

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач випускової кафедри
_____ О.В. Лапенко
“ _____ ” _____ 2021 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)
ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВРА
ЗА СПЕЦІАЛЬНІСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»

Тема: «Ангар в аеропорту м. Львів»

Виконавець: студентка ПЦБ-405, Поляк Тетяна Михайлівна
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: доцент Сагідаєв Юрій Магомедович
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Нормоконтролер:

(підпис)

(ПШБ)

Київ 2021

Зміст

ЗАВДАННЯ	4
ВСТУП	7
1.АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	8
Вихідні дані.....	9
1.1.Архітектурно-планувальне рішення	10
1.2.Характеристика умов будівництва.....	13
1.2.1.Географічне розташування	13
1.2.2.Кліматичні характеристики будівельного майданчика.....	13
1.3.Характеристика конструкцій	15
1.4.Теплотехнічний розрахунок	21
2.РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	26
2.1.Визначення навантаження на колону будівлі	27
2.2.Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони	28
2.3.Встановлення розрахункової схеми колони	29
2.3.1. Розрахунок колони відносно матеріальної осі	29
2.3.2. Розрахунок стержня колони відносно вільної осі	31
2.3.3. Розрахунок планок	34
2.4. Розрахунок бази колони	37
2.5. Розрахунок оголовка колони	42
2.5.1. Плита оголовка	42
2.5.2. Вертикальне ребро оголовка	42
2.5.3. Горизонтальне ребро оголовка	44
2.5.4. Горизонтальні шви, що кріплять елементи колони до плити оголовка	44
3.ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	45
3.1. Розрахунок стовпчастого монолітного залізобетонного фундаменту під металеві колони одноповерхової промислової будівлі	46
3.2.Вихідні дані.....	46
3.3. Аналіз інженерно-геологічних умов	48

3.4. Визначення умовної відмітки $\pm 0,000$	50
3.5. Вибір несучого шару й відмітки підшви фундаменту	50
3.6. Визначення розмірів фундаменту	51
3.6.1. Визначення розмірів фундаменту і конструктивний розрахунок	53
3.6.2. Армування стінок підколонника	55
3.7. Визначення осідання основи	55
4.ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	59
4.1. Організація будівельного виробництва	60
4.2. Підготовка будівництва об'єкта	62
4.3. Порядок підготовки до улаштування фундаментів та послідовність монтажу залізобетонних монолітних стовпчастих фундаментів	67
4.4. Календарний графік будівництва	71
4.5. Вибір крану для монтажу конструкцій будівлі	83
5.ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА	86
5.1. Технологія основних будівельно-монтажних робіт	87
5.2. Способи монтажу металевих конструкцій та стінових панелей	93
5.3. Контроль якості при виконанні монтажних робіт	98
6.ОХОРОНА ПРАЦІ	101
6.1. Аналіз небезпечних і шкідливих факторів, що виникають на будівельному майданчику	102
6.2. Охорона праці при бетонних і опалубочних роботах	104
6.3. Охорона праці при монтажних роботах	106
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	109

ВСТУП

					<i>НАУ 192 2021</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	Вступ	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Розроб.</i>		<i>Поляк Т.М.</i>						
<i>Керівник.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Консульт.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Н. Контр.</i>		<i>Родченко О.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Лапенко О.І.</i>						
						ФАБД ЦБ-405		

Вступ

Надійність, систематичність і результативність руху для повітряних ліній пред'являють жорсткі запити до повної підготовленості, збереження, догляду та нагляду за найбільш дорогим з усіх видів транспортних засобів - літаку.

Істотною часткою, що забезпечує ті чи інші вимоги, є повний комплекс питань надземного обладнання повітряних ліній. Метою даної дипломної роботи є побудова ангара з металевих конструкцій з використанням системи автоматичного проектування в інженерно-конструктивній діяльності.

Ангари, складові один з основних елементів надземного обладнання аероліній, вимагають найсуворішої і чіткої уваги так само як при проектуванні, так і при будівництві та експлуатації не тільки в силу висловлених причин підготовленості, збереження, обслуговування самолетомоторного парку, а й також тому, що будівельна ціна ангарів складає значну частку коштів, що витрачаються на будівництво того чи іншого аеропорту або гідропорту.

Проектування і будівництво ангарів жодним чином не може проводитися окремо від загального процесу експлуатації аеропорту, а навпаки, цілком їм повинно формуватися і обумовлюватися. Технічно правильне і економічно раціональне проектування, будівництво і експлуатація ангарів мають вагому значимість для повітряного флоту.

Авіаційні ангари - це приміщення, розраховані для стоянки, зберігання, технічного обслуговування та ремонту авіаційної техніки. Ангари такого типу можна зустріти безпосередньо на аеродромах, аеропортах.

На сьогоднішній день кількість авіаційної техніки зростає. Для того щоб, обслужити і зберігати техніку потрібно дуже просторе приміщення. Тому попит у будівництві даної споруди великий .

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

					НАУ 192 2021			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Поляк Т.М</i>			Архітектурний розділ	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Керівник.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Консульт.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Н. Контр.</i>		<i>Родченко О.В.</i>				ФАБД ЦБ-405		
<i>Затверд.</i>		<i>Лапенко О.І.</i>						

Вихідні дані

Відповідно до виданого завдання розроблено дипломний проект на будівництво ангара для літаків у м. Львів.

Будівля промислова, одноповерхова.

Місце будівництва – м. Львів.

Температурна зона згідно з ДБН В.2.6 – 31:2006 – І.

Вологісний режим приміщень - нормальний.

Розрахункова температура внутрішнього повітря – 20 °С.

Розрахункове значення відносної вологості – 50 – 60%.

Клас за ступенем відповідальності – І.

Проектний строк служби, років – 100.

Відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» будівництво запроектоване з урахуванням природно-кліматичних, демографічних та інших місцевих умов, які характеризують місце будівництва такими факторами:

- а) м'яка зима, що обумовлює необхідну теплоізоляцію;
- б) абсолютна мінімальна температура $t_a = -33,6$ °С;
- в) середня температура найбільша холодної доби $t_{хд} = -25$ °С;
- г) середня температура п'яти найхолодніших діб $t_{хпд} = -20$ °С;
- д) абсолютна максимальна температура $t_{хд} = +37$ °С;
- е) вітрове навантаження $W_0 = 520$ Па;
- ж) снігове навантаження $S_0 = 1310$ Па;
- з) товщина стінки ожеледиці $b = 15$ мм;
- и) вітрове навантаження під час ожеледиці $W_B = 240$ Па;
- к) нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів – 0,8 м.

1.1 Архітектурно-планувальне рішення

Будівля являє собою авіаційно-технічну базу (АТБ) з ангаром на 2 літака ТУ-134 «А».

АТБ призначається для виконання комплексу робіт з технічного обслуговування, поточного ремонту, доопрацюванням конструкції приписних повітряних суден (ПС), робіт по розшифровці польотної інформації, ремонту технологічного устаткування і оснащення, робіт по оперативному технічному обслуговування транзитних ПС.

Будівля у плані являє собою прямокутну форму з розмірами в осях 25-35 – 72 м, в осях Д-Н – 42 м з перпендикулярним розміщенням осей. Сітка осей складає 6 м.

Будівля одноповерхова, промислова, транспортної галузі. Висота будівлі 14,6 м. Будівля не має підвалу чи технічного підпілля.

Будівля:

- за матеріалом несівних конструкцій – зі сталевим каркасом;
- за температурним режимом приміщень – опалювальні (офісні та інші приміщення) з температурою від 10 до 15 °С;
- за системою освітлення – з природним, штучним та комбінованим освітленням;
- за величиною прольотів – середньопрольотна (36 м).

Будівля багатопрольотна, має 2 прольоти шириною 36 м для вільного розміщення літака.

Основні конструктивні елементи будівлі виготовлені заводським способом та максимально уніфіковані.

Міцність, стійкість, жорсткість конструкцій забезпечена раціональним співвідношенням елементів рами.

Робочий простір організований з урахуванням норм охорони праці.

Повітряне середовище підтримується на належному рівні завдяки роботи вентиляції та кондиціонерів.

Світловий та акустичний режим витриманий.

За санітарною класифікацією будівля відноситься до II класу.

По вибуховій, вибухопожежній та пожежній безпеці будівля відноситься до категорії Г.

В будівлі є відкотні ворота для проїзду авіаційного транспорту.

Будівля має в наявності підйомно-транспортне устаткування - два підвісних крани (кран-балки) вантажопідйомністю 2 т з рекомендованою висотою (від підлоги до гака) – 14,4 м.

Технічний поверх, утвореними між поясами ферм висотою на цей поверх.

Деформаційні шви не передбачено.

Покриття будівлі – односкатне з нахилом $i=1,5\%$.

Основні приміщення будівля мають природне освітлення. Штучним світлом освітлюються санітарні вузли, складські та підсобні приміщення, душові для персоналу, офісні приміщення.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники об'ємно-планувальних рішень

Найменування	Одиниці виміру	Кількість
1. Площа забудови	м ²	3024
2. Будівельний об'єм	м ³	44150,4
3. Загальна (корисна площа)	м ²	3000
4. $K_2 = \frac{\text{Об'єм будівельний, м}^3}{\text{Площа загальна, м}^2}$		14,72

Коефіцієнт K_2 характеризує об'ємно-просторове рішення будівлі.

Робочі приміщення, призначені для діяльності людей (офісні приміщення), обслуговуючі приміщення (склади, підсобні, туалети, вестибюлі), комунікаційні приміщення (коридори, переходи, тамбури), а також приміщення, призначені для розміщення інженерного устаткування будівлі (котельні, бойлерні, насосні,

електрощитові, вентиляційні камери і ін.) виконані з дотриманням діючих вимог будівельних норм.

Відповідно до архітектурно-художніх вимог будівля має естетично виразний та привабливий зовнішній вигляд.

Архітектуру будівлі гармонійно пов'язана із забудовою всього комплексу та з природним середовищем.

Виробничий процес мінімізує забруднення повітряного і водного басейнів, забезпечує раціональне використання природних ресурсів (сировини, палива, енергії тощо) і відходів виробництва. Разом з тим і архітектурно-конструктивне рішення будівлі та його розміщення на генплані сприяє ослабленню шкідливих впливів виробництва на навколишнє природне середовище, людей і прилеглі житлові райони.

Архітектурно-композиційні рішення даної будівлі, що враховують містобудівні вимоги (положення в міській забудові, як цілісному архітектурному ансамблі і ін.), вимоги до архітектури комплексу (узгодження розташування груп будівель, збереження природного оточення і ін.), архітектуру будівлі (привабливий зовнішній вигляд, застосування декоративних елементів і ін.), інтер'єр будівлі (по просторі, світлу, кольору тощо) в даному дипломному проекті витримано.

1.2 Характеристика умов будівництва

1.2.1 Географічне розташування

Будівельний об'єкт розташовується в районі України - м. Львів.

Клімат Львова – помірно-континентальний, з м'якою зимою та теплим літом.

Місто розташоване на стику Львівського плато, горбкуватого Розточчя і низинної Надбужанської котловини. Середня висота міста над рівнем моря – 289 м, максимальна – гора Високий Замок – 413 м.

Місто розташоване на річці Полтві (що є притокою Бугу), проте вона вже досить давно поміщена у міський колектор. Крім неї, у Львові знаходиться 98 дрібних водних об'єктів, з них 3 невеликих річки (Марунька, Зубра та Стара).

1.2.2 Кліматичні характеристики будівельного майданчика

Будівельний майданчик характеризується наступними кліматичними даними.

Таблиця 1.2 – Середньомісячна і річна температура повітря, °С

Місяць												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Рік
-4,0	-2,7	1,4	7,9	13,4	16,3	17,7	17,2	13,0	8,0	2,5	-2,2	7,4

Таблиця 1.3 – Абсолютний максимум температури повітря, °С

Місяць											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13,8	17,7	22,4	28,9	32,2	33,4	36,3	35,6	34,5	25,6	21,6	16,5

Таблиця 1.4 – Абсолютний мінімум температури повітря, °С

Місяць											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
-28,5	-29,5	-24,8	-12,1	-5	0,5	4,5	2,6	-3	-13,2	-17,6	-25,6

Таблиця 1.5 – Середньомісячна швидкість вітру, м/с

Місяць											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4,0	4,0	4,1	3,7	3,2	3,0	2,8	2,6	2,9	3,4	4,0	3,9

Таблиця 1.6 – Напрямки вітрів по місяцям, м/с

Місяць	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ
Січень	3,6	2,9	3,4	4,1	3,5	4,5	5,1	4,5
Липень	3,8	3,2	3,7	3,4	3,6	3,4	4,2	4,2

Найчастіше дмуть західні вітри, найрідше — північно-східні.

Таблиця 1.7 – Середня кількість опадів, мм

Місяць											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
41	46	43	53	80	90	102	73	64	51	49	50

У середньому за рік випадає 740 мм атмосферних опадів: найменше — в січні, найбільше — в липні. За рік у місті в середньому 174 дні з опадами. Найбільша кількість опадів випадає в літні місяці, найменше - в зимові. Середня відносна вологість повітря – 79 %.

1.3 Характеристика конструкцій

Конструктивна схема – рамна. Рама являє собою систему металевих колон, ферм, горизонтальних і вертикальних зв'язків з жорстким сполученням ригелів і колон, що забезпечують просторову жорсткість конструкції.

Будівля за матеріалом несівних конструкцій – зі сталевим каркасом.

Фундамент. До фундаментів для ангарів літаків та інших повітряних суден пред'являються підвищені вимоги по витримуванню навантажень і стійкості до вібрації.

Стовпчастий фундамент застосовуються в нашому випадку при достатній несучої здатності ґрунту. Конструкція стовпчастого фундаменту ангара представляє собою монолітну залізобетонну колону, заглиблену нижче позначки сезонного промерзання ґрунту. Фундаментні стовпи встановлюються під кожен металевий ангар, які кріпляться до фундаменту за допомогою анкерів або закладних деталей. Необхідний крок колон підібраний виходячи з габаритів ангара і кліматичних навантажень.

Фундамент – бетонний, армований, окремих, стовпчастий, багатосходовий, фахверкові колони спираються на окремих фундамент.

Колони - суцільні зі швелерів та двотаврових балок, та наскрізні з двотаврових балок із з'єднувальною решіткою з прокатного профілю: кутників, швелерів, товстолистової сталі.

З'єднання колон в осях Ж-И укріплене порталними зв'язками, між колонами в осях В-Г, а також між колонами в осях 5-6 та 6-7 – вертикальними крестовими.

Прив'язка колон крайнього та середнього рядів розмірами 250x250 мм виконана по центру, колон по осі А з розмірами 1000x850 мм – 250 мм.

Табл. 1.8 – Специфікація колон

№ п/п	Марка	Довжина, мм	Ширина, мм	Висота, мм	Маса, т
1	К1	1400	820	13230	2,2
2	К2	600	400	13140	0,86
3	К3	800	700	13140	1,4
4	К4	1300	600	13430	1,2
5	К5	1400	820	13230	2,3

Підкрюв'яні ферми – металеві з похилими розкосами, виконані з кутникової рівнобічної сталі з розмірами від 180x12 мм до 75x5 мм.

Табл. 1.9 – Специфікація ферм

№ п/п	Марка	Довжина, мм	Ширина, мм	Висота, мм	Маса, т
1	Ф1	36000	360	1680	5,4
	Ф2	12000	360	1680	1,8
2	Ф3	6000	360	1590	0,8
3	Ф4	12000	70	500	0,6
4	Ф5	12000	360	1500	1,81

Фахверк - представляє легкий допоміжний каркас, наявний між колонами основного каркаса. Він сприймає масу стінового заповнення і вітрове навантаження і передає їх.

Конструкції фахверка складається з фахверкових колон і елементів, що забезпечують їх стійкість, ригелів фахверка (несучих і вітрових).

Сталеві колони фахверка виконані із швелері № 10, 14, 18.

Ригелі фахверка виконані з кутників рівнобічних розмірами 125x8 та 75x5 мм.

Заповнення фахверка - стіновими панелями серії СТ-02-31 (Серія 1.432-5), вироблених з легких бетонів класу В3,5. Наприклад, ПСЛ 24-1,2-6-721:

- ПСЛ - панель стінова з легкого бетону;
- 24 - товщина в сантиметрах;
- 1,2 - висота в метрах;
- 6 - довжина в метрах;
- 7 - призначення панелі (парапетні);
- 2 - вітрове навантаження;
- 1 - відмінність по закладних деталях.

Панель стінова для опалювальних будівель ПСЛ 24-1,2-6-721 (1.432-5) являє собою плоску одношарову конструкцію з прямокутним перетином. Більш привабливий естетичний вигляд виробу задає наявність фактурного покриття. Регламент виготовлення панелей, поділяє ряд аналогічних виробів в залежності від розташування елементів в загальному спорудженні на рядові, перемичні, підкарнизні, підкарнизні-перемичні, парапетні, парапетні-перемичні, простінкові. Прямим призначенням даного будівельного елемента є створення стін навісних або самонесучих при будівництві одноповерхових і багатоповерхових виробничих будівель. При цьому, максимально-допустима відносна вологість внутрішнього повітря не повинна перевищувати 80%. Також умовою для застосування панелі є схильність будівельного майданчика в районі з сейсмічністю до 7-8 балів.

Табл. 1.10 – Специфікація стінових панелей марки ПСЛ

№ п/п	Марка	Довжина, мм	Ширина, мм	Висота, мм	Маса, т
1	ПСЛ 24-1	6000	240	1200	2,4
2	ПСЛ 24-3	6000	240	1200	2,4
3	ПСЛ 24-1	6250	240	1200	2,5
4	ПСЛ 24-3	6250	240	1200	2,5
5	ПСЛ 24-1	6000	240	1800	3,6
6	ПСЛ 24-3	6000	240	1800	3,6

Кладку фахверка і простінків виконують з ретельним виконанням вимог будівельних норм при обов'язковому систематичному контролі на будівництві міцності панелей і розчину.

Покриття та покрівля. Конструктивна схема покриття – каркасна, площинна з покриттями по металевих фермах.

Покрівля складається із:

- сталюого профільованого настилу марки Н60-782-0,8 (Н60-845-0,8);
- пароізоляції – 1 шар руберойду;
- утеплювача – плит з мінеральної вати товщиною 150 мм;
- трьох шарів покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію.

Сходи – металеві, які обов'язково обладнують поручнями. Співвідношення ступенів і підступеньків 1:2 (кут нахилу дорівнює 30°). Східці заввишки - 150 мм та завширшки - 300 мм.

Зовнішні пожежні сходи - металеві.

Вікна підібрані відповідно до площ освітлюваних приміщень.

Вікна - металопластикові двокамерні з енергозбереженням двостулкові поворотно-відкидні з однією стулкою, що відкривається та імпостом фірми «КВЕ» (Німеччина), фурнітурою «Roto» (Німеччина) розміром 1450x1680, 1600x1680, 1890x1680, 1370x1680 та 2330x1680 мм. Вони відповідають усім вимогам нормативних документів для опалюваних приміщень (за звуко-, теплоізоляцією, повітря- та вологонепроникності).

Можлива установка в склопакети декоративних елементів, тонованого та протиударного скла.

Відкотні ангарні ворота – двостулкові, обладнані кінцевими вимикачами руху. У відкритому положенні стулка розташовується уздовж стіни. Виконані зі швелерів № 18 та №10, кутникової рівнобічної сталі 90х6 мм та 75х5 мм. Висота воріт – 13 м. Ворота обладнані хвртками для проходу людей розміром 1,4х2,1 м.

Швидкість переміщення ангарних воріт від механічного приводу встановлюється 10-30 м/хв. Швидкість відкривання воріт ручним приводом не менше 6 м/хв при прикладанні зусилля на рукоятці не більше 15 кг. Шум від механізмів пересування воріт не перевищує 75 дБ.

Стулки воріт - клас будівельних матеріалів А2 (не запалюється).

Монорельси – Р-43 (по ДСТУ 2539-94 (ГОСТ 30165-94). Як матеріал для виготовлення застосовують сталь марки 70СП (категорії «ПТ» по ГОСТу 30165-94).

У вузол рейкового стику Р43 входить накладка 1Р-43 і стиковий болт М22х135 в зборі.

Двері. У даному дипломному проекті розміри дверей і вікон прийняті відповідно до нормативних документів на двері та вікна для промислових і громадських будівель.

Двері застосовані двопільні. Матеріал - сталь.

Всередині приміщень були використані металопластикові глухі двері розміром 2100х900 мм.

Підлога. При будівництві авіаційних ангарів використовується армована залізобетонна підлога зі спеціальним покриттям, що запобігає подрібненню та руйнування бетону на поверхні.

Конструкція підлоги в ангарі відповідає наступним вимогам:

- міцність,
- безпильність,
- зносостійкість,
- безіскровість,

- негорючість;
- володіє стійкістю до дії нафтопродуктів, які можуть потрапити на підлогу,
- високим ступенем світловідбивання,
- оптимальною шорсткістю,
- простотою очищення та миття.

Підлога ангара – бетонна (клас бетону В15 та вище), наливна по залізобетонним дорожнім плитам з топінгом (для підвищення міцності бетону) та кюрінгом (для утримання вологи в бетонній підлозі, що сприяє кращій гідратації цементу).

Внутрішнє оздоблення виконане відповідно до вимог санітарно-побутових норм з урахуванням естетичних умов. Комплекс робіт по оздобленню приміщень включає: штукатурні та малярні роботи.

Зовнішнє оздоблення будівлі виконане з фасадної декоративної штукатурки з фарбуванням фасадною краскою бежевого кольору.

Вимощування навколо будівлі шириною 900 мм виконане з асфальтового покриття з ухилом 8 % по основі із щебеню товщиною 200 мм.

Будівельні матеріали для внутрішнього та зовнішнього оздоблень використані місцевого виробництва.

1.4 Теплотехнічний розрахунок

Зовнішні конструкції, що обгороджують, у різних географічних пунктах піддаються різним фізико-кліматичним впливам, від яких залежать процеси теплопередачі й зміни вологісного стану конструкцій. Тому при визначенні опору теплопередачі конструкції в розрахунках ураховують негативні температури, характерні для даного кліматичного району, а ціль теплотехнічних розрахунків - забезпечення необхідних тепловологозахисних якостей конструкцій.

