}}{R_{bp}} = \frac{36 \cdot 9,47}{21} = 16,23 \text{ МПа} \quad \sigma_6 = \frac{36 \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{36 \cdot 9,44}{21} = 16,18 \text{ МПа}$$

Перші втрати:

$$\sigma_{LOSI} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 54 + 81,25 + 35,36 + 30 + 16,18 = 216,8 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_{LOSI} = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_5 + \sigma'_6 = 54 + 81,25 + 44,86 + 30 + 16,23 = 226,34 \text{ МПа}$$

Другі втрати:

а) від усадки бетону $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$

а) від повзучості бетону:

$$\sigma_9 \approx 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{9,44}{21} = 57,31 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_9 \approx 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{9,47}{21} = 57,5 \text{ МПа}$$

Другі втрати дорівнюють:

$$\sigma_{LOS2} = \sigma_9 + \sigma_8 = 40 + 57,31 = 97,31 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_{LOS2} = \sigma'_9 + \sigma'_8 = 40 + 57,5 = 97,5 \text{ МПа}$$

Сумарні втрати:

$$\sigma_{LOS} = \sigma_{LOS1} + \sigma_{LOS2} = 216,8 + 97,31 = 314,11 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_{LOS2} = \sigma'_{LOS1} + \sigma'_{LOS2} = 226,34 + 97,5 = 323,84 \text{ МПа}$$

Напруга в арматурі з урахуванням усіх втрат:

$$\sigma_{SP2} = \sigma_{SP} - \sigma_{LOS} = 740 - 314,11 = 425,89 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_{SP2} = \sigma'_{SP} - \sigma'_{LOS} = 740 - 323,84 = 416,16 \text{ МПа}$$

Зусилля обтискання бетону з урахуванням усіх втрат:

$$P = \sigma_{SP2} \cdot A_{SP} = 425,89 \cdot 10^3 \cdot 9,23 \cdot 10^{-4} = 393,1 \text{ кН}$$

$$P' = \sigma'_{SP2} \cdot A'_{SP} = 416,16 \cdot 10^3 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} = 260,1 \text{ кН}$$

З урахуванням $\gamma_{SP} = 0,9$:

$$P_{02} = P \cdot \gamma_{SP} = 393,1 \cdot 0,9 = 353,8 \text{ кН}$$

$$P'_{02} = P' \cdot \gamma_{SP} = 260,1 \cdot 0,9 = 234,1 \text{ кН}$$

$$P_2 = P_{02} + P'_{02} = 353,8 + 234,1 = 587,9 \text{ кН}$$

Ексцентриситет рівнодійної сили P_2 рівний::

$$e_{02} = \frac{P_{02} \cdot (y_n - a) - P'_{02} \cdot (y_e - a')}{P_2} = \frac{353,8 \cdot (0,148 - 0,06) - 234,1 \cdot (0,152 - 0,06)}{587,9} = 0,016 \text{ м}$$

3.5.3.2.2. Розрахунок на виявлення тріщин для першого поєднання зусиль.

Розрахункові зусилля в нижньому поясі:

$$N_{MAX} = 1192,82 \text{ кН}; \quad M_{MAX} = 18,85 \text{ кН}\cdot\text{м} - (\text{перше поєднання зусиль})$$

Розрахунок позацентрово розтягнутих елементів за виявленням тріщин робиться з умови:

$$M_R \leq M_{CRC} = R_{BT, SER} \cdot W_{PL} + M_{RP}$$

Ексцентриситет сили N_{SER} відносноно центра важкість перерізу:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{18,85}{1192,82} = 0,0158 \text{ м}$$

$$\text{Перевіряємо умови: } N_{SER} > P_2: \quad 1192,82 \text{ кН} > 587,9 \text{ кН} \Rightarrow$$

приведений момент опору перерізу :

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_H} = \frac{18,823 \cdot 10^{-4}}{0,148} = 12,72 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону рівний:

$$W_{PL} = \gamma \cdot W_{RED} = 1,75 \cdot 12,72 \cdot 10^{-3} = 22,26 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони:

$$r = \frac{W_{pl}}{A_{red}} = \frac{22,26 \cdot 10^{-3}}{0,0942} = 0,236 \text{ м}$$

$$M_R = N_{SER} \cdot (e_0 + r) = 1192,82 \cdot (0,0158 + 0,236) = 300,35 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{RP} = P_2 \cdot (e_{02} + r) = 587,9 \cdot (0,016 + 0,236) = 148,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{CRC} = R_{BT, SER} \cdot W_{PL} + M_{RP} = 1,8 \cdot 10^3 \cdot 22,26 \cdot 10^{-3} + 148,15 = 188,22 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$M_R > M_{CRC}$ $300,35 > 188,22 \Rightarrow$ у нижньому поясі утворюються нормальні тріщини.

3.5.3.2.3. Розрахунок по розкриттю тріщин для першого поєднання зусиль

Ширина розкриття тріщин в нижньому поясі балки визначається:

$$a_{CRC} = a_{CRC1} - a_{CRC2} + a_{CRC3}$$

Так як $N_{SER} > P_2$, то $N_{TOT} = N_{SER} - P_2 = 1192,82 - 587,9 = 604,92 \text{ кН}$

$$e_{0,tot} = \frac{N_{ser} \cdot e_0 - P_2 \cdot e_{02}}{N_{tot}} = \frac{1192,82 \cdot 0,0158 - 587,9 \cdot 0,016}{604,92} = 0,0156 \text{ м}$$

$e_{0, TOT} < 0,8 \cdot h_0$; $0,0154 \text{ м} < 0,8 \cdot 0,24 = 0,192 \text{ м} \Rightarrow$ Умова виконується.

Напряга в арматурі від короточасної дії повного нормативного навантаження рівна:

$$\sigma_s = \frac{N_{ser} \cdot (z_s - e_s) - P_2 \cdot (z_s - e_{sp})}{(A_{sp} + A'_{sp}) \cdot z_s}$$

де $z_s = h_0 - a' = 0,24 - 0,06 = 0,18 \text{ м}$

$$e_s = h / 2 - e_0 - a = 0,3 / 2 - 0,0158 - 0,06 = 0,0742 \text{ м}$$

$$e_{sp} = h / 2 - e_{02} - a' = 0,3 / 2 - 0,016 - 0,06 = 0,074 \text{ м}$$

$$\sigma_s = \frac{[1192,82 \cdot (0,18 - 0,0742) - 587,9 \cdot (0,18 - 0,074)] \cdot 10^3}{(9,23 + 6,28) \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 228,14 \text{ МПа}$$

Напряга в арматурі від дії постійного і тривалого навантаження:

$$\sigma_{sl} = \frac{N_{l,ser} \cdot (z_s - e_s) - P_2 \cdot (z_s - e_{sp})}{(A_{sp} + A'_{sp}) \cdot z_s}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{[793,84 \cdot (0,18 - 0,0742) - 587,9 \cdot (0,18 - 0,074)] \cdot 10^3}{(9,23 + 6,28) \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 77,4 \text{ МПа}$$

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_{sp}} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}$$

$$a_{crc1} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{228,14}{190000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{15,94} = 0,109 \text{ мм}$$

$$\text{де } \mu = \frac{(A_{sp} + A'_{sp})}{(b \cdot h_0)} = \frac{9,23 \cdot 10^{-4} + 6,28 \cdot 10^{-4}}{0,28 \cdot 0,24} = 0,027 > 0,02 \Rightarrow \mu = 0,02;$$

$$d = \frac{d_1^2 \cdot n_1 + d_2^2 \cdot n_2}{d_1 \cdot n_1 + d_2 \cdot n_2} = \frac{6 \cdot 14^2 + 2 \cdot 20^2}{6 \cdot 14 + 2 \cdot 20} = 15,94 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійного і тривалого навантаження:

$$a_{crc2} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{sl}}{E_{sp}} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}$$

$$a_{crc2} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{77,4}{190000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{15,94} = 0,037 \text{ мм}$$

Ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійної і тривалої навантажень:

$$a_{crc3} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{sl}}{E_{sp}} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}$$

$$\varphi_L = 1,6 - 15 \cdot \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,02 = 1,3$$

$$a_{crc3} = 1,2 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \frac{77,4}{190000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{15,94} = 0,048 \text{ мм}$$

Нетривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,109 - 0,037 + 0,048 = 0,12 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Тривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc3} = 0,048 \text{ мм} < 0,2 \text{ мм} \Rightarrow \text{Умови по тріщиностійкості виконуються.}$$

3.5.3.2.4. Розрахунок на виявлення тріщин для другого поєднання зусиль

Розрахункові зусилля в нижньому поясі рівні:

$$N_{MAX} = 1022,62 \text{ кН}; \quad M_{MAX} = 29,34 \text{ кН}\cdot\text{м} - (\text{друге поєднання зусиль})$$

Розрахунок позациентрово розтягнутих елементів з тріщиноутворення робиться з умови:

$$M_R \leq M_{CRC} = R_{BT, SER} \cdot W_{PL} + M_{RP}$$

Ексцентриситет сили N_{SER} відносно центра тяжкості перерізу:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{29,34}{1022,62} = 0,0287 \text{ м}$$

Приведений момент опору перерізу рівний:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_H} = \frac{18,823 \cdot 10^{-4}}{0,148} = 12,72 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону рівний:

$$W_{PL} = \gamma \cdot W_{RED} = 1,75 \cdot 12,72 \cdot 10^{-3} = 22,26 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони:

$$r = \frac{W_{pl}}{A_{red}} = \frac{22,26 \cdot 10^{-3}}{0,0942} = 0,236 \text{ м}$$

$$M_R = N_{SER} \cdot (e_0 + r) = 1022,62 \cdot (0,0287 + 0,236) = 270,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{RP} = P_2 \cdot (e_{02} + r) = 587,9 \cdot (0,016 + 0,236) = 148,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{CRC} = R_{BT, SER} \cdot W_{PL} + M_{RP} = 1,8 \cdot 10^3 \cdot 22,26 \cdot 10^{-3} + 148,15 = 188,22 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$M_R > M_{CRC}$ $270,7 > 188,22 \Rightarrow$ у нижньому поясі утворюються нормальні тріщини.

3.5.3.2.5. Розрахунок по розкриттю тріщин для другого поєднання зусиль

Ширина розкриття тріщин в нижньому поясі балки визначається:

$$a_{CRC} = a_{CRC1} - a_{CRC2} + a_{CRC3}$$

Так як $N_{SER} > P_2$, то $N_{TOT} = N_{SER} - P_2 = 1022,62 - 587,9 = 434,72$ кН

$$e_{0,tot} = \frac{N_{ser} \cdot e_0 - P_2 \cdot e_{02}}{N_{tot}} = \frac{1022,62 \cdot 0,0287 - 587,9 \cdot 0,016}{434,72} = 0,046 \text{ м}$$

$e_{0,TOT} < 0,8 \cdot h_0$; $0,046 \text{ м} < 0,8 \cdot 0,24 = 0,192 \text{ м} \Rightarrow$ Умова виконується.

Напряга в арматурі від короткочасної дії повного нормативного навантаження рівна:

$$\sigma_s = \frac{N_{ser} \cdot (z_s - e_s) - P_2 \cdot (z_s - e_{sp})}{(A_{sp} + A'_{sp}) \cdot z_s}$$

де $z_s = h_0 - a' = 0,24 - 0,06 = 0,18$ м

$$e_s = h / 2 - e_0 - a = 0,3 / 2 - 0,0287 - 0,06 = 0,0613 \text{ м}$$

$$e_{sp} = h / 2 - e_{02} - a' = 0,3 / 2 - 0,016 - 0,06 = 0,074 \text{ м}$$

$$\sigma_s = \frac{[1022,62 \cdot (0,18 - 0,0613) - 587,9 \cdot (0,18 - 0,074)] \cdot 10^3}{(9,23 + 6,28) \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 210,95 \text{ МПа}$$

Напряга в арматурі від дії постійного і тривалого навантаження:

$$\sigma_{sl} = \frac{N_{l,ser} \cdot (z_s - e_s) - P_2 \cdot (z_s - e_{sp})}{(A_{sp} + A'_{sp}) \cdot z_s}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{[680,57 \cdot (0,18 - 0,0613) - 587,9 \cdot (0,18 - 0,074)] \cdot 10^3}{(9,23 + 6,28) \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 65,94 \text{ МПа}$$

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_{sp}} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}$$

$$a_{crc1} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{210,95}{190000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{15,94} = 0,1 \text{ мм}$$

$$\text{де } \mu = \frac{(A_{sp} + A'_{sp})}{(b \cdot h_0)} = \frac{9,23 \cdot 10^{-4} + 6,28 \cdot 10^{-4}}{0,28 \cdot 0,24} = 0,027 > 0,02 \Rightarrow \mu = 0,02;$$

$$d = \frac{d_1^2 \cdot n_1 + d_2^2 \cdot n_2}{d_1 \cdot n_1 + d_2 \cdot n_2} = \frac{6 \cdot 14^2 + 2 \cdot 20^2}{6 \cdot 14 + 2 \cdot 20} = 15,94 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійного і тривалого навантаження:

$$a_{crc2} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{sl}}{E_{sp}} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}$$

$$a_{crc2} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{65,94}{190000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{15,94} = 0,0314 \text{ мм}$$

Ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійної і тривалої навантажень:

$$a_{crc3} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{sl}}{E_{sp}} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}$$

$$\varphi_L = 1,6 - 15 \cdot \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,02 = 1,3$$

$$a_{crc3} = 1,2 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \frac{65,94}{190000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{15,94} = 0,041 \text{ мм}$$

Нетривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,1 - 0,0314 + 0,041 = 0,11 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Тривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc3} = 0,041 \text{ мм} < 0,2 \text{ мм} \Rightarrow \text{Умови по тріщиностійкості виконуються.}$$

3.5.4. Розрахунок верхнього пояса.

Елемент 6 – 8: $N = 1194,1 \text{ кН}; M = 48,53 \text{ кН}\cdot\text{м}.$

Розрахункова довжина елемента 6-8 верхнього пояса в площині балки:

$$l_0 = 1,5 - 0,4 = 1,1 \text{ м}$$

$$\text{Перевіряємо умову: } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{0,42} = \frac{1,1 \cdot \sqrt{12}}{0,42} = 9,07 \text{ м} < 14$$

отже, вплив прогину на величину ексцентриситету сили N не враховується.

$$\text{Висота стислої зони: } x = \frac{N / \cos \alpha}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{1194,1 / 0,996}{0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,28} = 0,28 \text{ м};$$

$$h_0 = h - a' = 0,42 - 0,04 = 0,38 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,28}{0,38} = 0,736;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_B = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,728;$$

Гранична відносна висота стислої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,584 \quad \text{умова } \xi_{\square} = 0,736 > \xi_r = 0,584$$

$$A_r = \xi_r \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_r) = 0,584 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,584) = 0,243$$

$$e_0 = M/N = 48,53 / 1194,1 = 0,041 \text{ м}$$

$$e = e_0 + h/2 - a_s = 0,041 + 0,42/2 - 0,04 = 0,211 \text{ м}$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{1194,1 \cdot 0,211}{0,9 \cdot 17 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2 \cdot 10^3} = 0,407$$

$$\alpha = \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - a/h} = \frac{0,407 - 0,736 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,736)}{1 - 0,04/0,42} = -0,065 < 0$$

поздовжня арматура встановлюється за конструктивними вимогами:

$$A_S = A'_S = \mu_{MIN} \cdot b \cdot h_0 = 0,0005 \cdot 0,24 \cdot 0,42 = 0,504 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

По сортаменту з урахуванням вимог $d_S \geq 10$ (мм) приймаємо:

$$A_S = A_{SC} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 \text{ по } 2\varnothing 10 \text{ А400С.}$$

Діаметр поперечних стержнів рівний:

$$d_{SW} \geq (1/4) \cdot d_S = (1/4) \cdot 10 = 2,5 \text{ мм приймаємо } \varnothing 6 \text{ А400С}$$

Шаг стержнів: $S \leq 20 \cdot d_S = 20 \cdot 10 = 200 \text{ мм} \Rightarrow$ приймаємо $S = 200 \text{ мм.}$

Елемент 4 – 2: $N = 1028,61 \text{ кН}; M = 64,44 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

$$\text{Висота стислої зони: } x = \frac{N / \cos \alpha}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{1028,61 / 0,996}{0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,28} = 0,241 \text{ м}$$

$$h_0 = h - a' = 0,42 - 0,04 = 0,38 \text{ м}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,241}{0,38} = 0,634; \quad \omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_B = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,728$$

Гранична відносна висота стислої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,584 \quad \text{умова } \xi_{\square} = 0,634 > \xi_r = 0,584$$

$$A_r = \xi_r \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_r) = 0,584 \cdot (1 - 0,584) = 0,243$$

$$e_0 = M/N = 64,44 / 1028,61 = 0,0626 \text{ м}$$

$$e = e_0 + h/2 - a_s = 0,0626 + 0,42/2 - 0,04 = 0,233 \text{ м}$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{1028,61 \cdot 0,233}{0,9 \cdot 17 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2 \cdot 10^3} = 0,387$$

$$\alpha = \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - a/h} = \frac{0,387 - 0,634 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,634)}{1 - 0,04/0,42} = -0,051 < 0$$

поздовжня арматура встановлюється по конструктивним вимогам:

$$A_s = A'_s = \mu_{MIN} \cdot b \cdot h_0 = 0,0005 \cdot 0,28 \cdot 0,42 = 0,588 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

По сортаменту з урахуванням вимог $d_s \geq 10$ (мм) приймаємо:

$$A_s = A_{SC} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 \text{ по } 2\varnothing 10 \text{ А400С.}$$

Діаметр поперечних стержнів дорівнює:

$$d_{sw} \geq (1/4) \cdot d_s = (1/4) \cdot 10 = 2,5 \text{ мм приймаємо } \varnothing 6 \text{ А400С}$$

$$\text{Крок стержнів: } S \leq 20 \cdot d_s = 20 \cdot 10 = 200 \text{ мм} \Rightarrow \text{приймаємо } S = 200 \text{ мм}$$

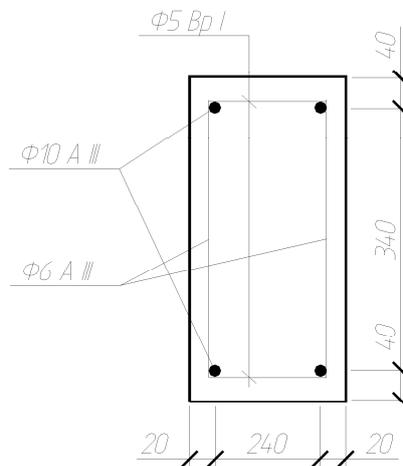


Рис. 3.5.1. Армвання верхнього пояса ґратчастої балки.

3.5.5. Розрахунок стійок.

Оскільки зусилля в стійках 5-6 і 4-3 менше, ніж в елементах верхнього пояса, а так само висота перерізу стійок більше висоти перерізу верхнього пояса:

$h_{CT} = 500 > 420$ мм, то стійки армуються без розрахунку за конструктивними вимогами:

$$A_S = A_{SC} = 0,0005 \cdot 0,28 \cdot (0,5 - 0,04) = 0,644 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Приймаємо $A_S = A_{SC} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ по $2\varnothing 10$ А400С.

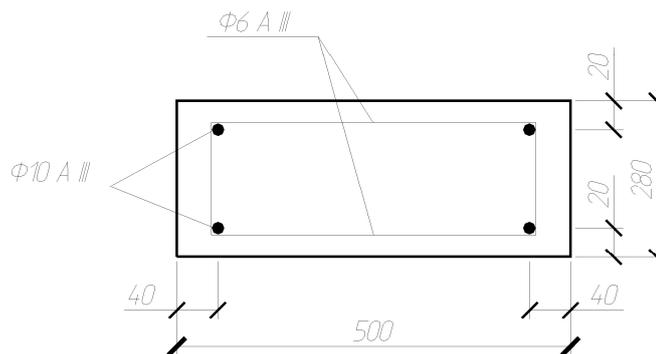


Рис. 3.5.2. Армування стійок гратчастої балки .

3.5.5. Розрахунок опорного вузла балки

Максимальна розрахункова поперечна сила $Q_{MAX} = 282,15$ кН

Довжина проекції похилого перерізу: $c = 2850 - 130 = 2720$ мм

Висота перерізу балки в кінці похилого перерізу:

$$h = 890 + (2720 + 260) \cdot (1 / 12) = 1138 \text{ мм}$$

Робоча висота перерізу: $h_0 = h - a = 1138 - 133 = 1005$ мм

$$a = \frac{A_{sp} \cdot a + A'_{sp} \cdot h_0^{H.II.}}{A_{sp} + A'_{sp}} = \frac{9,23 \cdot 10^{-4} \cdot 0,06 + 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 0,24}{9,23 \cdot 10^{-4} + 6,28 \cdot 10^{-4}} = 0,133 \text{ м}$$

де $h_0^{H.II.} = 0,24$ м – робоча висота нижнього перерізу пояса

$c > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 1005 = 2010$ мм. Приймаємо $c = 1850$ мм

Тоді $h = 890 + (1850 + 260) \cdot (1 / 12) = 1066$ мм

$h_0 = 1066 - 133 = 933$ мм

$$c = 1850 < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 933 = 1866 \text{ мм}$$

Мінімальна поперечна сила, що сприймається бетоном визначається по формулі:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot P_2}{\gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = \frac{0,1 \cdot 587,9}{0,9 \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,933} = 0,21 < 0,5 ;$$

$$Q = \varphi_{B3} \cdot (1 + \varphi_N) \cdot R_{BT} \cdot \gamma_{B2} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot (1 + 0,243) \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,28 \cdot 0,933 = 210,4 \text{ кН}$$

$Q = 210,4 \text{ кН} < Q_{MAX} = 282,15 \text{ кН}$ отже, переріз арматури визначається за розрахунком .

Визначимо поперечну силу, що сприймається бетоном:

$$Q_B^* = Q_{MAX} / 2 = 282,15 / 2 = 141,075 \text{ кН}$$

$$B = \varphi_{B2} \cdot (1 + \varphi_F + \varphi_N) \cdot R_{BT} \cdot \gamma_{B2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot (1 + 0 + 0,243) \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,28 \cdot 0,933^2 = 654,4 \text{ кН}$$

$$c = B / Q_B^* = 654,4 / 141,075 = 4,64 \text{ м} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,933 = 1,866 \text{ м}$$

приймаємо $c = 2 \cdot h_0 = 1,866 \text{ м}$.

$Q_B = B / c = 654,4 / 1,866 = 350,7 \text{ кН} > Q_{MAX} = 282,15 \text{ кН} \Rightarrow$ поперечна арматура встановлюється за конструктивними вимогами:

Приймаю: арматура – $\varnothing 6 \text{ A400C}$

$$\text{крок стержнів} - S = h / 3 = 890 / 3 = 297 \text{ мм}$$

приймаю $S = 200 \text{ мм}$

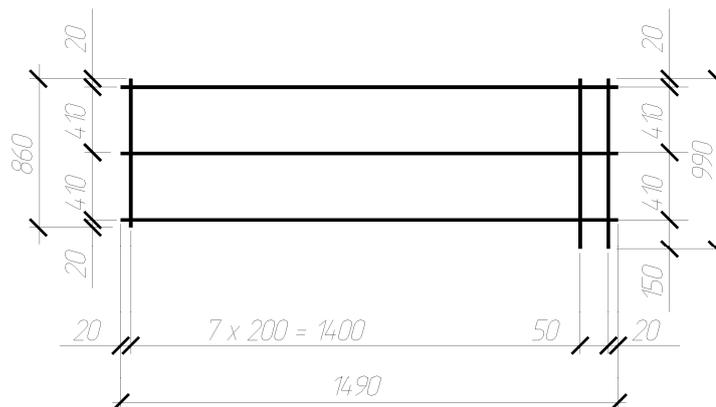


Рис. 3.5.3. Каркас опорного вузла балки.

Перевірка міцності бетону на дію головної стискуючої напруги:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{B1} \cdot R_B \cdot \gamma_{B2} \cdot b \cdot h_0$$

$$\varphi_{w1} = 1 + \frac{5 \cdot E \cdot A_{sw}}{E_b \cdot b \cdot S} = 1 + \frac{5 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{29000 \cdot 0,28 \cdot 0,2} = 1,035 < 1,3,$$

де A_{sw} – площа перерізу подовжньої арматури

$$\varphi_{B1} = 1 - 0,01 \cdot R_B \cdot \gamma_{B2} = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,847$$

$$Q \leq 0,3 \cdot 1,035 \cdot 0,847 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,28 \cdot 0,933 = 1051,2 \text{ кН} > Q_{MAX} = 282,15 \text{ кН}$$

$$h_0^{OP} = h_{OP} - a = 0,82 - 0,133 = 0,687 \text{ м}$$

Міцність бетону опорної зони балки на дію стискаючих зусиль перевіряється по формулі:

$$Q \leq 0,8 \cdot R_B \cdot \gamma_{B2} \cdot b \cdot l_{OP} \cdot \sin^2 \theta$$

де θ – кут нахилу стислої смуги бетону

$$\sin \theta = \frac{h_o^{on}}{\sqrt{l_{on}^2 + (h_o^{on})^2}} = \frac{0,687}{\sqrt{0,27^2 + 0,687^2}} = 0,93$$

$$Q = 282,15 \text{ кН} < 0,8 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,28 \cdot 0,27 \cdot 0,93^2 = 800,3 \text{ кН}$$

Умова міцності бетону виконується і постановку горизонтальних хомутів на опорі за розрахунком не потрібно .

