

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Гурик О. Я., к.т.н., доцент кафедри МТ		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Окіпний І. Б., к.т.н., завідувач кафедри МТ		
Нормоконтроль	Мещерякова О. М., старший викладач кафедри БМ		
Розрахунково-конструктивний розділ	Ясній В. П., д.т.н., завідувач кафедри БМ		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Гарагуц В. С.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Колісник М. Б.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Характеристика району будівництва	9
1.2 Коротка характеристика об'єкта	9
1.3 Об'ємно-планувальні рішення.....	10
1.4 Архітектурні рішення щодо оформлення фасадів та внутрішньої оздоблення	12
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	14
2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі	14
2.2 Розрахунок балки перекриття БЗ.....	18
2.3 Розрахунок і проектування з'єднання балки з ригелем	24
2.4 Розрахунок прогону П1	25
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ.....	31
3.1 Вихідні дані.....	31
3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	31
3.3 Розрахунок фундаменту Фм2.....	33
3.3.1 Визначення глибини закладення фундаменту	33
3.3.2 Визначення навантажень, що діють на фундамент Фм2 та основу.....	34
3.3.3 Визначення розмірів підшви фундаменту Фм2	35
3.3.4 Визначення розрахункового опору ґрунту фундаменту	35
3.3.5 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями.....	36
3.3.6 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування.....	39
3.3.7 Проектування стовпчастого фундаменту Фм2	39
3.4 Розрахунок фундаменту Фм3.....	43
3.4.1 Визначення глибини закладення фундаменту	43
3.4.2 Визначення розмірів підшви фундаменту Фм3	43
3.4.3 Визначення розрахункового опору ґрунту фундаменту	43

	4
3.4.4 Перевірка умов розрахунку фундаменту за деформаціями.....	44
3.4.5 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування.....	46
3.4.6 Проектування стовпчастого фундаменту ФмЗ	47
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	50
4.1 Техніка безпеки та охорона праці.....	50
4.2 Заходи з охорони праці та техніки безпеки	53
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	58
БІБЛІОГРАФІЯ.....	61

ВСТУП

Кваліфікаційна робота присвячена розробленню проєктних рішень цеху переробки розчинів, розташованого на південь від м. Павлоград. За своїм призначенням об'єкт належить до промислових будівель із вираженою технологічною структурою, де архітектурно-планувальні та конструктивні рішення безпосередньо залежать від складу виробничого обладнання, висотних параметрів приміщень, умов кранового обслуговування, вимог до безпечної експлуатації та роботи несучого каркаса.

Актуальність теми визначається необхідністю проєктування виробничої будівлі, здатної забезпечити стабільне функціонування технологічного процесу, розміщення основного та допоміжного обладнання, організацію виробничих, санітарно-побутових і офісних приміщень, а також надійну роботу конструкцій в умовах дії постійних, тимчасових, кліматичних і сейсмічних навантажень. Для таких об'єктів особливе значення мають компактність планувальної структури, просторове компонування різновисотних об'ємів, жорсткість каркаса, довговічність сталевих елементів і правильне проєктування фундаментів.

Об'єктом проєктування є цех переробки розчинів з основним виробничим об'ємом та прибудованими приміщеннями. Будівля має складну просторову структуру: основний цех прийнятий одноповерховим, а допоміжні приміщення згруповані в прибудовах, що формують різновисотний об'єм. Найвищою частиною є технологічна зона основного виробництва, параметри якої визначаються розміщенням обладнання, потребою в крановому обслуговуванні та висотою до несучих конструкцій.

Архітектурно-планувальна схема будівлі підпорядкована технологічній логіці виробництва. Основний виробничий об'єм має горизонтально витягнуті фасади, а прибудовані частини використовуються для розміщення допоміжних, санітарно-побутових та офісних приміщень. Таке компонування дозволяє відокремити основні технологічні процеси від обслуговувальних функцій, зберегти компактність забудови та забезпечити зручну експлуатацію будівлі.

Конструктивно основний об'єм цеху запроєктовано зі сталевим каркасом. Каркас поділено на температурні та сейсмічні блоки. Поперечна стійкість забезпечується жорстким защемленням колон у фундаментах, а поздовжня — системою вертикальних і горизонтальних зв'язків по колонах і покриттю. У покритті застосовано ферми, ригелі, прогони та зв'язкові елементи, які забезпечують спільну роботу каркаса і просторову незмінність будівлі. Для сприйняття сейсмічних впливів і навантажень від гальмування підвісних кранів передбачено зв'язкові ферми та спеціальні елементи жорсткості.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень цеху переробки розчинів з урахуванням технологічного призначення будівлі, кліматичних і сейсмічних умов району будівництва, роботи сталевих каркаса, навантажень на перекриття і покриття, а також вимог охорони праці та безпечної експлуатації.

Для досягнення поставленої мети у роботі виконано такі завдання:

1. Охарактеризовано район будівництва, кліматичні та метеорологічні умови, снігові й вітрові впливи, температурний режим, зону вологості та сейсмічність майданчика.

2. Наведено коротку характеристику об'єкта, зокрема ступінь вогнестійкості, наявність постійних робочих місць, основні об'ємно-планувальні показники, типи огорожувальних конструкцій, покрівлі, підлог, дверей, воріт і внутрішнього оздоблення.

3. Розроблено об'ємно-планувальні рішення цеху з урахуванням технологічної структури, розміщення основного виробництва, допоміжних приміщень, санітарно-побутових та офісних зон.

4. Обґрунтовано архітектурні рішення фасадів і внутрішнього оздоблення. Для фасадів прийнято вертикальні сендвіч-панелі, стриману кольорову схему та виділення основного технологічного об'єму. Внутрішнє оздоблення прийнято з урахуванням умов експлуатації, безпеки персоналу, санітарних вимог і зручності орієнтації в приміщеннях.

5. Прийнято конструктивну схему сталевих каркаса основного об'єму будівлі з урахуванням прольотів, кроку несучих конструкцій, висотних відміток, підвісного транспорту, температурного поділу та сейсмічних вимог.

6. Розглянуто систему забезпечення просторової жорсткості будівлі: жорстке кріплення колон до фундаментів, вертикальні зв'язки між колонами, зв'язки покриття, розпірки та зв'язкові ферми.

7. Виконано розрахунок балки перекриття БЗ. У розрахунку враховано постійні навантаження від підлоги, монолітного залізобетонного перекриття, профільованого настилу та власної ваги балки, визначено розрахункові зусилля, виконано перевірки міцності та жорсткості й остаточно прийнято необхідний переріз.

8. Проведено розрахунок і проєктування вузла з'єднання балки з ригелем. Для кріплення прийнято болти нормальної точності з перевіркою роботи з'єднання на зріз і зминання.

9. Виконано розрахунок покрівельного прогону П1. У розрахунку враховано навантаження від покрівельного килима, утеплювача, пароізоляції, профільованого настилу, блискавкозахисної сітки, власної ваги прогону та снігового навантаження. За результатами перевірок підібрано остаточний переріз прогону.

10. Розроблено розділ фундаментів, у якому оцінено інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, визначено фізико-механічні характеристики ґрунтів, виконано розрахунок стовпчастих фундаментів Фм2 і Фм3, перевірено тиск під подошвою та осідання основи методом шарового підсумовування.

11. Розглянуто заходи з безпеки життєдіяльності та охорони праці, спрямовані на забезпечення безпечної організації будівельних робіт, експлуатації машин і механізмів, роботи персоналу та дотримання вимог виробничої безпеки.

Методи виконання роботи включають аналіз вихідних даних, обґрунтування архітектурно-планувальних і конструктивних рішень, збір навантажень, статичний і конструктивний розрахунок сталевих елементів, перевірку болтового з'єднання, розрахунок прогону покриття, оцінку ґрунтових умов, проєктування стовпчастих фундаментів та перевірку основи за деформаціями.

Практичне значення роботи полягає в розробленні технічно обґрунтованого проєктного рішення промислової будівлі цеху переробки розчинів. Прийняті рішення забезпечують відповідність будівлі технологічному процесу, достатню просторову жорсткість сталевих каркасів, працездатність балок і прогонів, надійність фундаментів, захист конструкцій від корозії та вогневого впливу, а також безпечні умови будівництва й експлуатації.

Ключові слова: цех, промислова будівля, сталевий каркас, сейсмічні впливи, сендвіч-панелі, балка перекриття, покрівельний прогін, стовпчастий фундамент.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Характеристика району будівництва

Район будівництва — на південь від м. Павлоград.

Клімат району помірний. Кліматичні та метеорологічні умови:

Кліматичний район будівництва [5] — I;

Розрахункове значення ваги снігового покриву [2] — $80,0 \text{ кгс/м}^2$ (I сніговий район);

Нормативне значення тиску вітру [2] — $30,0 \text{ кгс/м}^2$ (II вітровий район);

Розрахункова температура зовнішнього повітря найхолоднішої доби, з забезпеченістю 0,98 [5] - «мінус» 27°C ;

Розрахункова температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки, з забезпеченістю 0,98 - «мінус» 23°C ;

Абсолютна мінімальна температура зовнішнього повітря - «мінус» 33°C ;

Зона вологості [6,] - 1 (суха).

Район будівництва приурочений до сейсмічно активної зони. Сейсмічна активність майданчика будівництва становить за картою А — 6 балів, за картою В — 6 балів, за картою С — 6 балів.

1.2 Коротка характеристика об'єкта

Ступінь вогнестійкості будівлі — II.

У споруді передбачаються постійні робочі місця.

Об'ємно-планувальні показники:

Площа забудови — $2867,0 \text{ м}^2$;

Загальна площа будівлі - $3394,0 \text{ м}^2$;

Будівельний об'єм — $49827,70 \text{ м}^3$.

Стіни будівлі виконані з сендвіч-панелей з мінераловатним утеплювачем і зовнішніми профлистами, цоколь із залізобетону з утепленням і облицюванням, стіни прибудованих приміщень мають аналогічне рішення.

Покрівля — скатна, рулонна (ПВХ-мембрана) із зовнішнім і внутрішнім водостоком.

Заповнення віконних прорізів. Прорізи заповнюються металопластиковими віконними блоками з двокамерними склопакетами.

Двері — металопластикові, сталеві, протипожежні — сталеві, сертифіковані.

Ворота — металеві розпашні з хвірткою, підйомні всередині цеху.

Підлоги - бетонні, цементно-бетонні, керамограніт, керамічні.

Внутрішнє оздоблення - фарбування емалевими або водоемульсійними фарбами, облицювання керамічною плиткою та хімічний захист.

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

Будівля цеху переробки розчинів являє собою зчленований ярусний об'єм, що включає технологічні приміщення та прилеглі до них допоміжні приміщення виробничого, санітарно-побутового та офісного призначення. Найвищими є технологічні приміщення основного виробництва, які й визначають архітектурну просторову структуру об'єкта. Значний вплив на компонування об'єкта має наявність спеціальних вимог виробництва, зумовлених специфікою, включаючи режимність низки ділянок, що визначається кінцевим продуктом технології.

Іншим фактором, що визначає архітектурно-просторову компоновку об'єкта, є наявність обладнання та кранове обслуговування як у процесі виробництва, так і для ремонтних потреб, що зумовлює висотні характеристики безпосередньо самих конструкцій та ширину прольотів, у яких це обладнання розташоване. Зазначене вище визначає загальний характер об'єму об'єкта як складове ціле різновисоких об'ємів, кожен з яких пов'язаний з іншими технологічним процесом. З огляду на це загальний характер об'єкта містить вищу двоступеневу частину (основне виробництво) та прибудову, нижчу щодо неї. З метою укрупнення просторово-

планувальної структури об'єкта та надання йому максимально можливої компактності всі допоміжні приміщення згруповані біля торця будівлі. В цілому об'єкт має горизонтально витягнуті фасади з торцевою прибудовою, яка є нижчим 3-поверховим об'ємом, що завершує ступінчастість у торцевій частині забудови.

Споруда одноповерхова з триповерховою прибудовою. Висота цеху до низу несучих конструкцій +20,400, +14,450 м. Висота прибудови 13,200 м. Габарити будівлі в осях $88,5 \times 30,0$ м.

Загальна стійкість будівлі забезпечується:

- у поперечному напрямку — за рахунок жорстких вузлів кріплення колон до фундаментів;
- у поздовжньому напрямку — за рахунок встановлення системи вертикальних і горизонтальних зв'язків по колонах і покриттю будівлі.

Для сприйняття сейсмічних навантажень і навантажень від гальмування підвісних кранів по верхніх і нижніх поясах кроквяних ферм виконані зв'язкові ферми, розташовані в торцях будівлі.

Стійкість прибудов забезпечується встановленням вертикальних зв'язків між колонами та жорсткими вузлами з'єднання колон з ригелями.

Для забезпечення жорсткості каркаса при сейсмічних впливах у вертикальних зв'язках по колонах шатра застосовані енергопоглиначі.

Плити перекриттів монолітні залізобетонні на сталевих балках. Товщина плит 120 мм. Плити виконані з бетону В20 і армовані сітками з робочою арматурою 8-А400 з кроком 150 мм у прольоті та на опорах.

Настил технологічних майданчиків виконаний з рифленої сталі t5.

Цоколь будівлі виконаний із самонесучих тришарових монолітних залізобетонних «сендвіч-панелей». Зовнішній шар бетону - 80 мм, шар утеплювача 120 мм, внутрішній шар бетону - 100 мм. Панелі виконані з бетону В20, F150 і армовані сітками з дроту класу В500 з осередком 100 і 150 мм у зовнішньому та внутрішньому шарах бетону відповідно. В якості утеплювача застосовані жорсткі мінераловатні плити групи горючості НГ.

Плити підлоги в цеху – залізобетонні товщиною 150 – 200 мм, армовані сітками з робочою арматурою 10-A400 з кроком 200 мм.

1.4 Архітектурні рішення щодо оформлення фасадів та внутрішньої оздоблення

Основним композиційним прийомом є домінування основних технологічних прольотів, як за висотою, так і за довжиною, відносно прибудованої будівлі. Оформлення всіх фасадів виконано з вертикально розташованих стінових панелей типу «сендвіч».

Архітектурними рішеннями передбачені наступні рішення щодо кольорового оформлення: основні поверхні стін виконані в зеленому кольорі за RAL 6018 та в білому.

Цоколь будівлі виконується у сіро-зеленому кольорі RAL6002 «сірий кварц», ворота фарбуються у зелений колір RAL 6018, двері та вікна фарбуються у білий колір.

Основним композиційним прийомом при внутрішньому оздобленні виробничих приміщень є принцип забезпечення максимально комфортних умов роботи та безпечної експлуатації об'єкта, у тому числі під час надзвичайних ситуацій. Аналогічний принцип, з урахуванням специфіки кожної споруди, поширюється і на оздоблення поверхонь обладнання та будівельних конструкцій споруд. При цьому прийняті щодо оздоблення рішення полегшують орієнтацію працівників з метою їх виробничої безпеки та, за необхідності, евакуації.