Однією з основних теплофізичних характеристик матеріалу є теплопровідність – здатність матеріалу проводити тепло через свою масу. Для будівельних матеріалів вона залежить, в основному, від хімічного складу, структури, щільності, вологісного й температурного стану. Ступінь теплопровідності матеріалу характеризується його коефіцієнтом теплопровідності, тобто кількістю тепла, що проходить за одну годину через 1 м^2 однорідного огороження товщиною 1 м при різниці температур на його поверхнях, рівній $1\text{ }^\circ\text{C}$.

В основу теплотехнічного розрахунку зовнішніх конструкцій, що обгороджують, покладений принцип, при якому їхній опір теплопередачі повинне бути не менш необхідного опору теплопередачі за санітарно-гігієнічними умовами.

Мета теплотехнічного розрахунку - визначення опору теплопередачі R^0 огорожувальних конструкцій.

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій виконуємо для холодної пори року.

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни здійснюється відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель».

Вихідні дані:

- район будівництва - м. Львів;
- температурна зона – І;
- режим вологості приміщення: нормальний – Б.

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій виробничих будинків з сухим та нормальним режимом експлуатації, температури повітря в яких відрізняються на $7\text{ }^\circ\text{C}$ та більше, обов'язкове виконання умови

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}}, \quad (1.1)$$

де $R_{\Sigma \text{пр}}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції (для термічно однорідних огорожувальних конструкцій визначається опір теплопередачі), приведений опір теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$;

$R_{q \text{ min}}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$, який визначається за додатком Б.

Місто Львів згідно з ДБН В.2.6-31:2006 відноситься до першої кліматичної зони з кількістю градусо-днів опалювального періоду більше ніж 3501. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для I температурної зони $R_{q \text{ min}} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

Величину опору теплопередачі термічно однорідної багат шарової огорожувальної конструкції R_{Σ} , $(\text{м}^2 \cdot \text{К})/\text{Вт}$ визначаємо за формулою

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{\text{в}} + \sum R_i + 1/\alpha_{\text{з}}, \quad (1.2)$$

де $\alpha_{\text{з}}$ - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$; для зовнішніх стін $\alpha_{\text{з}} = 23$;

$\alpha_{\text{в}}$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$; для зовнішніх стін, горищного перекриття, безгорищного покриття та перекриття над холодними підвалами, що розташовані нижче рівня землі $\alpha_{\text{в}} = 8,7$;

$\sum R_i$ - термічний опір огорожувальної конструкції з i -тою кількістю шарів, $(\text{м}^2 \cdot \text{К})/\text{Вт}$, що визначаємо за формулою:

$$\sum R_i = R_1 + R_2 + \dots + R_n, \quad (1.3)$$

де R_1, R_2, R_n - термічні опори окремих шарів огорожувальної конструкції, визначаємо за формулою

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i} \cdot R_i = \delta_i \cdot \lambda_i, \quad (1.4)$$

де δ_i - товщина однорідної огорожувальної конструкції або окремого i -го шару багат шарової конструкції, м;

λ_i - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу i -го шару в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м·К).

Прирівнюючи R_{Σ} до R_{qmin} , одержуємо:

$$R_{qmin} = R_{\Sigma} = 1/\alpha_B + \sum R_i + 1/\alpha_3 = 1/\alpha_B + R_1 + R_2 + \dots + R_n + 1/\alpha_3. \quad (1.5)$$

З цього рівняння визначаємо необхідну товщину розрахункового шару утеплювача δ_x , м:

$$\delta_x = \lambda_x \left[R_{qmin} - \left(\frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\alpha_3} \right) \right]. \quad (1.6)$$

Згідно ДБН В.2.6-31:2006 «Таблиця 2 - Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій промислових будинків ($R_{q min}$)» знаходимо значення D при наступних параметрах.

Товщина шару матеріалу δ , м.

$\delta_1 = 0,020$ м – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

$\delta_2 = 0,240$ м – стіна з блоків ПСЛ-24-1.

$\delta_3 = 0,020$ м – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу λ , Вт/(м·К).

$\lambda_1 = 0,81$ Вт/(м·К) – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

$\lambda_2 = 0,27 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$ – стіна з блоків ПСЛ-24-1.

$\lambda_3 = 0,81 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$ – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

Коефіцієнт теплосвоєння s , $\text{Вт}/(\text{м}^2\cdot\text{К})$:

$s_1 = 9,76 \text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot\text{К})$ – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

$s_2 = 3,98 \text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot\text{К})$ – стіна з блоків ПСЛ-24-1.

$s_3 = 9,76 \text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot\text{К})$ – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

Розрахунок ведемо згідно формули (4) ДБН В.2.6-31:2006. Отримуємо значення $D=4,0$.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій промислових будинків для температурної зони I ($R_{q \text{ min}}$) при $D>1,5$ повинно бути $1,7 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$.

При наступних значеннях знаходимо дійсний опір теплопередачі огорожуючої конструкції будівлі.

$\delta_1 = 0,020 \text{ м}$ – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

$\gamma_1 = 1600 \text{ кг}/\text{м}^3$.

$\lambda_1 = 0,81 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$.

$\delta_2 = 0,240 \text{ м}$ – стіна з блоків ПСЛ-24-1.

$\gamma_2 = 700 \text{ кг}/\text{м}^3$ – стіна з блоків ПСЛ-24-1.

$\lambda_2 = 0,27 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$ – стіна з блоків ПСЛ-24-1.

$\delta_3 = 0,020 \text{ м}$ – зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину.

$\gamma_3 = 1600 \text{ кг}/\text{м}^3$.

$\lambda_3 = 0,81 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$.

Розрахунок.

Загальний опір теплопередачі стіни складає:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,020}{0,81} + \frac{0,24}{0,27} + \frac{0,020}{0,81} + \frac{1}{23} = 1,1 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}.$$

$R_{\Sigma \text{пр}} = 1,1 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт} < R_{q \text{ min}} = 1,7 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$ – умова не виконана.

Необхідно проводити заходи по утепленню стіни.

В розрахунок приймемо плити пінополістирольні з $\lambda_2 = 0,042 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$.

Знайдемо необхідну товщину утеплювача:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,020}{0,81} + \frac{\delta_2}{0,042} + \frac{0,24}{0,27} + \frac{0,020}{0,81} + \frac{1}{23} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт.}$$

Необхідна товщина шару утеплювача складе:

$$\delta_2 = 0,025 \text{ м} = 25 \text{ мм.}$$

Знаходимо дійсний опір теплопередачі за формулою (1.2):

$$R_{\Sigma_{\text{пр}}} = \frac{1}{\lambda_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\lambda_3} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,020}{0,81} + \frac{0,25}{0,042} + \frac{0,24}{0,27} + \frac{0,020}{0,81} + \frac{1}{23} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт.}$$

$$R_{\Sigma_{\text{пр}}} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} \geq R_{q \text{ min}} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} \text{ — умова виконана.}$$

Для утеплення стіни необхідно використати плити пінополістирольні товщиною не менше 25 мм.

2. РОЗРАХУНКОВО- КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

					НАУ 192 2021			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Поляк Т.М.</i>			Розрахунково- конструктивний розділ	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Керівник.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Консульт.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>				ФАБД ЦБ-405		
<i>Н. Контр.</i>		<i>Родченко О.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Лапенко О.І.</i>						

2.1 Визначення навантаження на колону будівлі

Навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1 м²

Елемент покрівлі	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням, g_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Захисний шар гравію, втопленого в бітумну мастику t=10 мм, $\rho=2000$ кг/м ³	0,20	1,30	0,260
Гідроізоляція (4 шари руберойду)	0,16	1,30	0,208
Утеплювач: плити з мінеральної вати t=150 мм, $\rho=220$ кг/м ³	0,21	1,30	0,273
Пароізоляція (1 шар плівки)	0,05	1,30	0,065
Сталевий профільований настил Н60-845-0,8	0,09	1,05	0,095
Наскрізнi прогони	1,20	1,05	1,260
Наскрізнi ригелі (ферми)	2,50	1,05	2,625
Зв'язки по покриттю	0,09	1,05	0,095
Елементи фахверка	11,30	1,05	11,869
Разом, g_n	15,80	-	16,749
Те саме ,з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n=0,95$	15,013	-	15,911

Визначимо прогонне навантаження на ригелі рами:

$$q_{mn} = \frac{g_{m,нок} \cdot B}{\cos \alpha} = \frac{15,911 \cdot 6}{1} = 95,467 \text{ кН/м,}$$

де B – ширина прогонів, м.

Тиск на колону від постійного навантаження на ферми:

$$F_k = q_{mn} \cdot \frac{L}{2} = 95,467 \cdot \frac{36}{2} = 1718,4 \text{ кН,}$$

де L – ширина прольота, м.

2.2 Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони

Колони проектується наскрізного типу з двох прокатних швелерів за ДСТУ 3436–96 та листових елементів з універсальної широкоштабової сталі за ГОСТ 82–70* класу С275.

Для стержня колони розрахунковий опір $R_y=270$ МПа і характеристичні опори $R_{yn}=275$ МПа та $R_{un}=380$ МПа , що прийняті для фасонного прокату товщиною $2\text{мм} \leq t \leq 20\text{мм}$ з табл. Г. 2 ДБН 2.6-198-2014 «Сталеві конструкції».

Для листових елементів колони прийнято товщини $2\text{мм} \leq t \leq 20\text{мм}$, для яких розрахунковий опір $R_y=260$ МПа , характеристичні опори $R_{yn}=265$ МПа і $R_{un}=370$ МПа, розрахунковий опір сталі зсуву $R_s=0,58R_y=0,58*260=150,8$ МПа , розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні $R_p=336$ МПа .

2.3 Встановлення розрахункової схеми колони

Розрахункова схема центрально-стиснутої наскрізної колони представляє собою стержень певної геометричної довжини, закріплений кінцями відповідно до прийнятої розрахункової схеми робочого майданчика промислової будівлі, і завантажений силою F , прикладеною по осі перерізу. З'єднання колони з фундаментом та обпирання головних балок на оголовок колони прийнято шарнірними.

Розрахункове зусилля в колоні:

$$N=1718,4 \text{ кН.}$$

Геометрична довжина однієї із колон, що рідлягають розрахунку: $l_c=8816 \text{ мм.}$

У розрахунках необхідно враховувати умови закріплення кінців стержня колони у двох головних площинах і визначати $l_{efx}=\mu_x \cdot l_x$ і $l_{efy}=\mu_y \cdot l_y$,

де μ_x і μ_y - коефіцієнти приведення розрахункової довжини відповідно у площинах $x-x$ і $y-y$;

l_x - геометрична довжина елемента у площині $x-x$;

l_y - довжина ділянки колони, яка закріплена від горизонтального переміщення у площині $y-y$.

Оскільки розрахункова колона у даному випадку не закріплена у проміжних перерізах і має шарнірне кріплення до фундаменту і шарнірне обпирання головних балок, то

$$\mu_x=\mu_y=\mu=1 \text{ і } l_{efx}=l_{efy}=\mu \cdot l_c=1 \cdot 8816=8816 \text{ мм.}$$

2.3.1 Розрахунок колони відносно матеріальної осі

1) Необхідна площа поперечного перерізу стержня колони із умови стійкості з урахуванням класу відповідальності споруди:

$$A_{nec} = \frac{N}{\varphi_l \cdot R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{1718,4}{0,741 \cdot \frac{27}{0,95}} = 81,6 \text{ см}^2.$$

де $N=F=1718,4 \text{ кН}$ – зусилля в стержні колони; $\varphi=0,741$ – попередньо прийняте значення коефіцієнта стійкості з табл. Ж.1 ДБН 2.6-198-2014 «Сталеві

конструкції» для типу кривої стійкості b для значення $\bar{\lambda}=2,5$, що відповідає гнучкості $\lambda \approx 60$; $\gamma_n=0,95$; $\gamma_c=1,0$; $R_y=270$ МПа.

Необхідна площа перерізу вітки колони:

$$A_l = \frac{A_{nec}}{2} = \frac{81,6}{2} = 40,8 \text{ см}^2.$$

Необхідний радіус інерції перерізу колони відповідно до попередньо прийнятого значення гнучкості:

$$i_{xl} = \frac{l_{efx}}{\lambda} = \frac{881,6}{60} = 14,69 \text{ см.}$$

За необхідними прощеною перерізу вітки $A_l=40,8 \text{ см}^2$ та радіусом інерції $i_{xl}=14,69 \text{ см}$ з сортаменту прийнято швелер [33У ДСТУ 3436-96 з такими геометричними характеристиками:

$$A=46,85 \text{ см}^2;$$

$$I_x=7980 \text{ см}^4;$$

$$I_y=410 \text{ см}^4;$$

$$h=33 \text{ см};$$

$$b_f=10,5 \text{ см};$$

$$t_f=1,17 \text{ см};$$

$$t_w=0,7 \text{ см};$$

$$i_x=13,1 \text{ см};$$

$$i_y=2,97 \text{ см};$$

$$z_0=2,59 \text{ см.}$$

Для перевірки стійкості підбраного перерізу колони відносно матеріальної осі $x-x$ обчислюємо гнучкість колони:

$$l_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{881,6}{13,1} = 67,29 < \lambda_u=120,$$

де $\lambda_u=120$ – попередньо прийняте максимальне значення гнучкості, яке у подальшому уточнимо.

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 67,29 \cdot \sqrt{\frac{270}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,43.$$

Залежно від $\bar{\lambda}_x=2,43$ з табл. Ж 1 ДБН 2.6-198-2014 «Сталеві конструкції» приймаємо коефіцієнт $\phi=0,754$.

Точне значення гнучкості стержня колони:

$$\lambda_u=180-60\cdot\alpha=180-60\cdot0,862=128,28,$$

$$\text{де } \alpha = \frac{N}{\phi \cdot A \cdot R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{1718,4}{0,754 \cdot 93 \cdot \frac{1}{0,95}} = 0,862,$$

$A=2\cdot A_1=2\cdot 46,5=93 \text{ см}^2$ – площа перерізу стержня колони з двох швелерів.

Перевіряють стійкість центрально-стиснутої колони

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} = \frac{1718,4 \cdot 10}{0,754 \cdot 93} = 245,06 \text{ МПа} < R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 270 \cdot \frac{1}{0,95} = 284,2 \text{ МПа.}$$

Умова стійкості виконується.

2.3.2 Розрахунок стержня колони відносно вільної осі

Для колони з планками виходячи з умови рівності гнучкості $\lambda_x = \lambda_{ef}$ і задавши значенням гнучкості окремої вітки колони на ділянці між планками $\lambda_{bl}=30$ (згідно з вимогами норм приймають $\lambda_{bl}=30\dots 40$, але не більш за 40), попередньо обчислюють необхідне значення гнучкості відносно вільної осі:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_{bl}^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{bl}^2} = \sqrt{67,29^2 - 30^2} = 60,23.$$

Необхідний радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі:

$$i_{yl} = \frac{l_{efy}}{\lambda_{yl}} = \frac{881,6}{60,23} = 14,63 \text{ см.}$$

Необхідна відстань між осями віток колони:

$$b = \frac{i_{yl}}{\alpha_{yl}} = \frac{14,63}{0,44} = 33,25 \text{ см,}$$

де $\alpha_{yl}=0,44$ - коефіцієнт для перерізу з двох швелерів.

Розрахункова ширина колони:

$$C=b+2\cdot z_0=33,25+2\cdot 2,59=38,43 \text{ см.}$$

Ширина перерізу колони приймаємо кратною розміру 10 мм таким чином, щоб відстань між внутрішніми краями полиць профілів становила 100...150 мм.

Остаточну ширину колони приймаємо $c=400$ мм (рис. 2.1) і тоді для перерізу колони з двох швелерів:

$$a=c-2*b_f=400-2*105=190 \text{ мм} > 150 \text{ мм};$$

$$b=c-2*z_0=400-2*25,9=348,2 \text{ мм}.$$

Розміри планок:

- висота $h_s=(0,5\dots0,75)*c=(0,5\dots0,75)*400=200\dots300 \text{ мм}$, приймаємо $h_s= 260 \text{ мм}$;
- довжина $b_s=a+(100\dots140 \text{ мм})=190+(100\dots140)=290\dots330 \text{ мм}$, приймаємо $b_s=320 \text{ мм}$;
- товщина $t_s=10 \text{ мм}$ є достатньою для забезпечення стійкості планки, оскільки виконуються умови $h_s/t_s=260/10=26<30$ і $b_s/t_s=320/10=32<50$ (товщину планки приймаємо в межах $t_s=6\dots12 \text{ мм}$ і вона повинна бути достатньою для забезпечення її стійкості і тому повинні виконуватись умови $h_s/t_s \leq 30$ і $b_s/t_s \leq 50$).

Геометричні характеристики поперечного перерізу планки:

$$I_s = I_x = \frac{t_s \cdot h_s^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 26^3}{12} = 1464,66 \text{ см}^4;$$

$$W_s = W_x = \frac{t_s \cdot h_s^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 26^2}{6} = 112,66 \text{ см}^3.$$

Відстань між краями планок:

$$l_b < \lambda_{bl} * i_1 = 30 * 2,97 = 89,1 \text{ см},$$

де $i_1 = i_y$ - радіус інерції перерізу швелера [33У ДСТУ 3436-96 із сортаменту.

Для попередніх розрахунків прийнято $l_b=89 \text{ см}$.

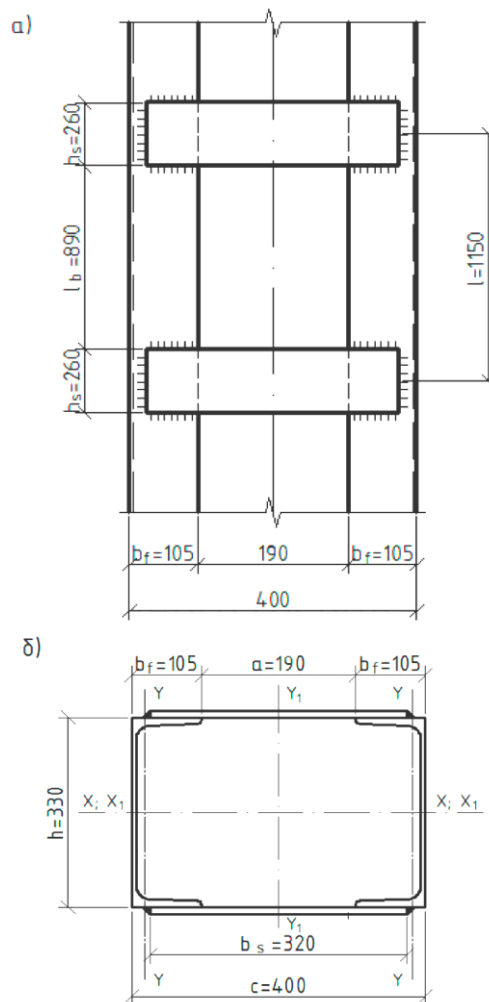


Рис. 2.1 Фрагмент стержня колони:

а – загальний вигляд; б – поперечний переріз

Відстані:

- між осями планок $l = l_b + h_s = 89 + 26 = 115$ см;
- між осями віток для колони з двох швелерів $b = c - 2 \cdot z_0 = 40 - 2 \cdot 2,59 = 34,82$ см.

Величина відношення погонних жорсткостей вітки колони і планки

$$n = \frac{I_{bl} \cdot b}{I_s \cdot l} = \frac{410 \cdot 34,82}{1464,66 \cdot 115} = 0,084.$$

Момент інерції та радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі у-у:

$$I_y = 2 \cdot [I_{bl} + A_{bl} \cdot \left(\frac{b}{2}\right)^2] = 2 \cdot [410 + 46,5 \cdot \left(\frac{34,82}{2}\right)^2] = 29009,05 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{2 \cdot A_{bl}}} = \sqrt{\frac{29009,05}{2 \cdot 46,5}} = 17,66 \text{ см.}$$

Гнучкість колони відносно вільної осі у-у:

$$l_e = \frac{l_b}{i_y} = \frac{881,6}{17,66} = 49,92.$$

Приведена гнучкість колони відносно вільної осі у-у:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \cdot (1+n) \cdot \lambda_{bl}^2} = \sqrt{49,92^2 + 0,82 \cdot (1+0,084) \cdot 29,96^2} = 57,36,$$

де $\lambda_{bl} = l_b / i_y = 89 / 2,97 = 29,96$.

Умовна приведена гнучкість:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 57,36 \cdot \sqrt{\frac{270}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,08.$$

Залежно $\bar{\lambda}_{ef} = 2,08$ з табл.. Ж 1 ДБН 2.6-198-2014 «Сталеві конструкції» для типу кривої стійкості ϕ коефіцієнт $\phi = 0,819$ і стійкість колони відносно вільної осі:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} = \frac{1718,4 \cdot 10}{0,819 \cdot 93} = 225,6 \text{ МПа} < R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 270 \cdot \frac{1}{0,95} = 284,2 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості виконується.

2.3.3 Розрахунок планок

Умовна поперечна сила, що припадає на планки у двох площинах перерізу колони:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y}\right) \cdot \frac{N}{\phi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{260}\right) \cdot \frac{1718,4}{0,819} = 23,07 \text{ кН}.$$

Умовна поперечна сила, що передається на систему планок, розміщених в одній площині (рис. 2.2):

$$Q_s = Q_{fic} / 2 = 23,07 / 2 = 11,54 \text{ кН}.$$

Розрахункове зусилля в планці:

- перерізуючи сила

$$F_s = Q_s \cdot l / c = 11,54 \cdot 115 / 40 = 33,18 \text{ кН};$$

- згинальний момент

$$M_s = Q_s \cdot l / 2 = 11,54 \cdot 115 / 2 = 663,55 \text{ кНсм}.$$

Міцність планок на згин за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{M_s}{W_s} = \frac{663,55 \cdot 10}{112,66} = 58,9 \text{ МПа} < R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 260 \cdot \frac{1}{0,95} = 273,7 \text{ МПа}$$

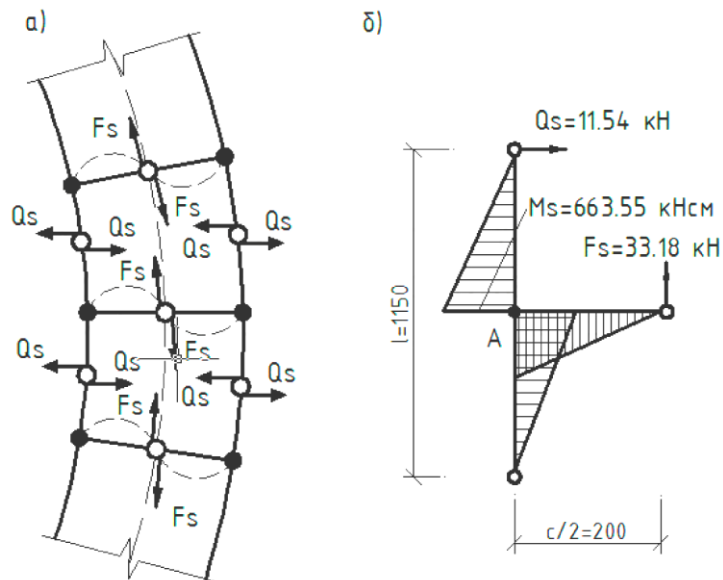


Рис. 2.2 До визначення зусиль у планках колони:

а – схема деформування стержня колони; б – розрахункова схема ділянки вітки

Відповідно до марки сталі колони С275 зварні шви виконують ручним зварюванням електродом типу Е42 з розрахунковим опором $R_{wf}=180$ МПа.