Сітка C1 встановлюється за конструктивними вимогами. Необхідна площа перерізу анкерних стержнів опорної заставної деталі MH – 2 рівна:

$$A_{S, AH}^{TP} = \frac{0,2 \cdot R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_{S, AH}} = \frac{0,2 \cdot 680 \cdot 10^3 \cdot (9,23 \cdot 10^{-4} + 6,28 \cdot 10^{-4})}{365 \cdot 10^3} = 5,78 \cdot 10^{-4}$$

Приймаю анкерні стержні $6\varnothing 12$ A400C с $A_{S, AH} = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$

Умова: $d_s \geq 10 \text{ мм}$ – виконується.

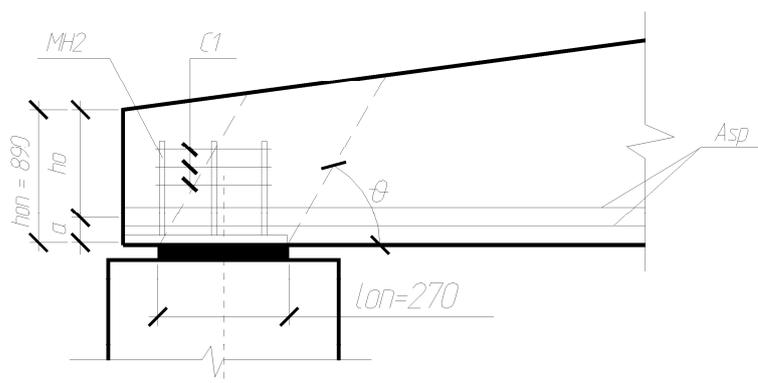


Рис. 3.5.4. До розрахунку опорного вузла балки.

Розділ IV

Основи та фундаменти

4. Основи та фундаменти.

4.1. Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва.

Планування поверхні проводимо методом зрізання ґрунтово-рослинного шару, тому що цей ґрунт має важливе значення при благоустрої території.

Висота фундаменту:

$$N=1554.65 \text{ кН}$$

$$Q=1 \text{ кН}$$

$$M=26.9 \text{ кНм}$$

$$h_1 = d - 0,15 = 1,65 - 0,15 = 1,5 \text{ м}$$

Приймаємо висоту фундаменту кратною 300 мм - $h_1=1,5 \text{ м}$

Тоді прийнята глибина закладання

$$d=1,5+0,15=1,65 \text{ м}$$

У цьому випадку несучим шаром буде суглинок коричнево-бурий (за умовну позначку відліку прийнято рівень підлоги підвального приміщення, яке відповідає позначці (-4.800))

Розміри фундаменту в плані первісно приймаємо з умови

$$\eta=1/b=1,3$$

Площа подошви фундаменту

$$A_o = \frac{N}{R_o - \gamma_{ср} d} = \frac{1544,65}{233,35 - 20 \cdot 1,65} = 7,71 \text{ м}^2$$

Ширина фундаменту

$$b_o = \sqrt{\frac{A_o}{\eta}} = \sqrt{\frac{7,71}{1,3}} = 2,43$$

Уточнимо розрахунковий опір ґрунту:

Для будівлі без підвалу:

$$R_1 = \frac{\gamma_{-1} \gamma_{-2}}{k} [M_\gamma k_z b_o \gamma^n + M_g d \gamma^n + M_c c^n]$$

Де: $\gamma_{с1}=1,1$ при $I_{L6}=0,15$

$$\gamma_{с2}=1$$

при

$$I_{L3} = 0,15 \text{ і } L/H=90/18=5$$

$$k=1,1$$

$$k_z=1 \text{ при } b < 10 \text{ м};$$

$$d_o = 2,43 \text{ м} \text{ — ширина фундаменту}$$

$$\gamma_{II} = \gamma_3 = 19,42 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma'_n = \frac{\gamma_5 h_5 + \gamma_6 h_6}{h_5 + h_6} = \frac{18,15 \cdot 0,7 + 19,42 \cdot 0,95}{0,7 + 0,95} = 18,88 \text{ кН/м}^3$$

Значення безрозмірних коефіцієнтів M_γ, M_g, M_c знаходимо по в залежності від розрахункового кута внутрішнього тертя ґрунту основи. Кут внутрішнього тертя φ_{II} та питоме зчеплення C_{II} визначаємо по в залежності від найменування ґрунту, його пластичності і коефіцієнта пористості.

Для суглинку $I_{L6} = 0,15$ при $e_6 = 0,709$ маємо

$$\varphi_{II} = \varphi_6 = 23^\circ$$

$$C_{II} = C_6 = 25 \text{ кПа}$$

$$\text{Тоді для } \varphi = 23^\circ \quad M_\gamma = 0,69, \quad M_g = 3,65, \quad M_c = 6,24$$

Уточнені значення:

Розрахункового опору ґрунту

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} [0,69 \cdot 1 \cdot 2,43 \cdot 19,42 + 3,65 \cdot 1,65 \cdot 18,88 + 6,24 \cdot 25] = 343,48 \text{ кПа}$$

Площа підшви фундаменту при $R_1 = 343,48 \text{ кПа}$

$$A_1 = 4,98 \text{ м}^2$$

$$A_1 = \frac{1544,65}{343,48 - 20 \cdot 1,65} = 4,98 \text{ м}^2$$

ширини фундаменту

$$b_1 = \sqrt{\frac{4,98}{1,3}} = 1,95 \quad ([b_o - b_1]) = 0,48 > 0,1 \text{ м};$$

розрахункового опору ґрунту при $b_1 = 1,95 \text{ м}$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} [0,69 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 19,42 + 269,3705] = 336,18 \text{ кПа}$$

Площі підшви фундаменту при $R_2 = 336,18 \text{ кПа}$

$$A_2 = \frac{1544,65}{226,18 - 20 \cdot 1,65} = 5,095 \text{ м}^2$$

Ширини фундаменту

$$b_2 = 1,98 \text{ м} \quad ([b_2 - b_1]) = 0,023 < 0,1 \text{ м};$$

Збільшуємо площу підшви фундаменту на 20% у зв'язку з тим, що попереднє значення визначалось без врахування згинаючого моменту і поперечної сили:

$$A=1,2A_2 = 6,114 \text{ м}^2$$

Тоді ширина фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{6,114}{1,3}} = 2,17 \approx 2,2 \text{ м}$$

Уточнимо значення R для даного розміру меншої сторони фундаменту:

$$R_\phi = 339,98 \text{ кПа}$$

Визначимо довжину фундаменту:

$$l=1,3 \quad b=1,3 \times 2,2=2,86 \text{ м}$$

Приймаємо $l=2,9$ м. Площа підшви фундаменту: $A=lb=2,9 \cdot 2,2=6,38 \text{ м}^2$;

Момент опору перерізу підшви фундаменту відносно його повздовжньої вісі:

$$W = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,2 \cdot 2,9^2}{6} = 3,08 \text{ м}^3$$

Навантаження від фундаменту і ґрунту на його уступах визначаємо по формулі:

$$G_{\phi \text{ ґр}} = dlb\gamma_{\text{ср}}$$

де $\gamma_{\text{ср}}$ - усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його уступах;

$$\gamma_{\text{ср}} = 20 \text{ кН/м}^2$$

$$G_{\phi \text{ ґр}} = 1,65 \cdot 2,9 \cdot 2,2 \cdot 20 = 210,54 \text{ кН}$$

Тоді напруження під підшвою фундаменту:

$$P_{\text{max}} = \frac{1544,65 + 210,54}{6,38} \pm \frac{26,9 + 1 \cdot 1,65}{3,08} = (275,11 \pm 9,27) \text{ кПа};$$

Перевіряємо умови:

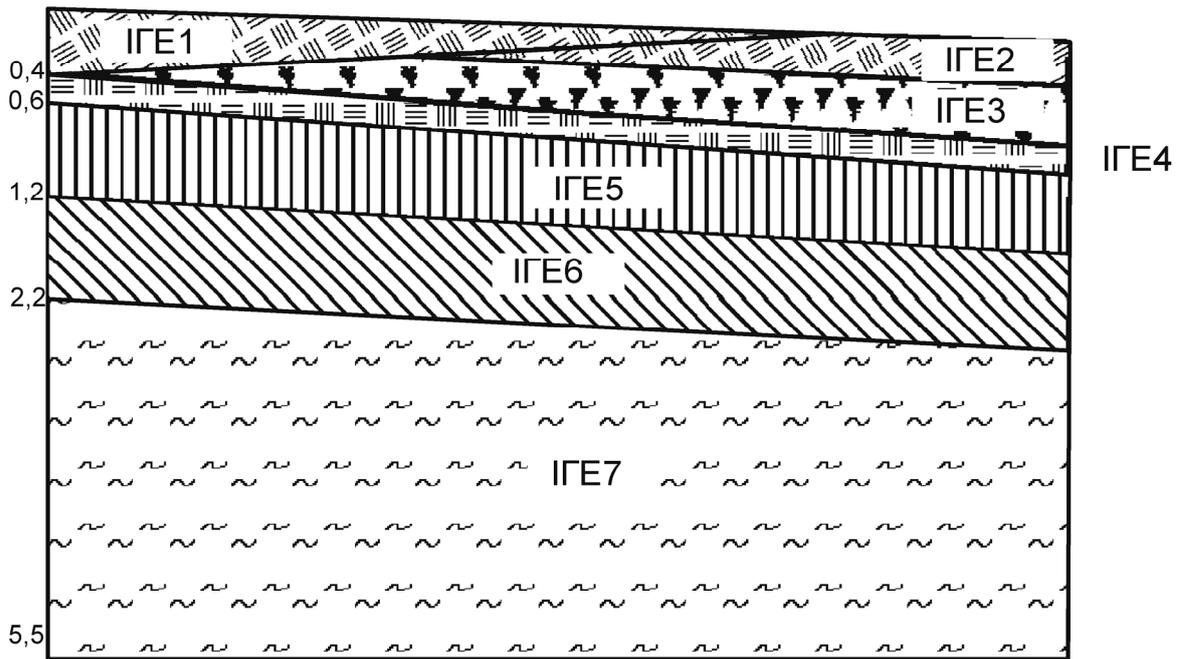
$$P_{\text{max}} = 284,38 < 1,2 \cdot 339,98 = 407,98 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{ср}} = 275,11 \text{ кПа} < 339,98 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{min}} = 265,84 \text{ кПа} > 0$$

Таким чином розміри фундаменту визначено вірно.

Інженерно-геологічний
розріз



ІГЕ 1 - Насипний шар чорнозему, місцями перемішаний з суглинками, твердий.

ІГЕ 2 - Насипний шар суглинку жовтувато-сірого кольору, твердий.

ІГЕ 3 - Грунтовий шар твердий.

ІГЕ 4 - Суглинок сірувато- і темно-бурий, лисовидний, нерівномірно-гумусований, карбонатний, твердий (шар підгрунтя).

ІГЕ 5 - Суглинок жовто-бурий коричневий, сіруватий, лисовидний, місцями сильно неоднорідний по складу, з сірими набряками, тріщинуватий, карбонатний, з включеннями борошнистих карбонатів, з нальотами марганцю.

ІГЕ 6 - Суглинок коричнево-бурий, червонуватий, на початку шару тріщинуватий, нижче щільний, карбонатний з включеннями борошнистих карбонатів, з частими скупченнями кристалів гіпсу, важкий, слабков'язкий, твердий.

ІГЕ 7 - Глина темно-бура, однорідна, карбонатна, з скупченнями кристалів гіпсу, щільна, важка, слабков'язка, тверда.

Таблиця 4.1

Фізико-технічні характеристики ґрунтів

Назва ґрунту	ρd , т/м ³	γ , кН/ м ³	γd , кН/ м ³	γs , кН/ м ³	n	e	S_r	I_p	I_L	E , МПа	C_n , кПа	ϕ_n^o	R_0 , кПа
Суглинок жовто-бурий коричневатий (5)	1,53	18,15	15	26,3	0,43	0,752	0,75	0,17	<0	16,7	20	23,41	200
Суглинок коричнево-бурий (6)	1,58	19,42	15,5	26,49	0,41	0,709	0,96	0,18	0,15	19,74	33	22,05	250
Глина (7)	1,51	19,03	14,81	26,68	0,44	0,797	0,96	0,20	0,1	23,30	43	18,65	300

4.2. Розрахунок осідання фундаменту.

Розрахунок осідання фундаменту оформимо у вигляді таблиці (табл. 4.2).

Грунтову товщу розіб'ємо на елементарні шари товщиною $h_1 = 0,4b = 0,4 \times 2,2 = 0,88$ м

Таблиця 4.2

Номер точок	h, м	Z, м	$\xi =$ $=2z/b$	α	$\sigma_{zq},$ кПа	$\sigma_{zp},$ кПа	$\sigma_{zp,cp}$ кПа	E кПа	S м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	0	0	1,000	39,3	235,9	212,31	19740	-
1	0,05	0,05	0,05	0,996	40,271	234,96	235,43	19740	0,0005
2	0,88	0,93	0,85	0,818	57,02	192,2	213,58	23300	0,007
3	0,88	1,81	1,65	0,515	73,764	98,98	145,59	23300	0,0044
4	0,88	2,69	2,45	0,305	90,51	30,19	64,59	23300	0,002
5	0,66	3,35	3,05	0,210	103,07	6,34	18,265	23300	0,0004

Спочатку визначимо додатковий вертикальний тиск на рівні підшви фундаменту:

$$P_0 = P - \sigma_{zq,0} = 275,11 - 39,254 = 235,856 \text{ кПа.}$$

де $\sigma_{zq,0}$ - природний тиск на рівні підшви фундаменту (рис. 4.1).

$$e_o = \frac{\Sigma M}{N} = \frac{29.59+1.1}{1699.115} = 0,02 \text{ м};$$

Товщину стінок стакану при $e_o \leq 2l_c$ визначаємо так:

$$t = 0,2l_c = 0,2 \cdot 0,6 = 0,12 = 120 \text{ мм};$$

приймаємо товщину стінки стакану $t = 120 \text{ мм}$;

Глибина закладки колони в стакані фундаменту в залежності від значення ексцентриситету:

$$e_o = 0,02 < 2l_c = 1,2 \Rightarrow d_c > l_c = 0,6 \text{ м}$$

Глибину закладки приймаємо виходячи з умови використання збірних уніфікованих колон:

$$d_c = 0,75 \text{ м.}$$

Тоді глибина стакану:

$$d_p = d_c + 50 = 750 + 50 = 800 \text{ мм}$$

Розміри підколінника в плані:

$$l_{cf} = l_c + 2t + 2a = 600 + 300 + 2 \cdot 75 = 1050 \text{ мм};$$

$$b_{cf} = b_c + 2t + 2a = 400 + 300 + 2 \cdot 75 = 850 \text{ мм};$$

Приймаємо розміри ,кратними 300 мм.

$$l_{cf} = 1200 \text{ мм}; \quad b_{cf} = 900 \text{ мм};$$

Визначимо товщину стінок стакану:

$$t_1 = (l_{cf} - l_c - 2a) / 2 = 225 \text{ мм};$$

$$t_1 = (b_{cf} - b_c - 2a) / 2 = 175 \text{ мм};$$

Товщина дна стакану фундаменту:

$$h_p = h - d_p = 1500 - 800 = 700 \text{ мм}; \text{ э}$$

що більше ніж 200 мм;

У зв'язку з великою висотою фундаменту та значними розмірами плитної частини, приймаємо ступінчатий фундамент. Ширину нижньої ступені визначаємо виходячи з умови:

$$c_1 < 2,5h_{01}$$

де h_{01} - робоча висота перерізу нижньої ступені фундаменту, м;

Приймаємо $c_2 = 300 \text{ мм}$,

Тоді:

$$c_1 = [l + l_{cf} - 2(c_2 + c_3)]/2 = [2900 - 1200 - 2 \cdot 300]/2 = 550 \text{ мм.};$$

$$c_1 = 550 < 2,5h_{01}$$

Висота підколінника:

$$h_{cf} = h - \Sigma h_{cti} = 1500 - (300 + 300) = 900 \text{ мм.};$$

По стороні b приймаємо дві ступені:

$$c_1 = 250 \text{ мм} = c_2$$

4.4. Розрахунок на продавлювання

При виконанні умови

$$N_c = 0,85 \cdot N = 1444,25 \text{ кН.};$$

де N_c - розрахункова повздовжня сила, діюча на рівні торця колони.;

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу повздовжньої сили на плитну частину фундаменту через стінки стакана.;

$$\alpha = (1 - R_{bt}' A_c / N) = (1 - 607,5 \cdot 1,5) / 1699,115 = 0,464;$$

R_{bt}' - розрахунковий опір бетону замонолічування стакану, що приймається з урахуванням коефіцієнтів умов роботи γ_{b2} , γ_{b9} ;

$$R_{bt}' = 750 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 607,5 \text{ кПа}$$

A_c - площа бічної поверхні колони, закладеної в стакані фундаменту

$$A_c = 2(b_c + l_c)d_c = 2 \cdot (0,6 + 0,4) \cdot 0,75 = 1,5 \text{ м}^2.;$$

$$A_0 = 0,5b(l - l_p - 2h_{op}) - 0,25(b - b_p - 2h_{op})^2 = 0,5 \cdot 2,2(2,9 - 0,7 - 2 \cdot 0,25) - 0,25(2,2 - 0,5 - 2 \cdot 0,25)^2 = 1,51 \text{ м}^2.;$$

$$12266,5 < 2,2 \cdot 2,9 \cdot 750 \cdot 1,3 / 0,43 = 14466,3$$

$$b_c / l_c = 0,67 < 1,74 / 2,09 = 0,833$$

$$b_c / l_c = 0,67$$

$$N_c < (1 + 0,67) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,09 \cdot 0,75 = 2,55 \text{ кН}$$

Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

Визначим переріз арматури вздовж більшої сторони 1

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1699.115}{6.38} + \frac{336.2 \cdot 1.5}{3.08} = 430 \text{ кПа.};$$

Тиск на ґрунт в перерізі 1-1:

$$\sigma_{1-1} = \frac{1699.115}{6.38} + \frac{0.83 \cdot 504.3}{3.08} = 402.22 \text{ кПа.};$$

$$\text{де } k_{1-1} = 1 - \frac{2C_{1-1}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0.55}{2.9} = 0.62$$

Згинаючий момент в перерізі 1-1

$$M_{1-1} = \frac{0.55^2 \cdot 2.2}{6} (2 \cdot 430 + 402.22) = 140 \text{ кН-м};$$

Тоді

$$\alpha_m = \frac{140}{8500 \cdot 2.2 \cdot 0.3^2} = 0.083$$

Відповідно ,

$$\zeta = 0.954$$

Підставивши числові значення, визначимо A_{s1-1} :

$$A_{s1-1} = \frac{140}{365000 \cdot 0.956 \cdot 0.3} = 13.4 \text{ см}^2$$

Переріз 2-2

$$k_{2-2} = 1 - \frac{2C_{2-2}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0.850}{2.9} = 0.59$$

$$\sigma_{2-2} = \frac{1699.115}{6.38} + \frac{0.59 \cdot 504.3}{3.08} = 362.9 \text{ кПа.};$$

$$M_{2-2} = \frac{0.85^2 \cdot 2.2}{6} (2 \cdot 430 + 362.9) = 324 \text{ кН-м};$$

$$\alpha_m = \frac{324}{8500 \cdot 1.7 \cdot (0.3 + 0.3)^2} = 0.063$$

$$\zeta = 0.967$$

$$A_{s2-2} = \frac{324}{365000 \cdot 0.967 \cdot (0.3 + 0.3)} = 15.3 \text{ см}^2$$

Приймаємо 15 стержнів $\varnothing 12$ А-400С ($A_s = 16.96$) з відстанню між стержнями 150 і 200 мм

Мінімальний відсоток армування

$$A_s / A_b = 15.831 / 12650 = 0.0013 > 0.0008$$

A_b - площа перерізу вздовж меншої частини фундаменту , см^2

Вздовж сторони b:

$$\sigma_{1'-1'} = \frac{1699,115}{6,38} = 266,32 \text{ кПа.};$$

$$M_{1'-1'} = \frac{0,25^2 \cdot 2,2}{6} (2 \cdot 266,32 + 266,32) = 18,31 \text{ кН-м};$$

$$\alpha_m = \frac{18,31}{8500 \cdot 2,9 \cdot 0,25^2} = 11,9; \quad \zeta = 0,96$$

Площа перерізу арматури

$$A_{S 1'-1'} = \frac{18,31}{365000 \cdot 0,994 \cdot 0,25} = 2 \text{ см}^2$$

Переріз 2-2

$$M_{2'-2'} = \frac{0,55^2 \cdot 2,9}{6} (2 \cdot 266,32 + 266,32) = 116,8 \text{ кН-м};$$

$$\alpha_m = \frac{116,8}{8500 \cdot 1,8 \cdot (0,3 + 0,3)^2} = 0,0212; \quad \zeta = 0,989$$

Площа перерізу арматури:

$$A_{S 2'-2'} = \frac{116,8}{365000 \cdot 0,989 \cdot (0,3 + 0,3)} = 5,4 \text{ см}^2$$

Приймаємо площу перерізу арматури 8Ø10 А-400ГС ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$) з відстанню між стержнями 200мм.

Мінімальний відсоток армування

$$\mu = \frac{5,4}{10600} = 0,0005 < 0,0008$$

Приймаємо конструктивне армування

$$A_s = 10600 \cdot 0,0008 = 8,48 \text{ см}^2$$

Приймаємо армування 11Ø10 (А400С) $A_s = 8,639 \text{ см}^2$ з відстанню між стержнями 200 мм.

4.5. Розрахунок повздовжнього армування підколонника

Визначимо площу перерізу арматури для прямокутного перерізу 1-1. Первісно перевіримо його міцність як позацентрово-стиснутого бетонного перерізу.

Висота стиснутої зони

$$x = l_{cf} - 2e_x$$

Загальний ексцентриситет

$$e_x = \frac{M_x}{N} + \frac{l_{cf}}{30} = \frac{336.2 + 1.1 \times 0.9}{1699.115 + 31.1} + \frac{0.9}{30} = 0.23$$

$$x = 0.9 - 2 \cdot 0.23 = 0.44$$

Тому що

$$\frac{h_{cf} - 0.9}{b_{cf} \cdot 0.9} = 1 < 6 \quad \text{то } \eta = 1$$

Площа перерізу стиснутої зони

$$A_b = \eta \cdot b_{cf} \cdot x = 1 \cdot 0.9 \cdot 0.44 = 0.396 \text{ м}^2$$

$$N = 1730,22 < 1 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 8500 \cdot 0.396 = 3029.4 \text{ кН}$$

Приймаємо армування підколінника конструктивно, виходячи з умови

$$A_s = A_s > 0.0002 \cdot l_{cf} \cdot b_{cf} = 0.0002 \cdot 90 \cdot 90 = 1,62 \text{ см}^2$$

Призначаємо переріз арматури 3Ø10 А400С, $A_s = 2.36 \text{ см}^2 > 1.62 \text{ см}^2$

Визначаємо площу перерізу арматури для коробчастого перерізу 2-2

Загальний ексцентриситет

$$e_x = \frac{336.2 + 1.1 \times 0.8}{1699.115} = 0.199 \text{ м}$$

Тому що

$$l/2 = 0.3 > 0.199 > l/6 = 0.1 \text{ м}, \text{ то згинаючий момент навколо стиснутої}$$

зони

$$M_{kx} = M_x + Q_x d_p - 0.7 N e_x = 336.2 + 1.1 \cdot 0.8 - 0.7 \cdot 1699.115 \cdot 0.199 = 100.4 \text{ кНм}$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = l_{cf} - 0.05 = 0.85 \text{ м}$$

Коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{100.4}{0.9 \cdot 8500 \cdot 0.9 \cdot 0.85^2} = 0.02; \quad \zeta = 0.990$$

Площа перерізу арматури

$$A_s = A'_s = \frac{100.4}{365000 \cdot 0.990 \cdot 0.85} = 3.3 \text{ см}^2$$

Виконуємо армування підколінника згідно з розрахунком коробчастого перерізу. Приймаємо переріз арматури 3Ø12 А400С, $A_s = 3.39 \text{ см}^2 > 3.3 \text{ см}^2$.

Вдovж граней, паралельних площині згину приймаємо по два стержні Ø12 А400С.

4.6. Розрахунок поперечної арматури підколінника

Так як $e_x=0,199 > l_c/6=0.1$ м, то необхідно виконувати розрахунок поперечної арматури.

при $l_c/2=0,3 > 0,199 > l_c/6=0.1$ м

згинаючий момент

$$M_{kx} = M_x + Q_x d_p - 0.7 N_{ex} = 100,4 \text{ кНм}$$

Приймаємо п'ять сіток. Тоді площа перерізу арматури

$$A_{sx}^{tr} = \frac{100.4}{365000 \cdot (0.7 + 0.65 + 0.55 + 0.45 + 0.25)} = 1.06 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз арматури $4\emptyset 8$ А400С, $A_s=2,01 \text{ см}^2 > 1,06 \text{ см}^2$.