Усі інтер'єри у виробничій будівлі пофарбовані в нейтральні світлі тони, що забезпечують високий рівень відбитого світла, як при

функціональних матеріалів темнішої кольорової гами середньої насиченості з виділенням кольором або смугами місць та 30 + проходів або проїзду технологічного транспорту.

У місцях тимчасового перебування працівників внутрішнє оздоблення виконується в теплій насиченій кольоровій гамі з використанням високоякісних матеріалів для фарбування стель, стін і перегородок та керамічної плитки для облицювання стін для приміщень з підвищеною вологістю. Офісні приміщення, а також кімнати відпочинку фарбуються у близькі до нейтральних тони світло-сіро-зеленої гами за RAL6019, 6021, 7047, 7035, 9018 та світлі тони теплої гами за RAL1000, 1014, 1015, 1034, 3012, 9001. Двері у допоміжні приміщення приймаються з полімерним фарбуванням. Вікна металопластикові, колір — білий.

Захист від корозії конструкцій каркаса цеху переробки розчинів забезпечується фарбуванням елементів сімома шарами емалі ХВ-785 по ґрунтовці ХС-010. Загальна товщина покриття повинна бути не менше 180 мкм.

Захист від корозії конструкцій прибудов цеху переробки розчинів забезпечується фарбуванням елементів двома шарами емалі ПФ-115 на ґрунтовку ГФ-021. Загальна товщина покриття повинна бути не менше 55 мкм.

Для вогнезахисту сталевих конструкцій використовується вогнезахисне покриття, що наноситься на будівельному майданчику (після завершення монтажу).

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі

Будівля цеху за умовами розміщення технологічного обладнання прийнята одноповерховою, однопролітною з двоповерховою прибудовою з півночі та триповерховою прибудовою з південного боку. За технологічним завданням проліт прийнято 30,0 м, а крок несучих конструкцій — 6,0 м. Відстань від підлоги до низу колій підвісного транспорту — 20,0 м. В осях 6–12 висота корпусу знижується до 14,4 м за рівнем верху колон.

Виходячи з даних параметрів, прийнята наступна схема сталевого каркаса основного об'єму будівлі:

- каркас виконаний у вигляді двох температурних і сейсмічних блоків;
- однопрогонові рами прольотом в осях 30,0 м встановлені з кроком 6,0 м по довжині будівлі (рис. 2.1);
- відмітка верху колон прийнята на висоті +20,400 та +14,400 (малюнки 2.2 та 2.3);
- стійкість каркаса в поперечному напрямку забезпечується жорстким з'єднанням колон з фундаментами;
- стійкість каркаса в поздовжньому напрямку забезпечується встановленням системи вертикальних зв'язків в осях 2 – 3, 8 – 9 та розпірок по всіх рядах колон (малюнок 2.4);
- колони виконані двогілковими за серією 1.423.3-8;
- конструкції покриття в осях 1-6 виконані у вигляді ферм з паралельними поясами з круглих труб;
- ригелі рам в осях 6-12 виконані зі зварних двотаврових профілів.
- просторова жорсткість і стійкість конструкцій покриття забезпечені зв'язками покриття (малюнок 2.5).

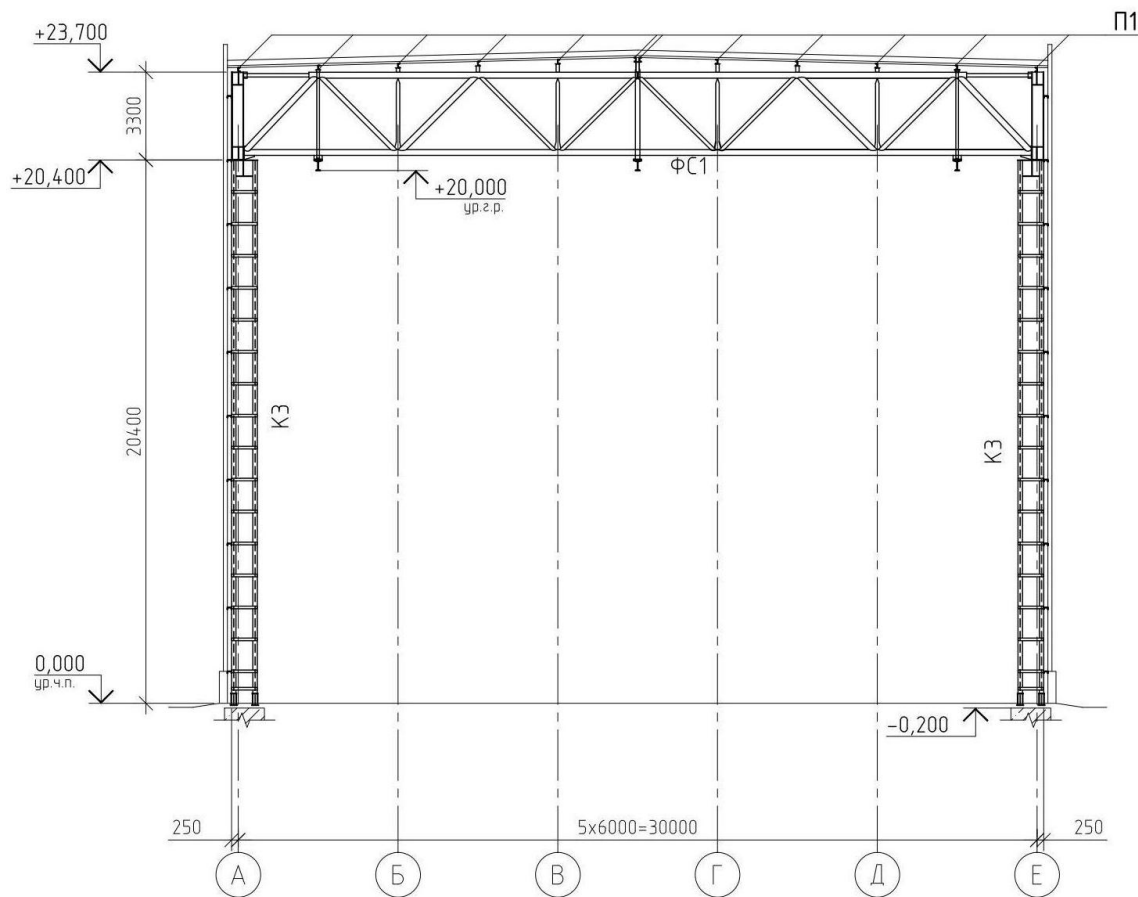


Рисунок 2.2 - Компонувальна схема поперечної рами в осях 1-6 3-3

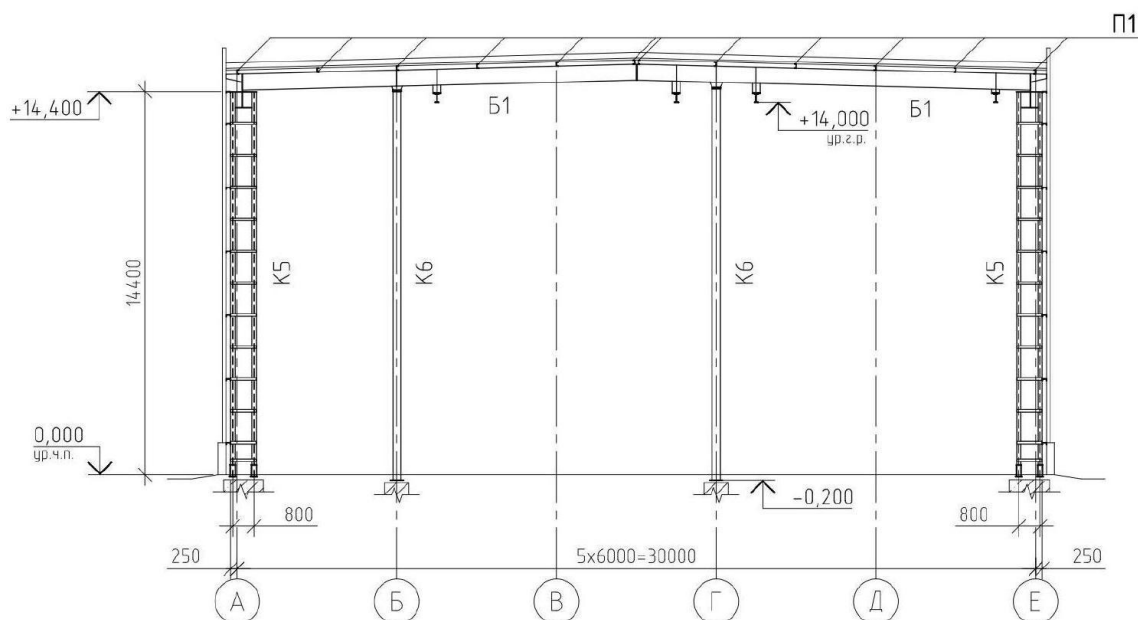


Рисунок 2.3 - Компонувальна схема поперечної рами в осях 6-12

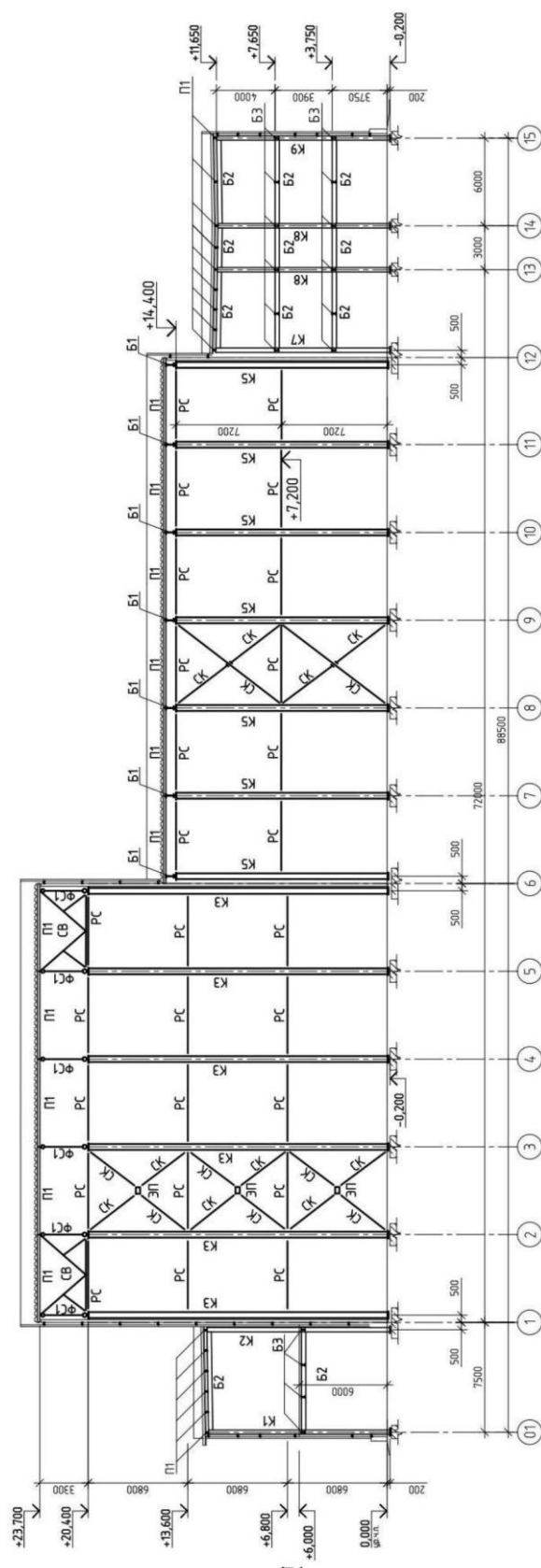


Рисунок 2.4 - Зв'язки між колонами

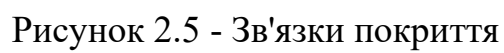


Рисунок 2.5 - Зв'язки покриття

Використання типових сталевих конструкцій при зведенні будівлі дозволяє скоротити терміни проектування, виготовлення та монтажу, що особливо ефективно в умовах віддаленості об'єкта від підприємств будівельної індустрії.

Застосування сталевих каркасів в якості остову будівлі дозволяє здійснювати монтаж цілий рік, не перериваючи роботи в холодну пору року.

Каркас двоповерхової прибудови - сталевий, рамно-зв'язковий із залізобетонними перекриттями, виконаними на сталевих балках.

Каркас триповерхової прибудови — сталевий, рамно-зв'язковий із залізобетонними перекриттями, виконаними на сталевих балках.

2.2 Розрахунок балки перекриття Б3

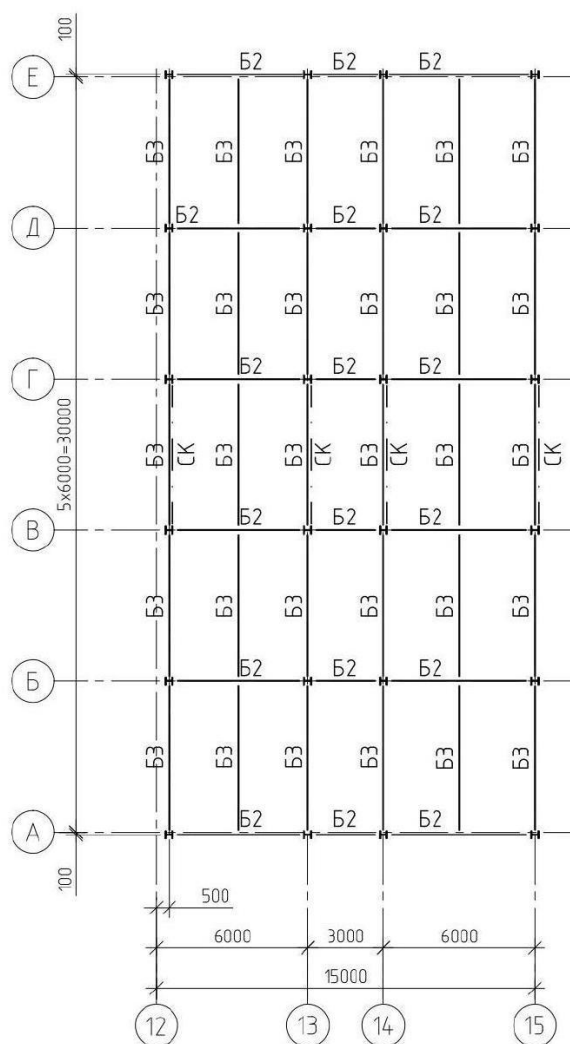


Рисунок 2.6 - Схема розташування конструкцій перекриття на відм. +3,900

Розраховуємо балку перекриття Б3.