Розрахунок кутових швів виконується в такій послідовності:

- а) приймають коефіцієнт $\beta_f=0,7$ для ручного зварювання;
- б) приймають катет кутового шва $k_f=8$ мм і довжину шва $l_w=l_{wef}=h_s=260$ мм (рис. 2.3) (катет шва k_f приймають таким самим або дещо меншим за товщину планки, а довжину шва токою, що дорівнює висоті планки, оскільки вертикальний і кутовий шов обов'язково заводиться на горизонтальну ділянку планки на 20-30 мм, тобто $k_f \leq t_s$ і $l_w = d_s$);

в) обчислюють геометричні характеристики шва:

- площа перерізу $A_{wf}=\beta_f*k_f*l_w=0,7*0,8*26=14,56$ см²;
- момент опору $W_w=\beta_f*k_f*l_w^2/6=0,7*0,8*26^2/6=63,09$ см³;

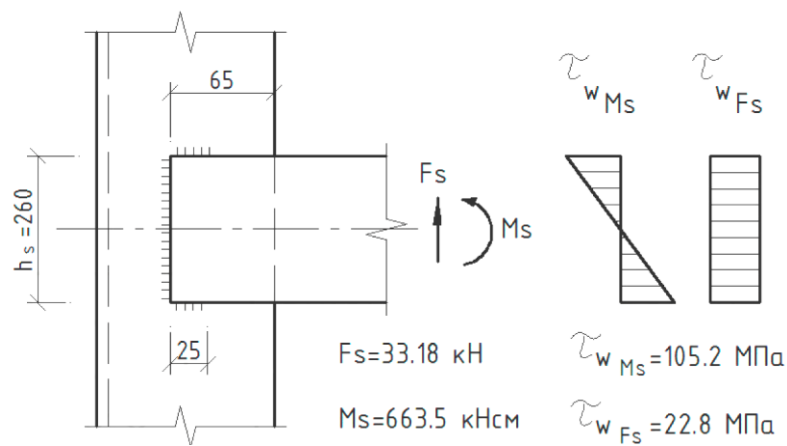


Рис. 2.3 До розрахунку кріплення планки до вітки колони зварними швами

г) обчислюють дотичні напруження у перерізі кутового шва за дії згинаючого моменту і поперечної сили:

$$\tau_{wMs} = M_s / W_w = 663,55 / 63,09 = 10,52 \text{ кН/см}^2 = 105,2 \text{ МПа};$$

$$\tau_{wFs} = F_s / A_{wf} = 33,18 / 14,56 = 2,28 \text{ кН/см}^2 = 22,8 \text{ МПа};$$

д) перевіряють міцність кутового шва, що кріпить кожний бік планки до вітки колони, на рівнодіюче напруження за дії згинаючого моменту M_s і перерізуючої сили F_s за формулою:

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{wMs}^2 + \tau_{wFs}^2} = \sqrt{105,2^2 + 22,8^2} = 107,64 \text{ МПа} < R_{wf} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 180 \cdot \frac{1}{0,95} = 189,47 \text{ МПа}$$

2.4 Розрахунок бази колони

Конструктивно база колони проектується з опорною плитою і траверсами (рис. 2.4), виконаними з листового прокату товщиною $t \leq 20$ мм зі сталі класу С275 з розрахунковим опором $R_y = 260$ МПа. Розрахункове навантаження на базу становить $F = N = 1718,4$ кН.

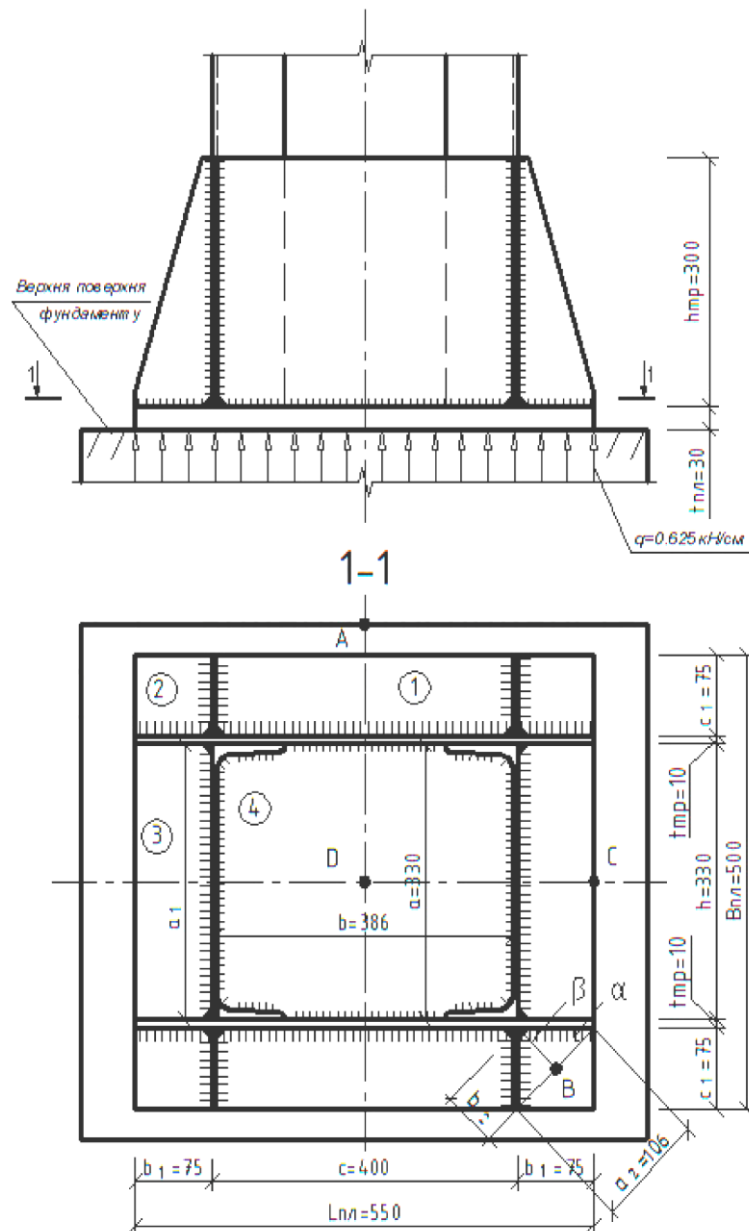


Рис.2.4 База наскрізної колони з двох швелерів

Фундаменти під колони проектуються з бетону класу С 12/15 з розрахунковим опором на стиск $f_{cd} = 8,5$ МПа.

Оскільки площа опорної плити бази колони менша за площу верхнього обрізу фундаменту, то розрахунковий опір значно збільшується і становить :

$$\gamma \cdot f_{cd} = 1,5 \cdot 8,5 = 10,2 \text{ МПа} = 1,02 \text{ кН/см}^2,$$

де $\gamma = 1,2$ - коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону за місцевого зім'яття (загалом приймають $= 1,2 \dots 1,5$).

Необхідна площа опорної плити у плані:

$$A_{nl, nec} = \frac{N}{\gamma \cdot f_{cd}} = \frac{1718,4}{1,02} = 1684,7 \text{ см}^2.$$

Ширина плити:

$$B_{пл} = h + 2 \cdot (t_{тр} + c_1) = 330 + 2 \cdot (10 + 75) = 500 \text{ мм},$$

де $h = 330$ мм – висота перерізу колони, яка для наскрізних колон визначається номером швелера; $t_{тр} = 10$ мм - товщина траверси; $c_1 = 75$ мм – ширина консолі.

Зазвичай товщину траверси приймають $t_{тр} = 8 \dots 16$ мм, а ширину консолі $c_1 = 40 \dots 120$ мм.

Розрахункова довжина плити:

$$L_{пл} = \frac{A_{nl, nec}}{B_{пл}} = \frac{1684,7}{50} = 33,69 \text{ см}.$$

З конструктивних міркувань довжина опорної плити повинна бути такою, щоб на ній вільно розміщувався стержень колони і щоб її можна було закріпити у проектному положенні. Для перерізу наскрізної колони з двох швелерів:

$$L_{пл} = c + 2 \cdot (70 \dots 80) \text{ мм} = 400 + 2 \cdot 75 = 550 \text{ мм},$$

де $c = 400$ мм – ширина перерізу колони; $70 \dots 80$ мм – розмір, що необхідний для кріплення колони.

Остаточно приймаємо $L_{пл} = 550$ мм. (Довжину плити приймаємо кратною розміру 10 мм).

Напруження в бетоні під опорною плитою:

$$g = \sigma_f = \frac{N}{B_{пл} \cdot L_{пл}} = \frac{1718,4 \cdot 10}{50 \cdot 55} = 6,25 \text{ МПа}.$$

Величину згинаючого моменту визначають для смуги шириною 1 см, лінійним рівномірно розподіленим навантаженням для якої є:

$$q = g \cdot 1 \text{ см} = 6,25 \cdot 1 \cdot 10^{-1} = 0,625 \text{ кН/см};$$

$$L_{пл} = c + 2 \cdot (70 \dots 80) \text{ мм} = 400 + 2 \cdot 75 = 550 \text{ мм}$$

де $c=400$ мм – ширина перерізу колони; 70...80 мм – розмір, що необхідний для кріплення колони.

Опорна плита працює на згин на окремих ділянках, кожен з яких розраховують як пластину з шарнірно опертими кінцями і навантажену рівномірно розподіленим навантаженням $q=0,625$ кН/см.

Перша ділянка розміром c_1 х c .

Оскільки, $c_1/c=75/400=0,188<0,5$ то пластину розраховують як консольну балку з вильотом консолі c_1 і згинаючий момент:

$$M_1=q \cdot c_1^2/2=0,625 \cdot 7,5^2/2=17,58 \text{ кНсм.}$$

Друга ділянка з розрахунковим розміром a_2 х b_2 .

$$a_2 = \sqrt{b_1^2 + c_1^2} = \sqrt{7,5^2 + 7,5^2} = 10,61 \text{ см;}$$

$$b_2 = \sqrt{b_1^2 - \left(\frac{a_2}{2}\right)^2} = \sqrt{7,5^2 - \left(\frac{10,61}{2}\right)^2} = 5,3 \text{ см,}$$

Згинаючий момент:

$$M_2=\alpha_p \cdot q \cdot a_2^2/2=0,06 \cdot 0,625 \cdot 10,61^2=4,22 \text{ кНсм,}$$

де $\alpha_p=0,06$ – коефіцієнт, який приймають залежно від відношення довжини закріпленої сторони b_2 до вільної a_2 за табл. М.2, $b_2/a_2=0,5$).

Величину згинаючого моменту визначають від того, який з розмірів ділянки a_2 чи b_2 є більшим, тобто $M_2=\alpha_p \cdot q \cdot a_2^2$ або $M_2=\alpha_p \cdot q \cdot b_2^2$.

Третя ділянка розміром b_1 х h .

Оскільки $b_1/h=75/330=0,227<0,5$ см, то пластину, розраховують як консольну балку з вильотом консолі b_1 і згинаючий момент:

$$M_3=q \cdot b_1^2/2=0,625 \cdot 7,5^2/2=17,58 \text{ кНсм.}$$

Четверта ділянка розміром a х b .

Оскільки $a=33$ см $< b=c-2 \cdot t_w=40-2 \cdot 0,7=38,6$ см, то відношення $b/a=38,6/33=1,17$ і тоді $\alpha_p=0,0606$.

Більший зі згинаючих моментів, визначених на окремих ділянках і є розрахунковим, тобто $M_{\max}=M_4=41,25$ кНсм.

За максимальним значенням визначаємо товщину плити:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 41,25 \cdot 0,95}{26}} = 3,01 \text{ см.}$$

Оскільки для сталі С275 $t_{пл}=3,01 \text{ см} > t_{пл, \max}=2 \text{ см}$, то для опорної плити приймають вищий клас сталі С345 з $R_y=300 \text{ МПа}$, для якого товщина листового прокату може бути в необхідних межах $t=20 \dots 40 \text{ мм}$. У цьому випадку:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 41,25 \cdot 0,95}{30}} = 2,8 \text{ см.}$$

Остаточно товщину плити приймаємо $t_{пл}=30 \text{ мм}$, відповідно до сортаменту листової сталі.

Траверса працює на згин, як двоконсольна балка, оперта на вітки наскрізної колони і завантажена реактивним тиском фундаменту з певної вантажної площі (рис. 2.5).

Розрахункове погонне навантаження на траверсу:

$$q_{тр} = g \cdot (B_{пл}/2) = 0,625 \cdot (50/2) = 15,625 \text{ кН/см.}$$

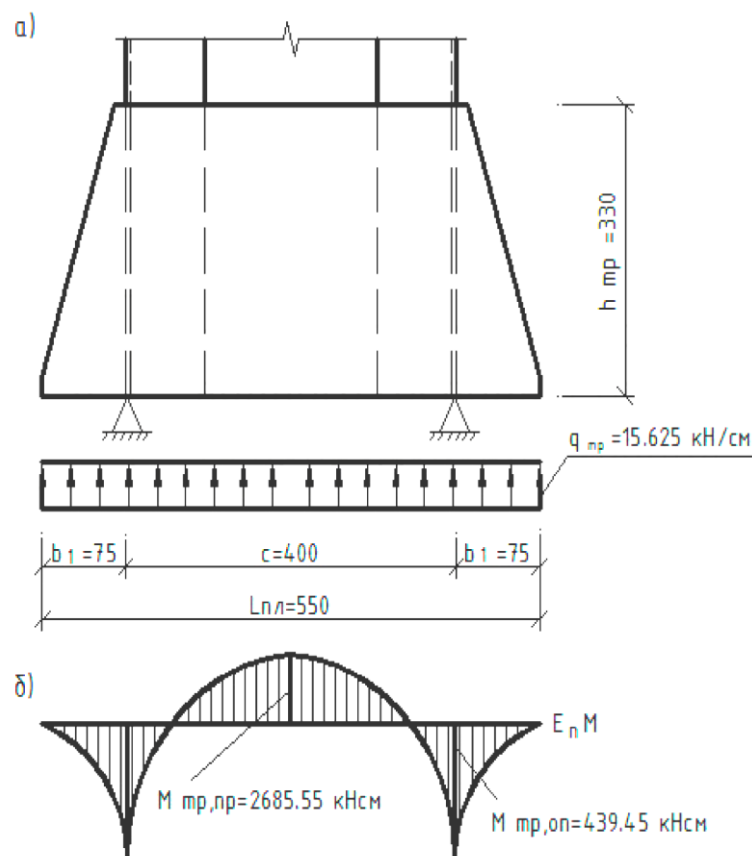


Рис. 2.5 Розрахункова схема траверси для колони з двох швелерів

Зусилля у траверсі:

а) згинаючий момент на опорі:

$$M_{тр,оп} = q_{тр} \cdot b_1^2 / 2 = 15,625 \cdot 7,5^2 / 2 = 439,45 \text{ кНсм};$$

б) згинаючий момент у прольоті:

$$M_{mp,пр} = q_{mp} \cdot \left(\frac{c^2}{8} - \frac{b_1^2}{2} \right) = 15,625 \cdot \left(\frac{40^2}{8} - \frac{7,5^2}{2} \right) = 2685,55 \text{ кНсм};$$

в) поперечна сила:

$$Q_{тр} = q_{тр} \cdot b_1 = 15,625 \cdot 7,5 = 117,19 \text{ кН}.$$

Оскільки торець колони не фрезерується, то зусилля зі стержня колони спочатку передається на траверсу через вертикальні кутові зварні шви, довжина яких і визначає висоту траверси.

Причому зусилля у колоні N розподіляється між швами рівномірно.

Відповідно до марки сталі колони С275 зварні шви виконують ручним зварюванням електродами Е42 з розрахунковим опором $R_{wf} = 180$ МПа.

Висота траверси:

$$h_{mp} = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} + 1 \dots 2 \text{ см} = \frac{1718,4}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 180 \cdot \frac{1}{0,95}} + 1 \text{ см} = 27 \text{ см} <$$

$$85 \cdot b_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4 \text{ см},$$

де $n=4$ – кількість вертикальних кутових швів; $b_f=0,7$; $k_f=1,2 \cdot t_{\min}=1,2 \cdot 10=12$ мм, ($t_{\min}=t_{тр}=10$ мм); $R_{wf}=180$ МПа – розрахунковий опір кутового шва зрізу з табл. Д. 2; $1 \dots 2$ см – доданок, який враховує перехід від розрахункової довжини шва до конструктивної.

Остаточно прийнята висота траверси повинна знаходитися в межах:

$$h_{тр, \min} = 0,5 \cdot c = 0,5 \cdot 40 = 20 \text{ см};$$

$h_{тр, \max} = 85 \cdot b_f \cdot k_f + 1 \dots 2 \text{ см} = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 + 1 \dots 2 \text{ см} = 71,4 \text{ см}$ і бути не меншою за мінімальну $h_{тр} \geq h_{тр, \min} = 300$ мм.

Висоту траверси приймають кратною величині 10 мм і у даному випадку остаточно прийнято $h_{тр} = 30$ см.

Міцність траверси перевіряють на згин і зріз відповідно за формулами:

$$\sigma = \frac{M_{mp, \max}}{W_{mp}} = \frac{6 \cdot M_{mp, \max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}^2} = \frac{6 \cdot 2685,55 \cdot 10}{1 \cdot 30^2} = 179 \text{ МПа} < R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 260 \cdot \frac{1}{0,95} = 273,7 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_{mp}}{A_{mp}} = \frac{Q_{mp}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{117,19 \cdot 10}{1 \cdot 30} = 39,06 \text{ МПа} < 0,58 \cdot R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 0,58 \cdot 260 \cdot \frac{1}{0,95} = 158,74 \text{ МПа}.$$

2.5 Розрахунок оголовка колони

Для листових елементів оголовка колони прийнято товщини $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$, для яких розрахунковий опір $R_y=260 \text{ МПа}$, характеристичні опори $R_{yn}=265 \text{ МПа}$ і $R_{un}=370 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі зсуву $R_s=0,58 \cdot R_y=0,58 \cdot 260=150,8 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні $R_p=336 \text{ МПа}$.

Розрахункове навантаження на оголовок становить $F=N=1718,4 \text{ кН}$.

2.5.1 Плита оголовка

Товщину плити оголовка прийнято з конструктивних міркувань $t_{пл1}=20 \text{ мм}$ зі сталі класу С275 (товщину плити приймають в межах 20...25 мм).

Розміри плити в плані для колони з двох швелерів:

$$L_{пл1}=c+40=400+40=440 \text{ мм};$$

$$B_{пл1}=h+40=330+40=370 \text{ мм},$$

де $c=400 \text{ мм}$ – ширина перерізу колони; $h=330 \text{ мм}$ – висота перерізу колони.

З урахування сортаменту розміри плити в плані прийнято:

$$L_{пл1} \times B_{пл1}=440 \times 370 \text{ мм}.$$

Проектне положення підкроквяних ферм на колонах фіксується монтажними болтами діаметром $d_b=20 \text{ мм}$, для чого в плиті оголовка передбачено отвори діаметром $d=23 \text{ мм}$.

2.5.2 Вертикальне ребро оголовка

Товщину вертикального ребра оголовка (рис. 2.6) обчислюють із умови його роботи на зминання по контакту з плитою:

$$t_{r1} = \frac{N}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{1718,4}{28 \cdot 336 \cdot \frac{1}{0,95}} = 1,74 \text{ см},$$

де $l_{ef}=b_s+2 \cdot t_{пл1}=240+2 \cdot 20=280 \text{ мм}$, тут $b_s=240 \text{ мм}$ – ширина опорного ребра ферми; $t_{пл1}=20 \text{ мм}$ – товщина плити оголовка.

З урахуванням сортаменту на листові сталь товщину вертикального ребра оголовка прийнято $t_{r1}=20 \text{ мм}$.

Ребро оголовка приварюють до стінок віток колони 4 вертикальними швами, довжина яких і визначає висоту ребра. Шви виконують ручним зварюванням

електродами типу Е42 з $R_{wf}=180$ МПа і $\beta_f=0,7$. Катет кутових швів $k_f=1,2 \cdot t_{\min}=1,2 \cdot t_w=1,2 \cdot 7,5=9$ мм; прийнято $k_f=8$ мм.