4.7. Розрахунок підколонника на зминання під торцем колони

Визначимо необхідність установки сіток, для чого перевіримо міцність бетонного перерізу за умови

$$N_c < \psi_{loc} R_{b,loc} A_{loc1}$$

Поздовжня стискаюча сила

$$N_c = \alpha N$$

$$\text{де } \alpha = 1 - 0,4 R_{bt} A_{cy} / N = 1 - 0,4 \cdot 750 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,5 / 1699,115 = 0,79$$

$$A_{cy} = 2(l_c + b_c) d_c = 2(0,6 + 0,4) \cdot 0,75 = 1,5 \text{ м}^2$$

Приймаємо $\alpha = 0,85$

Так як $e_x > l_c/6$, то $\psi = 0,75$

Розрахунковий опір бетону стисненню

$$R_{b,loc} = R_b \varphi_b; \quad \varphi_b = \sqrt[3]{\frac{0,9 \cdot 0,9}{0,7 \cdot 0,5}} = 1,522$$

Тоді

$$R_{b,loc} = \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_b \varphi_b = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 8500 \cdot 1,522 = 10478,97 \text{ кПа}$$

$$N_c = \alpha N = 0,85 \cdot 1699,115 = 1444,25 \text{ кН}$$

Умова міцності приймає вид

$$N_c = 1444,25 \text{ кН} < 0,75 \cdot 10478,97 \cdot 0,35 = 2750,73 \text{ кН}$$

Отже, бетонний переріз по міцності проходить і установлення сіток непрямого армування не потрібне.

Розділ V

Технологія та організація будівництва

5. Технологія та організація будівельного виробництва

5.1 Технологічна карта на монтаж плит перекриття

Роботи з монтажу залізобетонних будівельних конструкцій, установки плит перекриття.

5.1.1 Область застосування карти

Технологічна карта розроблена на монтаж плит перекриття в виробничому корпусі з виготовлення побутової техніки. До складу технологічної карти входять: монтаж плит перекриття.

5.1.2 Підрахунок обсягів робіт

1. Кількість плит перекриття (специфікація) – 720шт

Макс. S плити = 11,34 м²

5.1.3 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

Таблиця 5.1

Шифр норм	Найменування робіт	Од. вим	Норма часу		Обсяг робіт	Трудовіткість		Розцінка	Заробітня плата	Склад ланки
			Чол. Год.	Маш. Год.		Чол. година	Маш. година			
Е 1-15	Розвантаж. перекриттів	100шт	7,3	12,5	7,2	48,76	96,75	8	61,92	машиніст бр-1 Такелажники 2р-2
Е 3-22	Приготування розчину	1м ³	0,2	-	35,05	7,01	-	0,14	4,907	Каменяр 3р-2
Е 4-1-7,4	Установка плит перекриття	1шт	0,88	0,22	720	563,2	140,8	0,62	436,48	Монтажн. 4,3,2 р-1 машиніст бр-1
Е 4-1-10,8	Електродугове зварювання стиків	1м шва	2,0	-	159	78,5	-	1,02	71,4	Монтажн. 4 р-1
Е 4-1-7,10	Заробка стиків	100м шва	6.05	0,25	50.4	8.32	16	0,70	44,8	Монтажн. 3,2 р-1 машиніст бр-1

5.1.4 Вибір ведучого механізму

1. Висота підйому гака

$$H = h_{\text{отм}} + 0,5 + h_{\text{кон}} + h_{\text{стр}} + 1,5 = 28,15 + 0,5 + 0,3 + 4,5 + 1,1 = 34,55 \text{ м}$$

$h_{\text{отм}}$ – найвища позначка будівлі.

$h_{\text{кон}}$ – висота найвищої конструкції.

$h_{\text{стр}}$ – висота строп.

2. Вантажопідйомність

$$Q = q_{\text{тяж}} + q_{\text{гр.пр}} = 2,58 + 0,15 = 2,73 \text{ тони}$$

$q_{\text{тяж}}$ – найважчий елемент будівл.

$q_{\text{гр.пр}}$ – вага вантажозахоплювального пристрою.

3. Виліт стріли

$$L = B + 4,1 + 4,5/2 - 1,5 = 15,14 + 4,1 + 2,25 - 1,5 = 20,71 \text{ м}$$

B – ширина будівлі.

Згідно проведених розрахнків для виконання робіт приймаємо кран КБ -503А

5.1.5 Вказівки щодо виконання робіт

Монтаж перекриттів.

1. До монтажу плит перекриттів перевіряють положення верхніх опорних частин кладки під конструкції перекриття, які повинні знаходитися в одній площині (різниця в позначках в межах поверху не повинна перевищувати 10 мм).

Щоб забезпечити горизонтальність стелі, утвореної плитами перекриття, користуються такими прийомами.

2. В межах захватки (секції) будівлі по периметру верху стін або прогонів за допомогою нівеліра або гнучкого рівня наносять (на заздалегідь закріплені рейки) ризки, відповідні монтажному горизонту, тобто позначку, на якій буде перебувати низ конструкцій перекриття. За нівелювальних позначок (по шнура) укладають вирівнюючий шар розчину (стяжку), розрівнюють його правилом і, після того як стяжка набире 50% міцності,

монтують плити (панелі) перекриттів, розстилаючи на опорних поверхнях шар свіжого розчину товщиною 3. . .4 см.

3.Монтаж перекриття ведуть ланкою з чотирьох осіб: машиніст крана, два монтажника (4-го і 3-го розрядів) і такелажник (3-го розряду). Такелажник стропить плити чотиригілковим стропом. Два монтажника знаходяться на перекритті (спочатку на риштованні), розташовуючись по одному з кожної опори плити. Вони приймають подану плиту, розгортають її і направляють при опусканні в проектне положення. Невелике рихтування плити монтажники роблять ломиком до зняття строп.

4. Переміщати плити в напрямку, перпендикулярному стінам, неприпустимо. Тому, перш ніж опустити плиту на розчинну постіль, необхідно точно навести її, щоб отримати опорну площадку необхідної ширини.

5.Після укладання кожної плити перевіряють горизонтальність стелі візуванням по його площині, а при необхідності і правилом. Якщо виявиться, що площини суміжних плит не збігаються уздовж шва, плиту піднімають краном, виправляють розчинну постіль і встановлюють заново.

6.Пліти перекриттів після вивірки закріплюють анкерами, які закладаються в кладку або приварюються до закладних деталей блоків, суміжні плити скріплюють анкерами за монтажні петлі.

Монтаж перемичок.

Несучі перемички, на які безпосередньо передається навантаження від перекриттів, в цегляних будинках, як і прогони, встановлюють, піднімаючи за монтажні петлі і укладаючи на підготовлену розчинну постіль, а не несучі (рядові) укладають вручну. При монтажі забезпечують точність установки їх по вертикальних позначках, горизонтальність і розмір площі обпирання.

Монтаж сходових маршів і майданчиків.

1. Сходові елементи монтують у міру зведення стін будівлі. Проміжну площадку і перший марш встановлюють по ходу кладки внутрішніх стін сходової клітки, другий (поверхову) майданчик і другий марш - після закінчення кладки поверху.

2. До монтажу сходових площадок і маршів перевіряють їх розміри. Потім розмічають місця установки майданчиків, наносять шар розчину і встановлюють майданчик.

3. Положення встановленої конструкції перевіряють по вертикалі і в плані. Для вивірки положення сходових майданчиків в плані застосовують дерев'яний шаблон, що копіює профіль опорної частини сходового маршу. Відразу ж після вивірки положення площадки монтують сходовий марш. Це дозволяє відрегулювати взаємне положення сходового маршу, перш ніж схопитися розчин.

4. Сходовий марш строплять вилковим захватом або чотиригілковим стропом з двома укороченими гілками, які надають елементу що піднімається нахил трохи більше проектного. Аналогічним способом виконують строповку маршів, об'єднаних з напівплощадками.

5. При установці сходового маршу його спочатку спирають на нижню площадку, а потім на верхню. При зворотній послідовності марш може зірватися з верхнього майданчика або заклинитися між верхньою і нижньою площадками.

6. Перед установкою маршу монтажники влаштовують на опорних місцях сходових майданчиків постіль із розчину, накидаючи й розрівнюючи його кельмами. При установці маршів один монтажник перебуває на нижньому майданчику, інший - на вищележачому перекритті або на риштованні поруч зі сходовою кліткою. Беручи марш, монтажник направляє його в сходову клітку, рухаючись одночасно до верхнього майданчика. На висоті 30 .. 40 см від місця посадки маршу обидва монтажника притискають його до стіни, дають машиністу крана сигнал і встановлюють на місце спочатку нижній кінець маршу, потім верхній. Неточності установки

виправляють ломиком, після чого відчіплюють строп, замонолічують стики між маршем і майданчиками цементним розчином і встановлюють інвентарні огороження.

5.1.6 Вказівки з техніки безпеки

1. Безпека праці при монтажі конструкцій перекриттів, сходів і перемичок забезпечується виконанням наступних правил: при монтажі використовують захватні пристрої, монтажну оснастку і засоби підмоцнення, зазначені в проекті виконання робіт і нормокомплект; монтажники працюють, пристягнувши пояса до надійно закріплених конструкцій.

2. До монтажних робіт на висоті допускаються робітники не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд. Монтажники забезпечуються перевіреними і випробуваними запобіжними поясами, надійними мотузками і нековзким взуттям. Проходи, проїзди в зоні підйому і монтажу конструкцій повинні бути закритими, а територія огорожена парканом, на якому вивішено попереджувальні знаки і написи. Крім того, будівельні вагончики повинні розташовуватися на безпечній відстані від об'єкта.

3. Перед початком робіт і періодично під час робіт монтажні пристосування оглядаються виконавцем робіт або майстром. Користуватися несправними пристосуваннями, зношеними поясами і стропами забороняється.

4. На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

5. При зведенні будинків і споруд забороняється виконувати роботи, пов'язані з перебуванням людей в одній секції (захватці, дільниці) на поверхах (ярусах), над якими виконуються переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або обладнання кранами.

6.Способи стропування елементів конструкцій та обладнання повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

7. Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, які не мають монтажних петель або міток, що забезпечують їх правильне стропування і монтаж.

8.Очістку від бруду і полою елементів конструкцій що монтуються слід проводити до їх підйому.

9. Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу слід застосовувати інвентарні драбини, перехідні містки та трапи, що мають огороження.

10. Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або обладнання повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

11. Розстроповку елементів конструкцій та обладнання, встановлених в проектне положення, слід проводити після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщати встановлені елементи конструкцій або обладнання після їх розстроповки, за винятком випадків, обґрунтованих ППР, не допускається.

12.Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт. Роботи по переміщенню і встановленню вертикальних панелей і подібних їм конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

13.Не допускається перебування людей під елементами конструкцій і устаткування що монтуються до установки їх в проектне положення і закріплення.

14. Монтаж сходових маршів і майданчиків будівель (споруд), а також вантажопасажирських будівельних підйомників (ліфтів) повинен

здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах слід негайно встановлювати огороження.

15. При переміщенні конструкцій або обладнання відстань між ними і виступаючими частинами змонтованого обладнання або інших конструкцій повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

5.1.7 Розрахунок техніко-економічних показників

1. Обсяг робіт.

n елементів = 720 шт

2. Тривалість ведення робіт.

$T_{\text{днів}} = 22$ діб

3. Нормативні трудовитрати.

$Q_{\text{норм.}} = 18,18 + 7,01 + 88 + 15,31 + 10 = 138,5$ люд-змін

4. Планові трудовитрати.

$Q_{\text{план.}} = 18 + 6 + 88 + 16 + 10 = 138$ люд-змін

5. Питомі трудовитрати.

$Q_{\text{пит.}} = (Q_{\text{норм.}} / Q_{\text{план.}}) * 100\% = (138,5 / 138) * 100\% = 100\%$

6. Коефіцієнт суміщеності робіт.

$k_{\text{сум.}} = \sum t_i / T_{\text{днів}} = (3 + 1,5 + 11 + 2 + 1) / 22 = 1,02$

7. Виробіток одного робітника в день.

$V_{\text{роб.}} / Q_{\text{норм.}} = 774 \text{ шт} / 138,5 = 5,63$ шт

5.2 Технологічна карта на монтаж колон

5.2.2 Визначення обсягів робіт

Таблиця 5.2

Відомість розрахунку об'ємів робіт

№	Найменування робіт	Формула підрахунку	Один.	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Розвантаження колон	-	100 т	3.38
2	Монтаж колон	-	шт	119
3	Заробка стиків колон з фундаментами	-	1 стик	119

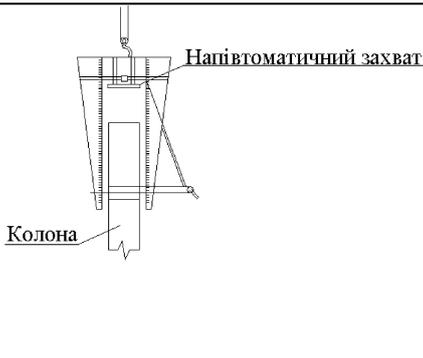
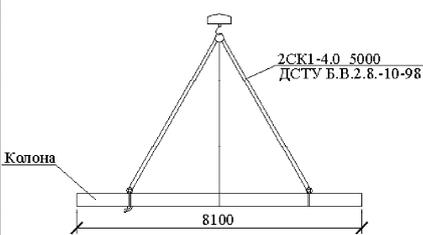
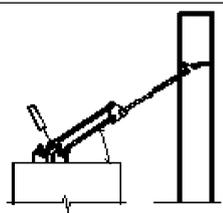
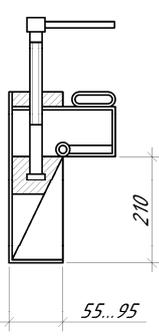
5.2.2 Вибір монтажного та такелажного обладнання

Для розвантаження колон приймаємо двогілковий строп 2Ст10-4.

Для монтажу колон приймаємо траверсу ПИ Промстальконструкція №205227М-13. Тимчасове кріплення верху колон забезпечуємо трьома розчалками. Тимчасове кріплення та вивірку низу колон здійснюємо клиновими вкладишами. Данні по підборі монтажного та такелажного оснащення наведені в таблиці 5.3.

Таблиця 5.3

Відомість монтажного та такелажного оснащення

№	Монтуємий елемент	Пристосування	Ескіз	Вантажопідіймність, т	Вага Q пр., т	Висота строповки, м	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Монтаж колон	Траверса ПИ Промстальконструкція №205227М-13		8	0,135	0.5	1
2	Розвантаження колон	Двохвершковий строп 2Ст10-4		5	0.02	2.2	1
3	Тимчасове кріплення колон	Розчалка, ПИ Промстальконструкція, 2008-09		-	0.1	-	3
4	Вивірка і тимчасове кріплення колон в стаканах фундаментів	Клиновий вкладиш, ЦНПОМТП, №7		-	0.01	-	-

5.2.3 Визначення транспортних засобів

Для вибору транспортних засобів для монтажу колон приймаємо метод монтажу з приоб'єктного складу, транспортування конструкцій здійснюємо автопоїздами. Дані наводимо в табл. 5.4.

Таблиця 5.4

Таблиця транспортних засобів

Транспортуємий елемент	Вага 1 Ел-та, т	Лінійні розміри, м			Вид транспортного засобу	Марка тягача	Вантажопіомність, т	Кількість транспортуємих елементів	Загальна вага елементів
		Довжина	Ширина	Товщина					
Колона	5	9,1	0,38	0,38	Колоновоз УПР 1212	МАЗ-504А	12	30	9,51
Бетон для замололичування стиків колон з фундаментами		-			Самоскид	ЗИЛ ММЗ-555	4,9 (1,9м ³)		

Таблиця 5.5

Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на монтаж колон

№	ЕНіР	Назва роботи	Обсяг робіт		На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, л-год/м-год	Розцінка, грн	Трудомістк., л-год/м-год	Зарплата, грн	
1	Е1-5	Розвантаження колон	100 т	3,38	<u>22</u> 11	1.120	<u>88</u> 44	800,8	Машиніст 5р-1 Такелаж.2р-2

						0,2			
2	E4-1-4	Монтаж колон	шт	119	4,4 0,44	1.32,6 3	1.466 0 66	1.57894 ,5	Машиніст бр-1 Монтаж. 5р- 1,4р-1,3р-2, 2р-1
3	E4-1-25	Заробка стика "колона- фундамент"	1 стик	119	1,2	1.615, 59	1.718 0	1.82338 ,5	Монтаж. 4р-1,3р-1

5.2.4 Визначення ТЕП

1. Собівартість робіт визначають за формулою:

$$C_o = 1,08 \times \left(\sum C_{\text{маш.-зм.}} \cdot T \right) + 1,53 Z_{\text{пл}}, \text{ грн.},$$

де $C_{\text{маш.-зм.}}$ – собівартість зміни роботи крану, грн.;

T – тривалість роботи механізму, год., визначаємо з графіка виконання робіт.

$Z_{\text{пл.}}$ - заробітна плата робітників зайнятих виключно на ручних операціях, грн.

2. Трудомісткість одиниці продукції від виконаного загального обсягу робіт:

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V}, \text{ грн./ м}^3,$$

де $Q_{\text{руч.}}$ - загальна трудомісткість усіх ручних операцій на монтажі колон, люд.-год.;

V - обсяг робіт, т.

3. Визначаємо собівартість машино-години роботи гусеничного крану

$$C_{\text{маш.-год}}^{\text{МКГ-40}} = 36,2 \text{ грн.}$$

Визначаємо собівартість робіт

$$C_o = 1,08 \left(\sum 36,2 \times 2 \times 4,5 \times 8 \right) + 1,5 \times 11034 = 19365,9 \text{ грн}$$

Питома собівартість робіт

$$C_e = C_o / V = 19365,9 / 150 = 127,72 \text{ грн./шт}$$

Питома трудомісткість монтажу колон складає

$$q = \frac{Q_{\text{руч.}}}{V} = \frac{928}{150} = 6,19 \text{ шт}$$

5.2.5. Вказівки до виконання робіт з монтажу колон

До початку монтажу колон повинні бути виконані наступні роботи:

- виконано роботи нульового циклу;
- оформлен акт прийомки робіт на влаштування фундаментів;
- виконано тимчасове освітлення монтажної зони.
- Монтаж колон здійснювати за допомогою стрілових кранів МКГ-40

із використанням траверси РЧ-455-69 для монтажу та двогілкового стропу 2СК1-4.0 5000 для розвантаження колон. Транспортування колон здійснювати колоновою УПР 1212.

- Перед монтажем конструкцій, на фундаментах та колонах нанести масляною фарбою установчі риски, підлити (при потребі) до потрібної відмітки бетоном стакани фундаментів.

- Монтаж колон, здійснювати потоково з приоб'єктного складу, у послідовності щодо напрямку розгортання фронту робіт встановленому на кресленні ТК. Для монтажу конструкцій прийняти дискретний метод ведення робіт у наступній послідовності: облаштовують колону розчалками, монтують методом обертання у просторі, тимчасово кріплять трьома розчалками по верху та клиновими вкладишами понизу колон, вивіряють та при потребі

- рихтують по установчим рискам, перевіряють проектне положення рейкою-виском, далі другу. Після монтажу ряду колон розташування колон перевіряють двома теодолітами які розташовують перпендикулярно. Стики колон з фундаментами замоноличують бетоном. Бетон постачають на будмайданчик централізовано у самоскиді ЗИЛ ММЗ-555, перевантажують у ємкість та подають візками, розвозячи до робочих місць. Ущільнення бетону в стиках виконують глибинним вібратором з подовженою насадкою.

5.2.6 Контроль якості робіт

- При зведенні будівлі керуються загальними вимогами, що ставляться до приймання, підготовки до підймання (монтажу), технології монтажу конструкцій покриття.

- Приймаючи збірні конструкції, що поставляють до монтажу перевіряють їх паспортні данні та роблять зовнішній огляд конструкцій, а в разі потреби – обмірюють їх. Відхилення лінійних розмірів та спотворення геометричних форм збірних елементів та їх частин не повинні перевищувати допустимих величин.

- Перевірку виконання робіт здійснюють візуально і вибірково за допомогою геодезичних приладів. Правильність положення змонтованих конструкцій, якість закріплення конструкцій відповідно вимогам проекту контролюють із застосуванням контрольно-вимірювальних інструментів регулярно до початку встановлення нового виду конструкцій. Цю перевірку здійснюють ланкові і бригадири монтажників. Майстри разом з бригадирами і ланковими приймають змонтовані конструкції захватками. Допустимі відхилення змонтованих конструкцій від проектного положення винесені в окремій таблиці на кресленні ТК.

5.2.7 Заходи з ТБ

- Роботи виконувати з суворим дотриманням до вимог ДБН А.3.2-2-2009.

- Роботи з монтажу колон (напрямок, послідовність, організація тощо) виконувати відповідно до проекту виконання робіт та ТК.

- Перед початком робіт і періодично під час робіт оглядати усі застосовані такелажні і монтажні пристрої (стропи, траверси, розчалки, засоби підмащування) інвентар та тару.

- Забороняється працювати і перебувати робітникам на захватках де ведеться монтаж, а також в зоні переміщення вантажів краном.

- У вечірню зміну проїзди, проходи, склади і робочі місця повинні бути добре освітлені.

5.3. Календарний план

5.3.1 Відомість підрахунку обсягів робіт

Таблиця 5.6

Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Підрахунок
Зрізування рослинного шару.	м ³	494,2	$S=(a+6m)(b+6m)=(40,8+6m)(15,12+6m)=988,41 \text{ м}^2$ $h=0,5\text{м}$ $V_{\text{срезки}}=S*h=988,41*0,5=494,2 \text{ м}^3$
Планування майданчика.	м ²	988,41	$S=(a+6m)(b+6m)=988,41 \text{ м}^2$
Обсяг котловану.	м ³	3136,01	$V_k=(h/6)*((2a'+a)*b'+(2a+a')b)$ $a'=49,46\text{м}$ $b'=23,78\text{м}$ $V_k=(3,482/6)*((2*50,02+40,8)*24,34+(2*40,8+50,02)*15,12)=0,58*5304,12=3136,01 \text{ м}^3$
Розробка в відвал	м ³	1135,6	$V_{\text{гр.отвал.}}=V_{\text{обр.зас}}/0,87=1135,6 \text{ м}^3$
Розробка ґрунту з навантаженням	м ³	2000,41	$V_{\text{вивоз}}=V_k-V_{\text{гр.отвал.}}=2000,41 \text{ м}^3$
Обсяг фундаменту	шт.	406	На основі архітектурних креслень
Обсяг колон	шт	119	На основі архітектурних креслень
Обсяг цегляної кладки	м ³	382	На основі архітектурних креслень
Стінові панелі	шт	849	На основі архітектурних креслень
Плити перекриття	т..	720	На основі архітектурних креслень
Плити покриття	т..	64	На основі архітектурних креслень
Кількість маршів і майданчиків	т..	70	На основі архітектурних креслень
Кількість перемичок	т..	211	На основі архітектурних креслень
Улаштування покрівлі	м ²	580	На основі архітектурних креслень
Улаштування віконних і дверних прорізів	м ²	1328	На основі архітектурних креслень
Штукатурення стін	м ²	3878	На основі архітектурних креслень
Обклеювання стін шпалерами	м ²	3636	На основі архітектурних креслень
Улаштування цементно-піщаної стяжка	м ²	3415	На основі архітектурних креслень
Укладання лінолеуму	м ²	2877	

5.3.2 Відомість витрат праці та машинного часу

Таблиця 5.7

Найменування Робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Норма часу		Трудомісткість		Склад ланки	Машини
			Чол..3 мін.	Маш. Змін	Чол..3 ін.	Маш. Змін		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Зрізування рослинного шару	1000м ³	0,49	-	16,2	-	0,99	машиніст5 р-1	Бульдозер 59КВт
Планування майданчика	1000м ²	0,98	-	0,34	-	0,04	машиніст5 р-1	Бульдозер 59КВт
Розробка грунту в котловані	1000м ³	3,13	4,5	3,21	1,76	1,25	машиніст5 р-1	Екскаватор
Улаштування фундаментів	100 шт	4,06	86,58	24,5	70,12	19,84	машиніст5 р-1 Монтажн. 3,2р-1	Кран Баштовий КБ-503А
Зворотна засипка	1000м ³	1,13		7,49	-	8,46	машиніст5 р-1	Бульдозер 59КВт
Монтаж колон	шт	119	58,71	31,5	60	31,5	машиніст5 р-1 Монтаж- ники 4,3,2р-1	Кран Баштовий КБ-503А
Кладка цегляних стін	м ³	382	4,76	0,82	3216,57	554,11	Каменярі 5,4,3р-1 Маш. 5р-1	Кран КБ-503А
Монтаж плит покриття і перекриття	100 шт	7,2	38131 ,4	-	209,55	17,27	машиніст5 р-1 Монтажн. 4,3,2р-1	Кран Баштовий КБ-503А
Монтаж сходів і площадок	100 шт	0,7	235 153	51,932, 3	11,16 7,26	2,46 1,53	машиніст5 р-1 Монтаж- ники 4,3,2р-1	Кран Баштовий КБ-503А

Утеплення горища пароізоляція теплоізоляція	100м ²	5,8 5,8	10,4 42,5	-	6,68 27,3	-	покрівель ники 4,3,2р-1	
Улаштування покрівлі стяжка рулонний килим	100м ²	5,8 5,8	14,3 56,5	-	9,18 36,3	-	покрівель ники 4,3,2р-1	-
Заповнення віконних і дверних прорізів	100м ²	5,82 7,90	193 91,4	-	144 90,2	-	Теслі 4,3р- 1	-
Оштукатурюва ння стін	100м ²	38,78	64	-	310,24	-	Оздоблюв ач 4,3р-1	-
Обклеювання стін шпалерами	100м ²	36,36	93	-	422,68	-	Оздоблюв ач 4,3р-1	-
Стяжка підлоги	100м ²	34,15	40,2	-	171,6	-	Бетонщик и 3,2р-1	-
Послуги із влаштування підлог з лінолеуму	100м ²	28,77	75,5	-	271,5	-	Оздоблюв ач 4,3р-1	-
Підготовчі роботи	%	6	-	-	300,3	-	-	-
Сантехнічні роботи	%	8,5	-	-	425,5	-	сантехнік и 4,3р-1	-
Електромонтаж ні роботи	%	4,3	-	-	215,2	-	електрики 4,3р-1	-
Благоустрій майданчики		6		-	300,3	-	-	-