Вихідні дані:

- балки перекриття - прокатні, з двотаврових профілів, тип Б;
- проліт балки перекриття $—l_6 = 6\text{ м}$;
- статична схема — однопролітна шарнірно опорна;
- коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$ за [2];
- коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$ за [2];
- матеріал балки - сталь С345-3;
- розрахункова температура в районі будівництва $t = -27^\circ\text{C}$;
- розрахункові характеристики сталі: $R_y = 320\text{ Н/м м}^2$ при товщині прокату від 2 до 20 мм включно, $R_{un} = 470\text{ Н/м м}^2$, $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 320 = 185,6\text{ Н/м м}^2$, $R_p = 459\text{ Н/м м}^2$.
- вертикальний прогин балки $f_u = l_\sigma/200$.

Розрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття виконано в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Навантаження на 1 м^2 перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, Н/м^2
Підлога з керамічної плитки			
Керамічна плитка - 10 мм	180	1,2	216
Цементно-піщаний шар 15 мм	270	1,3	351
Монолітне залізобетонне перекриття — 120 мм	2642	1,1	2906
Профлист Н57-750-0,7	85,3	1,05	89,6
Разом: постійне навантаження	3177,3	-	3562,6

Нормативне навантаження на 1 м.п. балки

$$q_{n,\sigma} = (q_n + q_{n1}) \cdot a + q_{n,\sigma}^{BB} = (2 + 3,2) \cdot 3 + 0,25 = 15,85 \text{ кН/м}^2,$$

Де $q_n = 2 \text{ кН/м}^2$ - нормативне навантаження за [2];

$q_{n1} = 3,2 \text{ кН/м}^2$ - вага 1 м^2 перекриття;

$a = 3 \text{ м}$ - крок балок перекриття.

$$q_{n,6}^{BB} = m_{n,6}^{BB} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 25,8 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,25 \text{ кН/м}^2,$$

де $m_{n,6}^{BB}$ — маса 1 м.п. балки (орієнтовно прийнято двотаврову балку 23Б1).

Розрахункове погонне навантаження на балку

$$q_\delta = (q_n \cdot \gamma_{f1} + q_{n1(p)}) \cdot a + q_{n,6}^{BB} \cdot \gamma_{f2} = (2 \cdot 1,2 + 3,56) \cdot 3 + 0,25 \cdot 1,05 = 18,14 \text{ кН/м}^2$$

де $\gamma_{f1} = 1,2$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для постійного навантаження конструкцій за [2].

$\gamma_{f2} = 1,05$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для навантаження від власної ваги металевих конструкцій за [2].

Вертикальний прогин балки

$$f_u = \frac{l_6}{200} = 600/200 = 3 \text{ см} = 30 \text{ мм, по [2].}$$

Статичний розрахунок балки

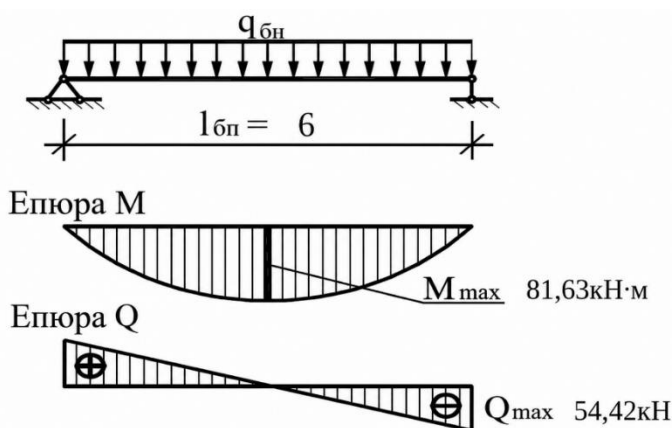


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема балки перекриття

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_{\sigma}^2}{8} = \frac{18,14 \cdot 6^2}{8} = 81,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{n,max} = \frac{q \cdot l_{\sigma}^2}{8} = \frac{15,85 \cdot 6^2}{8} = 71,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l_{\sigma}}{2} = \frac{18,14 \cdot 6}{2} = 54,42 \text{ кН}$$

Конструктивний розрахунок балки

За завданням балка перекриття відноситься до 1-го класу і повинна бути спроектована з напружено-деформованим станом (НДС), при якому напруження по всій площі розрахункового перерізу не повинні перевищувати розрахункового опору сталі $\sigma \leq R_y$ (пружний стан перерізу). Для цього класу балок розрахунок на міцність виконується за вказівками [2].

При дії моменту в одній з головних площин, що має місце в нашому випадку, умова міцності за нормальними напруженнями для балки 1-го класу суцільного перерізу має вигляд:

$$\frac{M}{W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

З цієї умови визначаємо необхідний момент опору перерізу балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{81,63 \cdot 10^2}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 255,1 \text{ см}$$

де $\gamma_c = 1$ [2].

За сортаментом обираємо двотавр 23Б1 і записуємо його геометричні характеристики: $W_x = 260,5 \text{ см}^3$; $I_x = 2996 \text{ см}^4$; $S = 147,2 \text{ см}^3$; $h = 23 \text{ см}$; $b_f = 11,0 \text{ см}$; $t_f = 0,9 \text{ см}$; $t_w = 0,56 \text{ см}$; $m_{\sigma} = 25,8 \text{ кг/м}$.

Виконуємо перевірку:

1. Перевіряємо міцність балки в середині її прольоту ($M = M_{max}$) і на опорі ($Q = Q_{max}$).

Нормальні напруження

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{xn} R_y \gamma_c} = \frac{81,63 \cdot 10^2}{260,5 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,98 < 1$$

Дотичні напруження біля опори

$$\tau = \frac{Q_{max} S}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{54,42 \cdot 147,2}{2996 \cdot 0,56 \cdot 185,6 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,26 < 1$$

Епюри нормальних і дотичних напружень у балці 1-го класу наведені на рисунку 2.8.

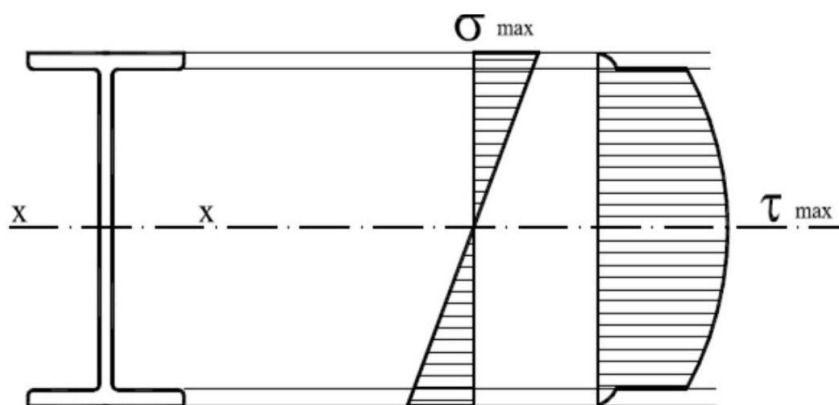


Рисунок 2.8 - Епюри напружень у балці

2. Загальна стійкість балки забезпечується суцільним настилом профлиста, що передає навантаження на балку, спирається на її стиснутий пояс і прикріплений до балки за допомогою самонарізних болтів у кожній хвилі та з'єднаний між собою заклепками.

3. Місцева стійкість елементів прокатних балок не перевіряється, оскільки вона забезпечена співвідношенням їх розмірів, визначених з урахуванням стійкості роботи при різних напружених станах.

4. Перевірка деформативності (жорсткості) балок відноситься до другої групи граничних станів і спрямована на запобігання умов, що ускладнюють їх нормальну експлуатацію. Суть перевірки: максимальний прогин балок f_{max} не повинен перевищувати граничних значень f_u , встановлених нормами проектування [2]; f_{max} слід визначати від нормативних навантажень.

Для балки перекриття

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} l_{\sigma}^2}{10 E I_x} = \frac{71,3 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 2996} = 4,15 \text{ см} > f_u = \frac{l_{\sigma}}{200} = \frac{6 \cdot 10^2}{200} = 3 \text{ см}$$

Отже, жорсткість балки не забезпечена.

Збільшуємо переріз балки, за сортаментом беремо двотавр 26Б1 і записуємо його геометричні характеристики: $W_x = 312,0 \text{ см}^3$; $I_x = 4024 \text{ см}^4$; $S = 176,6 \text{ см}^3$; $h = 25,8 \text{ см}$; $b_f = 12,0 \text{ см}$; $t_f = 0,85 \text{ см}$; $t_w = 0,58 \text{ см}$; $m_\sigma = 28 \text{ К/М}$.

Перевіряємо на деформативність:

Нормативне навантаження на 1 м.п. балки

$$q_{n,\sigma} = (q_n + q_{n1}) \cdot a + q_{n,\sigma}^{cB} = (2 + 3,2) \cdot 3 + 28 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 15,87 \text{ кН/м}^2$$

$$M_{n,max} = \frac{q \cdot l_\sigma^2}{8} = \frac{15,87 \cdot 6^2}{8} = 71,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} l_\sigma^2}{10 E I_x} = \frac{71,4 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 4024} = 3,1 \text{ см} > f_u = 3 \text{ см}.$$

Отже, жорсткість балки не забезпечена.

Збільшуємо переріз балки, за сортаментом беремо двотавр 26 Б2 і записуємо його геометричні характеристики:

$W_x = 356,6 \text{ см}^3$; $I_x = 4654 \text{ см}^4$; $S = 201,5 \text{ см}^3$; $h = 26,1 \text{ см}$; $b_f = 12,0 \text{ см}$; $t_f = 1 \text{ см}$; $t_w = 0,6 \text{ см}$; $m_6 = 31,2 \text{ кН/м}$.

Перевіряємо деформативність балки:

Нормативне навантаження на 1 м.п. балки

$$q_{n,6} = (q_n + q_{n1}) \cdot a + q_{n,6H}^{BB} = (2 + 3,2) \cdot 3 + 31,2 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 15,9 \text{ кН/м}^2,$$

$$M_{n,max} = \frac{q \cdot l_6^2}{8} = \frac{15,9 \cdot 6^2}{8} = 71,55 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} l_6^2}{10 E I_x} = \frac{71,55 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 4654} = 2,69 \text{ см} < f_u = 3 \text{ см},$$

Отже, жорсткість балки забезпечена.

Виконуємо коригування розрахунку з урахуванням обраної балки:
Нормативне навантаження на 1 м.п. балки

$$q_{n,\sigma} = (q_n + q_{n1}) \cdot a + q_{n,\sigma}^{BB} = (2 + 3,2) \cdot 3 + 31,2 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 15,9 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове погонне навантаження на балку

$$q_\delta = (q_n \cdot \gamma_{f1} + q_{n1(pac4)}) \cdot a + q_{n,\delta}^{BB} \cdot \gamma_{f2} = (2 \cdot 1,2 + 3,56) \cdot 3 + 31,2 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 = 18,2 \text{ кН/м}^2$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_{\sigma}^2}{8} = \frac{18,2 \cdot 6^2}{8} = 81,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l_{\sigma}}{2} = \frac{18,2 \cdot 6}{2} = 54,6 \text{ кН}.$$

Виконуємо перевірку:

Нормальні напруження

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{xn} R_y \gamma_c} = \frac{81,9 \cdot 10^2}{356,6 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,72 < 1.$$

Дотичні напруження біля опори

$$\tau = \frac{Q_{max} S}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{54,6 \cdot 201,5}{4654 \cdot 1 \cdot 185,6 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,13 < 1.$$

Остаточно приймаємо двотавр 26Б2.

2.3 Розрахунок і проектування з'єднання балки з ригелем

З'єднання балок між собою в одному рівні. Для кріплення балки перекриття до ребер жорсткості ригеля перекриття приймаємо болти нормальної точності (клас точності В) М16 (016мм), клас міцності 5.6 за [2]; $R_{bp} = 620 \text{ Н/мм}^2$ при $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$ для елементів зі сталі С 345 за [2].

Розрахункове зусилля, що сприймається одним болтом, при роботі на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^{-1} \cdot 2,01 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 = 37,99 \text{ кН},$$

де $\gamma_b = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання [2];

$A_b = 2,01$ - розрахункова площа перерізу стрижня болта [2]; $n_s = 1$ - кількість розрахункових зрізів одного болта.

Розрахункове зусилля в одноболтовому з'єднанні при роботі його на зминання $N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 620 \cdot 10^{-1} \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 = 71,42 \text{ кН}$, де $d = 1,6 \text{ см}$ - зовнішній діаметр стрижня болта; $\sum t = 0,8 \text{ см}$ - найменша сумарна товщина листів, що зминаються в одному напрямку.

Кількість болтів у з'єднанні

$$n \geq \frac{1,2 \cdot R_6}{\gamma_c \cdot N_{b,min}} = \frac{1,2 \cdot 54,6}{1 \cdot 37,99} = 1,7$$

де коефіцієнт 1,2 враховує нерівномірність залучення болтів до роботи;
 $N_{b,min}$ - найменше із значень розрахункового зусилля для одного болта.
 Приймаємо два болти і розміщуємо їх відповідно до [20].

2.4 Розрахунок прогону П1

Вихідні дані:

- прогон покрівельний - прокатний, зі швелерів;
- крок кровляних ферм - 6 м; крок прогонів - 3 м; ухил покрівлі - 1/29,5;
- розрахункова температура в районі будівництва $t = -27^{\circ}\text{C}$;
- матеріал прогону - сталь С345-1 за [2];
- розрахункові характеристики сталі за [2]: $R_y = 320 \text{ Н/м м}^2$ при товщині прокату від 2 до 20 мм включно, $R_{un} = 470 \text{ Н/м м}^2$, $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 320 = 185,6 \text{ Н/м м}^2$, $R_p = 459 \text{ Н/м м}^2$.
- вертикальний прогин балки $f_u = l_1/200$,.

Розраховуємо прогін П1 в осях 1-6 (рисунок 2.9).

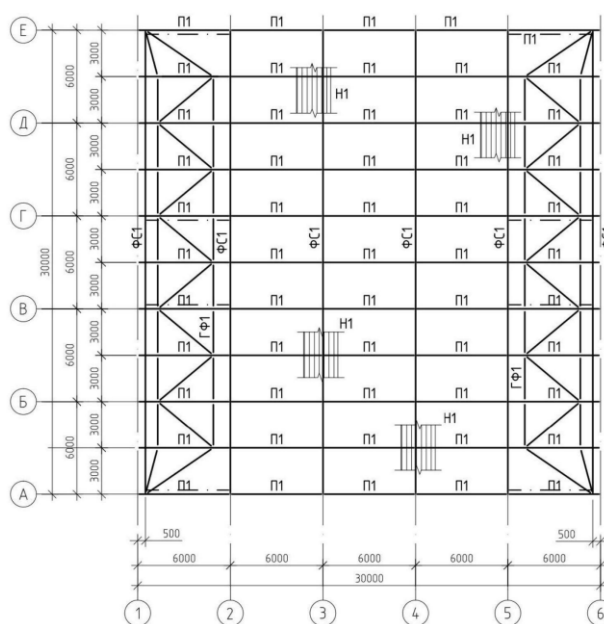


Рисунок 2.9 - Схема розташування конструкцій покриття в осях 1-6

Прогін спирається на спеціальний столик з круглих труб, приварених до верхнього поясу ферм. Прогін працює на вигин в одній площині.