Довжина кутових швів:

$$l_w = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{1718,4 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot \frac{1}{0,95}} = 40,49 \text{ см}$$

Відповідає конструктивним вимогам:

$$l_w=40,49 \text{ см} < 85 \cdot b_f \cdot k_f=85 \cdot 0,7 \cdot 0,8=47,6 \text{ см.}$$

Висота вертикального ребра:

$$h_{r1} = l_w + 1 \dots 2 \text{ см} = 40,49 + 1,51 = 42 \text{ см.}$$

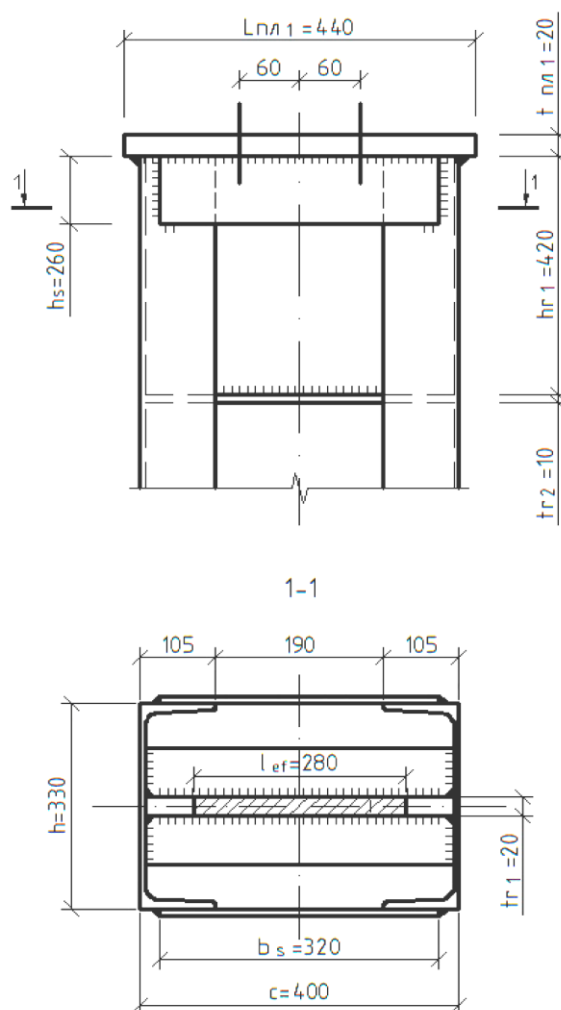


Рис. 2.6 Оголовок наскрізної колони

Перевірка міцності вертикального ребра зрізу:

$$\tau = \frac{0,5 \cdot N}{2 \cdot h_{r1} \cdot t_{r1}} = \frac{0,5 \cdot 1718,4 \cdot 10}{2 \cdot 42 \cdot 2} = 51,14 \text{ МПа} < R_s \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 158,74 \text{ МПа.}$$

2.5.3 Горизонтальне ребро оголовка

Розміри ребра приймають такими, щоб була можливість розмістити його між вітками колони:

- довжина $l_{r2}=c-2*t_w=400-2*7=386$ мм,

де $c=400$ мм – ширина перерізу колони; $t_w=7$ мм – товщина стінки [33У ДСТУ 3436-96;

- ширина:

$$b_{r2}=h-2*(t_f+20...30 \text{ мм})=330-2*(11,7+28,3)=250 \text{ мм},$$

де $h=330$ мм – висота перерізу вітки колони; $t_f=11,7$ мм – товщина полиці [33У ДСТУ 3436-96;

товщина $t_{r2}=10$ мм (приймається в межах $t_{r2}=10...16$ мм).

2.5.4 Горизонтальні шви, що кріплять елементи колони до плити оголовка

Оскільки контактні поверхні елементів, що з'єднуються мають прокатні або обрізні країки, тобто торці віток колони і вертикального ребра не фрезеруються, а контактна поверхня плити оголовка не стругається, то кутові шви, що приймають діюче на колону навантаження розташовані лише безпосередньо під опорним ребром ферми з кожного боку вертикального ребра оголовка, тобто їх розрахункова довжина становить:

$$l_w=2*l_{ef}=2*28=56 \text{ см}.$$

Необхідний катет робочого зварного кутового шва для кріплення плити оголовка до вертикального ребра:

$$k_f = \frac{N \cdot \gamma_n}{\beta_f \cdot R_{af} \cdot \gamma_c \cdot \sum l_w} = \frac{1718,4 \cdot 10 \cdot 0,95}{0,7 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 56} = 2,31 \text{ см} < k_{fmax}=1,2*t_{min}=1,2*20=24 \text{ мм},$$

де $t_{min}=20$ мм – менша з товщин плити та вертикального ребра оголовка колони (в даному випадку відповідно 20 і 20 мм).

Остаточо катет зварного шва приймаємо $k_f=24$ мм.

На інших ділянках контакту опорної плити оголовка з елементами стержня колони катет зварних кутових швів прийнято конструктивно $k_f=5$ мм.

3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

					НАУ 192 2021			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	Основи та фундаменти	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Розроб.</i>		<i>Поляк Т.М.</i>						
<i>Керівник.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Консульт.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Н. Контр.</i>		<i>Родченко О.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Лапенко О.І.</i>						
						ФАБД ЦБ-405		

3.1 Розрахунок стовпчастого монолітного залізобетонного фундаменту під металеві колони одноповерхової промислової будівлі

Глибина закладення фундаментів призначається в результаті спільного розгляду інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, конструктивних і експлуатаційних особливостей будинків і споруд, величини і характеру навантаження на основу, тобто залежить від цілого ряду факторів.

По інженерно-геологічних умовах глибина закладення фундаментів призначається відповідно до особливостей нашарування і властивостей окремих шарів ґрунту будівельного майданчика, глибиною сезонного промерзання і відтавання ґрунтів, рівнем підземних вод і його коливанням, рельєфом будівельного майданчика. Подошва фундаменту повинна розташовуватися нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів з урахуванням теплового режиму будинку.

3.2 Вихідні дані

Будівельний майданчик № 1. Свердловини № 1, 2, 3.

Відмітки верху свдловин:

- св. 1 = 175,50 м;
- св. 2 = 175,80 м;
- св. 3 = 177,00 м.

Діючі навантаження: $N = 655,35$ кН.

Розмір поперечного перерізу колони: $l_c = 800$ мм, $b_c = 600$ мм.

Таблиця 3.1 - Вихідні дані

Шар	Ґрунт	Свердловини й потужність шарів		
		1	2	3
1	Насипний шар	2,5	3,0	4,0
2	Осадочий	1,0	0,6	0,5
3	Осадочий	4,8	5,0	3,2
4	Осадочий	5,6	5,4	4,8
5	Осадочий	10,0	10,0	5,0

Ґрунти 5-го горизонту буровленням не пройдені.

Таблиця 3.2 - Характеристики ґрунтів

Найменування	Ум. поз.	Од. вим.	Шари				
			1	2	3	4	5
Щільність ґрунту	ρ	т/м ³	1,74	1,81	1,96	2,07	1,98
Щільність часток	ρ_s	т/м ³	2,64	2,68	2,70	2,69	2,72
Природна вологість	w		0,25	0,24	0,27	0,21	0,25
Вологість на границі текучості	w _L		0,28	0,31	0,36		0,29
Вологість на границі пластичності	w _p		0,24	0,20	0,24		0,24
Кут внутрішнього тертя	ϕ	град	24	22	21	27	24
Питоме зчеплення	c	кПа	9	10	13	3	2
Модуль загальних деформацій	E	МПа	8,4	9,5	11	14	18

3.3 Аналіз інженерно-геологічних умов

1 шар. Насипний шар, що складається з природного ґрунту - супісок. Відсипання зроблене близько 5 років тому, без пошарового ущільнення.

Число пластичності: $I_p = w - w_p = 0,28 - 0,124 = 0,04$.

Показник текучості: $I_p = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{0,25 - 0,24}{0,28 - 0,24} = 0,25$

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{\rho_s(1+w)}{\rho} - 1 = \frac{2,64(1+0,25)}{1,74} - 1 = 0,897 \approx 0,9$

Пористість ґрунту: $n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) 100 = \left(1 - \frac{1,39}{2,64}\right) 100 = 47\%$

де щільність сухого ґрунту $\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1,74}{1+0,25} = 1,39$ т/м³.

Даний горизонт представлений супіском в пластичному стані. По змісту органічних залишків ґрунт відноситься до пилувато-глинястих.

2 шар. Потужність шару 0,5 – 1,0 м.

Число пластичності: $I_p = w - w_p = 0,31 - 0,20 = 0,11$.

Показник текучості: $I_p = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{0,24 - 0,20}{0,31 - 0,20} = 0,36$

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{\rho_s(1+w)}{\rho} - 1 = \frac{2,68(1+0,24)}{1,81} - 1 = 0,84$

Щільність сухого ґрунту: $\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1,81}{1+0,24} = 1,46$ т/м³.

Пористість ґрунту: $n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) 100 = \left(1 - \frac{1,46}{2,68}\right) 100 = 46\%$

Даний горизонт представлений суглинками в туго пластичному стані.

3 шар. Потужність шару 3,2 – 5,0 м.

Число пластичності: $I_p = 0,36 - 0,24 = 0,12$.

Показник текучості: $I_p = \frac{0,27 - 0,24}{0,36 - 0,24} = 0,25$.

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{2,70(1+0,27)}{1,96} - 1 = 0,75$.

Щільність сухого ґрунту: $\rho_d = \frac{1,96}{1+0,27} = 1,54 \text{ т/м}^3$.

Пористість ґрунту $n = \left(1 - \frac{1,54}{2,70}\right) 100 = 43\%$.

Цей горизонт складається з напівтвердого суглинку.

4 шар. Потужність шару 4,8 – 5,6 м.

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{2,69(1+0,21)}{2,07} - 1 = 0,57$.

Щільність сухого ґрунту $\rho_d = \frac{2,07}{1+0,21} = 1,71 \text{ т/м}^3$.

Пористість ґрунту $n = \left(1 - \frac{1,71}{2,69}\right) 100 = 36\%$.

Ступінь вологості: $S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w} = \frac{2,69 \cdot 0,21}{0,57 \cdot 1,0} = 0,99$.

Цей горизонт складається з пилюватого піску щільного, насиченою водою.

5 шар. Розвідана потужність шару 5,0 – 10,0 м.

Число пластичності: $I_p = 0,29 - 0,24 = 0,05$.

Показник текучості: $I_p = \frac{0,25 - 0,24}{0,29 - 0,24} = 0,20$.

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{2,72(1+0,25)}{1,98} - 1 = 0,72$.

Щільність сухого ґрунту $\rho_d = \frac{1,98}{1+0,25} = 1,58 \text{ т/м}^3$.

$$\text{Пористість ґрунту} \quad n = \left(1 - \frac{1,58}{2,72}\right) 100 = 42\%$$

Цей шар складається з пластичного супіску.

Висновки:

1. Усі шари ґрунту, відповідно до своїх класифікаційних показників і фізико-механічних властивостей, можуть служити природною основою фундаментів.
2. Як конкурентоздатні типи фундаментів можуть бути розглянуті наступні їхні види:
 - монолітний залізобетонний фундамент на природній основі;
 - буронабивні залізобетонні палі;
 - забивні залізобетонні призматичні чи циліндричні палі;
 - фундаменти у витрамбованих котлованах як монолітні залізобетонні, так і зі збірних залізобетонних блоків.
3. Природною основою можуть служити ґрунти всіх п'яти горизонтів.

3.4 Визначення умовної відмітки $\pm 0,000$

Планувальна відмітка поверхні землі відповідає абсолютній відмітці 174,450 м. За умовну відмітку ± 0.000 прийнята абсолютна відмітка 174,500 м. Відмітка верха фундаменту 173,700 м чи - 0,800. Висота фундаменту $h_f = 2,50$ м. Відмітка підшви фундаменту 171,200 м.

3.5 Вибір несучого шару й відмітки підшви фундаменту

Перший шар, чи горизонт, представлений насипними ґрунтами.

Відсіпання ґрунту вироблялося без планомірного пошарового ущільнення, отже, цей горизонт може бути класифікований як відвали пилувато-глинястих природних ґрунтів, орієнтований термін самоущільнення яких 10–15 років. Цей горизонт характеризується змістом

органічних залишків і значною пористістю, що дає основу очікувати значних деформацій під навантаженням (підвищена стисливість і нерівномірна щільність складу).

Другий шар малої потужності і використовувати його як основу фундаментів недоцільно.

Як природну основу прийнятий 3-ій горизонт – суглинок напівтвердий.

Відмітка подошви фундаменту 171,200 м чи –3,300.

3.6 Визначення розмірів фундаменту

Діючі зусилля: $N = 655,35$ кН. Приймаємо співвідношення сторін подошви фундаменту:

$$n = l_f/b_f = 1,4.$$

Умовний розрахунковий опір ґрунту суглинку напівтвердого (за таблицею Е.3 додатку Е ДБН В.2.1-10-2009 інтерполюємо)

$$R_0 = \frac{250 + 180}{2} = 215 \text{ кПа.}$$

Менша сторона подошви фундаменту:

$$b_f = \sqrt{\frac{\Sigma N}{\eta R_0}} = \sqrt{\frac{655,35}{1,4 \cdot 215}} = 1,48 \text{ м.}$$

Приймаємо $b_f = 1,5$ м. Велика сторона:

$$l_f = 1,5 \cdot 1,4 = 2,1 \text{ м.}$$

Для подальших розрахунків приймаємо $l_f = 2,1$ м і $b_f = 1,5$ м. Тоді площа подошви фундаменту:

$$A_f = 2,1 \cdot 1,5 = 3,15 \text{ м}^2.$$

Напруга під подошвою фундаменту:

$$p = \frac{N}{A_f} = \frac{655,35}{3,15} = 208,05 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту визначений за формулою:

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

де $\gamma_{c1} = 1,25$;

$\gamma_{c2} = 1,0$ (за таблицею Е.7 додатку Е ДБН В.2.1-10-2009),

$k = k_z = 1,0$;

$b_f = 1,5$ м;

кут внутрішнього тертя $\phi = 21$ град (за таблицею Е.8 додатку Е ДБН В.2.1-10-2009) звідки:

$M_{\gamma} = 0,56$,

$M_q = 3,24$,

$M_c = 5,84$.

Глибина закладення фундаменту від планувальної відмітки:

$d_1 = 174,450 - 172,800 = 1,65$ м.

Усереднене значення питомої ваги ґрунту нижче підосви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II1} h_1 + \gamma_{II2} h_2 + \dots + \gamma_{II n} h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} = \frac{4,8 \cdot 19,6 + 5,4 \cdot 20,7 + 5,0 \cdot 19,8}{4,8 + 5,4 + 5,0} = 20,06 \text{ кН/м}^3.$$

Усереднене значення питомої ваги ґрунту вище підосви

фундаменту: $\gamma'_{II} = \frac{1,45 \cdot 17,4 + 0 \cdot 18,1 + 0 \cdot 19,6}{1,45 + 0 + 0} = 17,4 \text{ кН/м}^3.$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,56 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 20,06 + 3,24 \cdot 1,65 \cdot 17,4 + 5,84 \cdot 13] = 232,235 \text{ кПа.}$$

Так як $p=208,05$ кПа $<$ $R=232,235$ кПа, то можливо зменшити розміри підосви фундаменту в плані, але було запроєктовано двохступеневий фундамент з мінімальним розміром ступені в плані 300 мм, тому приймаємо для розрахунку і конструювання розміри фундаменту $l_f = 2,0$ м і $b_f = 1,8$ м.

Приймаємо велику сторону: $l_f = 2,0$ м і $b_f = 1,8$ м. Тоді площа підшви фундаменту:

$$A_f = 2,0 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ м}^2.$$

Тоді тиск під підшвою фундаменту, з урахуванням ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, буде складати:

$$G = 2,0 \cdot 1,8 \cdot 2,6 \cdot 20 = 187,2 \text{ кН},$$

$$\Sigma N = 685,35 + 187,2 = 872,55 \text{ кН}.$$

$$p = \frac{842,55}{3,6} = 234,04 \text{ кПа}.$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,56 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 20,08 + 3,24 \cdot 1,65 \cdot 18,15 + 5,84 \cdot 13] = 236,447 \text{ кПа}.$$

Значення $p=234,04$ кПа менше на 1,02% від $R=236,447$ кПа, що можна допустити.

Остаточню приймаємо $l_f = 2,0$ м і $b_f = 1,8$ м.

3.6.1 Визначення розмірів фундаменту і конструктивний розрахунок

Бетон класу В15 $R_b = 8,5$ МПа, арматура класу А400С, $R_s = 400$ МПа.

Обсяг бетону фундаменту

$$V_b = 0,3(1,8 \cdot 2,0 + 1,2 \cdot 1,4) + 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,3 = 1,728 \text{ м}^3.$$

Необхідну площу арматури плитної частини фундаменту визначаємо по напрямку дії моменту, тобто уздовж більшої сторони.

$$p_{\max} = 234,04 \cdot 1,2 = 280,85 \text{ кПа}; p_I = 234,04 \text{ кПа}; p_{II} = 234,04 \text{ кПа}.$$

Момент, що діє в перетині на границі підколонника та другої ступені:

$$M_{I-1} = \frac{234,04 \cdot 1,8 \cdot 0,3^2}{2} + \frac{(280,85 - 234,04) \cdot 0,3 \cdot 1,8}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,3 = 21,52 \text{ кНм};$$

Момент, що діє в перетині на границі першої та другої ступені:

$$M_{II-II} = \frac{234,04 \cdot 1,8 \cdot (0,3 + 0,3)^2}{2} + \frac{(280,85 - 234,04) \cdot (0,3 + 0,3) \cdot 1,8}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot (0,3 + 0,3) = 85,94$$

кНм.

Необхідну площу арматури визначаємо по двох перерізах:

$$A_{s1} = \frac{215200}{0,9 \cdot 26 \cdot 4000} = 2,3 \text{ см}^2, \quad A_{s2} = \frac{859400}{0,9 \cdot 56 \cdot 4000} = 4,3 \text{ см}^2.$$

При такій проці перетину арматури коефіцієнт армування $\mu=0,12\%$, що є недостатнім при нормі $0,5\%$.

Необхідну площу арматури плитної частини фундаменту визначаємо по напрямку дії моменту, тобто уздовж меншої сторони.

$$p_{\max} = 234,04 \cdot 1,2 = 280,85 \text{ кПа}; \quad p_I = 234,04 \text{ кПа}; \quad p_{II} = 234,04 \text{ кПа}.$$

Момент, що діє в перетині на границі підколонника та другої ступені:

$$M_{I-1} = \frac{234,04 \cdot 2,0 \cdot 0,3^2}{2} = 21,08 \text{ кНм};$$

Момент, що діє в перетині на границі першої та другої ступені:

$$M_{II-II} = \frac{234,04 \cdot 2,0 \cdot (0,3 + 0,3)^2}{2} = 85,25 \text{ кНм}.$$

Необхідну площу арматури визначаємо по двох перерізах:

$$A_{s1} = \frac{210600}{0,9 \cdot 26 \cdot 4000} = 2,3 \text{ см}^2, \quad A_{s2} = \frac{842500}{0,9 \cdot 56 \cdot 4000} = 4,2 \text{ см}^2.$$

При такій проці перетину арматури коефіцієнт армування $\mu=0,11\%$, що є недостатнім при нормі $0,5\%$, тому знаходимо необхідну площу перерізу арматури, щоб досягти значення армування $0,5\%$:

$$\text{для } b_f = 1,8 \text{ м } A_s = 27 \text{ см}^2,$$

$$\text{для } l_f = 2,0 \text{ м } A_s = 30 \text{ см}^2.$$

Приймаємо:

$$\text{для } b_f = 1,8 \text{ м} - 14\emptyset 16 \text{ A400C із загальною площею } A_s = 28,14 \text{ см}^2,$$

крок стрижнів 134 мм,

для $l_f = 2,0$ м - 15Ø16 A400C із загальною площею $A_s = 30,15$ см²,
крок стрижнів 134 мм.

Відходи арматури враховуються коефіцієнтом $k = 1,05$.

Витрата арматури для сітки С-1:

$$\Sigma G_s 10 = (14 \cdot 1,75 \cdot 1,58 + 15 \cdot 1,95 \cdot 1,58) \cdot 1,05 = 89,18 \text{ кг.}$$

3.6.2 Армування стінок підколонника

У даному випадку при відсутності позацентрового стиснення підколонника необхідності розрахункового армування його немає.

При розрахунку міцності прямокутних перерізів залізобетонних підколонників стиснуту арматуру рекомендують не враховувати.

В такому випадку армування підколонника призначаємо, виходячи з мінімального відсотка армування, який дорівнює не менше 0,05% та діаметра арматури – не менше 12 мм.

При $b = 0,8$ м, $h = 0,6$ м, $\mu = 0,05\%$ тоді $A_s = 2,4$ см².

Приймаємо 4Ø12 A400C із загальною площею $A_s = 4,52$ см².

Витрата арматури: $G_{12} = 4 \cdot 0,85 \cdot 0,888 \cdot 1,05 = 3,17$ кг.

3.7 Визначення осідання основи

Побудову виконано по свердловині №2.

На денній поверхні ґрунту $\sigma_{zg(0)} = 0$.

На покрівлі другого шару: $\sigma_{zg(1)} = 17,4 \cdot 3,0 = 52,2$ кПа.

На покрівлі третього шару: $\sigma_{zg(2)} = 52,2 + 18,1 \cdot 0,6 = 63,06$ кПа.

На покрівлі четвертого шару: $\sigma_{zg(3)} = 63,06 + 19,6 \cdot 5,0 = 161,06$ кПа.

На покрівлі п'ятого шару: $\rho_{взв} = \frac{\rho_s - 1}{e + 1} = \frac{2,69 - 1}{0,57 + 1} = 1,08$ т/м³ чи $\gamma_{взв} = 10,8$ кН/м³ тоді $\sigma_{zg(4)} = 161,06 + 10,8 \cdot 5,4 = 219,38$ кПа.

На підшві п'ятого шару: $\sigma_{zg(5)} = 219,38 + 19,8 \cdot 10,0 = 417,38$ кПа.

На рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg(f)} = 17,4 \cdot 3,0 = 52,2 \text{ кПа.}$$

Додаткова напруга на рівні підшви фундаменту:

$$p_0 = \alpha \cdot (p_{cp} - \sigma_{zg(f)}),$$

де: α – коефіцієнт, який залежить від глибини розташування елементарного шару і від ширини фундаменту і визначається згідно ДБН В.2.1-10-2009;

p_{cp} – середнє значення напруг під підшвою фундаменту,

$$p_{cp} = 234,04 \text{ кПа;}$$

$$p_{0(1)} = 1,0 \cdot (234,04 - 52,2) = 181,84 \text{ кПа.}$$

Ми припускаємо, що осідання ґрунту відбувається тільки в певній товщі ґрунту, яка знаходиться в безпосередній близькості від підшви фундаменту. Це, так звана, товща ґрунту, що стискається. Вона обмежується завглибшки, на якій додаткові напруження рівні 20 % від тиску власної ваги ґрунту. Для визначення її графічно будуюмо епюру від власної ваги ґрунту, зменшену в 5 разів і відображаємо дзеркально щодо осі фундаменту. Точка перетину цієї епюри і епюри додаткового тиску і є межею товщі, що стискається.

$$0,2 \cdot \sigma_{zg(1)} = 0,2 \cdot 52,2 = 10,44 \text{ кПа,}$$

$$0,2 \cdot \sigma_{zg(2)} = 0,2 \cdot 63,03 = 12,61 \text{ кПа,}$$

$$0,2 \cdot \sigma_{zg(3)} = 0,2 \cdot 161,06 = 32,21 \text{ кПа,}$$

$$0,2 \cdot \sigma_{zg(4)} = 0,2 \cdot 219,38 = 43,88 \text{ кПа.}$$

Потужність елементарного шару не повинна перевищувати значення

$$0,4b_f = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м.}$$

Значення коефіцієнта $\alpha = f\left(\frac{2z}{b}; \frac{l_f}{b_f}\right)$. Прирівнявши $z_1 = h$, одержимо

потужність елементарного шару: $\xi = \frac{2z}{b_f}; 0,4 = \frac{2h}{1,8}; 0,72 = 2h; h = 0,36 \text{ м.}$

$$\begin{aligned}
z_1=h=0,36 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 0,36}{1,8} = 0,4 & \alpha &= 0,963 & , p_{0(2)} &= 0,963 \cdot 181,84 = 175,1 \text{ кПа;} \\
z_2=0,72 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 0,72}{1,8} = 0,8 & \alpha &= 0,812 & , p_{0(3)} &= 0,812 \cdot 181,84 = 147,7 \text{ кПа;} \\
z_3=1,08 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 1,08}{1,8} = 1,2 & \alpha &= 0,685 & , p_{0(4)} &= 0,685 \cdot 181,84 = 113,7 \text{ кПа;} \\
z_4=1,44 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 1,44}{1,8} = 1,6 & \alpha &= 0,470 & , p_{0(5)} &= 0,470 \cdot 181,84 = 85,5 \text{ кПа;} \\
z_5=1,8 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 1,8}{1,8} = 2,0 & \alpha &= 0,356 & , p_{0(6)} &= 0,356 \cdot 181,84 = 64,7 \text{ кПа;} \\
z_6=2,16 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 2,16}{1,8} = 2,4 & \alpha &= 0,274 & , p_{0(7)} &= 0,274 \cdot 181,84 = 49,8 \text{ кПа;} \\
z_7=2,52 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 2,52}{1,8} = 2,8 & \alpha &= 0,218 & , p_{0(8)} &= 0,218 \cdot 181,84 = 39,6 \text{ кПа;} \\
z_8=2,88 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 2,88}{1,8} = 3,2 & \alpha &= 0,173 & , p_{0(9)} &= 0,173 \cdot 181,84 = 31,5 \text{ кПа;} \\
z_9=3,24 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 3,24}{1,8} = 3,6 & \alpha &= 0,141 & , p_{0(10)} &= 0,141 \cdot 181,84 = 25,6 \text{ кПа;} \\
z_{10}=3,6 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 3,6}{1,8} = 4,0 & \alpha &= 0,117 & , p_{0(11)} &= 0,117 \cdot 181,84 = 21,3 \text{ кПа;} \\
z_{11}=3,96 \text{ м, } \xi &= \frac{2 \cdot 3,96}{1,8} = 4,4 & \alpha &= 0,099 & , p_{0(12)} &= 0,099 \cdot 181,84 = 18,0 \text{ кПа.}
\end{aligned}$$

Визначаємо осідання фундаменту за формулою:

$$S = 0,8 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpcpi} \cdot h_i}{E_i} , \quad (3.1)$$

де σ_{zpcpi} – середні додаткові напруження в і-тому елементарному шару ґрунту, кПа;

h_i - потужність і-того шару ґрунту, $h_i=0,36$ м,

E_i - модуль деформації і-того шару ґрунту, кПа,

n – кількість елементарних шарів, які знаходяться в межах товщі ґрунту, що стискається, $n=10$.

Осідання першого горизонту дорівнює:

$$S_1 = \frac{0,8 \cdot 0,36}{8400} \cdot \left(\frac{175,1 + 147,7}{2} + \frac{147,7 + 113,7}{2} + \frac{113,7 + 85,5}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,22}{8400} \cdot \left(\frac{85,5 + 72,5}{2} \right) = 0,015 \text{ м.}$$

Осідання другого горизонту дорівнює:

$$S_2 = \frac{0,8 \cdot 0,14}{9500} \cdot \left(\frac{72,5 + 64,7}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,36}{9500} \cdot \left(\frac{64,7 + 49,8}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,1}{9500} \cdot \left(\frac{49,8 + 46,7}{2} \right) = 0,0186 \text{ м.}$$

Осідання третього горизонту дорівнює:

$$S_3 = \frac{0,8 \cdot 0,26}{11000} \cdot \left(\frac{46,7 + 39,6}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,36}{11000} \cdot \left(\frac{39,6 + 31,5}{2} + \frac{31,5 + 25,6}{2} + \frac{25,6 + 21,3}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,26}{11000} \cdot \left(\frac{21,3 + 18,9}{2} \right) = 0,0032 \text{ м.}$$

Сумарне осідання: $\Sigma S = S_1 + S_2 + S_3 = 0,015 + 0,0186 + 0,0032 = 0,0368$ м
чи 3,68 см.

Висновок: сумарне осідання фундаменту в даному випадку складає 0,0368 м або 3,68 см, що менше, ніж допустима норма $S_d = 8$ см згідно з ДБН В.2.1-10-2009.

4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

					НАУ 192 2021			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	Організація будівництва	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Розроб.</i>		<i>Поляк Т.М.</i>						
<i>Керівник.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Консульт.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Н. Контр.</i>		<i>Родченко О.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Ляпенко О.І.</i>						
						ФАБД ЦБ-405		

4.1. Організація будівельного виробництва

Організація будівельного виробництва полягає у спрямуванні організаційних, технічних, технологічних рішень та інших заходів на реалізацію проектних рішень щодо будівництва об'єкта з дотриманням вимог законодавства та нормативних документів і забезпеченням під час будівництва:

- а) механічного опору та стійкості конструктивних елементів, що споруджуються;
- б) пожежної безпеки;
- в) унеможливлення загрози здоров'ю або безпеці людей та шкідливого впливу на навколишнє природне середовище;
- г) захисту від шкідливого впливу шуму та вібрації.

Організація будівельного виробництва включає заходи щодо:

- а) календарного планування підготовчих і будівельних робіт з врахуванням необхідних термінів завершення будівництва об'єктів та виконання окремих етапів робіт, узгоджених діями учасників будівництва, дотриманням вимог законодавства, нормативних актів та документів;
- б) трудового та матеріально-технічного забезпечення виконання запланованих робіт;
- в) раціональної організації праці та механізації робіт;
- г) управління виконанням виробничих процесів відповідно до вимог проектних рішень з урахуванням складу, обсягів, термінів та сезону виконання робіт, вимог до технологічної послідовності, можливостей засобів механізації, складу та кваліфікації виконавців робіт;
- д) досягнення проектних експлуатаційних властивостей об'єкта будівництва, забезпечення відповідної якості будівельної продукції;
- е) забезпечення комплексної безпеки будівництва, включаючи охорону та збереження навколишнього середовища - природного, соціального, техногенного та дотримання вимог ДСанПіН щодо небезпечних факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу;
- ж) здійснення авторського та технічного нагляду під час будівництва об'єктів, а також, за необхідності, науково-технічного супроводу відповідно до ДБН В. 1.2-5;

і) прийняття виконаних робіт і закінчених будівництвом об'єктів.

При організації будівельного виробництва мають бути враховані індивідуальні властивості об'єкта будівництва, терміни будівництва, а також умови будівництва.

У випадку виникнення на об'єкті будівництва та/або прилеглий території небезпеки для життя та здоров'я людей роботи мають бути припинені і вжиті заходи щодо усунення небезпечних виробничих факторів.

При будівництві має здійснюватися контроль якості виконання робіт та їх результатів.

За результатами виконаних будівельних робіт має бути оформлена виконавча документація.

Необхідно організувати будівництво об'єкту так, щоб виробничі процеси були взаємозв'язані між собою, щоб не було простою в процесі роботи, необхідно організувати рівномірність переміщення робочої сили по об'єкту, щоб матеріали і конструкції поставлялися вчасно, необхідно підібрати максимально ефективні машини і устаткування, вибрати ефективні методи роботи для скорочення терміну їх проведення, знижуючи вартість. Всім цим займається організація будівельного виробництва.

4.2 Підготовка будівництва об'єкта

При підготовці будівельного виробництва необхідно керуватися нормами, які встановлені в ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва».

Підготовка будівельного виробництва повинна забезпечувати можливість цілеспрямованого розгортання і виконання будівельно-монтажних робіт і взаємозв'язаної діяльності всіх учасників будівництва як на окремих об'єктах, так і в обсязі виробничої програми будівельно-монтажної організації. Підготовка повинна з необхідним випередженням передувати кожному етапу безпосереднього виконання будівельно-монтажних робіт. Її слід організовувати як регулярно функціонуючу систему взаємозв'язаних заходів організаційного, технічного, технологічного і планово-економічного характеру, яка охоплює такі основні напрями:

- загальну організаційно-технічну підготовку,
- підготовку до будівництва об'єкта,
- підготовку будівельної організації і
- підготовку до виконання будівельно-монтажних робіт.

Загальна організаційно-технічна підготовка повинна виконуватися у відповідності з діючим положенням про підрядні контракти в будівництві України. До цього виду підготовки відносяться:

- передконтрактні роботи, в тому числі при оголошенні тендерних торгів - розробка оціночних аванпроектів по об'єктах, попереднє формування і оцінка варіантів виробничої програми, визначення витрат на будівництво, а у випадках прямих переговорів - підготовка і укладання передконтрактної угоди (протоколу намірів);
- участь у тендерних торгах за одержання замовлення на будівництво, укладання контракту, вибір партнерів по його виконанню, укладання контрактів з субпідрядчиками, пошук постачальників матеріалів,

конструкцій, виробів і устаткування, укладання з ними договорів на постачання, організація поставок на будову;

- забезпечення будови проектно-кошторисною документацією, вирішення питань авторського нагляду;
- визначення необхідності організації пожежної охорони;
- відведення в натурі майданчика (траси) для будівництва;
- вирішення питань фінансування будівництва і фінансових гарантій;
- оформлення дозволів і допусків на виконання робіт;
- переселення осіб та організацій, розташованих у будівлях, що підлягають зносу;
- забезпечення будівництва під'їзними шляхами, електро-, тепло- та водопостачанням (у тому числі протипожежним), системою зв'язку, засобами пожежегасіння, приміщеннями санітарно-побутового та іншого обслуговування будівельників.

Підготовка до будівництва кожного об'єкта повинна передбачати:

- вивчення інженерно-технічним персоналом проектно-кошторисної документації (в тому числі при реконструкції або технічному переозброєнні існуючого об'єкта - документації по технічному обстеженню конструкцій) і детальне ознайомлення з умовами будівництва;
- розробку проектів виконання робіт по будівництву будівель, споруд і їх частин, а також на позамайданчикові та внутрішньомайданчикові підготовчі роботи;
- виконання власне робіт підготовчого періоду (з дотриманням природно-охоронних вимог, вимог з охорони праці, техніки безпеки та пожежної безпеки).

До позамайданчикових підготовчих робіт відноситься будівництво під'їзних шляхів і причалів, ліній електропередач з трансформаторними

підстанціями, мереж водопостачання з водозабірними спорудами, каналізаційних колекторів з очисними спорудами, житлових містечок для будівельників, об'єктів виробничої бази будівельних організацій, обладнання перевалочних баз, будівництво пожежних депо та організація пожежної охорони, а також створення і налагоджування автоматизованих систем планування та управління, обчислювальних мереж, споруд, пристроїв та ліній зв'язку.

До внутрішньомайданчикових підготовчих робіт відносяться: задача-прийняття геодезичної розбивочної основи для будівництва і геодезичні розбивочні роботи для прокладання інженерних мереж і доріг, зведення будівель і споруд; звільнення будівельного майданчика для будівельно-монтажних робіт (розчищення території, знесення будівель тощо); планування території; штучне пониження (в необхідних випадках) рівня ґрунтових вод; перекладання існуючих і прокладання нових інженерних мереж, влаштування постійних і тимчасових доріг, огороження будівельного майданчика з організацією в необхідних випадках контрольно-пропускного режиму; розміщення мобільних (інвентарних) будинків і споруд виробничого, складського, допоміжного, санітарно-побутового та громадського призначення, влаштування складських майданчиків і приміщень для матеріалів, конструкцій і устаткування; організація функціонування автоматизованих систем планування і керування, обчислювальних мереж і засобів зв'язку для керування виконанням робіт, в тому числі оперативно-диспетчерського; забезпечення будівельного майданчика освітленням, протипожежним водопостачанням, засобами пожежегасіння, сигналізації та зв'язку.

При згоді замовника на використання для потреб будівництва запроектованих постійних або існуючих будівель і споруд їх також належить збудувати або пристосувати у підготовчому періоді. При техніко-економічній доцільності і згоді замовника для цих цілей можуть будуватись тимчасові неінвентарні будівлі і споруди.

Тимчасові позамайданчикові та внутрішньомайданчикові дороги влаштовують при недоцільності або неможливості використання для потреб будівництва постійних існуючих і запроектованих доріг. Конструкція всіх

доріг, що використовуватимуться як тимчасові, повинна забезпечувати рух будівельної техніки і перевезення максимальних за масою і габаритами будівельних вантажів.

Водою, теплом, парою, газом, стисненим повітрям і електроенергією будівництво слід забезпечувати, як правило, від існуючих діючих систем, мереж і установок з використанням запроектованих постійних інженерних мереж і споруд.

При підготовці будівельної організації до будівництва об'єктів належить забезпечувати: постійну готовність організації до взаємопов'язаного виконання всіх необхідних будівельно-монтажних робіт на всій сукупності об'єктів її будівельної програми; націленість цієї діяльності на виконання зобов'язань по підрядних контрактах, з одного боку, та на врахування виробничих можливостей організації і додержання її інтересів - з іншого.

В процесі такої підготовки проробляється комплекс питань організації робіт на всю виробничу програму будівельно-монтажної організації з ув'язуванням обсягів і термінів їх виконання на всіх об'єктах цієї програми, завантаження виконавців, забезпечення усіма видами ресурсів. Горизонт такого планування повинен бути в межах одного-двох років, в залежності від ступеня визначеності даних про замовлення, виробничих, економічних та інших обставин функціонування організації. Чорновий баланс виробничої програми складається у загальних обсягах, а уточнення її та деталізацію в часі (терміни виконання і завершення робіт, передачі фронтів робіт, характер завантаження потужностей і потребу в ресурсах) одержують шляхом календарного планування реалізації програми.

На базі сформованої програми і графіків робіт вирішуються завдання по організації діяльності всіх виконавців на всіх об'єктах, своєчасній комплектації їх ресурсами, розрахунку техніко-економічних результатів діяльності, розробці заходів щодо розвитку (або згортання) виробничих потужностей.

При підготовці до виконання будівельно-монтажних робіт повинні бути:

- розроблені проекти виконання робіт;
- передані і прийняті закріплені на місцевості знаки геодезичної розбивки по частинах будівель (споруд) і видах робіт.

До цього виду підготовки виробництва відносяться також:

- розробка і здійснення заходів по організації праці, забезпеченню (при необхідності) будівельних бригад технологічними картами та інструкціями;
- організація інструментального господарства для забезпечення бригад необхідними засобами малої механізації, інструментом, засобами виміру і контролю, засобами підмоцнування, огорожею і монтажною оснасткою в необхідному складі і кількості, згідно з проектом виконання робіт;
- обладнання майданчиків і стендів укрупнювального і конвеєрного складання конструкцій;
- створення запасу будівельних конструкцій, матеріалів і готових виробів, необхідного для виконання робіт з потрібною інтенсивністю;
- поставка або перебазування на робоче місце будівельних машин та пересувних (мобільних) механізованих установок.

4.3 Порядок підготовки до улаштування фундаментів та послідовність монтажу залізобетонних монолітних стовпчастих фундаментів

До початку монтажу фундаментів були виконані наступні роботи:

- 1) влаштовані під'їзні шляхи та автодороги;
- 2) позначені в прольоті шляху руху механізмів, місця складування, укрупнення арматурних сіток і опалубки, підготовлені монтажна оснастка і пристосування;
- 3) завезені арматурні сітки і комплекти опалубки в кількості, що забезпечує безперебійну роботу не менше, ніж протягом двох змін;
- 4) складені акти приймання підстави фундаментів відповідно до виконавчої схемою;
- 5) влаштовано тимчасове електроосвітлення робочих місць і підключені електрозварювальні апарати;
- 6) проведена геодезична розбивка осей і розмітка положення фундаментів відповідно до проекту; на поверхню бетонної підготовки фарбою нанесені ризики, що фіксують положення робочої площини щитів опалубки.

Роботи виконуються в 2 зміни.

Розвантаження і розкладку арматурних сіток, елементів опалубки, монтаж армокаркасів підколонників, монтаж і демонтаж навісних майданчиків і анкерних болтів виконують за допомогою автокрана МКГ-40.

Арматурні сітки підколонників доставляються на будівельний майданчик і розвантажуються бригадою на стенді збірки армокаркасів, а сітки черевиків - безпосередньо біля місць зведення фундаментів.

Збірка армокаркасів підколонників ведеться на стенді збірки за допомогою кондуктора конструкції ЦНІИОМТП шляхом прихватки арматурних сіток між собою електродуговим зварюванням. Розміри кондуктора обрані з урахуванням максимальних розмірів сіток.

Збірку армокаркасу підколонника монтують в певній послідовності:

- 1) укладають арматурні сітки на кондуктор і фіксують в проектному положенні в'язанням дроту з подальшою електроприхваткою;
- 2) знімають армокаркас з кондуктора автокраном і укладають на майданчик для складування.

Армокаркаси перевозять автотранспортом до місця бетонування фундаментів.

Арматурні роботи виконують в наступному порядку:

- 1) встановлюють арматурні сітки черевика на фіксатори, що забезпечують захисний шар бетону за проектом;
- 2) після влаштування опалубки черевика встановлюють армокаркас підколонника з кріпленням його до нижньої сітки в'язанням дроту.

Арматурні роботи виконуються відповідно до СНіП 3.03.01-87.

У комплект опалубки «Моноліт-77» входять металеві щити і з'єднувальні елементи, що дозволяють зводити опалубку вручну.

Монтаж опалубки фундаменту під колону і кондукторні пристосування з анкерними болтами роблять в такій послідовності:

- 1) встановлюють і закріплюють щити опалубки нижньої ступені черевика за допомогою притискних скоб і монтажних куточків;
- 2) кріплять примикання до панелей нижнього короба опалубки за допомогою натяжних гаків;
- 3) з'єднують примикання по кутах «в млин» клиновими затискачами;
- 4) рихтують зібраний короб чітко по осях і прикріплюють опалубку нижньої ступені металевими штирями до основи;
- 5) наносять на ребра щитів нижнього короба риски, що фіксують положення щитів другої ступені, потім, відступивши від рисок на відстань, рівну товщині щита, встановлюють підтримуючі опорні балки, які закріплюють за допомогою струбцин;
- 6) встановлюють на підтримуючі балки схватки і з'єднують їх між собою клиновими затискачами;
- 7) навішують на схватки щити другої ступені і скріплюють їх натяжними гаками;
- 8) з'єднують щити притискними скобами і монтажними куточками;

- 9) рихтують зібраний короб по осях;
- 10) в тій же послідовності збирають короб третьої ступені;
- 11) наносять на ребра щитів верхнього короба риски, що фіксують положення щитів підколонника, потім, відступивши від рисок на відстань, рівну товщині щита, встановлюють підтримують опорні балки, які закріплюють за допомогою струбцин;
- 12) встановлюють монтажні куточки з кутовими щитами;
- 13) встановлюють щити і кріплять їх до нижніх схваток натяжними гаками, а між собою і з монтажними куточками з'єднують притискними скобами;
- 14) навішують на щити опалубки підколонника схватки інших ярусів, закріплюючи їх натяжними гаками;
- 15) встановлюють вертикальні зв'язку жорсткості, які з'єднують із схватками Т-образними болтами;
- 16) встановлюють і закріплюють кондукторне пристосування з анкерними болтами;
- 17) встановлюють навісний робочий майданчик.

Розбирання опалубки проводиться відразу ж після досягнення бетоном міцності відповідно до БНіП 3.03.01-87.

Розбирання опалубки фундаменту проводять в наступному порядку:

- 1) демонтують підмости зі сходами;
- 2) демонтують кондукторні пристосування;
- 3) видаляють Т-образні болти, демонтують зв'язку жорсткості;
- 4) вибивають клини, що з'єднують схватки між собою, і видаляють їх;
- 5) демонтують монтажні куточки;
- 6) видаляють притискні скоби і розбирають короб підколонника на окремі щити;
- 7) демонтують опорні балки;
- 8) демонтують опалубку черевика.

Весь комплекс опалубних робіт на будівельному майданчику ведуть потоковим методом.

При забрудненні опалубної поверхні бетонної сумішшю поверхню очищають металевими щітками і шкребками та змащують її емульсійним складом.

Демонтовані елементи опалубки транспортують до місця нового бетонування.

Після перевірки правильності встановлення опалубки та арматури виконують бетонування фундаменту.

Транспортування бетонної суміші здійснюють автобетонозмішувачами з розвантаженням в поворотні бункери місткістю 2 м³.

Бетонування фундаментів проводять в наступній послідовності:

- 1) прийом і подача бетонної суміші;
- 2) установка ланкового хобота;
- 3) укладання і ущільнення бетонної суміші;
- 4) догляд за бетоном.

Подачу бетонної суміші до місця укладання здійснюють в поворотних бункерах стріловидним самохідним гусеничним краном типу МКГ-40.

Стропування бункера здійснюють двогілковим стропом вантажопідйомністю 5 т.

Відповідно до висоти укладання бетонної суміші встановлюють завантажувальну воронку і один ланковий хобот.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3 - 0,5 м.

Кожен шар бетону ретельно ущільнюють глибинним вібратором ИВ-47А.

При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора занурюють в раніше покладений шар бетону на глибину 0,05 - 0,1 м. Крок перестановки вібратора не перевищує 1,5 радіуса його дії.

Перекриття попереднього шару бетону наступним виконується до початку схоплювання бетону в попередньому шарі.

Бетонування фундаментів здійснюють з навісних майданчиків опалубки «Моноліт-77».

Бетонна суміш має осадку конуса в межах 4 - 12 см. Підбір складу бетонної суміші здійснюється будівельною лабораторією.

Заходи по догляду за бетоном в період набору міцності, порядок і терміни їх проведення, контроль за виконанням цих заходів здійснюється відповідно до вимог

БНіП 3.03.01-87. Відкриті поверхні бетону робітники захищають від втрат вологи шляхом поливання водою. Терміни витримування і періодичність поливання призначає будівельна лабораторія.