5.3.3 Картка-визначник ресурсів і витрат календарного плану

Таблиця 5.8

№	Найменування	Обсяг		Трудоємність		Рівень викон. норм, %	Машини		Тривал. ведення робіт, дні	Число змін у добі	Число роб.	Склад ланки
		Од. вим	Кількість	Норм.	План		Найменування	Кільк.				
1	Підготовчі роботи	%	6	300,36	297	101	-	-	16,5	2	-	Робочі 4р-1 3р-1
2	Зрізування рослинного шару; Планування майданчика; Розробка ґрунту в котловані	1000м3	0,49 0,98 3,13	4,04	4	101	Д-159 Э-153	2	2	2	2	Машиніст 5р-1 5р-1
3	Улаштування фундаменту	1000м2	4,06	133,82	130	102	КБ-301	1	6,5	3	8	Машиніст 5р-1 Монтажник 3р-1 2р-1 Бетонщик 3р-1 2р-1
4	Зворотна засипка	100шт	1,13	8,49	8	105	Д-159	1	2	2	2	Машиніст 5р-1
4.1	Монтаж колон	шт	119	58,71	60	102	КБ-503А		30	3	4	Машиніст 5р-1 Монтажник 4р-1 3р-1 2р-1
5	Кладка цегляних стін	м3	382	1693,82	1680	100	КБ-503А	1	28	2	30	Машиніст 5р-1 Каменщик 4р-2 3р-2 Бетонщик 4р-1 3р-1
6	Монтаж плит перекриття і покриття	100шт	7,2	226,82	220	103	КБ-503А	1	11	2	10	Машиніст 5р-1 Монтажник 3р-1 2р-1 Каменяр 3р-1 Бетонщик 3р-1
7	Монтаж сходів і площадок	100шт	0,38 0,38	22,41	21	106	КБ-503А	1	3,5	2	3	Машиніст 5р-1 Монтажник 3р-1 2р-1 Бетонщик 2р-1
8	Утеплення горища; пароізоляція и теплоізоляція; пристрій покрівлі; стяжка і рулонний килим	100м2	5,14 5,14 5,14 5,14	79,46	78	101	КБ-503А	1	6,5	2	6	Машиніст 5р-1 Покрівельник 4р-1 3р-1 Бетонщик 3р-1
9	Заповнення віконних і дверних прорізів	100м2	5,82 7,9	234,2	230	101	-	-	11,5	2	10	Тесля 4р-2 3р-2 2р-1
10	Електромонтанні роботи	%	4,3	215,25	210	102	-	-	10,5	2	10	Електрик 5р-1 4р-2 3р-2
11	Сантехнічні роботи	%	8,5	425,51	420	101	-	-	17,5	2	12	Сантехнік 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1
12	Оштукатурювання стін	100м2	38,78	310,24	310	100	-	-	15,5	2	10	Штукатур 4р-1 3р-2 2р-2
13	Обклеювання стін шпалерами	100м2	36,36	422,68	420	100	-	-	17,5	2	12	Оздоблювач 4р-2 3р-2 2р-2
14	Стяжка підлоги	100м2	34,15	171,6	168	102	-	-	14	2	6	Бетонщик 4р-2 3р-2
15	Улаштування підлоги	100м2	28,77	75,5	72	104	-	-	6	2	6	Оздоблювач 4р-1 3р-1 2р-1
16	Благоустрій майданчики	%	6	300,36	297	101	-	-	16,5	2	9	Робочі 4р-1 3р-

5.3.4 Вказівки щодо виконання робіт

5.3.4.1 Підготовчі роботи

Розбивка земляних ділянок на місцевості здійснюється за допомогою геодезичних інструментів і різних вимірювальних пристроїв.

Вихідними матеріалами для розбивки будівель і споруд служать:

- дозвіл на проведення робіт в даній місцевості за встановленою формою;
- генеральний план будівельного майданчика;
- геодезичні креслення;
- архітектурно-будівельні креслення.

Для перенесення проекту в натуру виробляються геодезичні розбивочні роботи. Вони полягають у визначенні на місцевості головних і основних осей будівель і споруд. Головними осями будівлі або споруди є дві лінії, що перетинаються під прямим кутом. Основні осі - це осі симетрій фундаментів. Головні осі розбивають тоді, коли будівля або споруда має складну конфігурацію і значні розміри. Для перенесення в натуру невеликих і нескладних будівель розбиваються основні осі.

Геодезична розбивка при влаштуванні котловану і траншей до початку виконання робіт на будівельному майданчику проводиться побудовою в натурі основних осей будівель або споруд і закріпленням реперів поза зоною земляних робіт. При влаштуванні котлованів проводиться перевірка геодезичних даних по робочих кресленнях проекту, розбивка і закріплення в натурі контурів котловану, нівелювання денної поверхні в межах контуру котловану, передача розбивочних осей і відміток на дно котловану, періодичні виконавчі зйомки для підрахунку обсягів земляних мас, остаточна планова і висотна виконавчі зйомки відкритого котловану. У міру поглиблення котловану визирками перевіряють його глибину від нульового горизонту.

Після зачистки укосів і дна котловану проводиться виконавча зйомка в плані і по висоті. Зйомку контурів плану котловану здійснюють шляхом промірів за допомогою сталеві рулетки, при цьому намічаються геодезичні осі будівлі, які закріплюються сталевим дротом, натягнутої між кінцевими осьовими знаками. При винесенні точок в глибокий котлован на дні котловану закладають геодезичні знаки, на які передають позначку з робочого репера, що знаходиться на поверхні землі.

Для розбивки траншей під стрічкові фундаменти від основних осей будівлі вправо і вліво відкладають величини, зазначені на робочих кресленнях, які в сумі складають ширину подошви фундаменту. Для улаштування обноски за допомогою теодоліта провешують лінії, строго паралельні основним осям, що створює зовнішній контур будівлі. Перенесення осей на обноску проводиться від закріплених на місцевості осьових знаків. Будівельна обноска служить для детальної розбивки осей будівель і їх закріплення. Розмітку стійок роблять так, щоб жодна з них не потрапляла на вісь що розбивається. Матеріалом для стійок служить подтоварник. До стійок з зовнішньої сторони прибивають дошки товщиною 30...40 мм. Верхню кромку дощок остругують і встановлюють горизонтально. Найбільш раціональною є інвентарна металева обноска. Її встановлюють на висоті 0,4...0,6 м від землі паралельно основним осям, що створюють зовнішній контур будівлі, на відстані, що забезпечує незмінність її положення в процесі будівництва.

Розбивка осей перевіряється за актом. Відхилення габаритних розмірів будівлі по будівельній обносці не повинно перевищувати 5 мм при їх довжині до 10 м і 20 мм при довжині будівлі до 100 м і більше.

В процесі будівництва періодично проводиться контроль правильності положення обноски.

5.3.4.2 Земляні роботи

Екскаватор і транспортні засоби розташовані таким чином, щоб середня величина кута повороту екскаватора від місця заповнення ковша до місця вивантаження була мінімальною, тому що на час повороту стріли може витратитися до 70% робочого часу циклу екскаватора.

Екскаватор із зворотною лопатою використовують при розробці ґрунтів, які знаходяться нижче рівня стоянки екскаватора. Розробку ґрунту ведуть нижче рівня стоянки екскаватора бічними забоями з навантаженням ґрунту в транспортні засоби. При наявності великих нерівностей поверхню проходки (в межах ширини пересування екскаватора) попередньо розрівнюють бульдозером.

Ущільнення ґрунтів. Якщо основа сформовано зі слабких ґрунтів, передбачають збільшення їх несучої здатності поверхневим або глибинним ущільненням. Поверхнєве ущільнення ґрунтів здійснюють пневматичними і дизельними трамбовками. Трамбовки ущільнюють ґрунт до 2,5 м. Найбільш важким є ущільнення ґрунту при зворотній засипці пазух фундаментів або траншей, оскільки роботи ведуться в умовах обмеженого простору. У цих випадках ґрунт ущільнюють шарами 15 ... 20 см електричними трамбовками.

5.3.4.3 Гідроізоляція фундаментів

Обклеювальна гідроізоляція являє собою суцільний водонепроникний килим з рулонних гідроізоляційних матеріалів, що наклеюються пошарово мастиками на поґрунтовану поверхню конструкції що ізолюється.

Матеріал наноситься на поверхню фундаменту, оброблену гарячою або холодною бітумною мастикою. Для посилення вологостійких характеристик в бітумні мастики нерідко додається крихта відпрацьованої гуми, поліпропілен, гідростеклоізол та інші матеріали. Оклеєчній гідроізоляції передують ряд підготовчих робіт, які сприяють її правильному проведенню. Перш за все, самим ретельним чином очищається поверхню фундаменту, після чого, якщо потрібно, її вирівнюють і висушують. Коли поверхня

висихає, її обробляють гарячою чи холодною бітумною мастикою. Бітумною мастикою також обробляються гідроізоляційні матеріали. Обробивши гідроізоляційні матеріали, їх починають наносити на поверхню фундаменту. При цьому дуже ретельно стежать за тим, щоб під час нанесення листового або рулонного бітумного матеріалу на його поверхні не виникало складок або бульбашок. Число ж гідроізоляційних шарів розраховується, виходячи з проекту. Коли бітумні матеріали повністю висихають, обклеювальну гідроізоляцію можна вважати закінченою.

5.3.4.4 Цегляна кладка стін

Детальний опис по цегляній кладці описано в відповідній технологічній карті.

5.3.4.5 Монтаж залізобетонних конструкцій

Детальний опис по монтажу залізобетонних конструкцій описано в відповідній технологічній карті.

5.3.4.6 Заповнення віконних і дверних прорізів

У кам'яних будинках віконні та дверні блоки встановлюють за рівнем і виском в процесі кладки. Всі блоки повинні мати однакову відстань від зовнішньої поверхні стіни. Віконні і дверні коробки в кам'яних стінах закріплюють ершами, які забивають в дерев'яні антисептувані пробки, закладені в кладку. Бічні вертикальні бруски коробки закріплюють двома ершами на відстані по висоті не менше 1,5 м. При установці коробок в обштукатурені стіни і перегородки, коли отвори обробляють лиштвами, коробки повинні виступати за площину стіни на товщину штукатурки, щоб лиштва щільно прилягав до зовнішніх гранів коробки і штукатурки. Місця примикання віконних і дверних коробок до кладки зовнішніх стін заповнюються розчином марки 100 і захищають гідроізоляційними прокладками (толем, пергаміном). Зазори між коробками і кладкою

зовнішніх стін ретельно проконопачивають антисептованим войлоком, паклею і іншими теплоізоляційними матеріалами, а зазори між коробками і кожною з внутрішніх стін - звукоізоляційними матеріалами. В заповнення прорізів входять операції:

- пригонка переплетів. Перепльоти підгоняють під розміри коробки, зрізуючи трохи на скіс по всьому периметру, залишаючи зазор по всім сторонам в 2 мм;

- навішування перепльотів. На коробках закріплюють петлі, спочатку тільки на двох шурупах, щоб легше було підігнати і виправити при необхідності. Далі, приставляючи палітурку до коробки в проектному положенні, намічають олівцем місце петлі на палітурці. Деревину під карти петель обирають як на коробці, так і на самих палітурках;

- пригонка дверей. Вимірюють розміри коробки і переносять на двірне полотно, потім вистругують невеликий скіс по всьому периметру. Зазор між полотном і коробкою приймають 2...3 мм (на шар фарби);

- навішування дверей. Намічають і кріплять петлі до коробки. Приставляють двері і притискають за допомогою клинів до верхньої чверті. Відмічають, приладнують петлі, вирівнюють, загортають шурупи;

- кріплення віконних і дверних приладів. Ручки, шпінгалети кріплять на місце шурупами. Дверний замок може бути накладними або врізним. Зовнішні двері на шпонках замикаються на засув зсередини і навісним замком зовні;

- встановлення лиштв. Щілини між віконними і дверними коробками і стіною (перегородкою) закривають дошками-лиштвами. Лиштви кріплять цвяхами зі сплющеними шляпками до коробок. Лиштви повинні відступати від краю коробки на 6... 10 мм.

5.4 Будгенплан

Будівельний генеральний план (будгенплан) - це, план ділянки будівництва, на якому показано розташування споруджуваних об'єктів, розстановки монтажних і вантажопідйомних механізмів, а також всіх інших об'єктів будівельного господарства. До таких належать склади будівельних матеріалів і конструкцій, бетонні і розчинні вузли, тимчасові дороги, тимчасові приміщення адміністративного, санітарно-гігієнічного, культурно-побутового призначення, мережі тимчасового водопостачання, енергопостачання, зв'язку і т.п. Залежно від площі і ступеня деталізації будівельні генеральні плани можуть бути об'єктним (в ППР) або загальномайданчиковими (в ПОС). При цьому для великих будівництв, особливо водогосподарських, крім будгенплану, в ПОС складається ситуаційний план, що характеризує будівельно-господарські умови району.

5.4.1 Основні рішення по СГП

На ситуаційному плані вказуються, крім місця розташування будівництва, існуючі підприємства будіндустрії - кар'єри з видобутку піску, гравію, заводи з виготовлення залізобетонних, конструкцій, цегли, металоконструкцій; автомобільні і залізні дороги; водні шляхи сполучення; лінії електропередачі та ін.

При проектуванні організації будівництва прагнуть максимально використовувати для потреб будівництва існуючі об'єкти господарської діяльності - підприємства будіндустрії, енергопостачання, будівлі і т.д. Тільки при відсутності таких об'єктів або недостатньої їх потужності проектуються тимчасові споруди аналогічного призначення.

5.4.2 Розрахунок потреби в тимчасових будівлях і спорудах

Визначення площ тимчасових будівель і споруд здійснюється за максимальною чисельністю працюючих на будівельному майданчику та

нормативною площею на одну людину, що користується даними приміщеннями.

Чисельність працюючих визначають за формулою

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{ітр}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{моп}}) k,$$

де $N_{\text{заг}}$ - загальна чисельність працюючих на будівельному майданчику; $N_{\text{роб}}$ - чисельність робочих, яка приймається за графіком зміни чисельності робітників календарного плану або сітьового графіка; $N_{\text{ітр}}$ - чисельність інженерно-технічних працівників (ІТР); $N_{\text{служ}}$ - чисельність службовців; $N_{\text{моп}}$ - чисельність молодшого обслуговуючого персоналу (МОП) та охорони; k - коефіцієнт, що враховує відпустки, хвороби, виконання громадських обов'язків, приймається 1,05-1,06.

Чисельність ІТР, службовців і МОП визначається по табл. 55.10.

Таблиця 5.9

Співвідношення категорій працюючих, %

Вид будівництва	Робочі	ІТР	Службовці	МОП та охорона
Промислове	83,9	11	3,6	1,5
Транспортне	83,3	9,1	6,2	1,4
Сільськогосподарське	83,0	13,0	3,0	1,0
Житлово-цивільне	85,0	8,0	5,0	2,0

За календарним планом на будівництві промислового об'єкту працює максимальна кількість - 43 чол. Таким чином, чисельність працюючих N складе: $N = 43 * 100 / 85,0 = 50$ чол; отже, 1% "- становить 0,50 чол;

тоді

$$N_{\text{ітр}} = 8 * 0,5 = 4 \text{ чол.}; N_{\text{служ}} = 5 * 0,5 = 2 \text{ чол.}; N_{\text{МОП}} = 2 * 0,5 = 1 \text{ чол.};$$

$$N_{\text{общ}} = (43 + 4 + 2 + 1) * 1,05 = 52 \text{ чол.}$$

Знайшовши загальну кількість працюючих $N_{\text{заг}}$, визначають кількість чоловіків і жінок, зайнятих в найбільш напруженій зміні.

Таблиця 5.10

Розрахунок тимчасових побутових приміщень

Тимчасові будівлі	Кількість працюючих	Кількість тих хто користується приміщенням,%	Площа приміщення		Тип	Розмір, м*м
			На 1 робочого	Загальна		
Контора	9	100	4	36	Пересувний вагон	11,1*3
Диспетчерська	1	100	7	7		2*3
Прохідна	1	100	7	7	Збірно-розбірний	2*3
Вбиральня	52	70	0,7	25,48	Пересувний вагон	9*2,7
Сушарка	52	50	0,54	14,04		
Умивальня	52	50	0,2	5,2		9*2,7
Душова	52	40	0,2	4,16		
Їдальня	52	50	1,0	26	Пересувний вагон	8,5*3,1
Медпункт	52	50	0,7	18,2	Пересувний вагон	6*3
Туалет з умивальною	52	100	3,5	14,5	Контейнерний	7,8*2,6

5.4.3 Розрахунок потреби в складських приміщеннях

Розрахунок складських приміщень і майданчиків.

$$Q_{\text{зап}} = (Q_{\text{общ}}/T) * \alpha n k$$

де: $Q_{\text{зап}}$ - загальна кількість матеріалів, необхідних для будівництва.

α - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склади, (1.1)

T- тривалість розрахункового періоду (днів).

N - норма запасів матеріалів у днях, прийнятих для автотранспорту на відстані менше 50 км.

K - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів.

Q - запас матеріалів на складі .

Таблиця 5.11

Конструкції, виробні матеріали	Одиниця виміру	Загальна потреба Qзаг	Тривалість укладання матеріалу в конструкцію	Найбільший добовий витрата	Число днів запасу, n	Коефіцієнт нерівномірності надходження, α	Коефіцієнт нерівномірності споживання, k	Запас на складі, Qзап	Норма зберігання на 1 м ² майданчики	Корисна площа складу F, м ²	Коефіцієнт використання складських приміщень	Повна площа складу S, м ²	Розмір складу S, м ²	Характеристика складу
вапно негашене	Кг	230	11	20,9	3	1,1	1,3	8,962	2	4,481	0,6	7,468	21	закритий
фарби сухі	Кг	7,2	11	0,65				2,788	6	0,46	0,6	0,76		
шпаклівка	Кг	23,04	11	2,09				8,966	1,6	5,6	0,6	9,33		
шпалери	м ²	480	11	43,63				187,17	200	0,935	0,6	1,558		
лінолеум	м ²	133	12	11,08				47,3	80	0,59	0,6	0,98		
Клей	кг	1200	38,5	36,16				133,67	800	0,167	0,6	0,278		
Мастика	т	1,62	5	0,324				1,389	0,9	1,54	0,6	2,56	50	під навісом
Електроди	т	0,12	35	0,003				0,012	4	0,003	0,6	0,001		
Арматура	т	7,79	35	0,222				0,952	4	0,238	0,6	0,39		
Листи гіпсокартонні	м ²	2370	27,5	86,18				369,71	200	1,848	0,6	3,08		
Плити мінераловатні	шт	60	12	5				21,43	100	0,214	0,6	0,35		
Блоки віконні	м ²	65	27,5	2,36				10,12	0,7	14,45	0,4	36,125		
Блоки дверні	м ²	39	27,5	1,418				0,6	0,7	0,85	0,6	1,416		
Плитка керамічна	м ²	43,43	12	3,619				15,52	80	0,194	0,6	0,35		
Бруски	м ³	7,97	27,5	0,289				1,239	1,3	0,953	0,4	2,382		
Бордор	М	148,4	11	13,49				5,787	0,3	1,923	0,4	4,822		

Витрата води на виробничі потреби визначається на підставі календарного плану і норм витрат води.

$$V_{\text{пр}} = (\sum V_{1\text{макс}} * k_1) / (t_1 * 3600)$$

де:

$\sum V_{1\text{макс}}$ - максимальна витрата води

k_1 - коефіцієнт нерівномірності споживання води для будівельних робіт,

$k_1 = 1,5$

t_1 - кількість годин роботи до якої віднесена витрата води - 16 годин

Графік потреби води на виробничі потреби

Споживачі води	Один. виміру	Кількість в зміну	Норма витрат	Заг. витрата води в зміну	Місяці				
					Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень
Робота екскаватора	Маш-годину	5,28	10	52,8	52,8	0	0	0	0
Заправка екскаватора	1м	1	80	80	80	0	0	0	0
Штукатурні роботи	м ²	16,5	7	115,5	0	0	115,5	115,5	0
Малярні роботи	м ²	16,5	1	16,5	0	0	16,5	16,5	0
Зволоження ґрунту при ущільненні	м ³	13,4	150	670	670	0	0	0	0
РАЗОМ:					802,8	0	132	132	0

$$V_{\text{пр}} = (802,8 * 1,5) / (16 * 3600) = 0,0209 \text{ л/с}$$

Секундна витрата води на господарські потреби.

$$V_{\text{хоз}} = (\sum V_{2\text{макс}} * k_2) / (t_2 * 3600)$$

$\sum V_{2\text{макс}}$ - максимальна витрата води на господарські потреби.

k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання.

t_1 - кількість годин на зміну.

$$\sum V_{2\text{макс}} = 45 * 1,5 \text{ л/см}$$

$$V_{\text{хоз}} = (675 * 3) / (16 * 3600) = 0,0351$$

Секундна витрата води на душові установки.

$$V_{\text{душ}} = (\sum V_{3\text{макс}} * k_3) / (t_3 * 3600)$$

$\sum V_{3\text{макс}}$ - максимальна витрата води на душові установки.

t_3 - тривалість роботи душових установок.

k_3 - коефіцієнт нерівномірності споживання

$$\sum V_{3\text{макс}} = N * 30 = 45 * 30 = 1350 \text{ л}$$

$$V_{\text{душ}} = (1350 * 1) / (0,75 * 3600) = 0,5 \text{ л/с}$$

Пожежний гідрант проектуємо на постійній лінії водогону, а діаметр тимчасового водогону розраховуємо без урахування пожежогасіння.

$$V_{\text{заг}} = V_{\text{пр}} + V_{\text{хоз}} + V_{\text{душ}} = 0,556 \text{ л/с}$$

Визначення діаметра трубопроводу.

$$D=55,69*\sqrt{(Vзаг/u)}$$

$u=1,5$ м/с швидкість течії води.

$$D=37,12\text{мм} \approx 40\text{мм}$$

5.4.4 Розрахунок тимчасового електропостачання

Потужність силової установки для виробничих потреб визначається по формулі.

$$W_{пр.}=\sum P_{пр.}*Kc/\cos\varphi.$$

де Kc - коеф. попиту.

$\cos\varphi$ - коеф. потужності.

$$W_{пр.}=Kc/\cos\varphi+P_{вibre}*Kc/\cos\varphi+P_{маш}*Kc\cos\varphi+P_{свор}+Kc/\cos\varphi+P_{свар}+Kc/\cos\varphi+P_{сеч}*Kc/\cos\varphi=10*0,5/0,65+2,4*0,1/0,4+60*0,5/0,65+54*0,35/0,4+0,4*0,35/0,4+0,6*0,1/0,4=102 \text{ кВа.}$$

Кількість електроенергії для внутрішнього освітлення.

$$W_{в.о.}=h_c*\sum P_{в.с}=0,8*2,858\approx 2\text{кВт.}$$

$$W_{общ.}=102+7,832+2=111,83$$

$$W_{тр.}=1,1*112,28=123,01\text{кВт}$$

Приймаємо по таблиці: модель ТМ-320 / 6кВ, потужність 180кВт, маса (з маслом) 1250кг.