Визначення навантажень і розрахункових зусиль:

Підрахунок навантажень на 1 м^2 у покриття виконано в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Навантаження на 1 м^2 у покриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, $H/\text{м}^2$	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, $H/\text{м}^2$
Полімерний рулонний матеріал, $t=1,2 \text{ мм}$	14,7	1,2	17,64
Утеплювач, $t=60 \text{ мм}$, $\gamma = 160 \text{ кг/м}^3$	94,1	1,2	112,9
Блискавкозахисна сітка зі смугової сталі $1,0 \times 30$ з коміркою 150×150	37	1,05	38,85
Утеплювач, $t=100 \text{ мм}$, $\gamma = 115 \text{ кг/м}^3$	112,8	1,2	135,36
Пароізоляція	0,05	1,3	0,065
Профлист Н75-750-0,8	85,3	1,05	89,6
Разом: постійне навантаження	343,95	-	394,4

Вага самого прогону (орієнтовно для прогону прийнято [14П])

$$12,3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,12 \text{ кН/м}^2.$$

Постійне нормативне навантаження на м^2 горизонтальної проекції покрівлі

$$q_n = \left(\frac{q_{n.k}}{\cos \alpha} \right) + q_{n.p} = \frac{0,34}{1} + 0,12 = 0,46 \text{ кН/м},$$

де $q_{n.k}$ - нормативне навантаження на м^2 покрівлі;

α - кут нахилу покрівлі до горизонту (при ухилі покрівлі $i \leq 1/8$ приймаємо $\cos \alpha = 1$).

Розрахункове навантаження на м^2 проекції покрівлі

$$q = \frac{q_k}{\cos \alpha} + q_{n.p} \cdot \gamma_f = \frac{0,394}{1} + 0,12 \cdot 1,05 = 0,52 \text{ кН/м}^2$$

де $\gamma_f = 1,05$ - коефіцієнт надійності для навантаження від власної ваги металевих конструкцій [2].

Нормативне снігове навантаження

$$S_o = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_q = 0,7 \cdot 0,87 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 = 0,49$$

Де $S_q = 0,8 \text{ кН/м}^2$ - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі [2];

c_e — коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру [2];

$$\begin{aligned} c_e &= (1,2 - 0,1 \cdot V \cdot \sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot b) \\ &= (1,2 - 0,1 \cdot 2 \cdot \sqrt{0,9}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 30) = 0,87 \end{aligned}$$

де $V = 3 \text{ м/с}$ середня швидкість вітру за зимовий період за [2];

$k = 0,9$ приймається за [2];

b — ширина покриття;

$c_t = 1$ - термічний коефіцієнт [2];

$\mu = 1$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття [2].

Розрахункове снігове навантаження

$$P = S_o \cdot \gamma_f = 0,49 \cdot 1,4 = 0,69 \text{ кН/м}^2$$

де $\gamma_f = 1,4$ - коефіцієнт надійності для снігового навантаження.

Сумарне лінійне навантаження на прогін при кроці прогонів $b = 3 \text{ м}$

$$\text{Нормативна } q_n = (q_n + S_o) \cdot b = (0,46 + 0,49) \cdot 3 = 2,985 \text{ кН/м}^2 ,$$

$$\text{Розрахункова } q = (q + P) \cdot b = (0,52 + 0,69) \cdot 3 = 3,63 \text{ кН/м}^2 .$$

Статичний розрахунок прогону

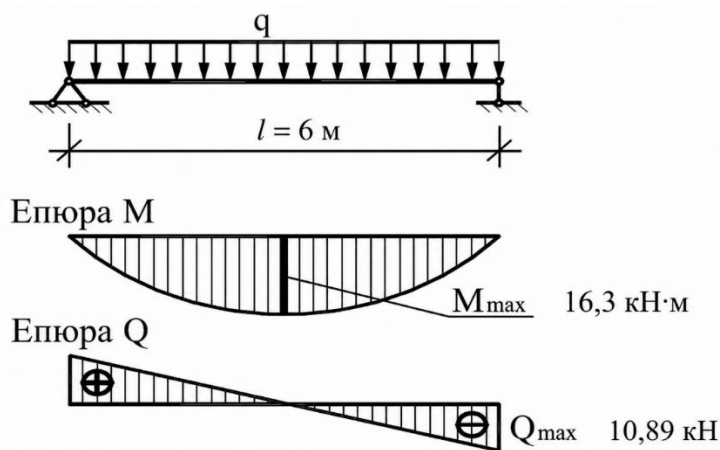


Рисунок 2.10 - Розрахункова схема прогону

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_n^2}{8} = \frac{3,63 \cdot 6^2}{8} = 16,3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{n,max} = \frac{q_n \cdot l_n^2}{8} = \frac{2,85 \cdot 6^2}{8} = 12,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l_{\Pi}}{2} = \frac{3,63 \cdot 6}{2} = 10,89 \text{ кН}.$$

Конструктивний розрахунок прогону

При дії моменту в одній з головних площин, що має місце в нашому випадку, умова міцності за нормальними напруженнями має вигляд:

$$\frac{M}{W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

З цієї умови визначаємо необхідний момент опору перерізу балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{16,3 \cdot 10^2}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 50,9 \text{ см},$$

$$\text{де } \gamma_c = 1 [2].$$

За сортаментом обираємо швелер 14П і записуємо його геометричні характеристики: $W_x = 70,4 \text{ см}^3$; $I_x = 493 \text{ см}^4$; $S = 40,8 \text{ см}^3$; $h = 14 \text{ см}$;

$$b_f = 5,8 \text{ см}; t_f = 0,81 \text{ см}; t_w = 0,49 \text{ см}; m = 12,3 \text{ кг/м}.$$

Виконуємо перевірку:

1. Перевіряємо міцність прогону в середині його прольоту ($M = M_{max}$) і на опорі ($Q = Q_{max}$).

Нормальні напруження

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{xn} R_y \gamma_c} = \frac{16,3 \cdot 10^2}{70,4 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,72 < 1.$$

Дотичні напруження біля опори

$$\tau = \frac{Q_{max} S}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{10,89 \cdot 40,8}{493 \cdot 0,49 \cdot 185,6 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,1 < 1.$$

2. Загальна стійкість прогону забезпечується суцільним настилом профлиста, що передає навантаження на балку, спирається на її стиснутий пояс і прикріплений до прогону за допомогою самонарізних болтів у кожній хвилі та з'єднаних між собою заклепками.

3. Місцева стійкість елементів прокатних балок не перевіряється, оскільки вона забезпечена співвідношенням їх розмірів, призначених з урахуванням стійкості роботи при різних напружених станах.

Перевірка жорсткості прогону

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} l_{\Pi}^2}{10 E I_x} = \frac{12,8 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 493} = 4,5 \text{ см} > f_u = \frac{l_{\Pi}}{200} = \frac{6 \cdot 10^2}{200} = 3 \text{ см}$$

Отже, жорсткість прогону не забезпечена.

Збільшуємо перетин прогону, беремо швелер 16П і виписуємо його геометричні характеристики: $W_x = 93,8 \text{ см}^3$; $I_x = 750 \text{ см}^4$; $S = 54,3 \text{ см}^3$; $h = 16 \text{ см}$; $b_f = 6,4 \text{ см}$; $t_f = 0,84 \text{ см}$; $t_w = 0,5 \text{ см}$; $m = 14,2 \text{ кг/м}$.

Вага самого прогону $14,2 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,14 \text{ кН/м}^2$.

Постійне нормативне навантаження на m^2 горизонтальної проекції покрівлі

$$q_n = \left(\frac{q_{n,k}}{\cos \alpha} \right) + q_{n,p} = \frac{0,34}{1} + 0,14 = 0,48 \text{ кН/м}^2$$

Постійне розрахункове навантаження на m^2 проекції покрівлі

$$q = \frac{q_k}{\cos \alpha} + q_{n,p} \cdot \gamma_f = \frac{0,394}{1} + 0,14 \cdot 1,05 = 0,54 \text{ кН/м}^2$$

Сумарне лінійне навантаження на прогін при кроці 3 м:

$$\text{Нормативная } q_n = (q_n + S_o) \cdot b = (0,48 + 0,49) \cdot 3 = 2,91 \text{ кН/м}^2,$$

$$\text{Розрахункова } q = (q + P) \cdot b = (0,54 + 0,69) \cdot 3 = 3,69 \text{ кН/м}^2.$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_n^2}{8} = \frac{3,69 \cdot 6^2}{8} = 16,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{n,max} = \frac{q_n \cdot l_n^2}{8} = \frac{2,91 \cdot 6^2}{8} = 13,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l_{\Pi}}{2} = \frac{3,69 \cdot 6}{2} = 11,07 \text{ кН}$$

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} l_{\Pi}^2}{10 E I_x} = \frac{13,1 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 750} = 3,05 \text{ см} > f_u = 3 \text{ см}$$

Отже, жорсткість прогону не забезпечена.

Збільшуємо переріз прогону, беремо швелер 18П і виписуємо його геометричні характеристики: $W_x = 121 \text{ см}^3$; $I_x = 1090 \text{ см}^4$; $S = 70 \text{ см}^3$; $h = 18 \text{ см}$; $b_f = 7,0 \text{ см}$; $t_f = 0,87 \text{ см}$; $t_w = 0,51 \text{ см}$; $m = 16,3 \text{ кг/м}$.

Вага самого прогону $16,3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,16 \text{ кН/м}^2$.

Постійне нормативне навантаження на м^2 горизонтальної проекції покрівлі

$$q_n = \left(\frac{q_{n,k}}{\cos \alpha} \right) + q_{n,p} = \frac{0,34}{1} + 0,16 = 0,5 \text{ кН/м}^2$$

Постійне розрахункове навантаження на м^2 проекції покрівлі

$$q = \frac{q_k}{\cos \alpha} + q_{n,p} \cdot \gamma_f = \frac{0,394}{1} + 0,16 \cdot 1,05 = 0,56 \text{ кН/м}^2$$

Сумарне лінійне навантаження на прогін при кроці 3 м:

$$\text{Нормативна } q_n = (q_n + S_o) \cdot b = (0,5 + 0,49) \cdot 3 = 2,97 \text{ кН/м}^2,$$

$$\text{Розрахункова } q = (q + P) \cdot b = (0,56 + 0,69) \cdot 3 = 3,75 \text{ кН/м}^2.$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_n^2}{8} = \frac{3,75 \cdot 6^2}{8} = 16,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{n,max} = \frac{q_n \cdot l_n^2}{8} = \frac{2,97 \cdot 6^2}{8} = 13,37 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l_{\Pi}}{2} = \frac{3,75 \cdot 6}{2} = 11,25 \text{ кН}.$$

Перевірка жорсткості прогону

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} l_{\Pi}^2}{10 E I_x} = \frac{13,37 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 1090} = 2,14 \text{ см} < f_u = 3 \text{ см}.$$

Отже, жорсткість прогону забезпечена.

Остаточного приймаємо швелер 18П.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

3.1 Вихідні дані

Фундаменти прийняті стовпчасті. Навантаження на фундамент представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 — Навантаження на обріз фундаменту

	Навантаження на обріз фундаменту для розрахунку за несучою здатністю							Перетин колони, мм	Відстань від осі колони до осі зовнішньої стіни, а, м
	1-а комбінація			2-га комбінація			навантаження від стіни, N_{cr} , кН		
	N_{max} , кН	$M_{відп.}$, кН · м	$Q_{відп.}$ кН	$M_{max.}$, кН · м	$N_{відп.}$, кН	$Q_{відп.}$, кН			
ФМ2	700	450	50	-425	643	-40	31,5	500 × 950	0,71
ФМ3	420	160	20	-150	230	-15	21,8	300 × 300	0,41

Таблиця 3.2 - Ґрунтові умови майданчика

Пісок пілоподібний $W = 0,1$ $\rho = 1,65 \text{ т/м}^3$	-9,0
Пісок дрібний $W = 0,2$ $e = 0,7$	WL - 15,0
Суглинки $\rho = 1,95 \text{ т/м}^3$ $W = 0,39$ $W_p = 0,5$ $W_L = 0,40$	-27,0

3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Фізичні характеристики ґрунту обчислюємо за формулами

$$\rho_d = \rho_s / (1 + e),$$

$$\rho = \rho_d (1 + w),$$

$$S_r = w \rho_s / e \rho_w,$$

де ρ_s - щільність частинок ґрунту, значення якої приймають для піщаних і крупноуламкових ґрунтів рівним $2,66 \text{ т/м}^3$, для пилувато-глинистих ґрунтів рівним $2,7 \text{ т/м}^3$;

ρ_w – густина води)

$$\rho_d = \rho / (1 + w)$$

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d$$

Для ґрунтів, що знаходяться вище рівня підземних вод, а також для водонепроникних ґрунтів (мул, суглинок, глина), розташованих під водою, питому вагу розраховують за формулою $\gamma = \rho \cdot g$, де g - прискорення вільного падіння.

У тих випадках, коли водопроникний ґрунт розташований нижче горизонту підземних вод, визначають питому вагу з урахуванням зважуючої дії води γ_{sb} за формулою $\gamma_{sb} = g (\rho_s - 1) / (1 + e)$.

Показник плинності для глинистих ґрунтів визначають за формулою

$$J_L = (w - w_p) / (w_L - w_p),$$

де w_L і w_p - вологість відповідно на межі плинності та на межі пластичності.

Нормативні значення характеристик C_{II} , φ_{II} , E приймають за [8].

Розрахунковий опір ґрунту R_o для попереднього визначення розмірів підшви фундаменту приймають за [15].

Ґрунтові умови та розрахункові показники наведено в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Ґрунтові умови та розрахункові показники

Повне найменування ґрунту	h, м	W, д.о.	e, д.о.	Щільність, т/м ³			γ (γ_{sb}), кН/м ³	J_L , д.о.	S_r , д.о.	Розрахункові характеристики			R_o , кПа
				ρ	ρ_s	ρ_d				φ_{II} , град	C_{II} , кПа	E , МПа	
Пісок пилоподібний, середньої щільності, низької вологості	9	0,1	0,77	1,65	2,66	1,5	16,5	-	0,35	25,2	1,6	9,6	250

Продовження таблиці 3.3

Пісок дрібний, середньої щільності, середньої вологості	6	0,2	0,7	1,87	2,66	1,56	1,87	-	0,76	30	1	20	200
Пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою	5	0,26	0,7	1,97	2,66	1,56	(9,76)	-	1	30	1	20	200
Суглинки текучо-пластичні	7	0,39	0,93	1,95	2,7	1,4	19,5	0,93	-	-	-	-	-

3.3 Розрахунок фундаменту Фм2

3.3.1 Визначення глибини закладення фундаменту

Грунт - пісок пілоподібний є непучистим, оскільки відстань від рівня ґрунтових вод до глибини промерзання ґрунту $15 - 3,92 = 11,08 \text{ м} > 2 \text{ м}$. Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою

$$d_f = K_n \cdot d_{fn},$$

де k_n - коефіцієнт впливу теплового режиму споруди, що становить для зовнішніх стін опалюваних промислових будівель з підлогою на ґрунті 0,7;

d_{fn} - нормативна глибина промерзання суглинків і глин . На глибині 4,5 м залягає пілуватий пісок, тому нормативну глибину промерзання необхідно збільшити на 25% .

$$d_{fn} = 4,5 \cdot 1,25 = 5,6 \text{ м};$$

$$d_f = \kappa_n \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 5,6 = 3,92 \text{ м}.$$

Оскільки у нас ґрунт непучистий, приймаємо мінімальну (конструктивну) глибину закладення фундаменту -2,90 м, уточнивши її в ході розрахунку фундаменту на продавлювання.