Так як виконання робіт в зимових умовах не виконують (згідно з календарним планом), то заходів щодо забезпечення нормального твердіння бетону при середньодобовій температурі зовнішнього повітря нижче 5°C і мінімальної добової температурі нижче 0°C не проводять.

4.4 Календарний графік будівництва

Календарне планування є невід'ємним елементом організації будівельного виробництва на всіх його етапах і рівнях. Нормальний хід будівництва можливий тільки тоді, коли завчасно продумано, в якій послідовності вестимуться роботи, яка кількість робітників, машин, механізмів і інших ресурсів буде потрібно для кожної роботи. Недооцінка цього спричиняє за собою неузгодженість дій виконавців, перебої в їх роботі, затягування термінів і, природно, дорожчання будівництва. Для запобігання таким ситуаціям і складається календарний план, який виконує функцію розкладу робіт в рамках прийнятої тривалості будівництва.

У будівельній практиці часто застосовуються спрощені методи планування. Проте таке планування допустимо лише при рішенні невеликих поточних задач ході будівництва. При плануванні ж великих об'єктів робіт на весь період будівництва потрібна ретельна робота по вибору найбільш доцільної послідовності БМР, їх тривалості, числа учасників, необхідний облік безлічі чинників. З цих причин в будівництві знаходять застосування різні форми календарного планування, що дозволяють по-своєму оптимізувати планований хід робіт, можливість маневрів і т.д.:

- лінійні календарні графіки;
- сітьові графіки.

Лінійний календарний графік (графік Ганта) - це таблиця «роботи (об'єкти) – час», в якому тривалість робіт зображується у вигляді горизонтальних відрізків ліній.

Такий графік забезпечує можливості оптимізації БМР по найрізноманітніших критеріях, зокрема по рівномірності використання робочої сили, механізмів, будівельних матеріалів і т.д. Перевагою лінійних графіків є також їх наочність і простота. Розробка такого графіка включає наступні етапи:

- складання переліку робіт, для яких робиться графік;
- визначення їх методів виробництва і об'ємів;
- визначення трудомісткості кожного виду робіт шляхом розрахунків, заснованих на існуючих нормах часу, укрупнених нормах або даних місцевого досвіду;
- складання початкового варіанту графіка, тобто попереднє визначення тривалості і календарних термінів виконання кожної роботи з відображенням цих термінів на графіку.

В основу розробки та побудови календарного плану прийняті такі дані:

- характеристика об'єкта будівництва та будівельного майданчику;
- методи виконання робіт, прийняті механізми та будівельні машини;
- відомість визначення об'ємів робіт, трудові витрати та машинні витрати;
- визначення строків виконання окремих робіт;
- комплектація бригад.

Чисельний та кваліфікаційний склад робочих-виконавців, а також робота їх по змінах та процесах в календарному плані будівництва прийнята на основі трьох основних даних:

- трудових витрат;
- терміни виконання робіт;
- продуктивність праці, яка прийнята в середньому 1,1-1,2.

Для комплектування бригад по професіях та розрядах були використані збірники ДБН, ЄНІР. Комплектація була виконана за умови, щоб перехід з однієї захватки на іншу не викликав організаційних перерв.

Заповнення номенклатури робіт та їх об'ємів прийняті в такій послідовності, щоб їх розташування сприяло поточному методу виконання робіт та давало б

конкретну організаційно-технологічну ув'язку, відповідаючи вимогам наукової організації праці та техніки безпеки.

Послідовність інших робіт визначена по кожному етапу в чіткій ув'язці з ведучими роботами. Ряд робіт по забезпеченню безпечних умов праці робітників (влаштування пізнавальних знаків, трафаретів, прибирання сміття і таке інше) включено до календарного плану.

Частина робіт, що виконуються однією комплексною або спеціалізованою бригадою після визначення нормативних трудовитрат об'єднані в один потік для якого визначені загальні трудові витрати.

На основі вибору виробництва робіт та засобів механізації, а також з допомогою відповідних формул підраховується тривалість виконання окремих видів робіт.

Всі дані зведені в відомість обсягів будівельно-монтажних робіт та термінів їх виконання.

Таблиця 4.1 – Таблиця підрахунку обсягів робіт при будівництві ангара

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість
Підготовчі роботи			
1	Е1-30-1	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід, 1000м ²	3,02
Будівництво підземної частини			
2	ДЕ1-1-1	Розробка ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаватором одноковшевим New Holland Е 485 з ковшем місткістю 2,6 м ³ , ґрунт І групи, 1000 м ³	8,98
3	Е1-168-1	Розробка ґрунту в траншеях і котлованах глибиною понад 3 м вручну з підйомом краном при наявності кріплень, група ґрунтів 1, 100м ³	0,187
4	ЕД6-52-1	Збирання і розбирання деревометалевої щитової опалубки для улаштування фундаментів, масивів і підколонників, об'єм, м ³ до 10, 100м ³	2,65
5	ЕД6-61-1	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах за допомогою крана, діаметр арматури 16-32 мм, маса елемента, кг до 300, т	4,65
6	ЕД6-65-2	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в баддях. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкцій, м ³ понад 3 до 5, 100м ³	1,55
7	Е8-4-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бутового мурування, цеглі, бетону, 100м ²	3,4
Зведення надземної частини будівлі			
8	Е9-17-4	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м складеного перерізу масою до 3 т, т	33,62
9	Е9-43-1	Монтаж фахверка, т	14,3
10	Е9-22-1	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3 т, т	11,42
			74

Таблиця 4.1 – Таблиця підрахунку обсягів робіт при будівництві ангара (продовження)

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість
Зведення надземної частини будівлі (продовження)			
11	E9-22-5	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 36 м, масою до 8 т, т	10,8
12	E9-46-1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізмів відкривання, т	58,1
13	E8-22-4	Заповнення каркасів і фахверків легкобетонними каменями при висоті поверху понад 4 м, м ³	623
14	E9-42-1	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа при висоті будівлі до 25 м, 100м ²	30,2
15	E12-20-3	Улаштування пароізоляції прокладної в один шар, 100м ²	30,2
16	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар, 100м ²	30,2
17	E12-1-2	Улаштування покрівель скатних із трьох шарів покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або щебеню на бітумній мастиці, 100м ²	30,2
18	E39-7-5	Монтаж металоконструкцій сходів і площадок, т	0,75
19	E10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м ² з металопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах, 100м ²	4,1
20	E39-7-2	Монтаж металевих перекриттів і кришок для прорізів, каналів і шахт, металевих габаритних дверей, т	3,2
21	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	7,33

Таблиця 4.1 – Таблиця підрахунку обсягів робіт при будівництві ангара (продовження)

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість
Зведення надземної частини будівлі (продовження)			
22	ЕД6-61-1	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах за допомогою крана, діаметр арматури 16-32 мм, маса елемента, кг до 300, т	36,3
23	ЕД6-66-4	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкції, м ³ , понад 30, 100м ³	12,1
Внутрішні опоряджувальні роботи			
24	Е8-35-2	Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м для інших оздоблювальних робіт, 100м ² вп	26,0
25	Е15-61-3	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін, 100м ²	25,2
26	Е12-21-1	Грунтування основ із бетону або розчину під водоізоляційний покрівельний килим, 100м ²	25,2
27	Е13-21-2	Фарбування погрунтованих бетонних і поштукатурених поверхонь емаллю ПФ-133, 100м ²	25,2
Зовнішні опоряджувальні роботи			
28	Е8-35-2	Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м для інших оздоблювальних робіт, 100м ² вп	26,0
29	Е15-61-3	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін, 100м ²	26,3
30	Е12-21-1	Грунтування основ із бетону або розчину під водоізоляційний покрівельний килим, 100м ²	26,3
31	Е13-21-2	Фарбування погрунтованих бетонних і поштукатурених поверхонь емаллю ПФ-133, 100м ²	26,3
32	Е31-18-1	Улаштування асфальтового вимощення на щебеневій основі товщиною 20 см, 100м ²	2,28

Картка-визначник. Для побудови календарного плану визначаємо тривалість робіт, складаючи картку-визначник для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт при реконструкції. Картку-визначник в показуємо в таблиці 4.2

Таблиця 4.2 – Картка-визначник для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість	Витрата за нормою		Всього витрат		Кількість робітників в	Число змін за добу	Тривалість робіт	
				труд а, люд.-год.	маш.-год.	всього, люд.-год.	всього, маш.-год.			годин	днів
		Підготовчі роботи									
1	E1-30-1	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід, 1000м ²	3,0 2	0,74	0,6	2,23	1,81	4	1	1	0,1
		Будівництво підземної частини									
2	ДЕ1-1-1	Розробка ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаватором одноковшевим New Holland E 485 з ковшем місткістю 2,6 м ³ , ґрунт І групи, 1000 м ³	8,9 8	26,46	11,91	237,61	106,95	8	2	22	2,7
3	E1-168-1	Розробка ґрунту в траншеях і котлованах глибиною понад 3 м вручну з підйомом краном при наявності кріплень, група ґрунтів 1, 100м ³	0,1 9	404,4 8	93,5	75,64	17,48	8	2	6	0,7
4	ЕД6-52-1	Збирання і розбирання деревометалевої щитової опалубки для улаштування фундаментів, масивів і підколонників, об'єм, м ³ до 10, 100м ³	2,6 5	202,9 4	3,92	537,79	10,39	12	2	23	2,9
5	ЕД6-61-1	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах за допомогою крана, діаметр арматури 16-32 мм, маса елемента, кг до 300, т	4,6 5	15,74	1,26	73,19	5,86	8	2	5	0,6
6	ЕД6-65-2	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в бадях. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкцій, м ³ понад 3 до 5, 100м ³	1,5 5	87,93	68,8	136,29	106,64	12	2	10	1,3
7	E8-4-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні	3,4 0	34,87	3,76	118,56	12,78	8	2	8	1,0

бутового мурування, цеглі,
бетону, 100м²

Таблиця 4.2 – Картка-визначник для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт (продовження)

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість	Витрата за нормою		Всього витрат		робітників в	Число змін за лобу	Тривалість робіт	
				труда, люд.-год.	маш.-год.	всього, люд.-год.	всього, маш.-год.			годин	днів
Зведення надземної частини будівлі											
8	E9-17-4	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м складеного перерізу масою до 3 т, т	33,6 2	26,66	8,95	896,31	300,90	12	2	50	6,2
9	E9-43-1	Монтаж фахверка, т (1 захватка)	7,15	46,43	55,87	331,97	399,47	12	2	30	3,8
9--1	E9-43-1	Монтаж фахверка, т (2 захватка)	7,15	46,43	55,87	331,97	399,47	12	2	30	3,8
10	E9-22-1	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3 т, т	11,4 2	47,15	14,28	538,45	163,08	12	2	29	3,7
11	E9-22-5	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 36 м, масою до 8 т, т	10,8 0	26,19	10,52	282,85	113,62	12	2	17	2,1
12	E9-46-1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізмів відкривання, т (1 захватка)	29,0 5	82,35	58,54	2392,27	1700,59	12	2	171	21,3
12--1	E9-46-1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізмів відкривання, т (2 захватка)	29,0 5	82,35	58,54	2392,27	1700,59	12	2	171	21,3
13	E8-22-4	Заповнення каркасів і фахверків легкобетонними каменями при висоті поверху понад 4 м, м ³	312	5,44	0,68	1694,56	211,82	24	2	40	5,0

13 --1	E8-22-4	Заповнення каркасів і фахверків легкобетонними каменями при висоті поверху понад 4 м, м ³	312	5,44	0,68	1694,56	211,82	24	2	40	5,0
-----------	---------	--	-----	------	------	---------	--------	----	---	----	-----

Таблиця 4.2 – Картка-визначник для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт (продовження)

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість	Витрата за нормою		Всього витрат		Робітників в	Число змін за добу	Тривалість робіт	
				трудо, люд.-год.	маш.-год.	всього, люд.-год.	всього, маш.-год.			годин	днів
14	E9-42-1	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа при висоті будівлі до 25 м, 100м ²	15,10	56,7	15,25	856,17	230,28	20	2	27	3,4
14 --1	E9-42-1	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа при висоті будівлі до 25 м, 100м ²	15,10	56,7	15,25	856,17	230,28	20	2	27	3,4
15	E12-20-3	Улаштування пароізоляції прокладної в один шар, 100м ²	30,20	11,33	0,84	342,17	25,37	8	2	23	2,9
16	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар, 100м ²	15,10	65,34	3,86	986,63	58,29	12	2	44	5,4
16 --1	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар, 100м ²	15,10	65,34	3,86	986,63	58,29	12	2	44	5,4
17	E12-1-2	Улаштування покрівель скатних із трьох шарів покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або щебеню на бітумній мастиці, 100м ²	15,10	39,85	13,45	601,74	203,10	12	2	34	4,2
17 --1	E12-1-2	Улаштування покрівель скатних із трьох шарів покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або щебеню на бітумній мастиці, 100м ²	15,10	39,85	13,45	601,74	203,10	12	2	34	4,2

18	Е39-7-5	Монтаж металокаркасних сходів і площадок, т	0,75	74,88	61,61	56,16	46,21	4	2	13	1,6
----	---------	---	------	-------	-------	-------	-------	---	---	----	-----

Таблиця 4.2 – Картка-визначник для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт (продовження)

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість	Витрата за нормою		Всього витрат		робітників в	Число змін за добу	Тривалість робіт	
				труда, люд.-год.	маш.-год.	всього, люд.-год.	всього, маш.-год.			годин	днів
19	Е10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м ² з металопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах, 100м ²	2,05	123,16	48,73	252,48	99,90	8	2	22	2,8
19--1	Е10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м ² з металопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах, 100м ²	2,05	123,16	48,73	252,48	99,90	8	2	22	2,8
20	Е39-7-2	Монтаж металевих перекриттів і кришок для прорізів, каналів і шахт, металевих габаритних дверей, т	3,20	111,3	43,5	356,16	139,20	8	2	31	3,9
22	Е1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1, 1000м ³	7,33	14,51	11,75	106,36	86,13	8	2	12	1,5
21	ЕД6-61-1	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах за допомогою крана, діаметр арматури 16-32 мм, маса елемента, кг до 300, т	18,15	15,74	1,26	285,68	22,87	12	2	13	1,6
21--1	ЕД6-61-1	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах за допомогою крана, діаметр арматури 16-32 мм, маса елемента, кг до 300, т	18,15	15,74	1,26	285,68	22,87	12	2	13	1,6
23	ЕД6-66-4	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкції, м ³ , понад 30, 100м ³	12,10	69	28	834,90	338,80	36	3	11	1,4

Таблиця 4.2 – Картка-визначник для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт (продовження)

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість	Витрата за нормою		Всього витрат		Кількість робітників в	Число змін за добу	Тривалість робіт	
				труда, люд.-год.	маш.-год.	всього, люд.-год.	всього, маш.-год.			години	днів
		Внутрішні опоряджувальні роботи									
24	E8-35-2	Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м для інших оздоблювальних робіт, 100м ² вп	26,00	68,73	0	1786,98	0,00	12	2	74	9,3
25	E15-61-3	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін, 100м ²	12,60	132,64	8,53	1671,26	107,48	12	2	74	9,3
25--1	E15-61-3	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін, 100м ²	12,60	132,64	8,53	1671,26	107,48	12	2	74	9,3
26	E12-21-1	Грунтування основ із бетону або розчину під водоізоляційний покрівельний килим, 100м ²	25,20	7,12	0,36	179,42	9,07	12	2	8	1,0
27	E13-21-2	Фарбування погрунтованих бетонних і поштукатурених поверхонь емаллю ПФ-133, 100м ²	25,20	5,22	2,3	131,54	57,96	12	2	8	1,0

Таблиця 4.2 – Картка-визначник для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт (продовження)

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт, одиниця виміру	Кількість	Витрата за нормою		Всього витрат		робітників в	Число змін за добу	Тривалість робіт	
				труда, люд.-год.	маш.-год.	всього, люд.-год.	всього, маш.-год.			годин	днів
		Зовнішні опоряджувальні роботи									
28	E8-35-2	Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м для інших оздоблювальних робіт, 100м ² вп	26,00	68,73	0	1786,98	0,00	12	2	74	9,3
29	E15-61-3	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін, 100м ²	13,15	132,64	8,53	1744,22	112,17	12	2	77	9,7
29--1	E15-61-3	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін, 100м ²	13,15	132,64	8,53	1744,22	112,17	12	2	77	9,7
30	E12-21-1	Грунтування основ із бетону або розчину під водоізоляційний покрівельний килим, 100м ²	26,30	7,12	0,36	187,26	9,47	12	2	8	1,0
31	E13-21-2	Фарбування погрунтованих бетонних і поштукатурених поверхонь емаллю ПФ-133, 100м ²	26,30	5,22	2,3	137,29	60,49	12	2	8	1,0
32	E31-18-1	Улаштування асфальтового вимощення на щебеневій основі товщиною 20 см, 100м ²	2,28	52,12	2,21	118,83	5,04	4	2	15	1,9

На основі картки-визначника для розрахунку трудомісткості та тривалості робіт при будівництві ангара складаємо лінійний календарний графік (графік Ганта) за допомогою програми Microsoft Project. Даний графік показаний у графічній частині проекту.

4.5 Вибір крану для монтажу конструкцій будівлі

Табл. 4.3 - Відомість монтажних елементів

№ п/п	Марка	Найменування	Кількість, шт	Маса одного елемента, т	Загальна маса, т
1	К1	Колона по осі 1 Висота = 9,3 м	6	0,403	2,418
2	К2	Колона по осі 8 Висота = 10,05 м	6	0,435	2,61
3	К3	Колона по осі 10 Висота = 9,3 м	6	0,403	2,418
4	ЗВ	Вертикальний зв'язок Довжина = 5,05 м	24	0,172	4,128
5	ЗГ	Горизонтальний зв'язок Довжина = 7,4 м	48	0,252	12,096
6	П	Прогони Довжина = 6,0 м	145	0,062	8,99
7	БПк	Балки покриття Довжина = 19,5 м	20	1,69	33,8
8	БПр	Балки перекриття Довжина = 6,0 м	50	0,214	10,7
9	В	Ворота Довжина = 4,96 м	6	3,058	18,348
10	СП	Сендвіч-панелі Довжина = 6,0 м	135	0,228	30,78

Розрахунок необхідних параметрів для крану:

1) Необхідна вантажопідйомність:

$$P_n = P_{ел} + P_c \quad (4.1)$$

де $P_{ел}$ - маса найважчого монтованого елемента, т;

P_c - маса стропуючих і монтажних пристосувань, т.

$$P_{ферми} = 5,4 + 0,05 = 5,45 \text{ т.}$$

2) Необхідна монтажна висота:

$$H_n = H_{оп} + H_{ел} + H_c + H_3 \quad (4.2)$$

де $H_{оп}$ - висота опори монтажного елемента над рівнем стоянки крану, м;

$H_{ел}$ - висота елемента в монтажному положенні, м;

H_c - висота строповки в робочому положенні, м;

H_3 - запас по висоті (не менше 0,5 м).

$$H_{ферми} = 13,43 + 1,7 + 1,5 + 0,5 = 17,13 \text{ м.}$$

3) Необхідний монтажний виліт крюка:

$$L_n = a/2 + b + c \quad (4.3)$$

де a - ширина підкранового шляху, м;

b - відстань від осі рейки до стіни будівлі, м.

c - ширина будівлі.

$$L_n = 4,4/2 + 2 + 36/2 = 22,2 \text{ м.}$$

За знайденими параметрами підбираємо - монтаж будівельних конструкцій та подачу матеріалів виконують самохідним стріловим краном МКГ-40 що має наступні технічні характеристики (основні):

- вантажопідйомністю – до 40 т;
- виліт крюка – 7 - 23 м;
- висота підйому – 12 – 23 м.

Кран прийнято у відповідності до наших потреб по будівництву .

Кран МКГ-40 конструктивно аналогічний крану МКГ-25БР і має уніфіковані збірні одиниці: лебідку основного підйому, лебідку стріли, дизель-станцію, кабінку керування, прилади безпеки. Лебідки основного та допоміжного підйому однакові.

Поліпшені виготовлення ходової і поворотної рам з високоміцних сталей, високоміцні труби для баштово-стрілового обладнання значно поліпшені вантажно-висотні характеристики крана при зниженні його маси майже на 3 т.

Основну стрілу довжиною 15,8 м змінними секціями подовжують 25,8 м. На стрілах може бути встановлений жорсткий гусачок довжиною 6 м для допоміжного підйому. На башти 25,8 м встановлюють маневровий гусачок довжиною 15 м.