Таблиця 5.13

Потужність мережі внутрішнього освітлення

Споживання електрики	Од. Вим.	Кількість	Норма освітлення кВт	Потужність кВт
Контора	100м ²	0,33	1	0,33
Диспетчерська	100м ²	0,06	1	0,33
Прохідна	100м ²	0,06	1	0,06
Вбиральня	100м ²	0,24	1	0,24
Душова				
Умивальна	100м ²	0,24	1	0,24
Сушарка				
Приміщення для відпочинку і харчування	100м ²	0,26	1	0,26
Медпункт	100м ²	0,18	1	0,18

Туалет	100м ²	0,15	1	0,15
Майстерня електрощитова	100м ²	0,09	1,3	0,117
Малярська станція	100м ²	0,09	1,3	0,117
Штукатурна станція	100м ²	0,09	1,3	0,117
Майстерня	100м ²	0,09	1,3	0,117
Закритий склад	100м ²	0,52	1	0,52
Під навісом склад	100м ²	0,08	1	0,08
Разом:				2,858

Таблиця 5.14

Потужність електромережі для освітлення території виробничих робіт

Споживачі енергії	Одиниця виміру	Кількість	Норма освітленості	Потужність, кВт
Монтаж збірних конструкцій	1000м ²	1	2,4	2,4
Внутрішні доріжки	км	0,196	2,0	0,392
Охоронне освітлення	км	0,54	1,0	0,54
Прожектори	шт	9	0,5	4,5
Разом:				7,832

Таблиця 5.15

Графік потреби в електриці на виробничі потреби

Механізми	Одиниця виміру	Кіл. в зміну	Встановлена потужність електродвигунів	Загальна потужність	Місяці				
					Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень
Кран баштовий	шт	1	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	0	0
Штукатурна станція	шт	1	10	10	0	0	10	10	0
Малярна станція	шт	1	40	40	0	0	40	40	0
Компресорна установка	шт	1	4	4	0	0	4	4	0
Віброрейка	шт	2	0,6	1,2	0	0	0	1,2	1,2
Зварювальні апарати	шт	4	15,6	31,2	0	31,2	31,2	31,2	0
Агрегат кисневого зварювання	шт	2	0,4	0,8	0	0,8	0,8	0,8	0
Знижувальний трансформатор	шт	4	1	4	0	4	4	4	4

Дрилі, болгарки, электропили.	шт	8	0,6	4,8	0	0	4,8	4,8	0
Разом:					3,3	39,3	99,3	96	4,2

5.4.5 Розрахунок техніко-економічних показників

1. Площа будівельного майданчика. $F, \text{м}^2$

$$F = a \cdot b = 7000 \text{ м}^2$$

2. Площа забудови проектованої будівлі, $F_{\text{п}}, \text{м}^2$

$$F_{\text{п}} = a \cdot b = 663,10$$

3. Площа забудови тимчасовими будівлями і спорудами. $F_{\text{в}}, \text{м}^2$

$$F_{\text{в}} = \sum A_{\text{вр}} = 446,53$$

4. Протяжність тимчасових доріг:

$$L_{\text{доріг}} = 196,15 \text{ м}$$

5. Протяжність тимчасового водогону:

$$L_{\text{водогону}} = 36,53 \text{ м}$$

6. Протяжність тимчасової електросилової лінії:

$$(-w-) 68,50 \text{ м}$$

7. Протяжність тимчасової освітлювальної лінії:

$$(a' + b') \cdot 2 = 540 \text{ м}$$

8. Протяжність тимчасового огороження

$$(a' + b') \cdot 2 - \text{дворот} = 528 \text{ м}$$

9. Коефіцієнт $K_{\text{пр}}, \%$

$$K_{\text{пр}} = F_{\text{в}} \cdot 100\% / F_{\text{п}} = 1,49$$

10. Компактність будгенплану, $\%$

$$K_1 = F_{\text{п}} \cdot 100\% / F = 9,55$$

$$K_2 = F_{\text{в}} \cdot 100\% / F = 6,37$$

Розділ VI

Економіка будівництва

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Найменування об'єкту будівництва: Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок.

Будівництво розташоване на території: .

Договірна ціна складена відповідно до "Настанови з визначення вартості будівництва", Наказ від 1.11.2021 №281, в поточних цінах станом на 30 листопада 2025 р.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконаладжувальні роботи;
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів.

Вартість матеріальних ресурсів прийнята за даними замовника, вартість машино-години машин та механізмів за усередненими даними Мінрегіону України.

Поточні ціни на матеріально-технічні ресурси, які відсутні в даних замовника, приймалися за ціновими даними виробників.

*

Загальнопромислові витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками (Настанова, Додаток 18, Наказ від 1.11.2021 №281)

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

1. Будівельні, монтажні і ремонтні роботи - 18 570,02 грн. за 173,17 години за розрядом 3,8
2. ЗП робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин - 18 570,02 грн. за 173,17 години за розрядом 3,8

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25) Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) Вид будівництва: Промислове будівництво. Підприємства чорної металургійної промисловості (крім гірничодобувних) - 3,1%
2. Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова) Кошторисний прибуток (П) Настанова, Дод.25 п.2 Об'єкти, що за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми наслідками СС2 - 18,11 грн./люд.-г. Додаток 25, Настанова п.6 Пусконаладжувальні роботи - 1,99 грн./люд.-г. Встановити межу кошторисного прибутку 15% від прямих витрат і ЗВВ (Настанова п 5.30)
3. Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова) Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) Настанова, Дод.27 п.2 Об'єкти, що за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми наслідками (СС2) - 5,06 грн./люд.-г. Настанова, Дод.27 п.2 Об'єкти, що за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми наслідками (СС2) - 5,06 грн./люд.-г.
4. Податок на додану вартість (ПДВ)

Загальна вартість будівництва	40738,224	тис. грн.
в тому числі:		
будівельних робіт	32344,844	тис. грн.
інші витрати	8393,340	тис. грн.
в тому числі:		
податок на додану вартість (ПДВ)	6789,704	тис. грн.
Кошторисні трудовитрати	295,213	тис. люд.г.
Кошторисна заробітна плата	4449,353	тис. грн.

ЗАТВЕРДЖЕНО

Зведений кошторисний розрахунок в сумі

40 738,224 тис. грн.

В тому числі зворотних сум

98,411 тис. грн.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК
ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА № 1

Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок
(найменування об'єкта будівництва)

Складений в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно- транспортної інфраструктури, робіт і витраг	Кошторисна вартість, тис. грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витраг	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
Глава 2. Об'єкти основного призначення						
1	02-001	Будівельні роботи	27 336,416			27 336,416
2	02-001-001	Загальнобудівельні роботи	19 782,076			19 782,076
3	02-001-002	Санітарно- технічні роботи	4 400,000			4 400,000
4	02-001-003	Електрозабезпечення	2 690,000			2 690,000
5	02-001-004	Монтаж обладнання	14,340			14,340
6	02-001-005	Благоустрій	450,000			450,000
		Разом за главою № 2	27 336,416			27 336,416
		Разом за главами № 1 - 7	27 336,416			27 336,416
Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди						
7	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	656,074			656,074
		Разом за главою № 8	656,074			656,074
		в т.ч. зворотні суми				98,411
		Разом за главами № 1 - 8	27 992,490			27 992,490
		в т.ч. зворотні суми				98,411

1	2	3	4	5	6	7
		Глава 9. Інші роботи та витрати				
8	Розрахунок №3	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	251,932			251,932
		Разом за главою № 9	251,932			251,932
		Разом за главами № 1 - 9	28 244,422			28 244,422
		Разом за главами № 1 - 12	28 244,422			28 244,422
		в т.ч. зворотні суми				98,411
	Настанова, Дод.25 п.2	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	4 100,462			4 100,462
	Настанова, Дод.27 п.2	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)			1 603,636	1 603,636
		Разом	32 344,884		1 603,636	33 948,520
		Податок на додану вартість			6 789,704	6 789,704
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	32 344,884		8 393,340	40 738,224
		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	98,411			98,411
		Податок на додану вартість			19,682	19,682
		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	98,411		19,682	118,093

Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок

(найменування об'єкта будівництва)

Об'єктний кошторис № 02-001

на будівництво

Будівельні роботи

(найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість 27 336,416 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 295,21352 тис. люд.-год
 Кошторисна заробітна плата 4 449,353 тис. грн.

Вимірник одиничної вартості

Складений в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ Ц.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.				Кошторисна заробітна плата, тис.грн.	Кошторисна трудомісткість, тис. люд.год	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	02-001-001	Загальнобудівельні роботи	19 782,076		19 782,076	25,21352	3 119,353		
2	02-001-002	Санітарно-технічні роботи	4 400,000		4 400,000	180,00000	320,000		
3	02-001-003	Електрозабезпечення	2 690,000		2 690,000	90,00000	220,000		
4	02-001-004	Монтаж обладнання	14,340		14,340	60,7	340,000		
5	02-001-005	Благоустрій	450,000		450,000	13,89	450,000		
		Всього по кошторису	27 336,416		27 336,416	295,21352	4 449,353		

Замовник: ПАТ "Індбуд"
(назва організації)

Підрядник: ПАТ "Прометей"
(назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в _____ 2025 _____ році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № 1 від 01.12.2025

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Розділ I. Будівельні роботи Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	18 385,405	18 385,405	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	1 396,671	1 396,671	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	19 782,076	19 782,076	
4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	474,770	474,770	
		Разом	20 256,846	20 256,846	
5	Розрахунок №3	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	182,312	182,312	
		Разом	20 439,158	20 439,158	
6	Настанова, Дод.25 п.2	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	487,960	487,960	
7	Настанова, Дод.27 п.2	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	136,337		136,337
		Разом по розділу I	21 063,455	20 927,118	136,337
8		Податок на додану вартість	4 212,691		4 212,691
		Всього по розділу I	25 276,146	20 927,118	4 349,028
9		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	71,216	71,216	
10		Податок на додану вартість	14,243		14,243
11		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	85,459	71,216	14,243
		Розділ II. Устаткування			

1	2	3	4	5	6
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
13		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		
14		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.І+р.ІІ)	25 276,146		

Додаток 1
до Настанови (пункт 3.1.1)

Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-001-001

на	Загальнобудівельні роботи. Будівельні роботи		
	<i>(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)</i>		
ОСНОВА:	Кошторисна вартість	19 782,076	тис. грн.
креслення(специфікації)№	Кошторисна трудомісткість	25,21352	тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	3 119,353	тис. грн.
	Середній розряд робіт	3,5	розряд

Складений в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ п.ч	Найменування робіт і витрат (шифр норми)	Одиниця виміру	Кількіс ть	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслугову- ванням машин			
				Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітн ої плати	експлуа- тації машин	в тому числі заробітн ої плати	тих, що обслуговують машини	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Розділ № 1 Земляні роботи												
1	E1-30-2	Планування площ	1000м2	0,98841	645,00	645,00	638	-	638	-	-	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] за 1 прохід				160,57			159	1,0296	1,02
2	E1-24-1	Зрізання рослинного шару бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 1	1000м3	0,4942	10 547,93	10 547,93	5 213	-	5 213	-	-
						2 854,81			1 411	21,5817	10,67
3	E1-13-1	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,4 [0,3-0,45] м3, група ґрунтів 1	1000м3	1,1356	23 115,44	22 195,12	26 250	1 045	25 205	9,5400	10,83
					920,32	8 007,71			9 094	58,9016	66,89
4	E1-18-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі самоскиди екскаваторами однокерованими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,4 [0,35-0,45] м3, група ґрунтів 1	1000м3	2,00041	41 385,28	39 056,49	82 788	4 659	78 129	24,1400	48,29
					2 328,79	13 096,00			26 197	96,9391	193,92
5	S311-6-1	Перевезення ґрунту до 6 км (без урахування вартості навантажувальних робіт)	т	6 279,0	83,38	83,38	523 543	-	523 543	-	-
						14,68			92 176	0,1110	696,97
6	E1-164-1	Розробка ґрунту вручну в	100м3	0,656	18 920,59	-	12 412	12 412	-	200,6000	131,59

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	E1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000м ³	0,0749	7 408,14	7 408,14	555	-	555	-	-
					18 920,59	-					
8	E1-130-1	Ущільнення ґрунту причіпними котками на пневмоколісному ході масою 25 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 25 см	1000м ³	0,0749	22 054,62	22 054,62	1 652	-	1 652	-	-
					-	5 566,38			417	35,8638	2,69
							653 051	18 116	634 935		190,71
									129 604		973,30
Розділ № 2 Фундаменти											
9	ЕН6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м ³ бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	0,759	337 158,59	3 167,03	255 903	11 575	2 404	150,7000	114,38
					15 250,84	1 429,76			1 083	10,6641	8,09
10	ЕН6-1-6	Улаштування залізобетонних	100м ³	4,06	423 125,68	12 406,58	1 717 890	194 712	50 371	435,8300	1 769,47

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		фундаментів загального призначення під колони, об'єм понад 3 м3 до 5 м3	бетону, бутобетону і залізобетону в ділі		47 958,73	5 470,39			22 211	40,8984	166,05
11	П160-17	Арматура	т	13,398	27 000,00		361 746				
12	ЕН8-3-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні будового мурування, цеглі, бетону	100м2 поверхні, що ізолоєть ся	0,105	17 621,58	-	1 850	416	-	33,5000	3,52
13	П2016-8015	Грунтовка (битум розріджений)	т	0,084	3 468,00		291				
		Разом прямих витрат по розділу № 2					2 337 680	206 703	52 775		1 887,37
									23 296		174,14
		Розділ № 3 Колони, ригелі, сходи									
14	Е7-5-11	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон більше 0,7 м, масі колон до 4 т	100шт	1,19	296 784,42	112 276,78	353 173	135 708	133 609	987,4500	1 175,07
					114 040,60	46 225,56			55 008	324,6240	386,30
15	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції колон	шт	119,0	11 300,00		1 344 700				
16	Е7-3-1	Укладання ригелів масою до	100шт	0,68	187 469,67	107 349,76	127 479	41 931	72 998	527,8000	358,90

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
17	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції ригелів	шт	119,0	7 400,00	42 045,73	880 600		28 591	305,0523	207,44	
18	E7-21-1	Установлення сходових площадок з обпиранням на стіну при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	0,1	61 005,38	29 678,09	6 101	2 826	2 968	253,7500	25,38	
19	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції маршів - площадок	шт	10,0	8 200,00	13 268,62	82 000		1 327	101,7574	10,18	
20	E9-24-1	Монтаж зв'язок і розпірок з одиночних і парних кутів, гнutoзварних профілів для прогонів до 24 м при висоті будівлі до 25 м	т	2,3	14 656,15	4 366,56	33 709	22 601	10 043	90,4000	207,92	
21	П171-663	Стальні конструкції зв'язок і розпірок	т	2,3	9 826,48	1 747,14	50 600		4 018	11,7976	27,13	
							2 878 362	203 066	219 618	1 767,27	631,05	
							88 944					
Розділ № 4 Стіни												
22	ЕН8-5-2	Мурування зовнішніх простих стін з цегли (керамічної)(силікатної)(порожнистої) при висоті поверху понад 4 м	м3 мурування	382,0	1 852,45	154,17	707 636	343 781	58 893	8,0800	3 086,56	
23	ЕН8-6-1	Мурування перегородок	100м2	2,34	899,95	72,93	62 151	52 947	27 859	0,5440	207,81	
							26 560,47	1 002,09	2 345	195,9200	458,45	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
30	E12-20-4	стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100м2	5,14	3 675,84	877,91	59 903	8 208	4 512	6,4686	33,25
31	E12-18-1	Улаштування пароізоляції обмазувальної в один шар	100м2	5,14	11 654,23	66,99	92 074	16 002	344	14,6900	75,51
					1 596,80	25,42			131	0,1829	0,94
					17 913,23	691,77			3 556	29,3900	151,06
					3 113,28	270,73			1 392	1,9888	10,22
32	П171-524	полістирольного на бітумній мастиці в один шар	м2	529,42	80,00		42 354				
33	E12-1-3	Улаштування додаткового шару покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці	100м2	5,14	9 451,82	207,92	48 582	3 927	1 069	6,5400	33,62
					764,07	81,40			418	0,5980	3,07
34	П171-900	Гідроізол	м2	591,1	68,00		40 195				
35	E12-15-1	Улаштування дрібних покриттів [брандмауери, парапети, звиси і т.п.] із листової оцинкованої сталі	100м2	2,9	58 464,90	227,41	169 548	40 796	659	132,8000	385,12
					14 067,50	76,57			222	0,5247	1,52
Разом прямих витрат по розділу № 5							6 477 184	327 364	329 052	2 941,07	
									127 871	944,64	
Розділ № 6 Прорізи											
36	E9-44-1	Монтаж віконних блоків сталевих із нащипниками зі сталі при висоті будівлі до 50 м	т	5,0	41 904,52	10 638,91	209 523	81 476	53 295	128,4800	642,40
					16 295,12	2 642,83			13 214	17,9652	89,83
37	П171-665	Сталеві конструкції віконних блоків	т	5,0	-		-				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
38	Е9-53-1	Монтаж конструкцій дверей, люків, лазів для автокопильних і пароварильних камер	т	1,2	15 817,00 13 914,96	1 390,46 499,47	18 980	16 698	1 669	131,3600	157,63 5,01
39	П171-663	Стальні конструкції дверей	т	1,2	-	-	-	-	-	-	-
		Разом прямих витрат по розділу № 6					228 503	98 174	54 964		800,03 94,84
		Розділ № 7 Оздоблювальні роботи									
40	ЕН15-152-9	Фарбування сипікатними розчинами стін по шпугатурці всередині приміщень по підготовленій поверхні	100м2	38,78	2 788,71 2 155,80	1,55 1,37	108 146	83 602	60	19,1100 0,0111	741,09 0,43
		Разом прямих витрат по розділу № 7					108 146	83 602	60		741,09 0,43
		Розділ № 8 Підлоги									
41	ЕН11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстигаючих щобєневих шарів	м3	653,4	3 246,97 506,35	473,27 152,27	2 121 570	330 849	309 235 99 493	4,7800 1,3014	3 123,25 850,33
42	ЕН11-14-2	Улаштування підлоги бетонної, що виконується методом вакуумування, товщиною 150 мм	100м2	28,77	68 897,55 6 330,43	5 827,31 508,05	1 982 183	182 126	167 652 14 617	52,9300 3,3698	1 522,80 96,95
43	ЕН11-28-1	Улаштування покриттів із плиток бетонних, цементних або мозаїчних на цементному розчині	100м2	4,5	16 937,98 11 842,50	196,70 153,64	76 221	53 291	885 691	107,6200 1,2489	484,29 5,62

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
44	П2016-514	Плитки бетонні, цементні або мозаїчні	м2	459,0	410,00		188 190				
		Разом прямих витрат по розділу № 8					4 368 164	566 266	477 772		5 130,34
		Разом прямих витрат по кошторису					18 385 405	2 020 413	2 010 991		18 020,94
		Разом прямі витрати				грн.	18 385 405		598 245		4 491,13
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	14 354 001				
		вартість ЕММ				грн.	2 010 991				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		598 245			
		заробітна плата робітників				грн.		2 020 413			
		всього заробітна плата				грн.		2 618 658			
		Загальновиробничі витрати				грн.	1 396 671				2 701,45
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		500 695			
		Всього по кошторису				грн.	19 782 076				25 213,52
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					
		Кошторисна заробітна плата				грн.		3 119 353			

Проектування будівництва цеху з виготовлення побутових товарів та дослідження впливу зміни конструктивної схеми будівлі під час сейсмічних впливів на її розрахунок
(найменування об'єкта будівництва)

РОЗРАХУНОК загальновиборничих витрат до локального кошторису № 02-001-001

К1 - Усереднений коефіцієнт переходу від нормативно-розрахункової трудомісткості робіт у прямих витратах, до витрат труда робітників, заробітна плата яких враховується в загальновиборничих витратах

К2 - Усереднений показник для визначення коштів на покриття решти статей загальновиборничих витрат, грн/люд.год.

Складений в поточних цінах станом на 1 грудня 2025 р.

№ поз. лк	Шифр і № позиції нормативу	Кіл-сть	Норматив но-розр. кошторис на грудо місткість прямих витрат,	К1	Трудомі сткість [4x5]	Вартість люд.год. робітників, заробітна плата яких враховується в ЗВВ	І блок заробіт на плата [6x7]	Заробіт на плата в прямих витратах	ІІ блок Єдиний внесок на загально обов'язкове держ. соц. страхування [(8+9) x 22,00%]	К2	ІІІ блок кошти на покриття решти статей [4x11]	Всього [8+10+12]
02-001-001												
Розділ № 1												
Загальнобудівельні роботи												
Земляні роботи												
1	E1-30-2	0,98841	1,0296	0,12	0,1236	185,34	22,90	160,57	40,36	7,48	7,70	70,96
2	E1-24-1	0,4942	1,02	0,12	0,12	185,34	23	159	39	7,48	8	70
3	E1-13-1	1,1356	21,5817	0,12	2,5898	185,34	479,99	2 854,81	733,66	7,48	161,43	1 375,08
4	E1-18-1	2,00041	10,67	0,12	1,28	185,34	237	1 411	363	7,48	80	680
5	C311-6-1	6 279,0	68,4416	0,12	8,2130	185,34	1 522,20	8 928,03	2 299,05	7,48	511,94	4 333,19
6	E1-164-1	0,656	77,72	0,12	9,33	185,34	1 729	10 139	2 611	7,48	581	4 921
7	E1-27-1	0,0749	121,0791	0,12	14,5295	185,34	2 692,90	15 424,79	3 985,89	7,48	905,67	7 584,46
8	E1-130-1	0,0749	242,21	0,12	29,06	185,34	5 387	30 856	7 973	7,48	1 812	15 172
			0,1110	0,12	0,0133	185,34	2,47	14,68	3,77	7,48	0,83	7,07
			696,97	0,12	83,64	185,34	15 509	92 176	23 672	7,48	5 212	44 393
			200,6000	0,12	24,0720	185,34	4 461,50	18 920,59	5 144,06	7,48	1 500,49	11 106,05
			131,59	0,12	15,79	185,34	2 927	12 412	3 375	7,48	984	7 286
			15,1575	0,12	1,8189	185,34	337,11	2 005,02	515,27	7,48	113,38	965,76
			1,14	0,12	0,14	185,34	25	150	39	7,48	8	72
			35,8638	0,12	4,3037	185,34	797,64	5 566,38	1 400,08	7,48	268,26	2 465,98
			2,69	0,12	0,32	185,34	60	417	105	7,48	20	185

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
		Разом	1 164,01		139,68		25 897	147 720	38 177		8 705	72 779
	Розділ № 2	Фундаменти										
9	ЕН6-1-1	0,759	161,3641 122,47	0,12	19,3637 14,70	185,34	3 588,87 2 724	16 680,60 12 660	4 459,28 3 385	7,48	1 207,00 916	9 255,15 7 025
10	ЕН6-1-6	4,06	476,7284	0,12	57,2074	185,34	10 602,82	53 429,32	14 087,07	7,48	3 565,93	28 255,82
12	ЕН8-3-7	0,105	1 935,52 33,5000 3,52	0,12	232,26 4,0200 0,42	185,34	43 047 745,07 78	216 923 3 961,71 416	57 194 1 035,49 109	7,48	14 478 250,58 26	114 719 2 031,14 213
	Разом		2 061,51		247,38		45 849	229 999	60 688		15 420	121 957
	Розділ № 3	Колони, ригелі, сходи										
14	Е7-5-11	1,19	1 312,0740 1 561,37	0,12	157,4489 187,36	185,34	29 181,58 34 726	160 266,16 190 716	41 678,50 49 598	7,48	9 814,31 11 679	80 674,39 96 003
16	Е7-3-1	0,68	832,8523 566,34	0,12	99,9423 67,96	185,34	18 523,30	103 708,60	26 891,02	7,48	6 229,74	51 644,06
18	Е7-21-1	0,1	355,5074 35,56	0,12	42,6609 4,27	185,34	7 906,77	41 531,30	10 876,38	7,48	4 236	35 118
20	Е9-24-1	2,3	102,1976 235,05	0,12	12,2637 28,21	185,34	2 272,96	11 573,62	3 046,25	7,48	764,44	6 083,65
	Разом		2 398,32		287,80		53 341	292 010	75 977		17 939	147 257
	Розділ № 4	Стіни										
22	ЕН8-5-2	382,0	8,6240 3 294,37	0,12	1,0349 395,32	185,34	191,80	972,88	256,23	7,48	64,51	512,54
23	ЕН8-6-1	2,34	199,4560 466,72	0,12	23,9347 56,01	185,34	4 436,06	23 100,86	6 058,12	7,48	24 643	195 790
25	КБ7-3-8	1,7	895,1741 1 521,80	0,12	107,4209 182,62	185,34	10 380	54 056	14 176	7,48	3 491	28 047
	Разом		5 282,89		633,95		117 494	616 985	161 585		39 517	318 596
	Розділ № 5	Конструкцій покриття та перекриття										
27	Е7-3-6	7,2	415,8447 2 994,08	0,12	49,9014 359,29	185,34	9 248,72	50 101,83	13 057,12	7,48	3 110,52	25 416,36
29	Е12-22-1	5,14	44,8586 230,57	0,12	5,3830 27,67	185,34	66 591	360 733	94 011	7,48	22 396	182 998
30	Е12-20-4	5,14	14,8729 76,45	0,12	1,7847 9,17	185,34	5 128	23 406	6 277	7,48	1 725	13 130
31	Е12-18-1	5,14	31,3788 161,28	0,12	3,7655 19,35	185,34	330,79	1 622,22	429,66	7,48	111,25	871,70
33	Е12-1-3	5,14	7,1380 36,69	0,12	0,8566 4,40	185,34	697,89	3 384,01	898,02	7,48	234,71	1 830,62
	Разом		7 1380		220,93		158,75	845,47	220,93	7,48	53,39	433,07
			816		4 345		816	4 345	1 136		274	2 226

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
35	Е12-15-1	2,9	133,3247 386,64	0,12	15,9990 46,40	185,34	2 965,25 8 599	14 144,07 41 018	3 764,05 10 916	7,48	997,27 2 892	7 726,57 22 407
	Разом		3 885,71		466,28		86 421	455 235	119 165		29 065	234 651
	Розділ № 6											
	Прорізи											
36	Е9-44-1	5,0	146,4452 732,23	0,12	17,5734 87,87	185,34	3 257,06 16 285	18 937,95 94 690	4 882,90 24 415	7,48	1 095,41 5 477	9 235,37 46 177
38	Е9-53-1	1,2	135,5360 162,64	0,12	16,2643 19,52	185,34	3 014,43 3 617	14 414,43 17 297	3 834,35 4 601	7,48	1 013,81 1 217	7 862,59 9 435
	Разом		894,87		107,39		19 902	111 987	29 016		6 694	55 612
	Розділ № 7											
	Оздоблювальні роботи											
40	ЕН15-152-9	38,78	19,1211 741,52	0,12	2,2945 88,98	185,34	425,27 16 492	2 157,17 83 655	568,14 22 032	7,48	143,03 5 547	1 136,44 44 071
	Разом		741,52		88,98		16 492	83 655	22 032		5 547	44 071
	Розділ № 8											
	Підлоги											
41	ЕН11-2-4	653,4	6,0914 3 973,58	0,12	0,7298 476,83	185,34	135,26 88 379	658,62 430 342	174,65 114 116	7,48	45,49 29 723	355,40 232 218
42	ЕН11-14-2	28,77	56,2998 1 619,75	0,12	6,7560 194,37	185,34	1 252,15 36 024	6 838,48 196 743	1 779,94 51 209	7,48	421,12 12 116	3 453,21 99 349
43	ЕН11-28-1	4,5	108,8689 489,91	0,12	13,0643 58,79	185,34	2 421,33 10 896	11 996,14 53 982	3 171,84 14 273	7,48	814,34 3 665	6 407,51 28 834
	Разом по кошторису		6 083,24		729,99		135 299	681 067	179 598		45 504	360 401
	Разом по кошторису		22 512,07		2 701,45		500 695	2 618 658	686 238		168 391	1 355 324
	Кошти на оплату перших п'яти днів тимчасової непрацездатності											24 331
	(500 695,00 + 2 618 658,00) * 0,007800											5 353
	Кошти на сплату єдиного внеску, нарахованого на суму оплати перших п'яти днів тимчасової непрацездатності											11 663
	(500 695,00 + 2 618 658,00) * 0,007800 * 0,220000											1 396 671
	Кошти на сплату єдиного внеску, нарахованого на суму допомоги з тимчасової непрацездатності (понад 5 днів)											1 396 671
	(500 695,00 + 2 618 658,00) * 0,003739											1 396 671
	Всього загальновиборничі витрати по кошторису											1 396 671

Техніко – економічні показники проекту

№ п/п	Найменування показників	Од. виміру	Значення показника
1	Площа забудови	м ²	1803
2	Загальна площа будівлі	м ²	3415
3	Будівельний об'єм	м ³	23905
4	Вартість будівництва об'єкта	тис. грн.	40738,224
	із неї: будівельно-монтажних робіт	тис. грн.	32344,844
5	Вартість будівництва об'єкта:		
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	11,929
	на 1м ³ будівельного об'єму	тис.грн/м ³	1,704
6	Вартість загальнобудівельних робіт:		
	всього	тис. грн.	19782,076
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	5,793
	на 1м ³ будівельного об'єму	грн/м ³	0,828
7	Трудомісткість будівельно-монтажних робіт по об'єкту		
	кошторисна	тис. люд.- год.	295,213
8	Витрати праці при виконання БМР на 1м ² загальної площі		
	кошторисні	люд.-дн.	10,805
9	Витрати праці при виконанні БМР на 1м ³ будівельного об'єму		
	кошторисні	люд.-дн.	1,544
10	Кошторисна заробітна плата:		
	на виконання БМР	тис. грн.	4449,353
	на виконання загальнобудівельних робіт	тис. грн.	3119,353
11	Договірна ціна:		
	на будівництво об'єкта	тис. грн.	40738,224
12	Кошторисна заробітна плата на 1грн.договірної ціни		
	при виконанні БМР	грн.	0,16
	при виконанні загальнобудівельних робіт	грн.	0,15
13	Рентабельність:		
	загальнобудівельних робіт	%	14
	БМР по об'єкту будівництва	%	13

Розділ VII

Охорона праці

7. Охорона праці.