3.3.2 Визначення навантажень, що діють на фундамент Фм2 та основу

Згідно із завданням на проектування на обріз фундаменту (на позначці $-0,2\text{м}$) діють дві найнесприятливіші комбінації навантажень:

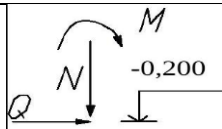
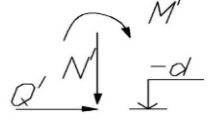
1. $N_{\max}, M_{\text{від}}, Q_{\text{від}}, N_{\text{ст.}}$,
2. $M_{\max}, N_{\text{від}}, Q_{\text{від}}, N_{\text{ст.}}$.

Значення цих навантажень наведені для розрахунку за першою групою граничних станів. При розрахунку за другою групою граничних станів значення N, M, Q необхідно поділити на коефіцієнт надійності за навантаженням 1,15, а величину $N_{\text{ст.}}$ — на коефіцієнт 1,1.

Збір навантажень здійснюється наступним чином. Для розрахунку тіла фундаменту навантаження приймаються за завданням. При цьому до значень навантаження $N_{\max}$ і $N_{\text{соотв.}}$ додається значення $N_{\text{ст.}}$. Для розрахунку основи за деформаціями всі навантаження приводять до підшви фундаменту. До вертикального навантаження додають вагу фундаменту $G = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{\text{ср}} = 2,9 \cdot 2,4 \cdot 3 \cdot 20 = 417,6 \text{ кН}$, а до моментів, що діють на обрізі фундаменту, — моменти, що виникають від $N_{\text{ст.}}$ і Q , з плечем, відповідно рівним a , м і $(d - 0,2)$, м.

Розрахунок навантажень, що діють на основу, наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 - Навантаження, що діють на основу

Розрахунков а схема	Вид розрахун ку	Ко мб .	N, кН	M, кН · м	Q, кН
	За I гранични м станом	I	$N_{\max} + N_{\text{ст.}} = 700 + +3$	$M_{\text{від.}} - N_{\text{ст.}} \cdot a =$	$Q = 50$
		II	$N_{\text{відп}} + N_{\text{ст.}} = 643 + +3$	$-M_{\max} - N_{\text{ст.}} \cdot a =$	$-Q = 40$
	За II гранични м станом	I	$N_{\max}/1,15 + +N_{\text{ст.}}/1,1 +$	$M_{\text{відп}}/1,15 + Q$	$Q/1,15$
		II	$N_{\text{відп}}/1,15 + +N_{\text{ст.}}/1,1 +$	$-M_{\max}/1,15 -$ $(2,9 \cdot Q/1,15 =$ $= 40/1,15 =$ $= 34,8$	$-Q/1,15 =$ $= 40/1,15 =$ $= 34,8$

3.3.3 Визначення розмірів підшви фундаменту Фм2

Площа підшви визначається за формулою

$$A = N_{\text{ОП}} / (R_0 - \gamma_{\text{мт}} \cdot d),$$

де $N_{\text{ОП}}$ — максимальна сума нормативних вертикальних навантажень, що діють на обрізі фундаменту, кН;

$N_{\text{ОП}} = N_{\text{max}} / 1,15 + N_{\text{ср.}} / 1,1 = 700 / 1,15 + 31,5 / 1,1 = 637,3 \text{ кН}$; R_0 — розрахунковий опір ґрунту, кПа;

$\gamma_{\text{мт}}$ — середнє значення питомої ваги ґрунту та бетону, що дорівнює 20 кН/м^3 .

$$A = N_{\text{ОП}} / (R_0 - \gamma_{\text{мт}} \cdot d) = 637,3 / (250 - 20 \cdot 2,9) = 3,3 \text{ м}^2.$$

Розміри підшви визначають, вважаючи, що фундамент має прямокутну форму. Ця форма є кращою, на відміну від квадратної, при дії на фундамент моментів і горизонтальних сил, при цьому

фундамент орієнтується довгою стороною в площині дії найбільшого моменту.

Співвідношення сторін прямокутного фундаменту $\eta = l/b$ рекомендується обмежувати значенням $\eta \leq 1,2 - 1,5$, приймаю $\eta = 1,5$.

Розміри сторін його підшви визначаються за співвідношеннями

$$b = \sqrt{A/\eta} = \sqrt{3,3/1,5} = 1,5 \text{ м},$$

$$l = \eta \cdot b = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}.$$

Отримані дані округлюють до значень, кратних модулю 300 мм: $b = 1500 \text{ мм}$, $l = 2400 \text{ мм}$.

3.3.4 Визначення розрахункового опору ґрунту фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту знаходять для будівель без підвалу при $b < 10 \text{ м}$ за такою формулою

$$R = ((\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2})/K) \cdot [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma'_{II} + M_c C_{II}]$$

Де γ_{C1} і γ_{C2} — коефіцієнти умов роботи, для пилюватих пісків $\gamma_{C1} = 1,25$, для одноповерхових промислових будівель $\gamma_{C2} = 1$;

K - коефіцієнт, рівний 1,1, оскільки C і φ визначені за таблицями;

M_γ, M_g та M_c - коефіцієнти, що залежать від φ , $M_\gamma = 0,79$, $M_g = 4,16$, $M_c = 6,72$.

K_z — коефіцієнт при $b \leq 10$ м, що дорівнює 1;

γ_{II} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту 16,5;

γ_{II}' , - те саме для ґрунту вище підшви фундаменту, 16,5;

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту, 1,6 кПа;

d - глибина закладення фундаменту будівлі без підвалу, 2,9 м.

$$R = ((\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2})/K) \cdot [M_\gamma b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II}' + M_c C_{II}].$$

$$= ((1,25 \cdot 1)/1,1) \cdot [0,79 \cdot 1,5 \cdot 16,5 + 4,16 \cdot 2,9 \cdot 16,5 + 6,72 \cdot 1,6] = 260,6 \text{ кПа}$$

Отримане значення розрахункового опору порівнюю з табличним значенням R_0 : $((260,6 - 250)/260,6) \cdot 100 = 4,1\%$.

3.3.5 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Основним розрахунком фундаментів є розрахунок за деформаціями, при цьому розрахункова схема для визначення осідання приймається у вигляді лінійно-деформаційного півпростору, тому тиск на фундамент не повинен перевищувати розрахункового опору $R = 260,6 \text{ кПа}$.

Таким чином, можливість даного розрахунку за деформаціями перевіряється наступними умовами:

$$1. P_{II} \leq R; P_{\max} \leq 1,2R; P_{\min} \geq 0.$$

P_{II} — середній тиск під підшвою фундаменту

$$P_{II} = N'_{II}/A,$$

$$N'_{II} = N_{0II} + G_{fII} - \text{вертикальне навантаження};$$

$G_{fII} = b \cdot l \cdot d\gamma_{mt}$ – вага фундаменту.

$$G_{fII} = b \cdot l \cdot d\gamma_{mt} = 1,5 \cdot 2,4 \cdot 2,9 \cdot 20 = 208,8 \text{ кН};$$

$$N'_{II} = N_{OII} + G_{fII} = 637,3 + 208,8 = 846,1 \text{ кН};$$

$$P_{II} = N'_{II}/A = 846,1/3,6 = 235 \text{ кПа}.$$

Отриманий середній тиск зіставляють з розрахунковим опором. Умова $P_{II} \leq R$ виконується $235 < 260,6 \text{ кПа}$ і різниця між ними не перевищує $10\%((260,6 - 235)/260,6 \cdot 100 = 9,8\%)$.

$$P_{\max} \leq 1,2R$$

$$P_{\max, \min} = N'_{II}/A \pm M'_{II}/W,$$

$$P_{\max} = N'_{II}/A + M'_{II}/W,$$

$$P_{\min} = N'_{II}/A - M'_{II}/W,$$

де M'_{II} – розрахункове значення моменту, що діє на п'яту фундаменту; W – момент опору площі п'яти фундаменту;

$$W = b \cdot l^2/6 = 1,5 \cdot 2,4^2/6 = 1,44 \text{ м}^3 \text{ (для прямокутної п'яти)}.$$

Перша комбінація:

$$P_{\max} = N'_{II}/A + M'_{II}/W = 1054,9/3,6 + 493/1,44 = 635 \text{ кПа},$$

$$P_{\min} = N'_{II}/A - M'_{II}/W = 1054,9/3,6 - 493/1,44 = -49 \text{ кПа}.$$

Друга комбінація:

$$P_{\max} = N_{II}/A + M_{II}/W = 1005,3/3,6 + 534,6/1,44 = 650,5 \text{ кПа},$$

$$P_{\min} = N_{II}/A - M_{II}/W = 1005,3/3,6 - 534,6/1,44 = -92 \text{ кПа}.$$

Умова $P_{\max} \leq 1,2R$ не виконується при обох комбінаціях: I– $635 > 1,2 \cdot 260,6 = 312,7 \text{ кПа}$ і II– $650,5 > 312,7 \text{ кПа}$.

Умова $P_{\min} \geq 0$ також не виконується.

Збільшуємо розмір фундаменту, приймаємо $b = 2400 \text{ мм}$, $l = 3300 \text{ мм}$.

$$W = b \cdot l^2/6 = 2,4 \cdot 3,3^2/6 = 4,36 \text{ м}^3,$$

$$A = 2,4 \cdot 3,3 = 7,92 \text{ м}^2.$$

Перша комбінація:

$$P_{\max} = N'_{II}/A + M'_{II}/W = 1054,9/7,92 + 493/4,36 = 246,3 \text{ кПа},$$

$$P_{\min} = N'_{II}/A - M'_{II}/W = 1054,9/7,92 - 493/4,36 = 20 \text{ кПа}.$$

Друга комбінація:

$$P_{max} = N'_{II}/A + M'_{II}/W = 1005,3/7,92 + 534,6/4,36 = 249,5 \text{ кПа},$$

$$P_{min} = N'_{II}/A + M'_{II}/W = 1005,3/7,92 - 534,6/4,36 = 5,9 \text{ кПа}.$$

Умова $P_{max} \leq 1,2R$ виконується при обох комбінаціях:

I – $246 < 312,7 \text{ кПа}$ та II – $249,5 < 312,7 \text{ кПа}$.

Умова $P_{min} \geq 0$ також виконується.

Крайовий тиск знаходять при дії моментів різних напрямків, епюри тиску на ґрунт представлені на рисунку 3.1.

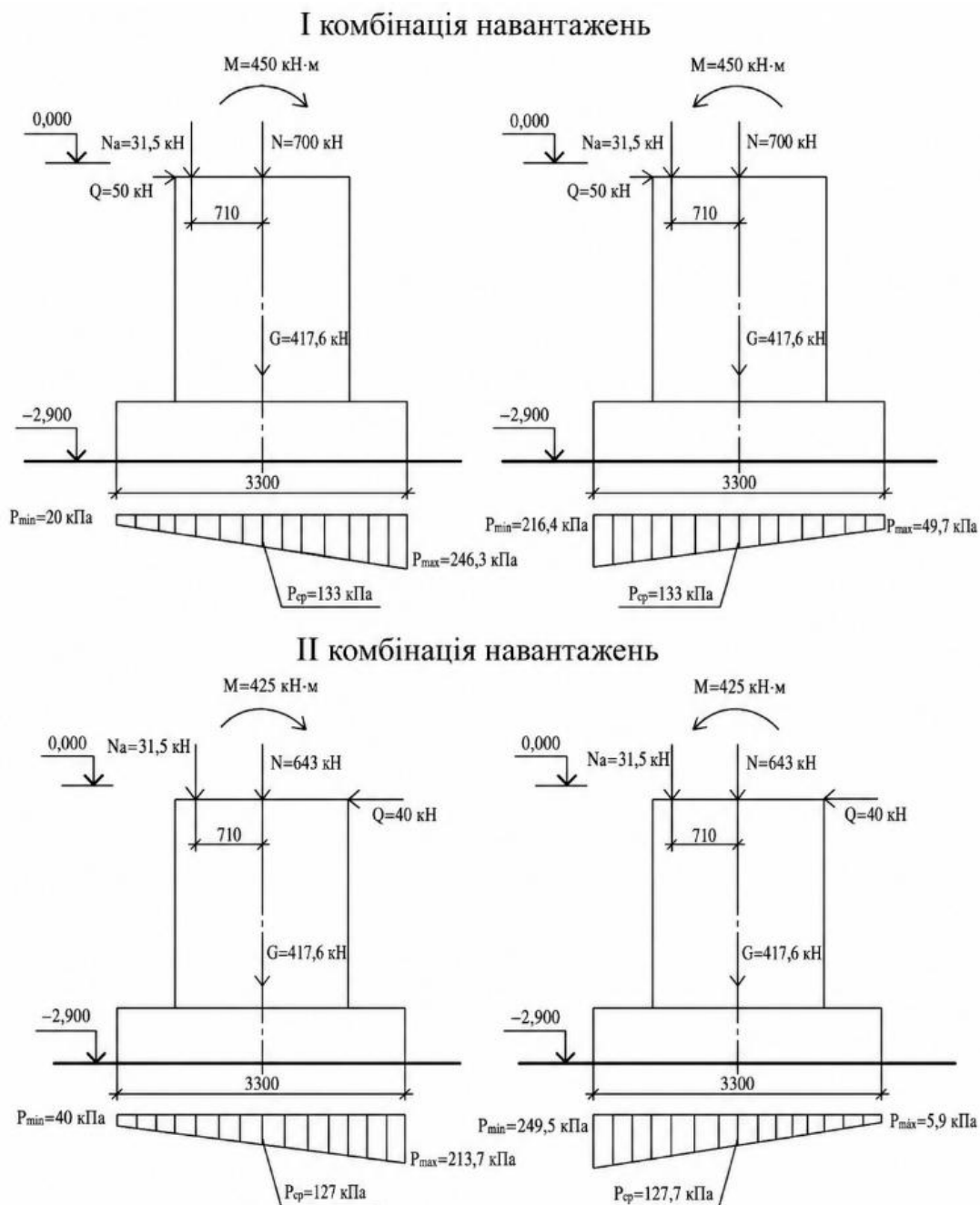


Рисунок 3.1 - Епюри контактного тиску

3.3.6 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування

Розрахунок основи за деформаціями полягає у перевірці умови: $S < S_u$; де S - очікувана деформація фундаменту (середня осідання), що визначається розрахунком при проектуванні фундаменту;

S_u - гранична сукупна деформація основи та споруди, що призначається при проектуванні будівлі. Для одноповерхової промислової будівлі значення S_u дорівнює 15 см.