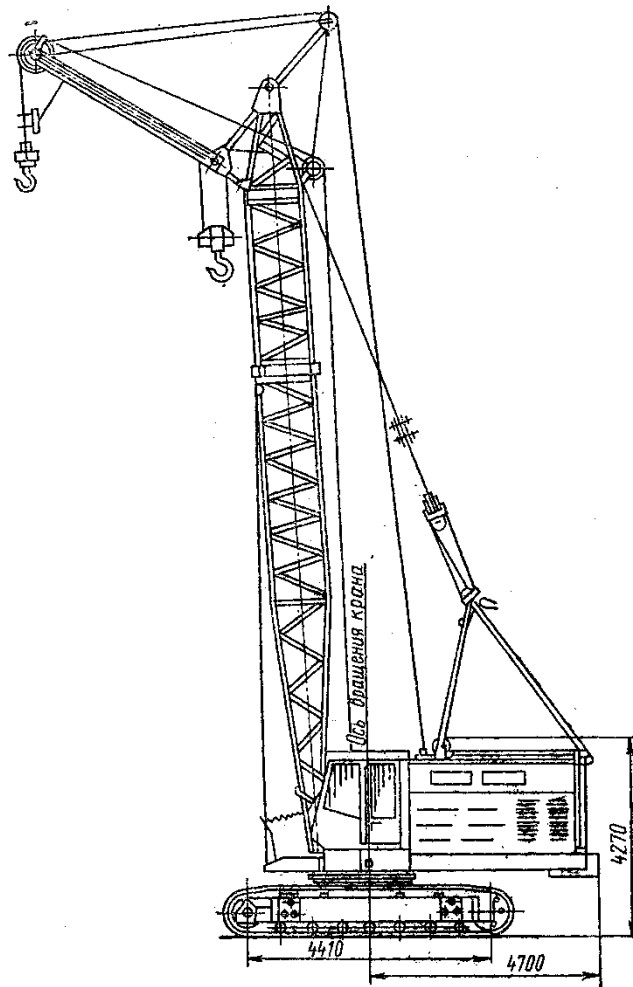


Рисунок 0.0 – Самохідний стріловий кран МКГ-40
МКГ-40 (стріла 25,8 м)

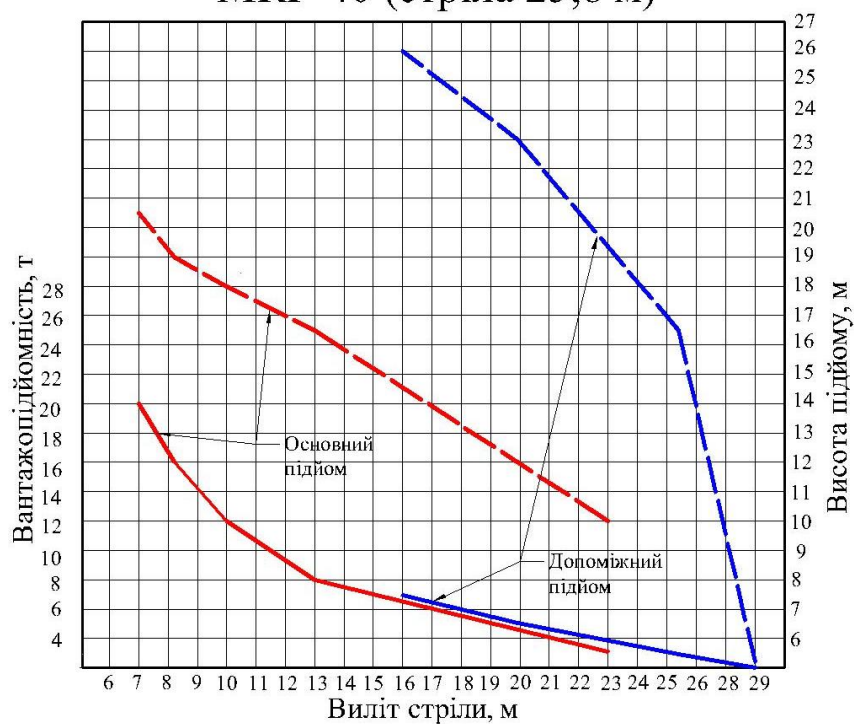


Рисунок 0.0 – Вантажні та висотні характеристики крана МКГ-40 при довжині стріли 25,8 м

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

					НАУ 192 2021			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Поляк Т.М.</i>			Технологія будівництва	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Керівник.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>						
<i>Консульт.</i>		<i>Сагідаєв Ю.М.</i>				ФАБД ЦБ-405		
<i>Н. Контр.</i>		<i>Родченко О.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Лапенко О.І.</i>						

5.1 Технологія основних будівельно-монтажних робіт

В даному дипломному проекті були виконані основні будівельно-монтажні роботи:

- геодезичні;
- підготовчі;
- бетонні та залізобетонні;
- монтажні;
- покрівельні;
- роботи по заповненню віконних та дверних прорізів;
- штукатурні;
- малярні.

Дамо коротку характеристику кожній з робіт.

Будівельні роботи включають різні технологічні процеси, що мають кінцевою на меті реконструкцію існуючих будівель і споруд. Перед початком виробництва робіт по спорудах виконують роботи з підготовки будівельного майданчика.

Геодезичні роботи. В процесі будівництва повинне здійснюватися геодезичне (інструментальне) забезпечення горизонтальної і вертикальної відповідності проектним параметрам частин будівель і інженерних комунікацій.

Після завершення монтажу будівель повинна виконуватися виконавча геодезична зйомка фактичного положення конструкцій в плані і по висоті.

Відхилення фактичних значень не повинне перевищувати нормативних допусків, приведених у відповідних документах СНіП частини 3 «Організація, виробництво і приймання робіт», а також в ГОСТ 21778-81, ГОСТ 21779-82.

Розбивочні знаки слід закріплювати на місцевості установкою стовпів поза розташуванням земляних споруд і колів на місці робіт.

Найважливішою розбивочною лінією є вісь споруди, яка провішується по місцевості за допомогою вішок і закріплюється на місцевості реперами.

Винесені раніше осі будівлі переносять на обноску теодолітом, що встановлюється в точках перетину осей.

Будівельна організація, що виконує роботи, повинна забезпечити збереження всіх разбивочних знаків (реперів, кілочок) протягом всього часу виробництва робіт, а також всіх геодезичних знаків, що закріплюють пункти геодезичної розбивочної основи.

Підготовчі роботи. До складу підготовчих робіт входять:

- уточнення розбиття і відновлення знаків закріплення осей споруди, а також розбиття під тимчасові дороги, трубопроводи і лінії електропередачі з урахуванням необхідної ширини смуги для виробництва робіт;
- розбирання належних зносу будов і їх фундаментів;
- зрізання рослинного шару ґрунту і планування майданчика будівництва;
- улаштування споруд, водовідведень;
- спорудження тимчасових доріг і під'їздів до будівельного майданчика;
- улаштування тимчасових трубопроводів і ліній електропередачі.

Підготовчі роботи повинні проводитися з обов'язковим обліком будівництва подальших черг, що виключить повторні об'єми робіт і поліпшить технологічні умови майданчика.

Бетонні та залізобетонні роботи. Для доставки бетонної суміші, використовуються автобетонозмішувачі СБ-92, місткістю барабана 5 м³. Бетонна суміш подається до місця бетонування за допомогою крана в баддях ємкістю 1,5 м³.

Фундаменти в розбірно-переставній опалубці бетонують без перерви. Ущільнюють бетонну суміш глибинними вібраторами.

При бетонуванні нижню частину опалубки спочатку заповнюють на висоту 10-20 см цементним розчином складу 1:2–1:3 щоб уникнути в цій частині стіни пористого бетону з скупченням крупного заповнювача.

Демонтаж опалубки починають після досягнення бетоном необхідної міцності. Оскільки швидкість тверднення бетону в основному залежить від температури зовнішнього повітря, той час, через який проводиться демонтаж опалубки, встановлюється по СНіП: для фундаменту 70% міцності від нормативної при температурі бетону 20°C досягається при 7 добах з дня бетонування.

Монтажні роботи. Залежно від об'ємів робіт, взаємного розташування об'єктів і дальності доставки із заводів, що виготовляють конструкції можуть складуватися на центральних або приоб'єктних складах.

Приоб'єктні склади влаштовують в тих випадках, коли неможливо вести монтаж безпосередньо з транспортних засобів. Такі склади розташовують в зоні дії монтажного крана.

При доставці елементів з місцевих заводів створюють запас, розрахований на ведення протягом трьох діб інтенсивних монтажних робіт.

Монтаж фахверку складається з встановлення в проектне положення фундаментних балок, на які спираються фахверкові колони, ригелі фахверка (несучі та вітрові).

Вироби складують штабелями на дерев'яні підкладки, розташовані одна над іншою. Довжина підкладок звичайно на 200 мм більше ширини штабелю.

Покрівельні роботи. Покрівля складається із:

- сталюого профільованого настилу марки Н60-782-0,8 (Н60-845-0,8);
- пароізоляції – 1 шар руберойду;
- утеплювача – плит з мінеральної вати товщиною 150 мм;
- трьох шарів покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію.

і монтуються у цій же послідовності по підкровоквним фермам бригадою монтажників-висотників.

Спочатку сталюий профільований настил кріпиться за допомогою саморізів до прогонів покрівлі, на нього укладається шар пароізоляції у вигляді рулону руберойду. Для підтримки заданого температурного режиму у будівлі влаштовують

теплоізоляцію з мінераловатних плит типу «Isover» товщиною 150 мм, закріплені до основи дюбелями грибовидної іорми.

Верхній шар покрівельного пирога – це сучасний покрівельний матеріал ПВХ мембрана.

В даному проекті використовується механічно закріплена система влаштування покрівельних мембран. Полотнища мембрани з ПВХ механічно закріплені до основи за допомогою пластикових телескопічних кріплень, які накладають поверх мембрани і потім захищають спеціальними самоклеючими смугами шириною не менше 120 мм. Система кріплення до основи забезпечує достатній опір на висмикування.

З оцинкованої покрівельної сталі влаштовують окремі елементи крівлі і водостоку: розжолобки, карнизні звиси, примикання до вертикальних поверхонь, ринви і труби, підвіконні зливи і т.д. Товщина листів - 0,5...0,7 мм, розміри - 710x1420 мм.

Деталі сталевих елементів крівлі заготовляють в спеціалізованих майстернях.

Зовнішні водостічні труби, заготовлені у вигляді окремих ланок і деталей, кріплять до стін штирями з рогаками у міру зведення будівлі.

Роботи по заповненню віконних та дверних прорізів. Роботи виконуються після зведення стін будинку. Металопластикові вікна кріплять до прорізу з подальшим задуванням отворів між вікном та стіною монтажною піною. Дверні коробки кріплять до заздалегідь вмонтованих в стіну дерев'яних пробок.

Штукатурні роботи. Внутрішня штукатурка виконується розчином, що подається на робоче місце і наноситься на поверхню стіни за допомогою штукатурної станції СО-114. Застосування цієї установки дозволяє відразу ж наносити шар штукатурки до 2 см, що різко підвищує продуктивність. Штукатурні роботи ведуться після здачі поверхонь під опоряджувальні роботи бригадою мулярів.

Обробку покрівельного шару доводять шліфувальними машинами СО-112, через 20-24 години після того, як він був вирівняний правилами. Укоси виконують шаблонами і правилами. Нанесення розчину ведеться зверху вниз.

Малярні роботи.

Грунтовки - це спеціальні, як правило, рідкі склади, призначені для зменшення пористості і збільшення адгезійної здатності поверхонь, що підлягають фарбуванню, посилення антикорозійних властивостей металевих конструкцій.

Шпатльовочні пасти. Шпатльовка призначена для заповнення пір, раковин, нерівностей і згладжування поверхні під забарвлення і є густою в'язкою масою, що складається з суміші пігментів з наповнювачами в зв'язуючій речовині.

Фарбувальні склади. Залежно від тих, що пов'язують розрізняють вапняні, силікатні, емалеві склади і ін.

Фарбування рекомендується проводити при температурі не нижче +2 °С.

Фарби водоемульсійні для внутрішніх робіт (ГОСТ 28196-89) застосовують в приміщеннях для виконання робіт по дереву, штукатурці, заґрунтованій поверхні металу.

Підготовку поверхонь під фарбування водними складами починають з вирівнювання, в процесі якого на поверхні усувають сліди від тієї, що затерла, окремі нерівності і виступаючі крупинки піску.

Високоякісне клейове фарбування виконують тільки клейовими або казеїновими складами. Поверхні двічі шпатлюють, шліфують і видаляють пил після нанесення кожного шару шпатльовки. Товщина шару повинна бути не більше 1,5 мм. Шпатльовку наносять механізованим способом за допомогою пістолета-розпилювача, механічного шпателя або подвійного пневмоваліка, рідку шпатльовку наносять також механічною щіткою, потім розрівнюють гумовим або повстяним шпателем.

Підготовлену поверхню офарблюють в прийнятий колір. Всі водні фарби наносять на поверхню за допомогою краскопультів, пістолетів-розпилювачів, пневмоваліков з губчатою фактурою, валиків і щіток.

При поліпшеному і високоякісному забарвленні не допускаються різнотонність поверхні в межах однієї площини, виділення на загальному фоні смуг, плям, потьоків, бризок і видимих місць виправлення дефектів, слідів кисті, місцеві викривлення і зафарбовування в сполученнях поверхонь, забарвлені в різні кольори, стирання висохлої клейової фарби з поверхні. Сліди кисті не допускаються також і при простому забарвленні. Бордюри і фризи повинні мати однакову ширину на всьому протязі.

Поверхні, забарвлені губкою або валиком, повинні мати рівномірні фактури і малюнок. Не допускаються пропуски, плями, а також видиме нашарування і стики малюнка.

Улаштування підлоги. Підлоги є важливим елементом внутрішньої обробки та експлуатації будівель. У даній будівлях підлогу встановлюють на ґрунті. До підлог пред'являють ряд конструктивних, експлуатаційних, санітарно-гігієнічних та художньо-естетичних вимог залежно від призначення і характеру приміщення. В даному випадку до підлоги ставлять високі вимоги, а саме:

- гарною хімічною стійкістю,
- прекрасними механічними якостями,
- екологічною чистотою, легкість у прибиранні та обслуговуванні.

При будівництві авіаційних ангарів використовується армована залізобетонна підлога зі спеціальним покриттям, що запобігає подрібнення та руйнування бетону на поверхні, та розподіляє навантаження на ґрунт.

Улаштування підлоги починають з підготовки основи. Ґрунт ущільнюють, встановлюють в опалубку, монтують арматурні сітки, проводять заливку бетонної суміші, вирівнюють її. Роблять технологічну перерву для набирання бетоном необхідної міцності. Розпалублюють конструкцію, бронюють спеціальної сухою сумішшю «топпінгом». Він наповнений міцними частинками кварцу, корунду, металу. Після такої обробки верхній шар бетону погано стирається і не пилить.

Переваги такої технології:

- безпильність,
- висока стійкість до зношування,
- ударостійкість,
- декоративність,
- скорочення термінів будівництва,
- зниження вартості будівництва порівняно з іншими покриттями.

5.2 Способи монтажу металевих конструкцій та стінових панелей

Монтаж будівельних конструкцій – це комплексно-механізований процес зведення будинків, споруд або їх частин із попередньо виготовлених елементів або вузлів. Він складається з транспортних, підготовчих та безпосередньо монтажних процесів і операцій. Їх виконують за допомогою монтажних, такелажних та транспортних засобів.

До транспортних процесів належать навантажування монтажних елементів, їх перевезення, розвантаження та складування або подавання під гак крана.

Підготовчі процеси складаються з укрупнення, зміцнення та попереднього оснащування конструкцій такелажним приладдям, риштуваннями, пристроями для вивірення та тимчасового закріплення, фарбування тощо.

Монтажні процеси (операції) – це оснащення, стропування, захоплення конструкцій, піднімання або переміщення, наведення та установлення їх на опори або заведення їх у стик, вивірення, тимчасове і постійне закріплення

Паралельно з монтажем конструкцій можливе виконання інших супутніх процесів та операцій, які забезпечують підготовку фронту робіт, бетонування стиків, зварювання, установлення болтів, антикорозійний захист, герметизацію тощо.

Монтаж колон. Монтувати сталеві колони можна на збірні або монолітні фундаменти із заздалегідь установленими у них болтами для кріплення колон. Положення колони у плані залежить від того, наскільки правильно розташовані

анкерні болти, точність установлення по висоті – від якості підготовки опорних поверхонь фундаментів.

Процес монтажу колон складається з:

- підготовки фундаментів,
- стропування,
- піднімання,
- наведення на опори або устик,
- установлення, тимчасового закріплення,
- вивірення і
- остаточного закріплення у проектному положенні.

Залежно від характеру опори башмаків колон підготовку фундаментів можна виконувати трьома способами:

- підливанням цементним розчином заздалегідь струганих опорних плит;
- вирівнюванням під проектну позначку поверхні бетонного фундаменту;
- попереднім установленням і вивіренням по кондуктору опорних деталей та подальшим підливанням цементного розчину.

В даному дипломному проекті був використаний 1 спосіб монтажу металевих колон.

За першими двома способами підготовки фундаментів не треба вивіряти колони по висоті – безвивірний монтаж. Потрібно з'єднати тільки риски, які нанесено на фундамент, і опорну частину колони та закріпити її анкерними болтами. Установлення і вивірення опорних плит виконують за допомогою нівеліра і кондуктора. Допустима похибка встановлення плити ± 1 мм. Після підливання вивірених опорних плит цементним розчином і його тужавлення на плити наносять осьові риски, які при установленні колон мають збігтися з рисками на їх башмаках.

Безвивірне установлення колон дає змогу на 30 % зменшити трудомісткість монтажу.

Стропування здійснюють найчастіше за верхній кінець колони, що дає змогу вертикально переміщувати симетричні колони до місця установлення і наведення башмака на анкерні болти. Його виконують штировими, рамковими і замковими

захоплювачами, за допомогою обв'язувального стропа. Попередньо до колони треба приварити спеціальні стропувальні накладки або фасонки. Для тимчасового кріплення багатоярусних сталевих колон до 12 м висотою застосовують кутики-фіксатори, через які пропускають стяжні болти або складальні планки. Скоси на планках забезпечують самонаведення елемента колони. Якщо цього недостатньо, застосовують гвинтові підкоси, за допомогою яких зручно змінювати нахил колон при їх вивірці.

Монтаж балок і ригелів. Перед монтажем підкроквяних балок на місці розкладання перевіряють стан конструкцій, правильність установлення закладних деталей, наявність орієнтирних рисок, а також очищають закладні деталі й опорні частини колон від іржі.

Монтаж балок і ригелів включає операції:

- захоплення,
- піднімання,
- встановлення на опори або заведення устик,
- вивірення і
- закріплення.

Балки захоплюють двовітковими стропами і траверсами за петлі або тросовими захоплювачами.

Для піднімання металевих балок застосовують кліщові захоплювачі. До розстропування перевіряють положення балок по поздовжніх осях і позначки верху полиць, вертикальність стінок, відстань між балками, зміщення встиках.

Металеві балки на опорах закріплюють болтами, заклепками і зварюванням. Для тимчасового закріплення балок, які стикуються на заклепках і болтах, має бути заповнено не менше ніж 40 % отворів, зокрема, 10 % – пробками та 30 % – болтами. Зварні стики тимчасово прихвачують. Кількість, розміри і довжину прихваток, що сприймають монтажні навантаження, визначають розрахунком.

Для монтажу підкранових і підкровоквних балок застосовують, звичайно, самохідні стрілові крани. Для монтажу ригелів застосовують тросові стропи з місцевим або дистанційним розстропуванням.

Після встановлення на консолі колон ригелі не потребують тимчасового закріплення завдяки великій площі опори і незначній їх висоті.

Для монтажу балок і ригелів монтажники використовують навісні, переставні і пересувні риштування. Піднімання на риштування виконують за допомогою навішених на колони монтажних драбин.

Монтаж ферм і балок перекриття і покриття виконують з попереднім розкладанням у прогоні будівлі або з транспортних засобів. Ферми до 24 м довжиною доставляють у цілому вигляді, 30 м і більше – окремими елементами, які укрупнюють на будівельному майданчику на спеціальних стендах. Монтаж ферм і балок допускається тільки після остаточного закріплення всіх розташованих нижче конструкцій.

Підготовка до монтажу ферм і балок полягає у:

- перевірки,
- очищенні закладних деталей,
- нанесенні осьових рисок,
- закріпленні відтяжок, розчалок, розпорок, навісних колисок та іншого монтажного оснащення.

Крім того, металеві ферми для забезпечення потрібної стійкості їх поясів попередньо підсилюють за допомогою брусів або пластин, які закріплюють до поясів з двох боків болтами або хомутами залежно від довжини ферм і балок їх строплять за дві або чотири точки штировими захоплювачами з дистанційним керуванням або “в обхват”. Для запобігання розгойдуванню ферм і балок під час піднімання на опори до нижнього пояса кріплять дві відтяжки або гнучкий маніпулятор, який прикріплюється до кінців траверси і керується кранівником за сигналом монтажника. Ферми і балки після піднімання і орієнтування встановлюють на оголовки консолей вивіряючи їх по рисках розбивних осей. Вертикальність ферм і балок, також тимчасове розкріплення забезпечують установленням розчалок і розпірок.

Металеві ферми монтують по одній або блоками. Під час установаження одинарних ферм монтаж починають із зв'язувальної панелі. Першу ферму розкріплюють чотирма тимчасовими розчалками і після встановлення другої ферми монтують постійні в'язі. Кожну наступну ферму кріплять до раніше встановленої постійними або тимчасовими в'язями. Ферми вивіряють відразу після їх встановлення. Позначки опорних вузлів ферм перевіряють нівеліром, вертикальність ферми – виском, прогин їх з площини – дротом, який натягують між двома кінцями ферми, відстань між верхніми поясами ферм – сталевими стрічками або шаблонами. До встановлення ферм навішують риштування на змонтовані колони і на самі ферми вздовж нижнього пояса. Під час роботи на верхньому поясі використовують навісні колиски. До піднімання ферм на кожній з них закріплюють трос для безпечного переміщення монтажників по нижньому поясу.

Монтаж стінових панелей. Огороджувальні конструкції промислових каркасних будівель – це великі стінові панелі, які можуть бути самонесівними і навісними. Зовнішні стінові панелі каркасних будівель встановлюють після монтажу і остаточного закріплення у проектному положенні всіх конструкцій каркаса. Для організації монтажу зовнішніх стінових панелей одноповерхових промислових будівель стіни ділять на захватки, довжина яких дорівнює одному, двом або кільком крокам колон. Панелі однієї захватки монтують з однієї стоянки крана на всю висоту будівлі. Якщо крок колон 6 м, за захватку беруть дві чарунки, якщо 12 м – одну.

Перед монтажем панелей потрібно виконати підготовчі процеси:

- ґрунтування почищених торців, розташованих нижче панелей холодною мастикою,
- встановлення маяків-підкладок з армованих цементних плиток,
- наклею герметизувальних прокладок і
- розстилання цементного розчину.

Панелі монтують, як правило, з транспортних засобів, при великих обсягах робіт – з попереднім розкладанням. Панелі 6 м довжиною стропують за дві, а 12 м –

за чотири петлі. У проектне положення їх установлюють самохідними кранами. Вивірення і закріплення зварюванням до закладних деталей колон виконують з риштувань – навісних, переставних і рухомих. Найефективніші риштування, які переміщуються у вертикальному і горизонтальному напрямках по башті монтажного крана. На практиці промислового будівництва широко застосовують монтаж огорожувальних стінових конструкцій елементами великого розміру вертикальної розрізки по всій висоті будівлі. Такі панелі укладають горизонтально у спеціальний кондуктор і разом з ним установлюють краном у проектне положення. Після вивірення і закріплення панелі кондуктор знімають. Горизонтальні і вертикальні стики панелей зашпаровують «Пороізолом» і самоклеюною стрічкою «Герлен», з внутрішнього боку розшивають цементно-піщаним розчином. Застосування стінових панелей великого розміру дає змогу зменшити кількість монтажних елементів у 3–6 разів, довжину стиків між панелями – у 4 рази, витрати сталі на 10–18 %. Після остаточного вивірення панелей їх закріплюють у проектному положенні зварюванням закладних деталей, арматурних випусків або іншими кріпленнями. Металеві елементи захищають від корозії, стики між панелями заповнюють бетоном. Горизонтальні і вертикальні шви між панелями розшивають цементним розчином або спеціальними мастиками.