7.1. Забезпечення безпечних умов праці

Проектом передбачаються наступні заходи щодо забезпечення безпечних умов праці при виконанні будівельно-монтажних робіт:

- огороження будівельного майданчика з метою запобігання проникнення сторонніх осіб;
- планування укосів траншей для запобігання можливості обвалення земляних мас;
- застосування страхувальних поясів при роботі на висоті;
- застосування касок, дотримання правил стропування вантажів при виконанні будівельно-монтажних робіт.

7.2. Забезпечення виробничої санітарії.

Проектом передбачається забезпечення виробничої санітарії. Дотримання температурно-вологісного режиму досягається забезпеченням побутових приміщень місцевими джерелами тепла типу «Циклон».

Проект освітлення будмайданчика виконаний відповідно до вказівок «Освітлення будівельного майданчика».

7.3. Захист від шуму і вібрації.

У ході виконання будівельно-монтажних робіт небезпека вібрації з'являється тільки в ході виконання монолітних залізобетонних робіт при застосуванні глибинних вібраторів.

7.4. Санітарно-побутові приміщення

Розрахунок санітарно-побутових приміщень наведений у розділі - проектування будгенплану.

7.5. Забезпечення вибухопожежної безпеки.

Зважаючи на будівельні матеріали, які застосовуються, пожежну небезпеку представляють столярні вироби в місці їх складування. Столярні вироби складуються на закритому опалювальному складі. З метою пожежної безпеки заборонено куріння поблизу складу на відстані 10 м.

Розрахунок потреби в водопостачанні виконуємо за укрупненими показниками, на основі визначення витрати води на виробничі, побутові та пожежні потреби.

$$Q = Q_{пр} + Q_{поб} + Q_{пож} \text{ (л/сек),}$$

де $Q_{пр}$ – потреба у водопостачанні для виробничих потреб;

$Q_{поб}$ – потреба у водопостачанні для побутових потреб;

$Q_{пож}$ – потреба у водопостачанні для протипожежних потреб.

Виконаємо розрахунок за укрупненими нормативами залежно від витрати на 1 млн.руб.

Промислове будівництво:

$Q_{пр} - 0.85$ л/сек на 1 млн.руб.

Побутові потреби:

$Q_{быт} - 0.16$ л/сек на 1 млн.руб.

Пожежні потреби:

$Q_{пож} = 5$ л/сек на 1 пожежний гідрант (ПГ).

Для ділянки будівництва передбачено 1 пожежний гідрант:

$$Q = (0.85 + 0.16) * 0.648 + 5 * 1 = 5,65 \text{ л/сек}$$

Розрахунок діаметра підвідного водогону визначається за формулою:

$$D = \sqrt{4Q \times 3600 / \Pi v}, \text{ де}$$

Приймаємо діаметр = 125 мм.

Будмайданчик обладнаний протипожежним постом.

7.6 Розрахунок прожекторного освітлення будмайданчика.

Визначення потреби в освітленні передбачає встановлення кількості прожекторів, які забезпечують можливість безперешкодного огляду території будмайданчика, що охороняється. Розрахунок будло проведено при розробці буд генплану. Необхідною і достатньою є кількість прожекторів, яка дорівнює дев'яти.

7.7 Протипожежні заходи.

Будівля класу А, I-го ступеня вогнестійкості. Прийняті основні будівельні конструкції - вогнетривкі, забезпечують межі вогнестійкості, передбачені таблицею 1 СНіП 21-01-97 «Противопожарные нормы».

7.8 Монтажні роботи.

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виробництво інших робіт і перебування інших осіб.

Способи стропування елементів конструкцій та обладнання повинні забезпечувати їх подачу до місця встановлення в положенні, близькому до проектного.

Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель або міток, які забезпечують їх правильне встановлення і монтаж.

Очищення елементів, які підлягають монтажу, від бруду і пилу проводять до їх підйому.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій та обладнання під час їх підйому і переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та обладнання на вазі.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або обладнання повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність. Не допускається проводити монтажні роботи на висоті і відкритих місцях при швидкості вітру 15м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей і подібних конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10м/с і більше.

Не допускається знаходження людей під елементами конструкцій та обладнання до установки їх в проектне положення і закріплення. При необхідності знаходження працюючих під елементами що монтуються, а також на обладнанні та конструкціях повинні здійснюватись спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні площадки, драбини та інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, слід встановлювати і закріплювати на монтованих конструкціях до їх підйому.

Монтаж сходових маршів і майданчиків будівлі, а також вантажопасажирських будівельних підйомників (ліфтів) повинен здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах і отворах ліфтових шахт слід негайно встановлювати огороження.

7.9 Організація безпечних умов роботи на висоті.

Важливим фактором безпечного ведення монтажних робіт є правильна організація робочих місць, включаючи систему заходів щодо оснащення робочого місця необхідними технічними засобами: риштуванням, люльками, монтажними столиками, вишками, сходами, перехідними містками, а також засобами індивідуального та колективного захисту.

Для поліпшення ефективності організаційно-технічних заходів з попередження падіння працюючих з висоти на монтажі будівельних конструкцій необхідно і доцільно розглядати окремо проблему забезпечення безпеки працюючих при переході з одного робочого місця на інше і проблему забезпечення безпеки при установці, вивірці і проектному закріпленні конструктивних елементів, тобто, коли робочі операції проводяться на одному обмеженому робочому місці на висоті. Перехід з одного місця на інше здійснюється по сходах, перехідних містках та трапах, а часто безпосередньо по конструкціях будівлі.

7.10 Експлуатація технологічного оснащення та інструменту.

Будівельно-монтажні роботи повинні проводитися з використанням технологічної оснастки, засобів колективного захисту і будівельного ручного інструменту, що визначаються складом нормоконвектів.

Риштування в процесі їх експлуатації повинні оглядатися виконробом не рідше ніж через кожні 10 днів.

Підвісні риштування та помости можуть бути допущені до експлуатації тільки після того як вони витримують випробування протягом однієї години статичним навантаженням, що перевищує нормативне на 20 %.

Розділ VIII

Безпека життєдіяльності

8. Безпека життєдіяльності.

8.1. Коротка характеристика проєктованого об'єкта

При виробництві будівельних робіт будуть використані такі матеріали:

- залізобетонні конструкції;
- металеві конструкції;
- монолітний бетон, цементно-піщані і цементно-вапняно-піщані розчини;
- різні утеплювачі: пінополістирол, гермітовий шнур;
- матеріали засипки: щебінь, пісок;
- різні допоміжні матеріали.

При виробництві робіт буде використано наступне обладнання:

- пневмоколісні крани (2 шт.);
- екскаватор «зворотна лопата» з ємністю ковша 1 м³;
- бульдозер;
- пневматичні трамбівки;
- вантажні автомобілі, самоскиди;
- зварювальні апарати.

Виробничий цикл складається з наступних етапів:

- вибір місцевості;
- підготовчі роботи;
- земляні роботи;
- улаштування фундаментів;
- монтажні роботи;
- внутрішні сантехнічні роботи;
- покрівельні роботи;
- оздоблювальні роботи;
- благоустрій;
- монтаж обладнання.

8.2. Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

При виконанні будівельно-монтажних робіт будуть мати місце такі фактори:

- фізичні: обвалення траншей, ураження електричним струмом, шум, напруга
- хімічні: хімічні фактори обумовлені наявністю виробничого пилу і шкідливих хімічних речовин у повітрі, як то цементного і деревного пилу;
- психофізіологічні: фізична втома, викликана нервово-психічною втомою.

8.3. Класифікація виробництва.

8.3.1. Класифікація виробництва за вибухопожежонебезпекою.

Розрахунки означених критеріїв і визначення категорій приміщень проведені відповідно до вимог і положень норм пожежної безпеки ДБН В.1.1.7-2002.

При розрахунках пожежного навантаження в магазині:

- використані дані «Посібника щодо застосування ДБН В.1.1.7-2002»;
- враховані - обладнання, яке знаходяться в приміщеннях, горючі елементи конструкцій виробів і оснащення, промаслене ганчір'я, матеріали транспортної упаковки сировини, напівфабрикати і комплектуючі деталі та вузли, виробниче сміття, технічна документація тощо.

Визначення категорій здійснено шляхом порівняння максимального значення питомого тимчасового розрахункового пожежного навантаження з аналогічною нормативною величиною.

Пожежне навантаження «Q» (МДж)

$$Q = \sum_{i=1}^n G_i \times Q_{Hi}^p ;$$

де:

G_i – кількість і-го матеріалу пожежного навантаження, кг;

Q_{ni}^p - теплота згоряння і-го матеріалу пожежного навантаження, МДж.

Згідно з довідковими даними для матеріалів/, які використовуються у виробництві, прийняті наступні параметри:

Таблиця № 8.1

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Показник	Примітка
1	2	3	4	5
1	Щільність всіх видів олій	КГ·М ⁻³	900,0	Усереднена
2.	Теплота згоряння - елементів конструкції інвентарю та тари з дерева; - гумотехнічних виробів; - деталей із пластмас - кабельної продукції; - промасленого дрантя - масел різних марок - картону, паперу, техдокументації - тари з-під обтиральних матеріалів - штучної шкіри - виробничого сміття - інших неврахованих матеріалів (ремені, наждачний папір)	МДж·кг ⁻¹ МДж·кг ⁻¹	13,8 33,52 39,0 33,52 20,5 45,64 13,4 18,9 17,76 22,5 13,5	

Висота до нижнього пояса ферм перекриття в прольоті – 9,4 м.

Критична щільність падаючих променистих потоків « $q_{кр.}$ », кВт·м⁻², встановлена для:

- деревини 13,9;
- гумотехнічних виробів 14,8;
- масел 12,1;
- полістиролу 14,0;
- обтиральних матеріалів (промаслених) 12,1;
- картону та паперу 10,8.

Для розглянутого випадку, практично, на всіх виробничих ділянках матеріалом з мінімальним значенням « $q_{кр.}$ » є картон, для якого граничні відстані складають 12,04 x 12,32м відповідно.

Граничні відстані « $l_{пр.}$ » Для різних видів матеріалів визначалися методом інтерполяції:

- для деревини

$$l_{\text{пр.}} = 10 + \frac{(8-6)(13,9-10)}{15-10} = 11,56\text{м}$$

- для ГТВ

$$l_{\text{пр.}} = 10 + \frac{(8-6)(14,8-10)}{15-10} = 11,92\text{м}$$

- для полістиролу

$$l_{\text{пр.}} = 10 + \frac{(8-6)(14-10)}{10-5} = 11,6\text{м}$$

- для обтиральних матеріалів

$$l_{\text{пр.}} = 10 + \frac{(8-6)(12,1-10)}{15-10} = 10,84\text{м}$$

- для картону та паперу

$$l_{\text{пр.}} = 10 + \frac{(8-6)(10,8-10)}{15-10} = 10,32\text{м}$$

При варіанті виробництва Н менше 11,0м граничні відстані розміщення пожежних навантажень визначаються:

- для пожежного навантаження, що складається з твердих горючих і важкогорючих матеріалів:

$$l = l_{\text{пр.}} + (11 - H)$$

- для пожежного навантаження, що складається з ЛВЖ и ГЖ;

$$l_{\text{пр.}} = 26 - H;$$

де Н – мінімальна відстань від поверхні пожежного навантаження до нижнього рівня будівельних конструкцій.

Виходячи з прийнятих умов виробничого процесу граничні відстані складуть для:

- деревини

$$l = 11,56 + [11 - (10,8 - 0,8)] = 12,56\text{м.}$$

- гумово-технічних виробів

$$l = 11,92 + [11 - (10,8 - 1,05)] = 13,17\text{м}$$

- масла

$$26 - (10,8 - 1,0) = 16,2_m$$

- обтиральних матеріалів

$$l = 10,84 + [11 - (10,8 - 1,0)] = 12,04_m$$

- полістирола

$$l = 11,6 + [11 - (10,8 - 2)] = 13,8_m$$

- картону і паперу

$$l = 10,32 + [11 - (10,8 - 1,8)] = 12,32_m$$

Питоме пожежне навантаження «q» (МДж·м⁻²)

$$q = \frac{Q}{S};$$

де S – площа розміщення пожежного навантаження (не менше 10м²), м².

На виробничих ділянках будмайданчика можуть одночасно перебувати і створювати реальну пожежонебезпечну ситуацію:

Таблиця № 8.2

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Будмайданчик	Ділянка координатної розточення
1	2	3	4	5
1	Елементи конструкції інвентаря і оснастки з дерева	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{141,7}{1955,46}$	$\frac{2,0}{27,6}$
2	ГТВ	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{1367,68}{45844,63}$	$\frac{1,68}{56,31}$
3	Деталі і вироби з пластмас	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{80,0}{3120,0}$	-
4	Кабельна продукція	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{24,0}{804,48}$	-
5	Промаслене ганчір'я	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{3,5}{71,75}$	$\frac{0,4}{8,2}$
6	Масло різних марок	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{2054,52}{93768,29}$	$\frac{45,0}{2053,8}$
7	Папір і картон	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{5,1}{68,34}$	-
8	Тара з-під текстильних матеріалів	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{0,2}{3,78}$	-
9	Штучна шкіра	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{20,0}{355,2}$	-
10	Техдокументація	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{5,0}{67,0}$	-

11	Виробничий сміття, кошторисів	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{14,6}{328,5}$	$\frac{0,8}{18,0}$
12	Інші невраховані матеріали (зшивання, ремені, наждачний папір тощо)	$\frac{кг}{МДж}$	$\frac{15,5}{209,25}$	-
13	Разом пожежне навантаження	МДж	146596,68	2163,91
14	Геометрична площа приміщень і зон розміщення обладнання	М ²	2340,0	36,0
15	Питоме усереднена пожежне навантаження	МДж x м ⁻²	62,65	60,11
16	Категорія приміщень і ділянок з пожежної безпеки і згідно таблиці ДБН В.1.1.7-2002, виходячи з геометричної площі розміщення пожежного навантаження	-	«В4»	«В4»
17	Граничні відстані розміщення пожежних навантажень: А) Розрахункові Б) Фактичні: - Між ділянками - Між обладнанням - Між стаціонарними робочими місцями	м м м м	12,04-16,2 4,0-6,0 1,2-3,0 2,5-9,0	16,2 - - -
18	Категорія розглянутих приміщень	-	«В3»	«В4»
19	Величина залежності 0,64 x q x Н ²	м	3929,8	711,3
20	Остаточна категорія приміщень, зон розміщення ділянок та обладнання з пожежної безпеки	-	«В2»	«В3»

Примітки.

1. Категорія «В3» на ділянці координатного розточення встановлена у зв'язку з тим, що площа розміщення пожежного навантаження більше 10м²; виконується умова перевищення підсумкового пожежного навантаження значення 0,64 x q x Н² і в приміщенні відсутнє інше обладнання з пожежним навантаженням.

2. Транспорт, що знаходиться в цеху під час можливого виникнення пожежонебезпечної ситуації з точки зору наявності в ньому палива і горючих конструктивних елементів (гума, мастила, картон, штучна шкіра, полімерні матеріали тощо) при розрахунках не враховувався.

8.3.2. Класифікація будівлі по вогнестійкості.

Відповідно до об'ємно-планувальних та конструктивних рішень будівля належить до другого ступеня вогнестійкості.

8.3.3.Класифікація будівлі з точки зору можливості ураження електричним струмом.

Підлоги будівлі - типу «террацо», з покриттям лінолеумом, керамічною плиткою не є струмопровідними. Струмопровідний пил в будівлі відсутній, вологість, в силу умов виробництва, не перевищуватиме 60%, також в повітрі відсутні хімічно активні речовини. Можливість дотику до корпусів електроустановок з одного боку і еквівалентів землі з іншого, виключена в силу відсутності струмопровідних підлог.

8.3.4. Класифікація середовища будівлі

Так як вологість всередині будівлі не перевищує 60%, в повітрі немає хімічних речовин, то середовище будівлі визнається нормальним.

Розділ ІХ

Екологія

9. Екологія.

9.1. Аналіз впливу на навколишнє середовище в ході виконання будівельно-монтажних робіт.

При розробці дипломного проекту передбачені заходи по зменшенню забруднення повітря шкідливими газами, по захисту ґрунтового родючого шару, а також підземних та ґрунтових вод при виконанні слідуючих робіт:

- рух автотранспорту;
- проведення земельних робіт;
- проведення зварювальних робіт;
- викидання будівельного сміття;
- проведення благоустрою території.

Ґрунтові води на майданчику будівництва розташовані на такій глибині від існуючої поверхні землі де їх забруднення не передбачається.

Генпідрядна будівельна організація повинна одержати дозвіл на виконання будівельно-монтажних робіт від місцевих органів влади за місцем будівництва. Для цього вона подає план здійснення заходів по забезпеченню охорони навколишнього природного середовища в процесі будівництва об'єкта.

9.2. Рух автотранспорту

Рух транспорту необхідно організувати по внутрішньо-майданчиковим автомобільним дорогам, бажано покритим асфальтобетоном. Крім того, необхідно обмежити швидкість руху автотранспорту по внутрішньо-майданчиковим автодорогам до 10-20 км/год для зменшення підняття пилу та більшої безпеки робітників. В суху погоду необхідно тричі на день поливати автошляхи водою для зменшення пилевиділення при русі автотранспорту.

У викидах двигунів внутрішнього згорання (ДВЗ) міститься понад 100 шкідливих сполук, котрі умовно можна розбити на шість груп:

- діоксид вуглецю, водяна пара, водень, кисень;
- оксид вуглецю;
- оксид азоту;
- вуглеводні;
- альдегіди;
- сажа.

При використанні в ДВЗ етилованих бензинів з вихлопними газами в атмосферу викидаються сполуки свинцю. Масовий склад викидів значною мірою залежить від режимів експлуатації та справності систем ДВЗ і своєчасності проведення регулювань.

Зниження викидів шкідливих речовин ДВЗ можна досягти застосуванням наступних методів: рідинної та полум'яної нейтралізації; ежекційного допалювання; використанням каталізаторів; подачею повітря у випускний колектор; застосуванням антидимових фільтрів тощо.

Зниження вмісту шкідливих речовин у викидах ДВЗ можна забезпечити і за рахунок застосування присадок до пального - метанолу, водню, скрапленого газу та емульсій.

Всі машини з двигунами внутрішнього згорання, що працюють на будмайданчику, мають бути перевірені на токсичність вихлопних газів.

В цілях боротьби з шумом, роботи механізмів вхолосту забороняються. Необхідно постійно видаляти з поверхні ґрунту розлиті нафтопродукти і масла.

9.3. Заходи з охорони навколишнього середовища.

При виконанні робіт, пов'язаних із розробкою котловану та інших земляних робіт в період будівництва будівлі, в першу чергу знімається та складається рослинний родючий шар ґрунту, який потім використовується для рекультивації порушених та бідних земель.

При будівництві та влаштуванні інженерних мереж використовується транспортно-монтажна техніка, яка виділяє в атмосферу незначну кількість - шкідливих газів. Для проїзду транспорту в період розробки котловану та подальшого будівництва об'єкту передбачається влаштування тимчасових доріг шириною 3,5 м. Забороняється бездоріжне пересування транспортних засобів і технологічного устаткування, оскільки це пов'язано з негативним впливом на рослинний шар.

Усі споруджені канами після їх використання, тобто розміщення в них водопровідних і каналізаційних труб, опалювальних мереж і електрокабелів підлягають засипці землею. В зв'язку з тим, що в канавах розміщуються усі згадані інженерні мережі, а розрихлена порода займає великий обсяг, частина її залишається на поверхні. З породи, що залишилася, формують вал безпосередньо над виритою канавою.

Під час будівництва тимчасові транспортні шляхи, для руху транспорту та переміщення технологічних вантажів, необхідно підтримувати в гарному технічному стані, а для запобігання здіймання пилу в суху погоду - періодично зволожувати водою з хімічними добавками (взимку) з розрахунку 1,5-2 л/м².

На території будівельного майданчика не допускається знищення дерев і чагарників, не передбачених проектом, а також засипка корневих шийок і стовбурів зростаючих дерев і чагарників.

Сипкі і пилоподібні матеріали необхідно зберігати і подавати в закритій тарі. Для зменшення пилоутворення, будівельний майданчик повинен : поливатися водою в літній час.

9.4. Вивезення будівельного сміття

З початку будівництва об'єкту на майданчику збирається велика кількість будівельного та побутового сміття, що може призвести до забруднення розташованих поблизу територій. Тому необхідно налагодити чітку систему збирання та вивезення сміття. На території будівельного майданчика

встановлюють окремо стоячі контейнери під будівельне сміття, в тому числі під створювані відходи, такі як металобрухт, бите скло, побутове сміття. Будівельне сміття з верхніх поверхів будівлі скидають у відкриті лотки або опускають краном у баддях після кожного робочого дня. Бажано будівельне сміття розсортувати з метою подальшої переробки для повторного використання певної його частини (пластмаси, пінопласту, паперу та ін.).

По мірі заповнення сміттєвих контейнерів передбачено забезпечення вивозу автомобільним транспортом на організовані міські звалища або на підприємства, які спеціалізуються на переробці вторинних ресурсів.

9.5. Зварювальні роботи

В період будівництва значний обсяг займають зварювальні роботи. При веденні зварювальних робіт фіксується інтенсивне тепловиділення (променеве та конвективне), пиловиділення та газовиділення.

До найбільш шкідливих газів при зварюванні та різці відносяться оксид азоту, оксид вуглеводу, озон, фтористий водень.

Основними компонентами пилу при цих процесах є окис заліза, марганцю та кремнію (41%, 18% та 6% відповідно). Середня концентрація пилу досягає 7- 110 мг/м³ (при ГДК=4 мг/м³). Концентрація СО досягає до 40 мг/м³ (при ГДК=20 мг/м³), а фтористого водню 1,7 мг/м³ (при ГДК=1 мг/м³). При роботі на відкритих майданчика значення концентрації шкідливих речовин при веденні зварювальних робіт в більшості випадків знаходиться в межах ГДК.

Котли при розігріві бітуму, який використовують при будівництві передбачається розташовувати не ближче 200 м від будівлі і не ближче 30м від місця виробництва будівельних робіт, що забезпечує розсіювання шкідливих речовин, які виділяються (бензолу, фенолу, вуглеводів, оксиду азоту та ін.) до значень гранично допустимої концентрації. Ці котли повинні бути обов'язково закриті щільними кришками.