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

$\sigma_{zg0} = \gamma_{\text{III}} \cdot h_{\text{III}} = 16,5 \cdot 2,9 = 47,85 \text{ кПа}$, де γ - питома вага пілоподібного піску, h - товщина шару.

Тиск від кожного нижнього шару $\gamma_i \cdot h_i$

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \sum \gamma_i \cdot h_i .$$

Додатковий тиск під підшвою фундаменту

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zg0} = 235 - 47,85 = 187,15 \text{ кПа},$$

Де P_{II} - середній тиск на фундамент, 235 кПа.

Напруження від додаткового тиску $\sigma_{zp} = \alpha P_0$.

Додаткове вертикальне напруження в шарі $(\sigma_{zpci} + \sigma_{zpi+1})/2$.

Середнє осідання основи $\Delta S_i = \sigma_{zpi} h_i \beta / E_i$,

Де $\beta = 0,8$, E_i - модуль деформації i -го шару, кПа.

$S = 4,44$ см не перевищує граничного значення осідання $S_u = 15$ см, умова дотримується.

3.3.7 Проектування стовпчастого фундаменту Фм2

Стовпчастий фундамент складається з плити та підколонника. Перетин підколонника приймаємо 1800×1200 мм. Відмітка верхнього обрізу фундаменту приймається $-0,20$ м.

Кількість ступенів — одна. Виліт ступеня по довжині — 750 мм, виліт ступеня по ширині — 600 мм, висота ступеня — 600 мм.

Клас важкого бетону монолітного стовпчастого фундаменту приймаю В15, з маркою по морозостійкості F50.

Плитна частина фундаменту перевіряється розрахунком на продавлювання. При цьому сила продавлювання повинна бути сприйнята бетонним перерізом без встановлення поперечної арматури.

Перевірка плитної частини на продавлювання підколонником проводиться за умовою $F < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt}$ де F — сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, що визначається за формулою

$$F = A_0 \cdot p_{\max} = 0,477 \cdot 249,5 = 119,0 \text{ кН},$$

$$\begin{aligned} A_0 &= 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 2,4 \cdot (3,3 - 1,8 - 2 \cdot 0,55) - 0,25 \cdot (2,4 - 1,2 - 2 \cdot 0,55)^2 = 0,477 \end{aligned}$$

Де h_{op} - робоча висота плитної частини фундаменту;

$$h_{op} = h - h_{cf} - 0,05 = 2,7 - 2,1 - 0,05 = 0,55 \text{ м};$$

$p_{\max}$ - максимальний тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень $p_{\max} = 249,5 \text{ кН/м}^2$.

$$\text{Оскільки } b - b_{cf} > 2 \cdot h_{op} = 2,4 - 1,2 > 2 \cdot 0,55 = 1,2 > 1,1 ,$$

$$b_m = b_{cf} + h_{op} = 1,2 + 0,55 = 1,75.$$

$$R_{bt} = 750 \text{ кПа, оскільки клас бетону В15.}$$

$$F < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} = 119,0 < 1,75 \cdot 0,55 \cdot 750 = 331,2 < 721,9 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто продавлювання плитної частини фундаменту підколонником не спостерігається.

Фундамент армується наступним чином: плита - сіткою С1 зі стрижнів класу А400 і діаметром 12 мм, оскільки $l > 3 \text{ м}$, з кроком 200 мм; підколонник — просторовим каркасом КП-1 зі стрижнів класу А240 та А400.

Армується подошва фундаменту однією сіткою з робочою арматурою у двох напрямках.

Поздовжня робоча арматура просторового каркаса КП-1 класу А400 діаметром 12 мм встановлюється з кроком 200 мм, а поперечна арматура класу А240 діаметром 8 мм з кроком 400 мм.

Підбір діаметра арматури для сітки С1 здійснюється в результаті розрахунку фундаменту на міцність. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, у перерізах фундаменту виникають моменти, максимальний з яких виникає в перерізі, що проходить через площину сполучення сходинок з підколонником (переріз 1-1).

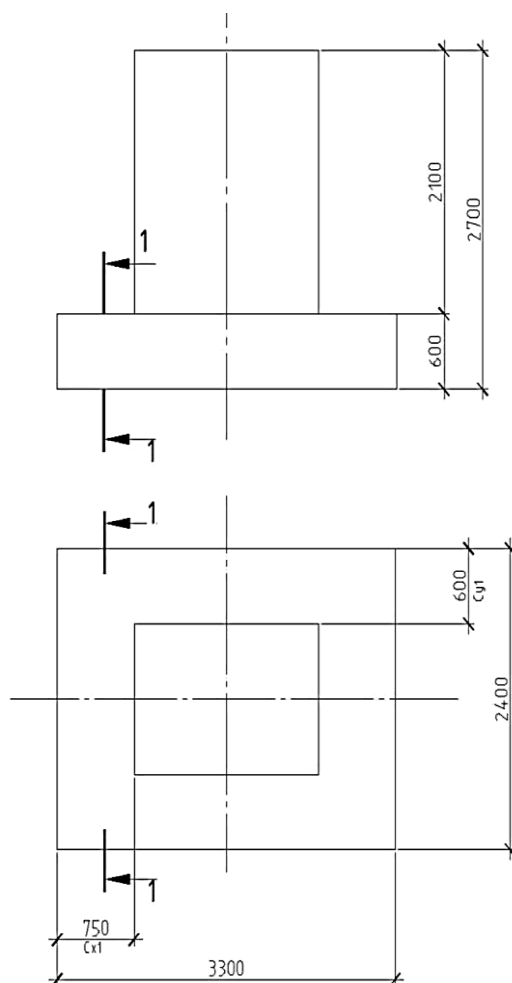


Рисунок 3.2 - Перерізи для розрахунку плити фундаменту на вигин

$$M_{ix} = ((N \cdot c_{xi}^2) / 2l) \cdot (1 - 6 \cdot e_{0x} / l - 4 \cdot e_{0x} \cdot c_{xi} / l^2),$$

N - розрахункове (для першого граничного стану) навантаження на основу без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його обрізах;

$$N = N_{K, \max} + N_{CT} = 700 + 31,5 = 731,5 \text{ кН}.$$

e_{0x} - ексцентриситет навантаження при моменті M , приведену до підшви фундаменту

$$e_{0x} = M_K + Q_K \cdot h - N_{cr} \cdot \alpha$$

c_{xi} - виліт ступеней;

$$e_{0x} = (M_K + Q_K \cdot h - N_{cr} \cdot \alpha) / N = (450 + 50 \cdot 2,7 - 31,5 \cdot 0,71) / 731,5 = 0,77 \text{ м},$$

$$M_{x1} = ((N \cdot c_{xi}^2) / 2l) \cdot (1 + (6 \cdot e_{0x} / l) - (4 \cdot e_{0x} \cdot c_{xi} / l^2)) = ((731,5 \cdot 0,75^2) / 2 \cdot 3,3) \cdot (1 + (6 \cdot 0,77 / 3,3) - (4 \cdot 0,77 \cdot 0,75 / 3,3^2)) = 136,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{yl} = N \cdot c_{yi}^2 / 2b = 731,5 \cdot 0,6^2 / 2 \cdot 2,4 = 54,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальним з отриманих моментів є $M_{x1} = 136,44 \text{ кНм}$, за ним підбираємо арматуру.

Площа робочої арматури дорівнює

$A_s = M / (\xi \cdot h_0 \cdot R_s)$, де h_0 - робоча висота перерізу, що визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури;

R_s - розрахунковий опір арматури, для арматури класу А-400 періодичного профілю діаметром 10 – 40 мм дорівнює 365000 кПа;

ξ - коефіцієнт, що залежить від величини α_m

$$\alpha_m = M / (b \cdot h_0^2 \cdot R_b),$$

b - ширина стиснутої зони перерізу, м;

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню, для бетону марки В15 $R_b = 8,5 \text{ МПа}$.

$$\alpha_m = M / (b \cdot h_0^2 \cdot R_b) = 136,44 / (2,4 \cdot 0,55^2 \cdot 8500) = 0,044$$

$$\xi = 0,979$$

$$A_s = M / (\xi \cdot h_0 \cdot R_s) = 136,44 \cdot 10^3 / (0,978 \cdot 55 \cdot 365) = 6,9 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбираємо арматуру для компонування зварної сітки С1, у напрямку 1 – 17 стрижнів $\phi 12 \text{ мм}$, довжиною 2350 мм А – 400 та $A_s = 19,23 \text{ см}^2$, у напрямку b – 12 стрижнів $\phi 12 \text{ мм}$, довжиною 3350 мм, $A_s = 13,57 \text{ см}^2$.

Під фундаментом влаштовується підготування з бетону В3,5 товщиною 100 мм, з виступом за край плити фундаменту на 150 мм. При цьому товщина захисного шару бетону приймається рівною 35 мм.

Для опори цоколя передбачаються фундаментні балки. Фундаментні балки спираються на бетонні стовпчики, які виконуються на готовому фундаменті,

ширина набетонок повинна бути не менше максимальної ширини балки, а обріз на відмітці—0,35 м. Кріплення бетонного стовпчика до фундаменту здійснюється за рахунок зчеплення бетону з поверхнею фундаменту.

3.4 Розрахунок фундаменту ФмЗ

3.4.1 Визначення глибини закладення фундаменту

Оскільки у нас ґрунт непучистий, приймаємо мінімальну (конструктивну) глибину закладення фундаменту — 2,3 м, уточнивши її під час розрахунку фундаменту на продавлювання.

3.4.2 Визначення розмірів підшви фундаменту ФмЗ

Максимальна сума нормативних вертикальних навантажень, що діють на обріз фундаменту

$$N_{\text{оп}} = N_{\text{max}}/1,15 + N_{\text{ст.}}/1,1 = 420/1,15 + 23,4/1,1 = 386,5 \text{ кН};$$

Площа основи фундаменту

$$A = N_{\text{оп}}/(R_0 - \gamma_{\text{mt}} \cdot d) = 386,5/(250 - 20 \cdot 2,3) = 1,9 \text{ м}^2,$$

де R_0 - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

γ_{mt} - середнє значення питомої ваги ґрунту та бетону, що дорівнює 20 кН/м^3 .

Розміри сторін підшви

$$b = \sqrt{A/\eta} = \sqrt{1,9/1,5} = 1,22 \text{ м},$$

$$l = \eta \cdot b = 1,5 \cdot 1,22 = 1,83 \text{ м}.$$

Отримані дані округлюють до значень, кратних модулю 300мм : $b = 1500 \text{ мм}, l = 1800 \text{ мм}$.

3.4.3 Визначення розрахункового опору ґрунту фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту знаходять для будівель без підвалу при $b < 10 \text{ м}$

$$R = ((\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2})/K) \cdot [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II} + M_c C_{II}] = ((1,25 \cdot 1)/1,1) \cdot 2,3 \cdot 16,5 + 6,72 \cdot 1,6 = 213 \text{ кПа}.$$

Умова виконується, якщо $R_o > R$ не більше 20%: $((250 - 213)/250) \cdot 100 = 14,8\%$.

3.4.4 Перевірка умов розрахунку фундаменту за деформаціями

Перевірка за деформаціями $P_{II} \leq R$; $P_{max} \leq 1,2R$; $P_{min} \geq 0$.

$$G_{fII} = b \cdot l \cdot d \gamma_{mt} = 1,5 \cdot 1,8 \cdot 2,3 \cdot 20 = 124,2 \text{ кН} - \text{вага фундаменту},$$

$N_{II} = N_{OI} + G_{fII} = 386,5 + 124,2 = 510,7 \text{ кН}$ - найбільше вертикальне навантаження, $P_{II} = N_{II}/A = 510,7/2,7 = 198,1 \text{ кПа}$.

Умова $P_{II} \leq R$ виконується $198,1 < 213 \text{ кПа}$ і різниця між ними не перевищує 10% $((213 - 198,1)/213,8 \cdot 100 = 7\%)$.

$$\begin{aligned} P_{max} &\leq 1,2R \\ P_{max,min} &= N'_{II}/A \pm M'_{II}/W, \\ P_{max} &= N'_{II}/A + M'_{II}/W, \\ P_{min} &= N'_{II}/A - M'_{II}/W, \end{aligned}$$

де M'_{II} - розрахункове значення моменту, що діє на підшви фундаменту;
 W - момент опору площі підшви фундаменту; $W = b \cdot l^2/6 = 1,5 \cdot 1,8^2/6 = 0,81 \text{ м}^3$ (для прямокутної підшви).

Перша комбінація:

$$\begin{aligned} P_{max} &= N'_{II}/A + M'_{II}/W = 562,9/2,7 + 166,9/0,81 = 414,5 \text{ кПа}, \\ P_{min} &= N'_{II}/A - M'_{II}/W = 562,9/2,7 - 166,9/0,81 = 2,5 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Друга комбінація:

$$\begin{aligned} P_{max} &= N'_{II}/A + M'_{II}/W = 397,7/2,7 + 149,1/0,81 = 331,4 \text{ кПа}, \\ P_{min} &= N'_{II}/A - M'_{II}/W = 397,7/2,7 - 149,1/0,81 = -36,8 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Умова $P_{max} \leq 1,2R$ не виконується при обох комбінаціях:

$$I - 414,5 > 1,2 \cdot 213 = 255,6 \text{ кПа} \text{ та } II - 331,4 > 255,6 \text{ кПа}.$$

Умова $P_{min} \geq 0$ також не виконується.

Збільшуємо розмір фундаменту, приймаємо $b = 2100 \text{ мм}$, $l = 2100 \text{ мм}$.

$$W = b \cdot l^2 / 6 = 2,1 \cdot 2,1^2 / 6 = 1,5 \text{ м}^3$$

$$A = 2,1 \cdot 2,1 = 4,41 \text{ м}^2$$

Перша комбінація:

$$P_{max} = N'_{II} / A + M'_{II} / W = 562,9 / 4,41 + 166,9 / 1,5 = 238,9 \text{ кПа},$$

$$P_{min} = N'_{II} / A - M'_{II} / W = 562,9 / 4,41 - 166,9 / 1,5 = 16,3 \text{ кПа}.$$

Друга комбінація:

$$P_{max} = N'_{II} / A + M'_{II} / W = 397,7 / 4,41 + 149,1 / 1,5 = 189,6 \text{ кПа},$$

$$P_{min} = N'_{II} / A - M'_{II} / W = 397,7 / 4,41 - 149,1 / 1,5 = 9,2 \text{ кПа}.$$

Умова $P_{max} \leq 1,2R$ виконується при обох комбінаціях:

I—238,9 < 255,6 кПа і II—189,6 < 255,6 кПа.

