

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з дисципліни «Металеві конструкції»
для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(в 3-х частинах)

Частина 1. Визначення міцнісних та жорсткісних характеристик металевих
конструкцій. Визначення навантажень на конструкції будівель та споруд.
(Електронне видання)

ЗАТВЕРДЖЕНО
на засіданні кафедри
будівництва, урбаністики та
просторового планування
Протокол № 6 від 17.12.2024 р.

Київ, 2024 р.

УДК 624.014

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Металеві конструкції» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (в 3-х частинах) Частина 1. Визначення міцнісних та жорсткісних характеристик металевих конструкцій. Визначення навантажень на конструкції будівель та споруд. (Електронне видання) / Уклад.: К. В. Соколенко, В. М. Соколенко – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2024. – 53 с.

Методичні вказівки мають ціль допомогти студентам денної та заочної форми при виконанні практичних занять оволодіти навичками розрахунку та проектування елементів і з'єднань сталевих конструкцій відповідно до чинних норм проектування. Під час занять вирішуються типові завдання, характерні для проектної практики.

Рецензент:

О.А. Черних, доц., к.т.н.

Укладачі:

К. В. Соколенко, ст. викл., PhD

В. М. Соколенко, доц., к.т.н.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНІСНИХ ТА ЖОРСТКІСНИХ ХАРАКТЕРИСТИК.....	7
1.1 Теоретичні положення	7
1.2 Вказівки до розв’язання задач	9
1.3 Приклади розв’язання задач.....	13
1.4 Вихідні дані до практичного завдання.....	17
1.5 Контрольні питання	19
1.6 Додаткова література за темою.....	19
2 ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД.....	20
2.1 Теоретичні положення	20
2.1.1 Навантаження від власної ваги	20
2.1.2 Навантаження від людей та устаткування.....	23
2.1.3 Снігове навантаження.....	24
2.1.4 Вітрове навантаження.....	28
2.1.5 Збір навантаження та їх сполучення	32
2.2 Вказівки до розв’язання задач	37
2.3 Приклади розв’язання задач.....	38
2.3.1 Вихідні дані.....	38
2.3.2 Постійне навантаження.	40
2.3.3 Снігове навантаження.....	42
2.3.4 Вітрове навантаження.....	43
2.3.5 Кранове навантаження.....	44
2.4 Вихідні дані до практичного завдання.....	48
2.5 Контрольні питання	52
2.6 Додаткова література за темою.....	52

ВСТУП

Розрахунок несучих будівельних конструкцій є відповідальним процесом, оскільки помилки в ньому можуть спричинити серйозні матеріальні збитки через можливі відмови конструкцій.

Дисципліна «Металеві конструкції» охоплює вивчення видів, сфер раціонального використання, конструктивних форм і методів проектування несучих металевих конструкцій для будівель і споруд різного призначення. Ця дисципліна є однією з ключових у підготовці інженерів-будівельників.

Практичні заняття спрямовані на формування навичок розрахунку та проектування елементів і з'єднань сталевих конструкцій відповідно до чинних норм проектування, а також на освоєння користування нормативною та довідковою літературою. Під час занять вирішуються типові завдання, характерні для проектної практики, зокрема:

- Визначення міцнісних та жорсткісних характеристик металевих конструкцій.
- Визначення навантажень на конструкції будівель та споруд.

Для успішного виконання цих завдань необхідно користуватися актуальними нормативними документами та довідковою літературою, на які є посилання в тексті методичних рекомендацій, а також вивчати відповідні розділи навчальної літератури.

Загальні вказівки щодо розрахунку елементів сталевих конструкцій.

Будівельні конструкції, їхні елементи, деталі та вузли за своєю природою вельми різноманітні, як і прийоми їхніх розрахунків на міцність, загальну і місцеву стійкість, жорсткість. Але, незважаючи на різноманіття завдань, вдається виділити загальні правила. Рекомендується дотримуватися такої послідовності під час розв'язання будь-яких завдань.

Добре з'ясувати умову задачі і за необхідності, виписати додаткові дані (розрахункові опори матеріалів, геометричні характеристики тощо).

Опрацювати відповідний даному розділу теоретичний матеріал за підручником, конспектом лекцій, ДБН, посібником тощо. Для деяких завдань потрібне опрацювання матеріалу суміжних дисциплін – опору матеріалів, будівельної механіки.