9.6. Організація стічних та ливневих вод

На підприємствах будівельної індустрії впровадження науково обґрунтованих комплексних заходів щодо охорони водних ресурсів від забруднення і їхньому раціональному використанню повинне вирішуватися в такий спосіб. Доцільно воду розділити на господарсько-питну й технологічну (для затвердіння будівельних розчинів і бетонних сумішей; зволоження поверхні бетону, що твердіє; мийки будівельних механізмів і автомашин і т.д.).

У технологічному процесі доцільно впроваджувати менш якісну воду шахт, водойм, морську воду, що цілком застосована для виробництва кераміки, силікатної та глиняної цегли, бетонних виробів.

Відомі в цей час види очищення промислових стоків розділяють на механічний (проціджування, відстоювання, фільтрування), хімічний й фізико-хімічний (осадження, екстрагування, коагулювання, сорбція й ін.), біохімічний.

Важливе народногосподарське значення має утилізація домішок, що вловлюють зі стічних вод. Доцільно вловлюючи установки по утилізації домішок вводити в експлуатацію одночасно з основним виробництвом очисних споруджень. Ливневі води з території будівництва видаляються за допомогою ливневої каналізації.

Всі дороги, складські майданчики мають ухил, який дозволяє дощовій воді самостійно стікати у спеціально влаштовані канавки по яким стоки попадають у тимчасову ливневу, а потім в постійну ливневу каналізацію.

9.7. Озеленення території

Після завершення будівництва та всіх допоміжних робіт проводиться озеленення території, яке включає в себе влаштування газонів, насадження дерев та кущів.

При озелененні території навколо будівлі, обочин доріг треба вибирати дерева, кущі, газонні рослини в залежності від кліматичного району, характеру

будівлі і ефективності даної породи для очищення повітря, а також її газостійкості. Зелені насадження також знижують рівень вуличного шуму в літні час на 8-10 дБ завдяки поглинанню звукової енергії листям. Найбільш стійкими є біла акація, клен. Згідно з генпланом, передбачається влаштування ділянок, засаджених сумішшю газонних трав. Навколо будинку корпусу заплановано насадження листяних порід дерев. У квітниках передбачається насадження айстр і та турецьких гвоздик.

При виконанні усіх вищевказаних заходів по захисту атмосфери, підземних вод та ґрунтового шару, екологічна ситуація в районі будівництва не буде порушена та шкідливого впливу на навколишнє середовище не буде.

Необхідно контролювати виконання всього комплексу заходів по збереженню та не допусканню забруднення навколишнього середовища на стадії проектування, в процесі будівництва та при експлуатації.

Розділ X

Науковий

10. Науковий розділ.

10.1 Загальні положення.

Землетруси супроводжуються різким зміщенням значних обсягів ґрунтових мас, що призводить до вивільнення колосальної кількості енергії в земній корі протягом короткого часового інтервалу.

Ці явища можуть бути спричинені: зсувами земної кори, виверженнями вулканів, вибухами антропогенного походження або обваленням підземних порожнин, як-от шахти чи карстові печери. Загалом, причини виникнення землетрусів є різноманітними і підлягають класифікації відповідно до їхнього первинного джерела.

Тектонічні землетруси.

Тектонічні землетруси утворюються в результаті взаємодії тектонічних плит, які формують літосферу. У породах на межах цих плит під впливом значного тиску та високих температур наростає розтягувальне напруження.

Це стимулює розвиток ділянок зі значними деформаціями, а також призводить до утворення тріщин і розломів у масиві. Коли напруження сягає граничного рівня, відбувається різке зниження тертя та взаємне зміщення плит, що викликає раптове вивільнення великої кількості накопиченої енергії і спричиняє землетрус у відповідному регіоні.

Місце утворення первинної деформації у надрах Землі має назву гіпоцентр (осередок, або Focus) землетрусу. Точка, розташована на поверхні прямо над гіпоцентром, відома як епіцентр (Epicenter).

У сейсмології існує поширена класифікація, що розподіляє землетруси на три основні категорії залежно від глибини розташування їхнього гіпоцентру:

Малоглибинні: глибина 0–70 км (становлять переважну більшість — близько 75%).

Проміжні: 70–300 км (загальна частка яких становить приблизно 22%).

Глибинні: 300–700 км (найрідкісніші — близько 3%).

Вулканічні землетруси.

Походження цього виду землетрусів пов'язане із процесом виверження розплавленої породи. Явище відбувається у місцях найменшої міцності літосфери і спричинене акумуляцією високого тиску та температури.

Людська діяльність.

Сейсмічні події спричиняють значний економічний і соціальний регрес для постраждалих країн. Система сейсмобезпеки повинна гарантувати безпеку як старих, так і новозбудованих об'єктів, зокрема тих, що розташовані у зонах з підвищеною сейсмічністю (на 1–2 бали за новими картами). Крім того, вимагається точний прогноз реакції споруд на поштовхи різної потужності.

Проблема в тому, що навіть нормативно спроектовані будівлі руйнуються під час інтенсивних поштовхів. Спостереження показали, що каркасні будівлі не витримують навантажень, тоді як монолітні та великопанельні є високосейсмостійкими. Діючі будівельні норми не можуть дати цьому явищу чіткого пояснення.

Протиріччя у сейсмічній теорії та практиці закликають до вдосконалення існуючих розрахункових моделей. Зважаючи на зростання ризику високоінтенсивних землетрусів, питання сейсмостійкості є першочерговим. Водночас архітектура ускладнюється: з'являються висотні, об'ємні та стратегічні споруди з новими покриттями, які потребують особливої сейсмобезпеки. У зв'язку з цим, будівництво сучасних сейсмобезпечних будівель породжує низку проблем, серед яких:

Складна природа сейсмічної діяльності, яка досі вивчена недостатньо, обумовлює недостатню точність прогнозування. Це створює загрозу виникнення поштовхів, інтенсивність яких перевищує ту, що відображена на картах районування території.

Суть полягає в тому, що сейсмічна активність є наслідком деформації крихкої літосфери та формування осередку через рухи і зсуви по тектонічних розривах. Оскільки потенційна магнітуда пропорційна інтенсивності тектонічних процесів, а також швидкості деформацій і розмірам структур, максимальне значення магнітуди, зареєстроване за історичний час у цьому районі, слід розглядати як індикатор сейсмічного потенціалу літосфери.

На цей час критерії сейсмостійкого будівництва не враховують комплексну залежність від: підвищеної сейсмічної інтенсивності, ґрунтових умов, призначення споруд, методів сейсмоізоляції та правової бази.

Чітке визначення критеріїв сейсмостійкості необхідне як у нормах проєктування, так і в оцінці наявних та пошкоджених будівель, а також для аналізу сейсмозахисних систем.

Щоб коректно сформулювати концепцію «Сейсмостійкості», необхідно зафіксувати обмеження та умови, за яких можуть бути досягнуті експлуата-

ційні цілі: безпека мешканців, придатність до подальшого використання та можливість ремонту після сейсмічної події. Ці завдання є реалістичними, тільки якщо інтенсивність впливу не перевищує нормативних та прогнозованих значень.

Ключовим моментом є перехід від силових критеріїв (використовуються на пружній стадії) до деформаційних на пружно-пластичній стадії (де змінюються міцнісні характеристики елементів). Сучасні методи сейсмічного розрахунку повинні оцінювати критерії сейсмостійкості через обчислення деформаційних параметрів для несучих елементів та їх зіставлення з граничними (лімітуючими) допустимими значеннями.

Існуючі моделі (наприклад, консольний стрижень), які використовуються у теорії сейсмостійкості, є застарілими і потребують заміни. Необхідно ввести нові фактори, які впливають на міцність, зокрема врахувати вирішальну роль перекриттів, яку зараз недооцінюють.

Критичний недолік спектрального методу: він розглядає сейсмічний вплив як стаціонарний (рівномірний) процес і гармонічні коливання, тоді як землетрус — це нестаціонарний, хаотичний процес, що викликає стрибкоподібні переміщення ґрунту через хвилі зсуву.

Нова парадигма руйнування: ймовірність руйнування від інерційних сил мала. Більшість руйнувань є наслідком миттєвого зрізу вертикальних елементів потужними поперечними поштовхами, які не встигають розгойдати будівлю до резонансу. Зсувні хвилі завжди передують інерційним силам, що робить їх первинним руйнівним чинником.

Фінальний розрахунок має включати перевірку на прогресуюче руйнування та малоциклову втому, враховуючи, що реакція конструкції залежить від напружено-деформованого стану до моменту впливу, а не лише від миттєвих значень.

Оцінка сейсмостійкості об'єктів сьогодні здійснюється методом біжучих хвиль. Необхідно обов'язково враховувати просторову нелінійну реакцію, інерційно-деформаційні властивості основи та сукупне накопичення пошкоджень в матеріалах (втома, корозія, деструкція).

Спектральний метод як частинний випадок методу біжучих хвиль є прийнятним тільки в пружній фазі і повинен бути звільнений від емпірики, що не має фізичного підтвердження.

При розрахунку висотних будівель (15+ поверхів) на акселерограми неприпустимо ігнорувати реальні швидкості згинальних хвиль, приймаючи

гіпотезу про миттєве поширення. Для критично важливих споруд слід застосовувати метод біжучих хвиль з індивідуальною штучною сейсмограмою і ідентифікувати персоналізовану розрахункову модель.

Для забезпечення сейсмобезпеки пріоритет надається конструктивним заходам, що сприяють зменшенню сейсмічного впливу.

Зважаючи на виявлені невідповідності, динамічний аналіз будівель під сейсмічним навантаженням вимагає поглиблених наукових пошуків, результати яких мають бути верифіковані (підтверджені) нормативними розрахунками та емпіричними даними. Як наслідок, спектральний метод слід доопрацювати для забезпечення стандартів міцності та надійності об'єктів.

Сейсмічний ризик — це оцінка ймовірності збитків (економічних, соціальних, людських) на території за одиницю часу. Він [6-16] залежить від: рівня сейсмічної небезпеки та рівня сейсмічної вразливості (тобто, недостатньої сейсмостійкості) споруд.

Дві головні причини визначають високий рівень сейсмічного ризику:

Перша причина — підвищена сейсмічна вразливість.

Цей фактор визначається дефіцитом сейсмостійкості існуючого фонду будівель, а також невідповідністю більшості міст і селищ до ефективної протидії наслідкам сейсмічних поштовхів.

Друга причина — ненадійність сейсмічного прогнозування.

Прогнози сейсмічної небезпеки на картах ЗСР, які інтегровані в будівельні норми, не можуть вважатися цілком надійними. Як довів досвід найтрагічніших землетрусів ХХ століття, фактична інтенсивність поштовхів істотно перевищувала картографічно прогнозовану.

Відтак, існує висока ймовірність виникнення надмірних (позарозрахункових) сейсмічних впливів. Ця загроза повинна бути ключовим елементом при плануванні заходів із підвищення сейсмобезпеки. Тому найважливішим кроком є створення конструкцій та планувальних рішень населених пунктів, які матимуть високу життєздатність при будь-яких рівнях землетрусів (розрахункових і позарозрахункових).

З метою зниження сейсмічного ризику необхідна комплексна модернізація норм і правил будівництва в сейсмоактивних регіонах. Особлива увага має бути приділена: ігноруванню хвильових процесів, неточності розрахунку впливу ґрунтової основи на навантаження, уніфікації нормативів для конструкцій, що мають відмінну реакцію на поштовхи (як-от каркасні та великопанельні системи), недостатній деталізації вертикальної компоненти, а також

відсутності положень щодо застосування інноваційних методів сейсмозахисту, зокрема сейсмоізоляції.

Експерти погоджуються, що для налагодження ефективної системи захисту від землетрусів чинні державні нормативні акти містять суперечності та неправомірні обмеження, що знижують їхню ефективність. Основні проблеми включають:

1. Фінансування наслідків: Через нерозмежованість у законах понять «запобігання» та «зниження збитків» держава надмірно фінансує ліквідацію надзвичайних ситуацій, недостатньо інвестуючи у превентивні заходи.

2. Бюрократичні перешкоди: Непряме регулювання суміжних правових відносин вимагає створення громіздких підзаконних актів, які поглиблюють адміністративні бар'єри.

3. Розмитість відповідальності: Не визначено чіткого розподілу повноважень і фінансової/правової відповідальності між центральними та регіональними владними структурами.

4. Відсутність територіального порядку: Не розроблено диференційованої системи підзаконних актів для регулювання всіх етапів будівництва в сейсмічних регіонах.

5. Ігнорування ризику в містобудуванні: Містобудівна документація не містить згадок про обов'язкову оцінку сейсмічних ризиків та вразливості.

6. Вузьке регулювання експлуатації старих територій.

Очевидно, що гарантування сейсмічної безпеки є сферою, яка через свою надзвичайну соціальну та економічну вагу, повинна бути ефективно керована державою за допомогою дієвих правових норм.

10.2 Коливання викликані сейсмічною активністю.

Наслідком землетрусу є коливання ґрунтового масиву, які від епіцентру розповсюджуються хвилями наступних типів:

1. Поздовжні хвилі (P). Це найшвидші сейсмічні хвилі, швидкість поширення яких становить приблизно 6–8 км/с. При їхньому проходженні в середовищі виникають об'ємні деформації ґрунту, представлені стиском та розтягом (рис. 10.1).

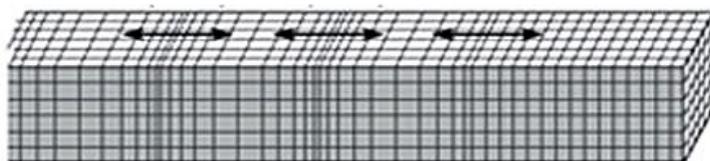


Рис. 10.1 – Поздовжні хвилі (P)

2. Поперечні хвилі (S) або хвилі зсуву. Ці хвилі мають нижчу швидкість поширення (приблизно 4–5 км/с) порівняно з поздовжніми. Їхній рух у середовищі викликає зсувні деформації (поперечні) без зміни об'єму ґрунту (рис. 10.2).

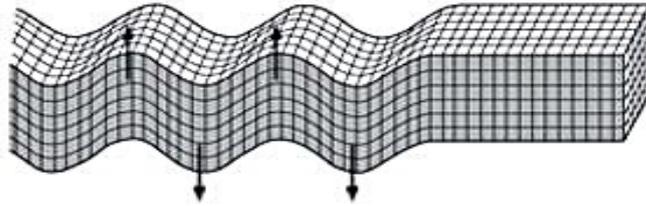


Рис. 10.2 – Поперечні хвилі (S)

3. Хвилі Релея (R). Рух цих хвиль схожий на хвилювання на поверхні моря. Внаслідок їхнього проходження у ґрунті виникають три типи напружень: стиснення, розтягування та зсув (рис. 10.3).

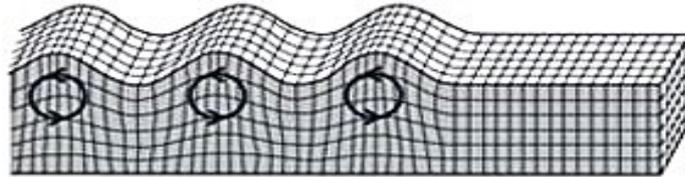


Рис. 10.3 – Хвилі Релея (R)

4. Хвилі Лява (L). Ці хвилі характеризуються тим, що ґрунт рухається у площині, дотичній до поверхні та перпендикулярній до напрямку їхнього поширення. Хвилі Лява не генерують дотичних напружень (рис. 10.4).

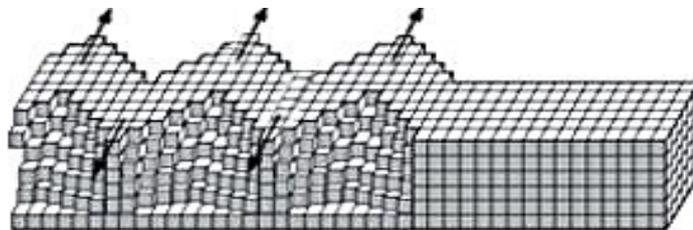


Рис. 10.4 – Хвилі Лява (L)

10.3 Сейсмостійке проєктування

Ключові принципи, які регулюють методика розрахунку і конструювання об'єктів з огляду на можливі сейсмічні впливи, можна згрупувати у дві категорії.

1. Рекомендації щодо загального компонування споруд, які, окрім врахування визначальних факторів функціонального призначення, їхнього розміщення, поверховості та внутрішнього планування, повинні також містити відомості про можливу інтенсивність землетрусів, їхній амплітудно-частотний спектр, типи ґрунтів та інші важливі дані.

При проектуванні об'єктів зі складною геометрією (наприклад, з різною кількістю поверхів та балками) критично важливим є контроль якості влаштування та постійного стану антисейсмічних розрізів (швів).

Стійкість до сейсмічних впливів та загальна жорсткість споруд безпосередньо залежать від злагодженої взаємодії усіх конструктивних елементів, як вертикальних (стояків, перегородок), так і горизонтальних (несучих балок, зв'язків).

Правильний підбір вузлових з'єднань, обов'язкова перевірка розроблених рішень за допомогою комп'ютерного (скінченно-елементного) моделювання та жорсткий контроль виконання робіт є вирішальними етапами будівництва. Ці заходи необхідно поєднувати з дотриманням раніше визначених етапів, таких як загальне компонування, конструктивні рішення та розрахунків навантажень.

2. З метою зниження потенційного збитку в сейсмічних районах, під час вибору конструктивної схеми рекомендується використовувати активні додаткові елементи. Вони мають здатність включатися в роботу або змінювати свої жорсткісні характеристики при коливаннях, при цьому їхня функція може зберігатися до повного вичерпання несучої здатності.

Так, перший варіант передбачає, що додаткові елементи жорсткості є частиною початкової схеми, але активуються лише за високих горизонтальних коливань (як правило, поблизу резонансу).

За другим варіантом розрахунково допускаються зміни пружних характеристик несних елементів. Це дозволяє не тільки модифікувати динаміку споруди, але й забезпечити істотне зростання сил розсіювання енергії.

3. Системи віброзахисту. Сейсмоізоляція (базова ізоляція) конструкцій забезпечує можливість регулювати обсяг енергії, що передається на об'єкт безпосередньо від ґрунтових вібрацій (рис. 10.5).



Рис. 10.5 – Сейсмоізоляція фундаменту

4. Використання спеціальних пристроїв для розсіювання сейсмічної енергії задля мінімізації пошкоджень (рис. 10.6).



Рис. 10.6 – Сейсмічний демпфер

5. Для стабілізації споруди під час сейсмічного впливу застосовують інерційні демпфери (гасники). Одним із відомих прикладів [30, 31] є система, де великий металевий шар підвішується на тросах і інтегрується з гідравлічним механізмом у верхній частині споруди. Коли будівля починає розгойдуватися, цей шар виконує роль активного маятника, рухаючись у зворотний бік і таким чином стабілізуючи загальну конструкцію (рис. 10.7).



Рис. 10.7 – Система інерційного демпфування у висотці Тайбей

10.4 Класифікація землетрусів

1. Сейсмічна шкала Медведєва–Шпонхойера–Карніка (MSK). MSK-шкала є базовою для визначення сейсмічної інтенсивності. Вона оцінює силу коливань ґрунту шляхом аналізу спостережених руйнівних ефектів у зоні впливу. Інтенсивність землетрусу відображається у межах від 1 до 12 балів.

2. Європейський стандарт оцінки інтенсивності землетрусів (EMS). EMS-шкала є головною шкалою інтенсивності, яку використовують у європейських державах та деяких неєвропейських регіонах. Згідно з цим джерелем

лом, шкала містить 10 рівнів (від 0 до 4, 5 «слабкий», 5 «сильний», 6 «слабкий», 6 «сильний» та 7).

3. Оціночна шкала сейсмічної інтенсивності Меркаллі. Система Меркаллі визначає інтенсивність сейсмічного впливу на основі спостережуваних ефектів і інформації про руйнування. Її підхід до оцінювання ідентичний тому, що використовується у шкалі MSK.

4. Шкала магнітуди Ріхтера. Шкала локальної магнітуди (M_L), або шкала Ріхтера, є інструментом, що характеризує обсяг сейсмічної енергії, вивільненої осередком землетрусу.

10.5 Методики обчислення конструкцій при сейсмічних (кінематичних) впливах

1. Метод лінійного статичного обчислення.

Це основний розрахунковий підхід у поточній нормативній документації. Він ґрунтується на спектральному підході. Його суть полягає у представленні розрахункових сейсмічних сил через розкладання за формами власних коливань конструкції.

Базова модель, прийнята у цьому нормативному акті для багатьох типів конструкцій, представлена як жорсткий стержень. На ньому зосереджено маси на рівні всіх поверхів та покриття, а горизонтальні елементи моделюються пружними зв'язками (рис. 10.8).



Рис. 10.8 – Динамічна модель розрахунку споруди

Згідно з чинним нормативним документом, розрахунок сейсмічного навантаження для i -ої власної форми коливань споруди проводиться за наступним виразом:

$$S_{jik} = K_1 * Q_k * A * \beta_i * K_\psi * \eta_{jik}$$

тут: K_1 – коеф., що враховує непружність матеріалів; Q_k – маса конструкції (вагове навантаження); A – прискорення в рівні основи; β_i – коеф. динамічності (рис. 10.9); K_ψ – коеф., який відображає здатність до дисипації (розсію-

вання) енергії; η_{jik} – коеф., залежний від форми деформації споруди під час її власних коливань.

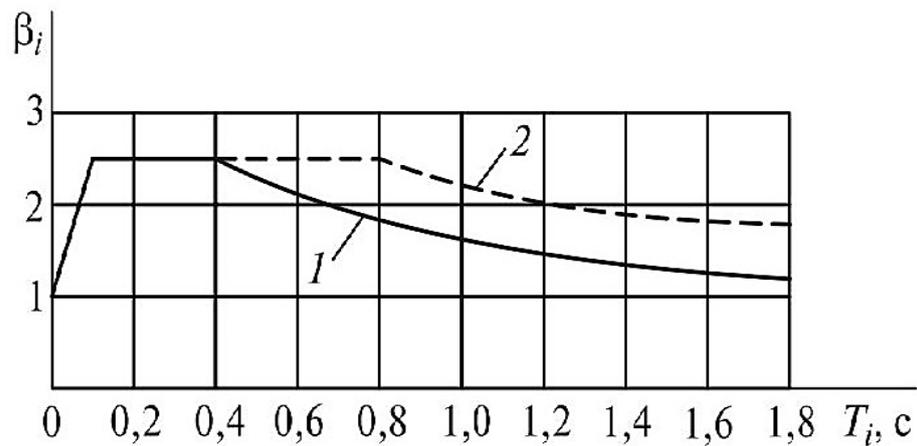


Рис. 10.9 – Візуалізація залежності коефіцієнта динамічності β_i

На результати розрахунків, виконаних за останньою формулою, помітний вплив мають поправочні коефіцієнти K_1 та β_i . Їхня функція полягає у врахуванні трансформації конструктивної схеми споруди під час коливань, спричиненої розвитком непружних деформацій. Важливо зазначити, що числові значення цих параметрів демонструють значну розбіжність у різних наукових публікаціях.

2. Нелінійний статичний метод

Нелінійний статичний метод ґрунтується на визначенні граничного навантаження (або граничних значень прискорень) за умови фіксованого розподілу сейсмічних сил. Як правило, обчислення виконується на основі першої форми власних коливань конструкції, яка не змінюється протягом розрахунку, а її величини зростають пропорційно певному керуючому параметру при оцінці граничних прискорень.

3. Нелінійний динамічний метод

Цей чисельний спосіб обчислення сейсмічних впливів, що базується на методі скінченних елементів, включає специфічні техніки, такі як пряме інтегрування або алгоритм Ньюмарка. На сьогодні він є надзвичайно затребуваним і постійно удосконалюється.

Розрахунки з використанням цього підходу забезпечують максимально глибокий аналіз НДС елементів. Це дозволяє, відповідно, комплексно оцінити функціональний та структурний стан будівлі.

Поширення цієї методики значною мірою обмежене недостатньою кількістю необхідного програмного забезпечення. Крім того, застосування

ускладнює нестача належно підготовленого персоналу для кінцевої обробки та аналізу результатів обчислень.

4. Підхід, базований на аналізі передавальних функцій (ПФ) та імпульсних перехідних функцій (ІПФ). Цей метод враховує взаємозв'язок між цими характеристиками в лінійних системах із обмеженим числом ступенів вільності

Головна перевага полягає в тому, що розв'язки рівнянь руху записуються напряму через узагальнені координати. Це спрощує алгоритм розрахунку, виключаючи:

- етапи побудови та нормалізації власних коливальних форм;
- перехід від головних координат до розв'язків в узагальнених координатах.

10.6 Ключові принципи обчислювальних підходів, які потребують вдосконалення в межах мети дослідження

Під час розробки методів розв'язання завдань, доцільно, за основу були взяті надійні та апробовані підходи: метод нормальних форм, а також методика, що використовує передавальні (ПФ) та імпульсні перехідні (ІПФ) функції.

У розрахунках сейсмічного впливу на споруди, що передбачають зміну конструктивної схеми в процесі коливань, краще приймати спектральний метод з огляду на наступні міркування:

- схожість розрахункових схем у чинному нормативному документі та спектральному методі;
- можливість поетапного (покрокового) уточнення критичних величин, які впливають на кінцевий результат, що забезпечується методом інтегрування за часом;
- необхідність врахування непружних змін, які впливають на коефіцієнт динамічності. Це робиться за допомогою коефіцієнтів K_{ψ} , K_1 , β_i , числові показники яких демонструють значну варіативність у різних дослідженнях.