Умова $P_{min} \geq 0$ також виконується. Крайовий тиск знаходять при дії моментів різних напрямків, епюри тиску на ґрунт дивись на рисунку 3.3.

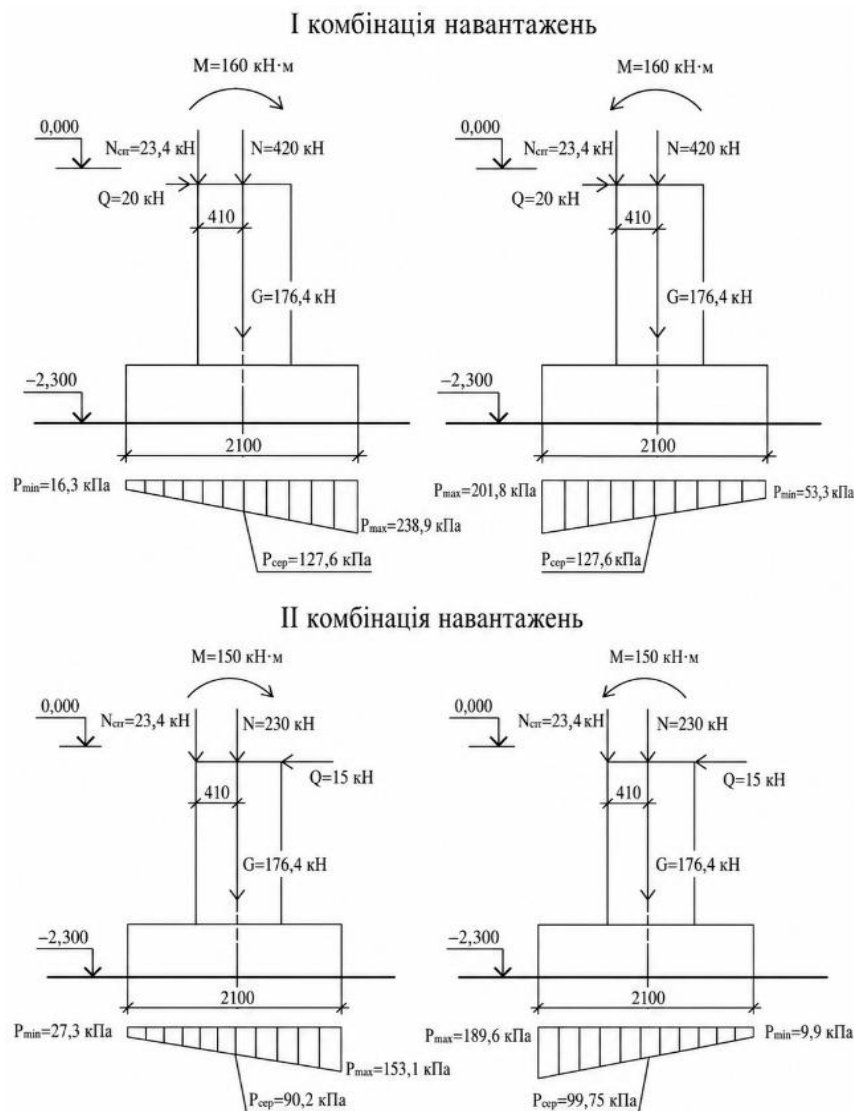


Рисунок 3.3 - Епюри контактного тиску

3.4.5 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування

Розрахунок основи за деформаціями полягає у перевірці умови:

$S < S_u$; де S - очікувана деформація фундаменту (середня осідання), що визначається розрахунком при проектуванні фундаменту;

S_u - гранична сукупна деформація основи та споруди, що призначається при проектуванні будівлі. Для одноповерхової промислової будівлі значення S_u дорівнює 15 см.

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

$$\sigma_{zg0} = \gamma_{\text{пш}} \cdot h_{\text{пш}} = 16,5 \cdot 2,3 = 37,95 \text{ кПа},$$

де γ - питома вага пілоподібного піску,

h - товщина шару.

Потім додають тиск від кожного нижчого шару $\gamma_i \cdot h_i$:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \sum \gamma_i \cdot h_i,$$

Додатковий тиск під підшвою фундаменту

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zg0} = 127,6 - 37,95 = 89,65 \text{ кПа},$$

де P_{II} - середній тиск на фундамент, 89,65 кПа.

За даними $2z/b$ та співвідношенням сторін підшви $\eta = l/b = 1,375$ встановлюють за [15] значення коефіцієнта розсіювання напружень α ; для проміжних значень $2z/b$ та η значення α визначаються інтерполяцією.

Додаткова вертикальна напруга в шарі:

$$(\sigma_{zpci} + \sigma_{zpi+1})/2.$$

Середнє осідання основи:

$$S_i = \sigma_{zpi} h_i \beta / E_i,$$

де $\beta = 0,8$,

E_i - модуль деформації i -го шару, кПа.

$S = 4,44$ см не перевищує граничного значення осідання $S_u = 15$ см, умова дотримується.

3.4.6 Проектування стовпчастого фундаменту Фм3

Стовпчастий фундамент складається з плити та підколонника. Перетин підколонника приймаємо 900 х 900 мм. Відмітка верхнього обрізу фундаменту приймається в –0,20 м.

Кількість ступенів – одна. Виліт ступеня – 600 мм, висота ступеня – 600 мм.

Клас важкого монолітного бетону стовпчастого фундаменту приймаю В15, з маркою по морозостійкості F50.

Перевірка плитної частини на продавлювання підколонником

$$F < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt}$$

де F - сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, що визначається за формулою

$$F = A_0 \cdot p_{\max} = 0,1 \cdot 238,9 = 13,89 \text{ кН}$$

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2 = \\ = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,55) - 0,25 \cdot (2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,55)^2 = 0,1$$

де h_{op} - робоча висота плитної частини фундаменту;

$$h_{op} = h - h_{cf} - 0,05 = 2,1 - 1,5 - 0,05 = 0,55 \text{ м}$$

$p_{\max}$ - максимальний тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень $p_{\max} = 238,9 \text{ кН/м}^2$.

$$\text{Оскільки } b - b_{cf} > 2 \cdot h_{op} = 2,1 - 0,9 > 2 \cdot 0,55 = 1,2 > 1,1 ,$$

$$b_m = b_{cf} + h_{op} = 0,9 + 0,55 = 1,45$$

$$R_{bt} = 750 \text{ кПа, оскільки клас бетону В15.}$$

$$F < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} = 13,89 < 1,45 \cdot 0,55 \cdot 750 = 13,89 < 598,1 \text{ кН}$$

Умова виконується, тобто продавлювання плитної частини фундаменту підколонником не спостерігається.

Фундамент армується наступним чином: плита - сіткою С2 зі стрижнів класу А400 і діаметром 12 мм з кроком 200 мм; підколонник просторовим каркасом КП-1 зі стрижнів класу А240 і А400.

Армується підшва фундаменту однією сіткою з робочою арматурою у двох напрямках.

Поздовжня робоча арматура просторового каркаса класу А400 діаметром 12 мм встановлюється з кроком 200 мм, а поперечна арматура класу А240 діаметром 8 мм з кроком 400 мм.

Підбір діаметра арматури для сітки С2 здійснюється в результаті розрахунку фундаменту на міцність. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, у перерізах фундаменту виникають моменти, максимальний з яких виникає в перерізі, що проходить через площину сполучення сходинки з підколонником.

$$M_{ix} = (((N \cdot c^2_{xi})/2l) \cdot (1 - 6 \cdot e_{0x}/l - 4 \cdot e_{0x} \cdot C_{xi}/l^2)),$$

N - розрахункове (для першого граничного стану) навантаження на основу без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його обрізах;

$$N = N_{K,max} + N_{CT} = 420 + 23,4 = 443,4 \text{ кН}.$$

e_{0x} - ексцентриситет навантаження при моменті M , приведену до підшви фундаменту

$$e_{0x} = M_K + Q_K \cdot h - N_{cr} \cdot \alpha,$$

$$e_{0x} = (M_K + Q_K \cdot h - N_{cr} \cdot \alpha)/N = (160 + 20 \cdot 2,1 - 23,4 \cdot 0,41)/443,4 = 0,43 \text{ м};$$

$$M_{x1} = ((N \cdot c^2_{xi})/2l) \cdot (1 + (6 \cdot e_{0x}/l) - (4 \cdot e_{0x} \cdot c_{xi}/l^2)) =$$

$$= ((443,4 \cdot 0,6^2)/2 \cdot 2,1) \cdot (1 + (6 \cdot 0,43/2,1) - (4 \cdot 0,43 \cdot 0,6/2,1^2)) = 4,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{yl} = N \cdot c^2_{yi}/2b = 443,4 \cdot 0,6^2/2 \cdot 2,1 = 38 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальним з отриманих моментів є $M_{yl} = 38 \text{ кНм}$, за ним підбираємо арматуру.

Площа робочої арматури дорівнює

$$A_s = M/(\xi \cdot h_0 \cdot R_s)$$

де h_0 - робоча висота перерізу, що визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури;

R_s - розрахунковий опір арматури, для арматури класу А – 400 періодичного профілю діаметром 10 – 40 мм, що дорівнює 365000 кПа;

ξ - коефіцієнт, що залежить від величини α_m

$$\alpha_m = M/(b \cdot h_0^2 \cdot R_b),$$

b - ширина стиснутої зони перерізу, м;

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню, для бетону марки В15 $R_b = 8,5$ МПа.

$$\alpha_m = M / (b \cdot h_0^2 \cdot R_b) = 38 / (2,1 \cdot 0,55^2 \cdot 8500) = 0,007$$

$$\xi = 0,995$$

$$A_s = M / (\xi \cdot h_0 \cdot R_s) = 38 \cdot 10^3 / (0,995 \cdot 55 \cdot 365) = 1,9 \text{ см}^2$$

За сортаментом підбираємо арматуру для компонування зварної сітки С 2, у напрямку l – 11 стрижнів $\phi 12$ мм, довжиною 2050 мм А-400 і з $A_s = 12,6 \text{ см}^2$, у напрямку b – 11 стрижнів $\phi 12$ м, довжиною 2050 мм, $A_s = 12,6 \text{ см}^2$.

Під фундаментом влаштовується підготування з бетону В3,5 товщиною 100 мм, з виступом за край плити фундаменту на 150 мм. При цьому товщина захисного шару бетону приймається рівною 35 мм.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Техніка безпеки та охорона праці

Відповідальність за виконання заходів з техніки безпеки, охорони праці, промислової санітарії, пожежної та екологічної безпеки покладається на керівників робіт, призначених наказом. Відповідальна особа здійснює організаційне керівництво монтажними роботами безпосередньо або через бригадира. Розпорядження та вказівки відповідальної особи є обов'язковими для всіх, хто працює на об'єкті.

Охорона праці робітників повинна забезпечуватися видачею адміністрацією необхідних засобів індивідуального захисту (спеціального одягу, взуття тощо), виконанням заходів щодо колективного захисту робітників (огорожі, освітлення, вентиляція, захисні та запобіжні пристрої та пристосування тощо), санітарно-побутовими приміщеннями та пристроями відповідно до чинних норм та характеру виконуваних робіт. Для робітників мають бути створені необхідні умови праці, харчування та відпочинку.

Роботи виконуються у спецвзутті та спецодязі. Усі особи, які перебувають на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски.

Рішення з техніки безпеки повинні враховуватися та знаходити відображення в організаційно-технологічних картах і схемах на виконання робіт.

Монтажні роботи слід проводити тільки за наявності проекту виконання робіт, технологічних карт або монтажних схем. За відсутності зазначених документів монтажні роботи проводити забороняється.

У проектах виконання робіт слід передбачати раціональні режими праці та відпочинку відповідно до різних кліматичних зон країни та умов праці.

Порядок виконання монтажу конструкцій, визначений проектом виконання робіт, повинен бути таким, щоб попередня операція повністю виключала можливість небезпеки при виконанні наступних.

Монтаж конструкцій повинні проводити монтажники, які пройшли спеціальне навчання та ознайомлені зі специфікою монтажу металевих конструкцій.

Роботи з монтажу металевих конструкцій дозволяється виконувати тільки справним інструментом, при дотриманні умов його експлуатації. Монтажники, які виконують роботи на висоті, повинні виконувати роботи при страхуванні монтажними поясами, прикріпленими до місць, зазначених виконавцем робіт. Монтажний пояс повинен бути випробуваний і мати бирку.

Перед допуском до роботи з монтажу металоконструкцій керівники організацій зобов'язані забезпечити навчання та проведення інструктажу з техніки безпеки на робочому місці. Відповідальність за правильну організацію безпечного ведення робіт на об'єкті покладається на виконавця робіт та майстра.

Робітники, які виконують монтажні роботи, зобов'язані знати:

- небезпечні та шкідливі для організму виробничі фактори виконуваних робіт;
- правила особистої гігієни;
- інструкції з технології виконання монтажних робіт, утримання робочого місця, з техніки безпеки, виробничої санітарії, протипожежної безпеки;
- правила надання першої медичної допомоги.

З метою безпеки виконання робіт на об'єкті бригадир зобов'язаний:

- перед початком зміни особисто перевірити стан техніки безпеки на всіх робочих місцях бригади, якою він керує, та негайно усунути виявлені порушення. Якщо порушення не можуть бути усунені силами бригади або загрожують здоров'ю чи життю працівників, бригадир повинен доповісти про це майстру або виконавцю робіт і не приступати до роботи;
- Постійно в процесі роботи навчати членів бригади безпечним прийомом праці, контролювати правильність їх виконання, забезпечувати трудову дисципліну серед членів бригади та дотримання ними правил внутрішнього розпорядку і негайно усувати порушення техніки безпеки членами бригади;
- Організувати роботи відповідно до проекту виконання робіт;

- Не допускати до роботи членів бригади без засобів індивідуального захисту, спецодягу та спецвзуття;
- Стежити за чистотою робочих місць, огороженням небезпечних місць та дотриманням необхідних габаритів;
- Не допускати перебування в небезпечних зонах членів бригади або сторонніх осіб. Не допускати до роботи осіб з ознаками захворювання або в нетверезому стані, видаляти їх з території будівельного майданчика.

Особа, відповідальна за безпечне виконання робіт, зобов'язана:

- ознайомити робітників з ообочою технологічною картою під підпис;
- стежити за справним станом інструментів, механізмів та пристосувань;
- роз'яснити працівникам їхні обов'язки та послідовність виконання операцій.

Застосовувати електричні машини (електрифікований інструмент) слід з дотриманням вимог:

застосовувати ручні електричні машини дозволяється тільки відповідно до призначення, зазначеного в паспорті;

перед початком роботи слід перевірити справність машини: справність кабелю (шнура), чіткість роботи вимикача, роботу на холостому ходу.