5.3 Контроль якості при виконанні монтажних робіт

Якість будівель і споруд залежить від рівня якості проектних рішень, будівельних матеріалів та виробів, виконання будівельно-монтажних робіт.

При перевірці якості будівельно-монтажних робіт розрізняють декілька видів контролю:

- вхідний,
- операційний,
- інспекційний та
- приймальний.

У разі необхідності у вхідному, операційному й інспекційному контролі повинні брати участь працівники будівельної лабораторії (лабораторний контроль), у операційному та інспекційному – геодезичні служби (геодезичний контроль).

Контроль якості будівельно-монтажних робіт необхідно проводити:

- при виконанні їх бригадами – вхідний, операційний і приймальний контроль при здаванні робіт бригадою;
- при прийманні прихованих робіт і закінчених конструктивних частин (елементів) об'єкта – інспекційний та приймальний контроль.

Вхідний контроль – це перевірка відповідності будівельних матеріалів, виробів і конструкцій, також проектно-кошторисної та технологічної документації вимогам стандартів, будівельних норм, технічних умов. Критерієм оцінки вхідного контролю необхідно вважати відсутність дефектів матеріалів, що використовуються при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Операційному контролю повинен передувати самоконтроль, під час якого перевірка виконання якості робіт здійснюється робітниками, ланковими, бригадирами. Метою контролю є визначення безпосередньо виконавцем відповідності виконаних ним робіт установленим вимогам для забезпечення бездефектної роботи. Критерієм оцінки здійснення самоконтролю необхідно вважати відсутність дефектів при операційному контролі якості будівельно-монтажних робіт.

Основним видом контролю, що має за мету виправити допущені дефекти до початку подальшої операції, а також попередити дефекти усуненням причин, що їх зумовлюють, є операційний контроль. Його проводять виконавці робіт і майстри, а в окремих випадках, що обумовлені в схемах операційного контролю якості (СОКЯ), залучаються робітники лабораторій та геодезичних служб.

Метою операційного контролю є перевірка технологічного процесу виконання будівельно-монтажних робіт після завершення виробничих операцій.

Метою лабораторного контролю є:

- перевірка якості та випробування будівельних матеріалів, виробів, конструкцій;
- перевірка якості виконання будівельно-монтажних робіт;

- перевірка дотримання правил транспортування, складування й зберігання;
- перевірка дозування.

Геодезичний контроль здійснюється робітниками геодезичних служб відповідно до вимог СНиП III–2–75. На етапі розбивочних робіт контролюється положення геодезичних розбивочних осей. У ході виконання будівельно-монтажних робіт виконується геодезична перевірка точності положення конструкцій та елементів у плані та за висотою. Після закінчення будівельно-монтажних робіт геодезична служба робить виконавчу геодезичну зйомку фактичного положення конструкцій, комунікацій, будов і споруд. Стежить за виконанням геодезичного контролю геодезист. Критерієм оцінки ефективності геодезичного контролю є відповідність проектів й нормам геометричних параметрів і конструкцій у плані та за висотою.

При здійсненні контролю необхідно користуватися нівелірами (ГОСТ 10528–90), теодолітами (ГОСТ 10529–86), металевими рулетками (ГОСТ 7502–89), металевими лінійками (ГОСТ 427–75), ватерпасами (ГОСТ 9416–90), штангенглибиномірами (ГОСТ 162–90), штангенциркулями (ГОСТ 166–89), щупами (ГОСТ 882–75), термометрами.

6. ОХОРОНА ПРАЦІ

					НАУ 192 2021			
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Охорона праці	Літ.	Арк.	Аркушів
Розроб.		Поляк Т.М.						
Керівник.		Сагідаєв Ю.М.						
Консульт.		Сагідаєв Ю.М.						
Н. Контр.		Родченко О.В.						
Затверд.		Лапенко О.І.			ФАБД ЦБ-405			

6.1 Аналіз небезпечних і шкідливих факторів, що виникають на будівельному майданчику

Шкідливі виробничі фактори — це фактори середовища і трудового процесу, що можуть спричинити професійну патологію, тимчасове або стійке зниження працездатності, підвищити частоту захворювань, призвести до порушення здоров'я потомства.

Під виробничими шкідливостями розуміють умови виробничого середовища, трудового та виробничого процесів, які за нераціональної організації праці впливають на стан здоров'я працівників та їх працездатність.

Шкідливі виробничі фактори за характером впливу поділяються на:

- фізичні (температура, вологість, швидкість руху повітря, вібрація, шум нетоксичний пил, газ, пара, різні види випромінювань, освітленість),
- хімічні (токсичні речовини, пил, пара, газ),
- біологічні (мікроорганізми, бактерії, інфекції) та
- психологічні (фізичні та нервовопсихічні перевантаження, монотонність праці, емоційне перевантаження).

Наслідком дії виробничих шкідливостей можуть бути:

- професійні захворювання;
- посилення захворювання, яке вже має працівник та зниження опірності його організму відносно зовнішніх чинників, що зумовлюють підвищення загальної захворюваності;
- зниження працездатності та продуктивності праці.

В дипломному проекті розглядається будівництво ангара для літаків. При будівництві даного об'єкту будуть виконуватися наступні види робіт:

- бетонні,
- вантажно-розвантажувальні,
- монтажні,
- зварювальні,
- оздоблювані та
- інші.

При виконанні даних робіт можливі наступні небезпечні і шкідливі виробничі фактори:

- механічні сили (робота на висоті, падіння конструкцій, інструментів і матеріалів, наїзд і т.д.),
- підвищення рівня шуму і вібрації,
- загазованість і запиленість повітря робочої зони,
- можливість ураження електричним струмом,
- несприятливі метеорологічні умови,
- недостатність виробничого освітлення.

Дія механічної сили проявляється при проведенні робіт, пов'язаних з будівництвом даної будівлі, а також в небезпечних зонах роботи кранів та будівельних машин.

Загазованість і запиленість повітря робочої зони на досліджуваному об'єкті утворюється при виконанні електрозварювальних, газополумєневих, ізоляційних, малярних робіт, а також при роботі двигунів внутрішнього згоряння.

Основна частина робіт проводиться зовні, тому необхідно враховувати несприятливі метеорологічні умови.

При виробництві монтажних робіт можливе падіння конструкцій, робітників з лісів, виникнення травм через відсутність засобів індивідуального захисту.

При зварювальних роботах існує небезпека ураження електричним струмом і отруєння шкідливими газами, можливість займання горючих матеріалів, отримання опіків шкірного покриву і поразки рогівки ока ультрафіолетовим випромінюванням.

При покрівельних роботах, при виконанні робіт по ґрунтовій поверхні, при наклеюванні гідроізоляційного килима можливі опіки при неправильному використанні засобів індивідуального захисту.

При виробництві оздоблювальних робіт існує небезпека отруєння шкідливими газами і парами фарб.

При використанні газозварювального обладнання необхідно не допускати попадання масла на балон з киснем.

Загальні для всіх робіт - недотримання правил охорони праці, а також правил експлуатації будівельних машин.

Для поліпшення умов праці необхідно провести заходи з охорони праці.

6.2 Охорона праці при бетонних і опалубочних роботах

При виконанні бетонних робіт на працівника можуть впливати такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори, пов'язані з характером роботи:

- розташування робочого місця поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- гострі кромки, кути, стирчать штирі;
- вібрація;
- рухомі машини, механізми та їх частини;
- підвищена напруга в електричному ланцюзі, при замиканні якій струм може пройти через тіло людини;
- мимовільне обвалення конструкцій і падіння матеріалів.

Для захисту від механічних впливів, води, луги бетонщики зобов'язані використовувати надаються роботодавцями безкоштовно штани брезентові, куртки бавовняні або брезентові чоботи гумові або черевики шкіряні, рукавиці комбіновані; для зимового періоду - костюми на утеплювальній прокладці та валянки. На території будмайданчика бетонщики повинні носити захисні каски. Крім цього, залежно від умов роботи бетонщики зобов'язані використовувати чергові засоби індивідуального захисту. У процесі повсякденної діяльності бетонщики повинні: застосовувати в процесі роботи засоби малої механізації, машини та механізми за призначенням, у відповідності з інструкціями заводів-виготовлювачів; підтримувати порядок на робочих місцях, очищати їх від сміття, снігу, льоду, не допускати порушень правил складування матеріалів і конструкцій; бути уважним під час роботи і не допускати порушень вимог безпеки праці.

Після отримання завдання в бригадира або керівника робіт бетонщики зобов'язані:

- при необхідності підготувати засоби індивідуального захисту та перевірити їх справність;
- перевірити робоче місце і підходи до нього;
- підібрати технологічне оснащення, інструмент, необхідні при виконанні роботи, і перевірити їх відповідність вимогам безпеки;
- перевірити цілісність опалубки і підтримуючих лісів.

При безперервному технологічному процесі бетонщики здійснюють перевірку справності обладнання і оснастки під час прийому і передачі зміни.

Бетонщики не повинні приступати до виконання робіт:

- при пошкодженні цілісності або втрати стійкості опалубки і підтримуючих лісів;
- відсутність огороження робочого місця;
- несправності технологічного оснащення та інструменту, при яких не допускається їх застосування;
- несвоєчасність проведення чергових випробувань або закінчення терміну експлуатації засобів захисту;
- недостатній освітленості робочих місць і підходів до них.

Вимоги безпеки під час роботи включають:

- заборона на розміщення на опалубці обладнання і матеріалів, не передбачених проектом виробництва робіт;
- дозвіл переходу бетонників з одного робочого місця на інше лише з використанням обладнаних систем доступу (драбин, трапів, містків), по укладеній арматурі пересуватися слід тільки по спеціальних містках;
- огорожу по всьому периметру опалубки перекриттів при знаходженні бетонників на елементах будівельних конструкцій, утримуваних краном;
- необхідність закриття всіх отворів в підлозі опалубки;
- необхідність влаштування додаткових кріплень (расчалок, розпірок тощо) для запобігання обвалення опалубки від дії динамічних навантажень (бетону, вітру тощо).

При доставці бетону автосамоскидами необхідно дотримуватися такі вимоги:

- під час руху автосамоскида бетонщики повинні перебувати на узбіччі дороги в полі зору водія;
- розвантаження автосамосвала слід проводити тільки при повній його зупинці і піднятому кузові;
- піднятий кузов слід очищати від налиплих шматків бетону совковою лопатою або скребком з довгою ручкою, стоячи на землі.

При роботі змішувальних машин слід дотримувати наступні вимоги:

- очищення прямиків завантажувальних ковшів допускається тільки після надійного закріплення ковша у піднятому положенні;
- очищення барабанів і корит змішувальних машин дозволяється тільки після зупинки двигуна і зняття напруги з вивішуванням на рубильнику плаката "Не включати - працюють люди!".

При розвантаженні бетонозмішувачів бетонщикам забороняється прискорювати розвантаження лопатами та іншими ручними інструментами. Строповка бункера (бадді) повинна здійснюватися бетонником, які мають посвідчення стропальника. При подачі бетонної суміші конвеєром необхідно стежити за стійкістю конвеєра, а також справністю захисних огорожень і настилів, встановлених у місцях проходів. Очищати ролики і стрічку від бетону, а також натягувати і закріплювати стрічку слід тільки при вимкненому електродвигуні і встановленому на пускачі плакаті "Не включати - працюють люди!".

6.3 Охорона праці при монтажних роботах

Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою. Робітники, які виконують монтажні роботи, повинні пройти медичний огляд, спеціальну підготовку, здати іспит і отримати посвідчення на право виконання робіт. Вантажопідйомні машини і такелажні пристосування до початку роботи і в процесі експлуатації повинні проходити технічний огляд у відповідності з вимогами Держтехнагляду. Огляд вантажопідймальних машин і механізмів проводять щомісяця. Траверси оглядають не рідше одного разу в 6 міс, кльоші -

через 1 міс, стропи - кожні 10 днів. Зовнішній огляд сталевих канатів слід виробляти щоденно, керуючись нормами вибракування зношених канатів. Такелажні пристосування при огляді випробовують навантаженням, що на 25% перевищує розрахункову вантажопідйомність. Дату випробувань і вантажопідйомність вказують на бирках, які прикріплюються до захватним пристосуванням. Крани слід встановлювати у відповідності з проектом виробництва робіт, при цьому необхідно забезпечити безпечні відстані кранів від ліній електропередачі, укосів котлованів, габаритів будівель і споруд.

Лісу і підмости повинні мати огороження на рівні робочого місця висотою не менше 1 м. На монтажних роботах використовують типові інвентарні лісу і підмости. Ліси і підйомні колиски повинні мати паспорта підприємства-виробника.

Монтаж конструкцій виробляють відповідно до ППР. У ньому повинні бути передбачені основні заходи щодо виконання вимог безпеки. Строповку конструкцій виробляють стропами або спеціальними вантажозахоплювальними пристроями за схемами, передбачених технологічною картою, із застосуванням напівавтоматичних пристроїв для расстроповки з землі. При вільному монтажі підняті елементи необхідно утримувати від розгойдування відтяжками. Конструкції, що не володіють достатньою жорсткістю, треба посилювати згідно з проектом. Расстроповку монтованих елементів виробляють тільки після надійного їх закріплення. До остаточного закріплення повинна бути забезпечена їх стійкість з допомогою тимчасових зв'язків, расчалок, кондукторів і т. п.

Заборонено суміщати монтажні роботи на одній захватці по вертикалі з іншими роботами в нижніх поверхах при висоті будівлі не менше п'яти поверхів. Поєднувати ці роботи можна тільки у виняткових випадках.

Монтажники повинні перебувати поза контуру встановлюються конструкцій з боку, протилежного їх подачі. Складальні операції на висоті здійснюють зі спеціальних помостів або колісок. Монтажники-верхолази повинні мати спеціальний одяг, неслизьке взуття і запобіжні пояси. Для переходу від однієї конструкції до іншої повинні бути передбачені сходи, перехідні містки і трапи.

Майданчик, на якій виробляють монтаж, є небезпечною зоною, і перебувати на ній заборонено. Кордон небезпечної зони визначають коло, окресленої радіусом,

рівним вильоту стріли гака крана, плюс 7-10 м від контуру вантажу, що піднімається (на відстань 7 м може відлетіти вантаж при підйомі його на висоту до 20 м і 10 м - при підйомі на висоту до 100 м).

Керувати підйомом конструкцій повинен тільки один чоловік - бригадир монтажної бригади або ланковий. Команду "Стоп!" може подати кожен робітник, який помітив небезпеку.

Монтажні роботи заборонено проводити при вітрі силою 6 балів (10-12 м/с) і більше на висоті у відкритих місцях, при ожеледиці, сильному снігопаді і дощ. При використанні баштових кранів останні повинні бути ретельно закріплені. Перед початком монтажних робіт систематично оглядають застосовуються канати та стропи. Канати, що мають обірвані дроти на один крок звивання в кількості більше 10% при хрестовій і 5% при односторонній сукання, повинні бути вилучені з ужитку. Всі захватні пристосування до початку використання відчують і постачають бірками із зазначенням допустимої вантажопідйомності. Результати випробувань реєструють у спеціальних журналах. Перед підйомом елементів монтажник зобов'язаний уважно оглянути стан монтажних петель, захватних засобів, правильність стропування. Не дозволяється відривати краном вантажі, примерзлі до землі, засипані ґрунтом, захаращені іншими елементами. При монтажі конструкцій підходити до них і починати встановлення в проектне положення можна тільки після того, як елемент опущений на відстань не більше 30 см від місця установки. Під час перерв у роботі забороняється залишати вантаж, що висить на гаку крана.

Найбільш небезпечними є роботи на висоті. Верхолазними вважають роботи, які виконують на висоті більше 5 м від поверхні ґрунту або робочого настилу. Працюють на висоті монтажники повинні користуватися касками, запобіжними поясами, нековзною взуттям. Карабіни запобіжних поясів пристібають до стійких елементів або спеціально натягнутих канатах. Всі монтажні роботи на висоті виконують з помосту, розрахованих на навантаження від людей, інструментів і допоміжних матеріалів.

Список використаної літератури

1. ДБН А.2.2-3-2004 Склад, порядок розроблення , погодження та затвердження проектної документації. – К.: ДержкомбудархУкраїни, 2004.
2. ДБН А.3.1–5–96. Організація будівельного виробництва. – К.: Держкоммістбуд України, 1996.
3. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ, 2012.
4. ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 59 с.
5. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. - Київ, 2009.
6. ДБН В.2.2-15-2005 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
7. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. - К. Мін. буд. України, 2006. - 65 с.
8. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 97 с.
9. ДБН Д.1.1.1-2000. Правила визначення вартості будівництва. - К: Мінбуд України, 2000 – 136 с.
10. ДБН Д.2.2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи /РЕКН/. – Київ: Держбуд України, 2000.
11. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів (РКНЕМ). – Київ: Держбуд України, 2000.
12. ДСТУ Б.А. 2.4-2-95 Умовні графічні позначки елементів генплану та споруд транспорту – Київ: Держбуд України, 2000.
13. ДСТУ Б.А. 2.4-4-95 Основні вимоги до робочої документації – Київ: Держбуд України, 1999.
14. ДСТУ Б.А. 2.4-6-95 Правила виконання робочих креслень генпланів підприємств та житлових і громадських об'єктів.
15. ДСТУ Б.А. 2.4-7-95 Правила оформлення архітектурно-будівельних креслень.

- 16.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 15 с.
- 17.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. - 118 с.
- 18.СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования – М.: Госстрой СССР, 1985.
- 19.СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования / Госстрой СССР,- М.: Стройиздат, 1985.- 40 с.
- 20.СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: “Стройиздат”, 1985.
- 21.СНиП 3.02.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. – М.: Госстрой СССР. 1988.
- 22.Пособие по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ (ДБН А.3.1.5-96 «Организация строительного производства». Часть 1 и 2. АП НИИСП.-Киев, 1997.
- 23.Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов с предварительным напряжением арматуры (СНиП 2.03.01-84.-М.: “Стройиздат”, 1986).
- 24.Архитектура гражданских и промышленных зданий. Том V Промышленные здания. – М.: Стройиздат, 1985.
- 25.Орловский Б, Я., Орловский Я. Б. Архитектура гражданских и промышленных зданий. Промышленные здания. - М.: Высш. шк., 1991. - 304 с.
- 26.Шерешевский И. А., Конструирование промышленных зданий и сооружений. - Л.: Стройиздат, 1979. - 168 с.
- 27.Комар А. Г. Строительные материалы и изделия. - Высш. шк., 1988. - 527 с.
- 28.Байков В.Н.,Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции - М.: “Стройиздат”, 1985.
- 29.Голышев А.Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие /Под ред. А.Б. Голышева. - К.: Будивельник, 1990. - 544 с.
- 30.Цай Т.Н. Стоительные конструкции: В 2 т.- М.:Стойиздат.1984 - 1985.

- 31.Клименко Ф. Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції. – Львів: Видавництво «Світ», 1994.
- 32.Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. Издание 2-е. – М.: Стройиздат, 1991.
- 33.Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Под ред. Беленя Е.И., 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
- 34.Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - Москва Стройиздат, 1981.
- 35.Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий.— 2-е изд., перераб. и доп.— М.: Стройиздат, 1988.—287 с.
- 36.Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика (под редакцией Е.А. Сорочана).- Москва, 1985.
- 37.Основания и фундаменты: Справочник /Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Госькова; Под ред. Г. И. Швецова. — М.: Высш. шк., 1991. — 383 с.
- 38.Аленичева Е. В. Организация строительства поточным методом. Тамбов, 2004.
- 39.Болотин С. А., Вихров А. Н. Организация строительного производства. - М. 2007.
- 40.Дикман Д. Т. Организация строительного производства. - М.: АВС, 2003.
- 41.Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М. Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького: Підручник. Кондор, 2007.
- 42.Сетевые модели в управлении. Сборник статей (под ред. Д.А. Новикова, О.П. Кузнецова, М.В. Губко). – М.: Эгвес. 2011.
- 43.Цай Т. Н. Организация строительного производства. М. 1999 г. – 432 с.
- 44.Гуденко В. М. Технологія будівельного виробництва. Навчальний посібник. К.: Аграрна освіта, 2010 - 481 с.
- 45.Евдикимов В. А. Монтаж конструкций гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий. Стройиздат, 1984.
- 46.Строительные краны: Справочник /В. П. Станевский, В. Г Моисеенко, Н. П. Колесник, В. В. Кожушко; Под общ. ред. канд. техн. наук В. П. Станевского. – К.: Будівельник, 1984 – 240 с.

- 47.Технологія будівельного виробництва: Підручник /В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. –К.: Вища шк., 2002.– 430 с.
- 48.Технология строительного производства: Учебник для вузов /С. С. Атаев, З. Н. Данилов Б. В. - Прыкин и др. —М.: Стройиздат, 1984, —559 с, ил.
- 49.Економіка будівництва: Навч. посібник /За ред. О.С. Іванілова.-Харків.: Вид-во «Вища школа», 2001 - 584 с.
- 50.Экономика строительства: учебник /Под общей ред. И.С. Степанова. — 3-е изд., доп. и перераб. — М.: Высшее образование, 2009. - 620 с.
- 51.Экономика строительства /Ю. Ф. Симионов и др.; Под ред. Ю. Ф. Симионова. — Ростов на Дону : Феникс, 2009. — 378 с.
- 52.Долин П. А. Справочник по технике безопасности. — М.: Энергоатомиздат, 1985. — 824 с.
- 53.Золотницкий Н. Д., Пчелинцев В. А. Охрана труда в строительстве: Учебник для вузов /Под ред. Н.Д. Золотницкого - М.: Высш. шк., 1978. - 408 с.
- 54.Крикунов Г. Н., Резниченко П. Т. Охрана труда в строительстве: Учеб. пособие для вузов. - Киев: Высш. шк., 1987. - 240 с.
- 55.Орлов Г. Г. Охрана труда в строительстве: Учеб. для строит, специальностей вузов. - М.: Высш. шк., 1984. - 343 с.
- 56.Охрана труда: Учебник для вузов / Б. А. Князевский, П.А. Долин и др.; под ред. Б.А. Князевского. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Высш.шк., 1982. — 311 с.
- 57.Бойченко С. В., Іванова Т. В., Іванченко О. В., Слободян О. П. Положення про дипломні роботи (проекти) випускників Національного Авіаційного Університету. – Київ, 2017 – 87 с.