Вивчення динамічної реакції споруд на землетруси є основним напрямком будівельної динаміки. Оскільки початкові деформації зберігають усі пружні характеристики, розрахунок конструкцій на цій фазі може виконуватися згідно з моделлю лінійної системи.

Для більшості систем при визначенні сейсмічних сил використовують форми коливань лише лінійної (початкової) стадії. Це означає, що зміни

конструктивних схем, спричинені пластичними (непружними) деформаціями під час коливань, не беруться до уваги.

Завдяки поєднанню покрокового методу за часом і спектрального підходу є змога враховувати зміну конструкції. Ці зміни (які включають виведення елементів з роботи або зниження їхньої несучої здатності) визначаються на кожному кроці обчислення сейсмічних навантажень.

Слід зазначити, що помилки в фінальних розрахунках найчастіше виникають через неправильний вибір розрахункових моделей на різних етапах. Точність розв'язання суттєво покращується при скороченні часових кроків. У контексті цієї теми пропонується розглянути декілька ключових методів врахування neprужних сил, які використовуються у будівельних нормах різних держав.

10.7 Методика обчислення конструкцій під дією сейсмічних навантажень з урахуванням трансформації конструктивної схеми (покроковий метод за часом)

Методика сейсмічного обчислення використовує покроковий алгоритм, що бере за основу метод нормальних форм. Цей підхід є ключовим аналітичним методом у динаміці конструкцій. Його фундаментальний принцип полягає у представленні рішень як розкладання за власними векторами.

При визначенні сейсмічних сил для більшості систем застосовують форми коливань лише лінійної стадії. Це означає, що трансформації конструктивних схем, спричинені пластичними (непружними) деформаціями під час коливань, не беруться до уваги.

Згадувана раніше методика використовує комбінацію покрокового по часу методу та методу нормальних форм. Це дає можливість автоматично враховувати трансформацію конструктивної схеми, що виникає внаслідок втрати або зниження несучої здатності елементів, яка діагностується на кожному етапі розрахунку сейсмічних навантажень.

Разом з тим, неточності у фінальних результатах обчислення головним чином пов'язані з помилковим вибором схем моделювання. Точність розрахунків підвищується пропорційно зменшенню інтервалів за часом. Нижче проаналізовано декілька основних методів врахування neprужних сил, що застосовуються в будівельних нормах різних держав.

10.7.1 Методика обчислення конструкцій під дією сейсмічних навантажень із застосуванням покрокового методу за часом (з урахуванням зміни схеми)

Для сейсмічного розрахунку застосовується покроковий підхід, який базується на методі «нормальних форм». Ця методика вважається одним із найважливіших аналітичних інструментів для обчислення динамічних систем, оскільки її основна концепція передбачає подання розв'язків у вигляді розкладу за власними векторами.

1.1 Основи розрахунку споруд на сейсмічні впливи за методом «нормальних форм»

Наведу фінальний вигляд рівнянь руху для системи з кінцевим числом ступенів вільності, отриманий після перетворень, що застосовуються при кінематичному (сейсмічному) впливі:

$$M\ddot{\vec{y}} + D\dot{\vec{y}} + K\vec{y} = -\varepsilon_0(t)\vec{m}$$

У результаті, матимемо систему незалежних рівнянь:

$$\ddot{a}_r + 2n_r\dot{a}_r + p_r a_r = -b_r \ddot{\varepsilon}_0(t)$$

$$(r = 1, 2, \dots, n)$$

тут b_r — складові зазначеного вектора.

$$\vec{b} = \Phi \vec{m}$$

Далі наведу розрахункову модель для системи, що має два ступені вільності:

$$\vec{b} = \begin{Bmatrix} Y_{11} & Y_{21} \\ Y_{12} & Y_{22} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^2 Y_{i1} m_i \\ \sum_{i=1}^2 Y_{i2} m_i \end{Bmatrix}$$

Розв'язок останніх залежностей можна представити у вигляді

де

$$a_r(t) (r = 1, 2, \dots, n) = \sum_{i=1}^2 Y_{ir} J_i(t)$$

$$J_r = \int_0^t \varepsilon_0(\tau) V_r(p_r^*, t - \tau) d\tau$$

$V_r = \frac{1}{p_r^*} e^{-n_r t} \sin p_r^* t$ - імпульсна перехідна функція, що описує відгук r -тій власній формі коливань.

Залежності в матричному вигляді:

$$\vec{a} = \Phi \vec{m}$$

$$\vec{S} = K\vec{y} = -\varepsilon_0(t)\vec{m} - M\ddot{\vec{y}} - D\dot{\vec{y}}$$

$$\vec{S} = K\Phi J\Phi\vec{m} = -\varepsilon_0(t)\vec{m} + M\Phi\ddot{J}\Phi\vec{m} + D\Phi J\dot{\Phi}\vec{m}$$

$$J_r = -\int_0^t \ddot{\varepsilon}_0(\tau) \dot{V}_r(p_r^*, t - \tau) d\tau$$

$$\ddot{J}_r = -\ddot{\varepsilon}_0(t) - \int_0^t \ddot{\varepsilon}_0(\tau) \ddot{V}_r(p_r^*, t - \tau) d\tau$$

Формула для розрахунку сейсмічних сил у рамках цього підходу:

$$\vec{S} = K\Phi J\Phi\vec{m}$$

Шляхом подальших перетворень отримуємо формулу сейсмічної сили F_{jr} , що діє на масу m_j при r -тій моді коливань.

$$J_r = P_r \int_0^t \ddot{\varepsilon}_0(\tau) \cdot e^{\frac{-\gamma}{2} P_r \cdot (t-\tau)} \sin P_r(t - \tau) \cdot d\tau$$

$$S_{jr} = m_j \cdot Y_{jr} \cdot J_r \cdot \sum_{i=1}^n Y_{ir} \cdot m_i$$

J_r - динамічна ф-ція відгуку на одиничний імпульс, що відповідає r -тій моді.

Розраховані сейсмічні навантаження для двоступеневої системи, визначені за останньою залежністю, з урахуванням власних форм, представлені на рис. 10.10.

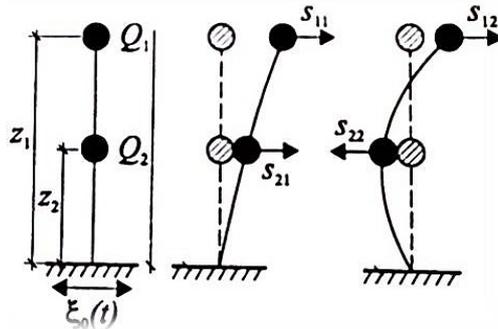


Рис. 10.10 – Характер розподілу сейсмічних навантажень для двоступеневої системи

1.2 Стадії обчислення сейсмічних навантажень із змінною конструктивною схемою (застосування покрокового часового методу)

Процес аналізу та обчислення складається з трьох головних фаз, базуючись на певних моделюючих допущеннях:

Приймається, що розподіл деформації є лінійним по висоті перерізу до моменту втрати цілісності.

Не враховується внесок бетону у сприйняття розтягуючих зусиль.

Застосовується ідеалізація зосереджених мас: загальна маса поверху (колони, перекриття, перегородки) концентрується на рівні перекриттів.

На початковій стадії роботи на кожному часовому інтервалі виконуються обчислення. Вони включають визначення власних частот і форм коливань, а також матриць жорсткості та податливості конструкції. За основу для цих динамічних розрахунків береться алгоритм методу «нормальних форм».

Друга стадія передбачає обчислення всіх внутрішніх напружень у структурних елементах. Далі проводиться комплексний розрахунок будівельних структур на вплив сейсмічних сил.

На заключному кроці здійснюється оцінка ймовірних деформацій та пошкоджень в усіх небезпечних (критичних) перерізах. Аналізуються зони непружної поведінки та руйнування елементів за допомогою діаграми «момент-кривизна» (рис. 10.11) та діаграм взаємодії (рис. 10.12) для відповідних перерізів.

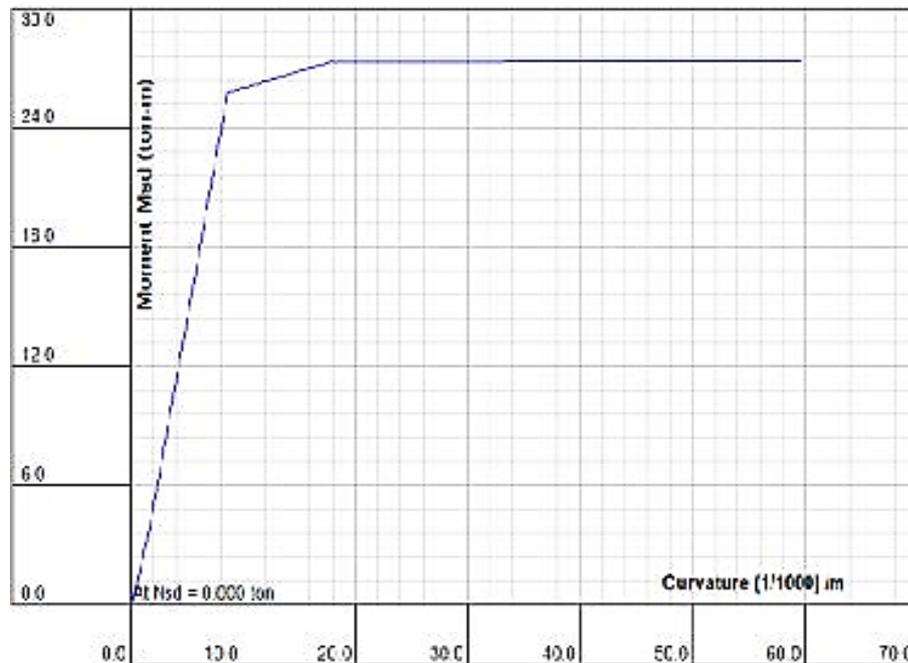


Рис. 10.11 – Діаграма “момент-кривизна”

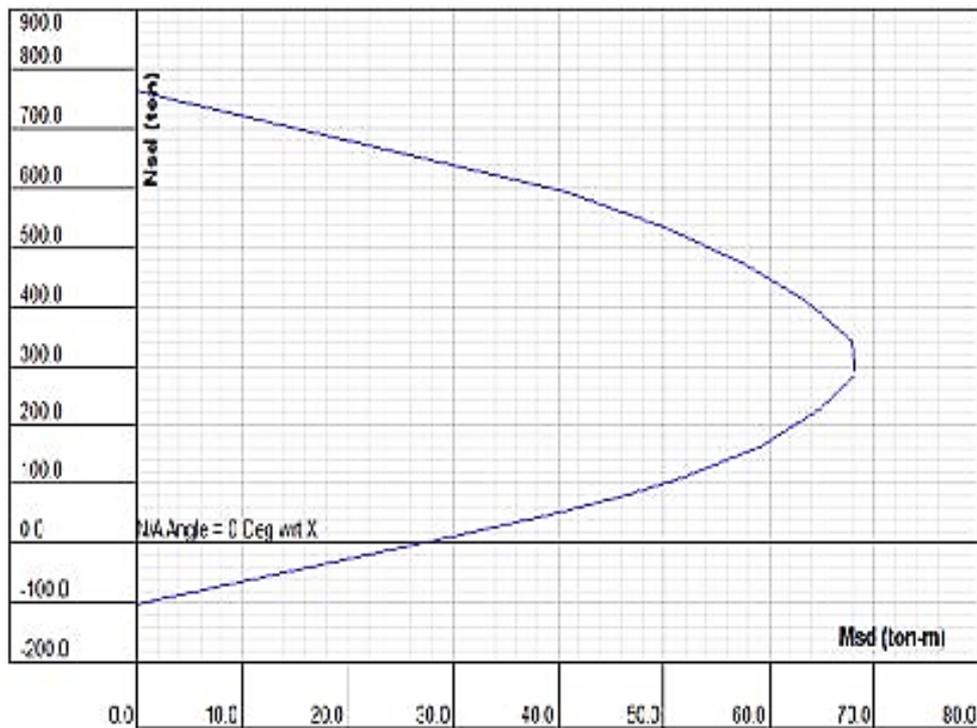


Рис. 10.12 – Діаграма взаємодії

Важливо враховувати, що для залежності момент-кривизна ми застосуємо реалістичні діаграми, які беруть до уваги сумісне напруження від поздовжніх сил і згинальних моментів, а не виключно ідеалізовані моделі. Області цих залежностей візуалізовані на рис. 10.12. Після цього виявляються всі зони змін у конструктивній схемі, і, виходячи з цих даних, усі обчислення запускаються знову, циклічно (починаючи з першого етапу) до досягнення руйнування.

10.7.2 Визначення коефіцієнта K_1 , що характеризує непружну роботу споруди

З метою врахування ймовірності пошкоджень та непружної поведінки елементів, при обчисленні сейсмічних сил різними світовими стандартами передбачено використання спеціальних параметрів. Наприклад, вітчизняні норми використовують коефіцієнт K_1 для характеристики непружної роботи споруди.

Визначення останнього може виконуватися двома способами .

Перший спосіб передбачає розрахунок коефіцієнта K_1 , як співвідношення між максимальними сейсмічними силами (безпосередньо перед руйнуванням) та сейсмічними навантаженнями, що були досягнуті на межі пружності конструкції.

$$K_1 = \frac{S_y}{S_u}$$

S_y – сумарне сейсмічне навантаження, досягнуте на межі пружності системи;
 S_u – сумарне сейсмічне навантаження в момент, коли конструкція перебуває на межі міцності (перед повним руйнуванням).

У рамках другого методу проводиться аналіз кривої несучої здатності, яка потім перетворюється у формат спектрального відображення. Крива є графіком взаємозв'язку між силою зсуву в фундаменті та переміщенням верхнього поверху. Для переходу до спектрального вигляду використовуються ті самі математичні вирази, що й для побудови початкового графіка.

S_a – спектральне прискорення; S – сила зсуву в основі; W – повна маса системи; α_j – коефіцієнт модальної маси, відповідний j -тій моді

$$S_a = \frac{S}{W \alpha_j}$$

S_d – спектральне переміщення; Δ_{top} – вертикальне зміщення даху; $\theta_{top,j}$ – модальна амплітуда j -ої форми (на рівні вер- ху); γ_j – коефіцієнт розподілу j -ої власної форми.

$$S_d = \frac{\Delta_{top}}{\gamma_j \theta_{top,j}}$$

$$\alpha_j = \frac{[\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}]^2}{[\sum_{i=1}^n m_i] [\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}^2]}$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}^2}$$

Розрахунковий спектр реакції описується співвідношенням:

$$S_a = A \beta K_0 K_\varphi$$

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4 \pi^2}$$

A – коеф. сейсмічності (для 8-бальної розрахункової сейсміки); K_φ – конст-руктивна характеристика; β – коеф. динаміки.

Зображена на рис. 10.13 діаграма спектра відгуку (S_d та S_a) показує, що значення K_1 визначається як відношення:

$$K_1 = \frac{OA}{OB}$$

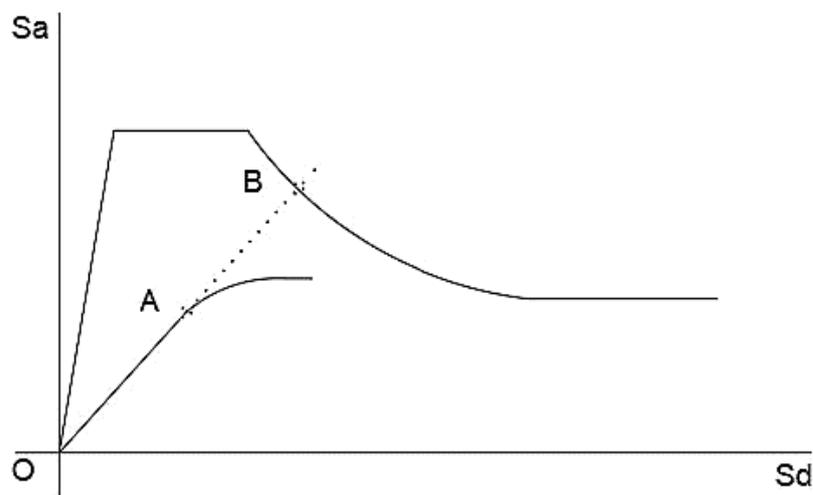


Рис. 10.13 – Відображення спектра несучої здатності

10.8 Загальні висновки

Головною перевагою розглянутого методу є здатність враховувати деградацію структурної жорсткості в режимі реального часу (покроково). Коригування розрахункової схеми здійснюється за результатами статичного розрахунку зусиль з попереднього кроку.

При цьому уточнений коефіцієнт непружності K_1 обчислюється як відношення навантажень у момент перед руйнуванням до навантажень на межі пружності. Це дає змогу використовувати реальні записи акселерограм та отримувати максимально точний прогноз деформацій конструкції.

Напрямок подальших досліджень вважаю:

1. Розрахувати металеві та дерев'яні споруди на сейсміку, використовуючи метод покрокового інтегрування, щоб визначити точні значення коефіцієнта непружності K_1 та специфіку їхньої динамічної роботи.
2. Розширити сферу застосування розробленого методу (на основі ПП/ППФ) для нелінійних систем, адаптувавши його до широкого спектра динамічних навантажень.
3. Дослідити вплив зміщення фундаменту на сейсмічні сили, використовуючи запропонований підхід, та визначити оптимальні характеристики для різних конструкцій фундаментів.

Перелік використаної літератури

1. Будівельна кліматологія / ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 127 с.
2. Навантаження і впливи / ДБН В.1.2-2:2006. Мінбуд України. – Київ, 2006. – 63с.
3. Житлові будинки. Основні положення / ДБН В.2.2-15-2005. Державний комітет України з будівництва та архітектури. – Київ, 2005. – 46 с.
4. Теплова ізоляція будівель / ДБН В.2.6-31:2006. Мінбуд України. – Київ, 2006. - 70 с.
5. Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму / ДБН В.1.2-10-2008. Мінрегіонбуд України. – Київ, 2008. – 11 с.
6. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення / ДБН В.2.5-28-2006. Мінбуд України. – Київ, 2006. – с. 96.
7. Пожежна безпека об'єктів будівництва / ДБН В.1.1.7-2002. Держбуд України. – Київ, 2003. – 87 с.
8. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.- М.:Стройиздат,1985.
9. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР.- М.:ЦИТП Госстроя СССР,1985.
- 10.Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры/к СНиП 2.03.01-84//ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР.М.:ЦИТП Госстроя СССР,1986
11. Пособие по проектированию напряженных предварительно железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов/к СНиП 2.03.01-84//ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР.М.:ЦИТП Госстроя СССР,1988
12. В.Сурдін, В.Астахов, В.Вербицький . Розрахунок залізобетонної колони прямокутного перерізу середнього ряду одноповерхової виробничої будівлі : Навч.посібник для студентів вищ.навч.закладів, що навчаються за фахом «Промислове та цивільне виробництво» .-Кривий Ріг,1998.-29с.
13. Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Розрахунок і проектування фундаменту на природній основі під колону промислової будівлі» з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» для студентів спеціальності 2903 усіх форм навчання/Укл.М.М.Татаренко, М.В.Микула.-Кривий Ріг :КГРІ,1993.-52с.
14. СНиП 2.02.01-83.Основания зданий и сооружений/Госстрой СССР.- М.:Стройиздат,1985,-40с.
15. Руководство по проектированию зданий и сооружений / НИИОСП им.Н.Н.Герсевича.-М.:Стройиздат,1979.
16. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства:Управление строительными предприятиями с основами АСУ:Учеб.для строит.вузов и фак.-3-е изд.перераб.и доп.-М.:Высшая школа,1988.-559с.
17. Камзин С.К., Карасев А.К. Технология строительного производства.Курсовое и дипломное проектирование.Учеб.пособие д/строит.спец.вузов.-М.:Вышш.шк.-1989.-216с.
18. ЕНиР. Сборник Е1.Внутринастроечные транспортные работы/Госстрой СССР.- М.:Прейскурантиздат,1987.-40с.
19. ЕНиР. Сборник Е2.Земляные работы .Вып.1.Механизированные и ручные земляные работы/Госстрой СССР.-М.:Стройиздат,1988.-244с.
20. ЕНиР. Сборник Е3.Каменные работы/Госстрой СССР.-М.:Прейскурантиздат,1987.-48с.
21. ЕНиР. Сборник Е4.Монтаж сборных и устройство монолитных ж/б конструкций.Вып.1.Здания и промышленные сооружения/Госстрой СССР.-М.:Стройиздат,1987.-64с.
22. ЕНиР. Сборник Е7.Кровельные работы/Госстрой СССР.- М.:Прейскурантиздат,1987.-24с.

23. ЕНиР. Сборник Е11.Изоляционные работы/ Госстрой СССР.- М.:Прейскурантиздат,1988.-64с.
24. ЕНиР. Сборник Е19.Устройство полов/ Госстрой СССР.- М.:Прейскурантиздат,1987.-48с.
25. ЕНиР. Сборник Е22.Сварочные работы/ Госстрой СССР.- М.:Прейскурантиздат,1987..
26. Расход материалов на общестроительные работы: Справ. / С.И.Днепровский,В.И.Лубяной, В.А.Прохоровский ,Г.С.Таций.-2-е изд.,перераб.- К.:Строитель,1986.-559с.
27. Голубенко В.В.Методические указания по проектированию строительного генерального плана в составе дипломного проэкта.-Кривой Рог.-1980.
28. Методические указания к расчету потребности во временных административных и санитарно-бытовых зданиях на стройплощадке при разработке курсового и дипломного проектов/Сост.В.В.Голубенко
29. Методические указания к проектированию временного водоснабжения при разработке дипломного проэкта/Сост.В.В.Голубенко,С.Ф.Пасько.-Кривой Рог:КГРИ,1985.-20с.
30. Проектирование временного электроснабжения при разработке курсового и дипломного проектов. Методические указания /Сост.В.В.Голубенко, О.И.Ильченко.-Кривой Рог,1985
31. И. А. Шершевский. Конструирование гражданских зданий и сооружений; Учебное пособие для студентов строительных ВУЗов – 3-е изд. Переработ. И доп. М. Стройиздат. Ленинградское отделение, 1982. – 255 с.
32. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дипломниками «Економіка будівництва» для студентів спеціальності 2903 ЗПЦБ/А.Г.Темченко,С.В.максимов.-Кривий Ріг,КТУ,1995 .-39с.
33. Ресурсы элементы нормы та будівельні норми (РЕСН)ДБНД2.2-99,збірники 1,7,9,10/Держбуд України.-К.2000
34. Задачи и примеры их решений по курсу «Охрана праці» /Сост.В.П.Исаев.-Кривой Рог:КГРИ,1991.-36с.
35. Орлов Г.Г. Охрана труда в строительстве.-М.:Высшая школа,1984.
36. СНиП III -4-80 Техника безопасности в строительстве/Госстрой СССР.-М.:ЦИТП Госстроя СССР,1989.
37. Методические указания по определению нагрузок при расчете строительных конструкций.-Кривой Рог:КГРИ,1982.-36с.
38. ДБН А.2.2-3–2012 «Склад та зміст проектної документації на будівництво»
- 38.ДБН А.2.2-3–2014 «Склад та зміст проектної документації на будівництво»
39. ДБН А.3.1-5 :2016 «Організація будівельного виробництва»
40. ДСТУ Б.Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва»
41. ДСТУ Б.Д.1.1-2:2013 «Настанова щодо визначення прямих витрат у вартості будівництва»
42. ДСТУ Б.Д.1.1-3:2013 «Настанова щодо визначення загальновиробничих і адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва»
- 43.ДСТУ Б.Д.1.1-4:2013 «Настанова щодо визначення вартості експлуатації будівельних машин та механізмів у вартості будівництва»
44. ДСТУ Б.Д.1.1-5:2013 «Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва»
45. ДСТУ Б.Д.1.1-6:2013 «Настанова щодо розроблення ресурсних елементів кошторисних норм на будівельні роботи»

46. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва»

47. ДСТУ Б Д.1.1-7:2013 «Правила визначення вартості проектних робіт та експертизи об'єктів будівництва» зі змінами

48.Кадол Л.В., Ковальчук В.А. Економіка будівництва у схемах, формулах та таблицях. Навчальний посібник. – Кривий Ріг.: ДВНЗ «КНУ», 2012. – 442 с.

49.Кадол Л.В. та ін. Економіка будівництва. Навчальний посібник. – Кривий Ріг.: ДВНЗ «КТУ», 2011. – 473 с.

50.Кадол Л.В., Ковальчук В.А. Проектно - кошторисна справа. Навчальний посібник. – Кривий Ріг.: ДВНЗ «КНУ», 2012. – 311 с.

51.Кадол Л.В., Ковальчук В.А. Проектно - кошторисна справа (зі змінами і доповненнями згідно ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва»). Навчальний посібник. – Кривий Ріг.: ДВНЗ «КНУ», 2016. – 360 .

52.Кадол Л.В., Астахов В.І. Управління проектами в будівництві. Навчальний посібник. – Кривий Ріг.: ДВНЗ «КНУ», 2018. – 241 с.

53. Методичні вказівки до виконання економічної частини дипломної роботи для студентів спеціалізації «Будівництво та цивільна інженерія» денної, заочної та заочної скороченої форми навчання в т.ч. перепідготовки / Укл. доц., к.т.н. Л.В. Кадол. – Кривий Ріг. – ДВНЗ КНУ. – 2018. – 50 с.