До роботи з ручними електричними машинами (електрифікованим інструментом) допускаються особи, які пройшли виробниче навчання та мають кваліфікаційну групу з техніки безпеки.

Перед початком робіт машиніст вантажопідйомного крана повинен перевірити:

- механізм крана, його гальма та кріплення, а також ходову частину та тяговий пристрій;
- справність приладів і пристроїв безпеки на крані (кінцевих вимикачів, показчика вантажопідйомності залежно від вильоту стріли, сигнального приладу, аварійного рубильника, обмежувача вантажопідйомності та ін.);
- стрілу та її підвіску;
- стан канатів та вантажозахоплювальних пристосувань (траверс, гаків).

– на холостому ході всі механізми крана, електрообладнання, звуковий сигнал, кінцеві вимикачі, прилади безпеки та блокувальні пристрої, гальма та протиугінні засоби. При виявленні несправностей та неможливості їх усунення своїми силами кранівник зобов'язаний доповісти механіку або майстру. Працювати на несправному крані забороняється.

4.2 Заходи з охорони праці та техніки безпеки

Повинен бути організований постійний контроль працівниками справності обладнання, пристосувань, інструменту, перевірка наявності та цілісності огорож, захисного заземлення та інших засобів захисту до початку робіт і в процесі роботи на робочих місцях згідно з інструкціями з охорони праці;

При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вжити заходів для їх усунення власними силами, а в разі неможливості цього припинити роботи та поінформувати посадову особу.

У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходів щодо усунення небезпеки, а за необхідності забезпечити евакуацію людей у безпечне місце.

Відповідно до законодавства на роботах зі шкідливими та (або) небезпечними умовами праці, а також на роботах, пов'язаних із забрудненням, роботодавець зобов'язаний безкоштовно забезпечити видачу сертифікованих засобів індивідуального захисту.

Проїзди, проходи на виробничих територіях, а також проходи до робочих місць і на робочих місцях повинні утримуватися в чистоті та порядку, очищатися від сміття та снігу, не захащуватися матеріалами та конструкціями, що складаються.

Місця проходу людей у межах небезпечної зони 30 м повинні мати захисні огорожі. Входи до будівель (споруд), що споруджуються, повинні бути захищені зверху козирком шириною не менше 2 м від стіни будівлі.

У місцях переходу через траншеї, ями, канави повинні бути встановлені перехідні містки шириною не менше 1 м, огорожені з обох боків поручнями висотою не менше 1,1 м, із суцільною обшивкою внизу на висоту 0,15 м і з додатковою огорожувальною планкою на висоті 0,5 м від настилу.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби повинні бути освітлені відповідно до вимог державних стандартів.

Небезпечні зони, до яких заборонено вхід особам, не пов'язаним з даним видом робіт, огорожуються та позначаються.

Тимчасові адміністративно-господарські та побутові будівлі та споруди розміщені поза небезпечною зоною від роботи монтажного крана.

Туалети розміщені таким чином, що відстань від найвіддаленішого місця поза будівлею не перевищує 200 м.

Питні установки розміщені на відстані, що не перевищує 75 м від робочих місць.

Позначено місця для куріння та розміщено пожежні пости, обладнані інвентарем для пожежогасіння.

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт та перебування сторонніх осіб.

Монтаж конструкцій кожного вищерозташованого поверху (ярусу) багатоповерхової будівлі слід проводити після закріплення всіх встановлених монтажних елементів за проектом і досягнення бетоном (розчином) стиків несучих конструкцій необхідної міцності.

У процесі монтажу конструкцій будівель або споруд монтажники повинні перебувати на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або засобах підмоцнування.

Забороняється перебування людей на елементах конструкцій та обладнання під час їх підйому та переміщення.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу слід застосовувати сходи, перехідні містки та трапи, що мають огороження.

Стропування елементів, що монтуються, слід проводити в місцях, зазначених у робочих кресленнях, і забезпечити їх підйом та подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Забороняється підйом елементів будівельних конструкцій, що не мають монтажних петель, отворів або маркування та міток, що забезпечують їх правильне стропування та монтаж.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду та криги необхідно проводити до їх підйому.

Монтовані елементи слід підіймати плавно, без ривків, розгойдування та обертання.

Піднімати конструкції слід у два прийоми: спочатку на висоту 20–30 см, потім після перевірки надійності стропування проводити подальший підйом.

При переміщенні конструкцій або обладнання відстань між ними та виступаючими частинами змонтованого обладнання або інших конструкцій має бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі — не менше 0,5 м.

Забороняється виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледі, грозі або тумані, що унеможлиблюють видимість у межах фронту робіт.

Фундамент являє собою залізобетонний монолітний ростверк на забитих залізобетонних палях.

Безпосереднє забивання залізобетонних паль складається з наступних етапів:

– на стовбурі палі з кроком в 1 метр за допомогою фарби наносяться розмірні позначки, за якими інженери візуально визначають рівень занурення конструкції;

- палі, що знаходиться на витратному складі, зачіпається за допомогою лебідки копрової установки (на самій палі розташовані монтажні петлі під вантажний гак), після чого копрова установка підтягує стовп до місця занурення;
- виконується стропування палі. Конструкція фіксується за верхню монтажну петлю за допомогою карабіна лебідки стрілового крана, додатково закріплюючись скобою страхувального стропа в нижній частині;
- паля піднімається в повітря, переміщується у вертикальне положення і впирається вістрям у ґрунт, після чого її верхня частина підводиться під наголовник дизельного молота;
- молот опускається по копровій щоглі та фіксується на палі, проводиться коригування положення стовпа та зіставлення його вертикальної осі з віссю ударної частини дизель-молота;
- оператор копрової установки запускає дизель-молот. Доти, доки стовп не зануриться в ґрунт на глибину 1.5 – 2 метрів, молот завдає ударів з амплітудою руху в 30 – 40 сантиметрів з потужністю в 25 – 30% від максимальної. Такі удари виконують направляючу функцію;
- далі дизель-молот починає працювати на повній потужності, здійснюється занурення палі до настання розрахованого в проєкті відмови. Під час забивання постійно перевіряється вертикальність входження стовпа в ґрунт, при виявленні відхилень від вертикальної осі його положення коригується за допомогою відтяжки тросом або бічних упорів.

Перед монтажем колон перевіряють правильність установки фундаментів і анкерних болтів, вивіряючи їх геодезичними інструментами.

Колони піднімають у вертикальному положенні. Підтягнуту колону наводять на анкерні болти, спирають на фундамент і закріплюють до фундаменту анкерними болтами за допомогою гайок.

Бошмак колони спирають на вивірені сталеві опорні плити. Змонтовану колону до її розстропування необхідно встановити по схилу, закріпити анкерними болтами і розчалити вздовж ряду. Розчалки прикріплюють до фундаментів сусідніх колон і знімають їх після надійного закріплення останніх.

Вирівняні колони закріплюють анкерними болтами. Чотири анкерні болти забезпечують стійкість колони.

Зовнішні стіни будівлі виконані з «сендвіч-панелей» товщиною 150 мм. Покриття — покрівельні «сендвіч-панелі» на металевих прогонах.

Розвантаження панелей здійснювати за допомогою спеціальних пристосувань, що виключають вплив вантажних строп на бічні кромки панелей.

Допускається розвантажувати лише по одному пакунку панелей.

Пакети панелей повинні зберігатися укладеними в один або кілька ярусів, сумарна висота яких повинна бути не більше 2,4 м. Нижній пакет панелей повинен бути укладений на дерев'яні прокладки товщиною не менше 10 см, розташовані з кроком не більше 1 метра і забезпечують невеликий ухил пакетів панелей при їх складуванні для самотікання конденсату.

У процесі проведення монтажних робіт відкриті поверхні утеплювача необхідно захищати від впливу вологи та сонячної радіації. Забороняється проведення зварювальних робіт та робіт зі шліфувальними машинами в безпосередній близькості від панелей. Після закінчення всіх робіт, пов'язаних з монтажем панелей, необхідно видалити з поверхні панелей захисну поліетиленову плівку, але не пізніше 6 місяців з дня виготовлення панелей.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєктні рішення цеху переробки розчинів, розташованого на південь від м. Павлоград. Прийняті архітектурно-будівельні, конструктивні та фундаментні рішення спрямовані на забезпечення стабільної роботи виробничої будівлі, раціональне розміщення технологічного обладнання, безпечну експлуатацію приміщень і надійну роботу несучого каркаса.

Мету роботи досягнуто шляхом опрацювання об'ємно-планувальної структури цеху, прийняття конструктивної схеми сталевого каркаса, виконання розрахунку балки перекриття, вузла з'єднання балки з ригелем, покрівельного прогону, проєктування стовпчастих фундаментів Фм2 і Фм3, а також розгляду заходів з безпеки життєдіяльності та охорони праці.

В архітектурно-будівельному розділі охарактеризовано район будівництва, його кліматичні та сейсмічні умови. Будівля запроєктована як промисловий об'єкт із вираженою технологічною структурою, де основний виробничий об'єм поєднується з прибудованими санітарно-побутовими, допоміжними та офісними приміщеннями. Таке компонування відповідає функціональному призначенню цеху та забезпечує розмежування виробничих і обслуговувальних процесів.

Об'ємно-планувальне рішення будівлі сформоване з урахуванням потреб технологічного процесу, висотних параметрів обладнання та кранового обслуговування. Основний цех прийнято одноповерховим, а прибудовані приміщення — різної поверховості, що формує ступінчастий просторовий об'єм. Допоміжні приміщення згруповано біля торцевої частини будівлі, що забезпечує компактність планувальної структури та зручність експлуатації.

Архітектурні рішення фасадів прийнято у стриманому промисловому стилі. Для огорожувальних конструкцій застосовано вертикальні стінові сендвіч-панелі, а кольорове рішення побудовано на поєднанні зелених, білих і сіро-зелених відтінків. Таке оформлення підкреслює технологічне призначення об'єкта та забезпечує цілісне сприйняття основного виробничого об'єму й прибудов.

Внутрішнє оздоблення прийнято з урахуванням умов експлуатації виробничих, допоміжних і офісних приміщень. У виробничій частині перевагу надано світлим нейтральним тонам, що покращують освітленість і сприяють безпечній орієнтації працівників. У приміщеннях із підвищеною вологістю передбачено облицювання керамічною плиткою, а в офісних та побутових зонах — оздоблення матеріалами, придатними для тривалої експлуатації.

У конструктивному розділі прийнято сталевий каркас основного об'єму будівлі. Каркас поділено на температурні та сейсмічні блоки, що відповідає умовам роботи промислової споруди. Поперечна стійкість забезпечується жорстким закріпленням колон у фундаментах, а поздовжня — системою вертикальних зв'язків, розпірок, зв'язків покриття та зв'язкових ферм. Таке рішення забезпечує просторову жорсткість і стійкість будівлі під дією постійних, тимчасових, снігових, вітрових і сейсмічних навантажень. Для основного виробничого об'єму передбачено сталеві рами, двогілкові колони, ферми покриття з круглих труб, ригелі зі зварних двотаврових профілів, прогони та зв'язкові елементи. Для прибудов прийнято сталеву рамно-зв'язкову схему із залізобетонними перекриттями по сталевих балках. Таке конструктивне рішення є технологічним у монтажі та придатним для промислової будівлі зі складною просторовою структурою.

У роботі виконано розрахунок балки перекриття БЗ. У розрахунку враховано навантаження від підлоги, монолітного залізобетонного перекриття, профільованого настилу та власної ваги балки. За результатами перевірок міцності та жорсткості остаточно прийнято двотаврову балку 26Б2, яка забезпечує необхідну несучу здатність і допустиму деформативність елемента.

У роботі виконано розрахунок покрівельного прогону П1. Під час розрахунку враховано навантаження від покрівельного килима, утеплювача, пароізоляції, профільованого настилу, блискавкозахисної сітки, власної ваги прогону та снігового навантаження. За результатами послідовних перевірок підібрано остаточний переріз прогону, який відповідає вимогам міцності та жорсткості.

У розділі фундаментів оцінено інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та визначено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів. Розглянуто ґрунтову основу, представлену пилюватим піском, дрібним піском різного ступеня вологості та текучопластичними суглинками. Таке опрацювання дозволило обґрунтувати прийняті рішення щодо глибини закладення та розмірів фундаментів. Для будівлі запроєктовано стовпчасті фундаменти Фм2 і Фм3. У роботі визначено навантаження, що діють на фундаменти та основу, розміри подошви, розрахунковий опір ґрунту, виконано перевірку умов розрахунку осідання за деформаціями та визначено середнє осідання методом пошарового підсумовування. Прийняті фундаментні рішення забезпечують передачу навантажень від сталевих каркасів на ґрунтову основу та відповідають умовам роботи промислової будівлі.

Також передбачено заходи захисту сталевих конструкцій від корозії та вогневого впливу. Для елементів каркаса основного цеху та прибудов прийнято антикорозійне фарбування відповідними системами покриттів, а для сталевих конструкцій передбачено вогнезахисне покриття, що наноситься після завершення монтажу. Ці рішення спрямовані на підвищення довговічності та безпечної експлуатації будівлі.

У розділі безпеки життєдіяльності та охорони праці розглянуто вимоги до організації безпечного виконання будівельних робіт. Передбачено заходи щодо захисту працівників, безпечної експлуатації машин і механізмів, організації робочих місць, використання засобів індивідуального захисту, а також дотримання вимог виробничої, пожежної та екологічної безпеки.

У кваліфікаційній роботі послідовно вирішено поставлені завдання: охарактеризовано район будівництва та об'єкт, розроблено архітектурно-планувальні рішення, прийнято конструктивну схему сталевих каркасів, виконано розрахунок балки перекриття, болтового з'єднання та покрівельного прогону, запроєктовано стовпчасті фундаменти Фм2 і Фм3, а також опрацьовано заходи з охорони праці. Запропоновані рішення є взаємопов'язаними, технічно обґрунтованими та відповідають призначенню цеху переробки розчинів.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Бодрова Л.Г., Ковальчук Я.О., Крамар Г.М. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів /Міжвузівський збірник «Наукові нотатки». /Категорія В/ Випуск №66, Луцьк, 2019. С.165-171.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Конончук, О. П., Дідик, Н. Б., Кейса, М. В., & Копач, О. О. (3.4). Дослідження впливу різних видів навантаження на роботу каркасу будівлі методом скінченних елементів. Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій», 1, 16-17.

12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

13. Конончук, О. П., Хома, І. Б., & Чайковський, А. С. (3.6). Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 9-10.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клесні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням

якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). — К.: Мінрегіон України, 2011. — 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.

29. V. Bobyk, H. Kramar Features of increasing the energy efficiency of buildings and transparent fencing structures / Scientific Journal of TNTU. — Tern.: TNTU, 2024. — Vol 115. — No 3. — P. 44–53.

30. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.

31. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.