Виконати необхідні ілюстрації до задачі (розрахункову або конструктивну схему, ескіз вузла, перерізу зварного шва, поперечний переріз елемента тощо). На кресленні поставити чисельні розміри габаритів конструкцій, що полегшить підрахунок геометричних характеристик.

Визначити, як працює елемент, що розраховується (тобто встановити, які внутрішні зусилля (M , N , Q) виникають в елементі (колоні, болті, зварному шві, консолі, перерізі тощо). Визначити ці зусилля і, за необхідності, доповнити креслення

задачі епюрами зусиль або напружень, векторною діаграмою зусиль у болті або діаграмою напружень у точці зварного шва.

Знаючи, як працює елемент, тобто маючи зусилля, легко застосувати відповідну формулу. Формула – це математична модель процесу, вона виражає фізичну сутність явища – роботу конструкції під навантаженням, встановлює певний взаємозв'язок між внутрішніми зусиллями, розмірами елемента і його поперечними перерізами.

Для розрахунків металевих будівельних конструкцій використовують формули, які викладено в чинних нормах проектування сталевих конструкцій – ДБН В.2.6-198:2014 [3]. Виняткове значення в розрахунках надійності має вміння правильно визначати геометричні характеристики перерізу. Жоден розрахунок міцності не можливий без їхнього знання. Залежно від умов завдання ці характеристики можуть бути взяті із сортаменту, або визначені з формули чи обчислені з креслення.

При виконанні розрахунків слід уважно відноситися до узгодження розмірності величин, що входять до розрахункових формул. Як правило, статичні розрахунки конструкцій виконують у метрах і кілоньютонах, а в формули перевірок несучої здатності елементів та з'єднань зручно підставляти величини у мм та ньютонах.

При виконанні розрахунків сталевих конструкцій доцільно користуватися інтернаціональною системою одиниць вимірювання (СІ) наведених у таблиці.

Величини		Одиниці виміру	Позначення	Перетворення величин
Габаритні розміри конструкцій		метри	м	1 м = 100 см
Розміри і геометричні характеристики поперечних перерізів		сантиметри	см, мм	1 см = 10 мм
Навантаження, рівномірно розподілені по площі		паскалі	Па	1 кН/м ² = 1 кПа = 1000 Па
Навантаження, рівномірно розподілені вздовж конструкції		кілоньютони і метри	кН/м	1 кН/м = 1000 Н/м
Зосереджені навантаження, поздовжні та поперечні сили		кілоньютони	кН	1 кН = 1000 Н
Згинаючі, крутні та інші моменти сил	в статичних розрахунках	кілоньютони і метри	кН·м	1 кН·м = 100 кН·см = 10 ⁶ Н·мм
	при перевірках перерізів	кілоньютони і сантиметри	кН·см Н·мм	
Характеристичні й розрахункові опори, напруження в конструкціях		кілоньютони і сантиметри, міліметри	кН/см ²	1 кН/см ² = 10 МПа = 10 Н/мм ²

Рекомендована література

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. . К.: Мінрегіон України, 2018.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. К.: Мінрегіонбуд України, 2020.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.
4. Конспект лекція з дисципліни «Металеві конструкції» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (в 2-ч частинах) Частина 1. Основи розрахунку конструкцій за методом граничних станів. З'єднання металевих конструкцій. (Електронне видання) / Уклад.: В. М. Соколенко, К. В. Соколенко – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2023. – 111 с.
5. Металеві конструкції: Загальний курс: підручник для вищих навчальних закладів. – 2-е видання, перероблене і доповнене / Під загальною редакцією О.О. Нілова та О.В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2010 – 869 с.

1 ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНІСНИХ ТА ЖОРСТКІСНИХ ХАРАКТЕРИСТИК

1.1 Теоретичні положення

Для розрахунку будівельних конструкцій необхідно знати не тільки зусилля, що діють в певних перерізах конструкції, але й характеристики міцності та жорсткості. Перші залежать від обраної для конструкції марки сталі.

Матеріал - один з основних чинників, що визначають надійність, довговічність і економічність несучих металоконструкцій. Тому будівельні сталі повинні мати відповідні механічні характеристики, мати певний хімічний склад у зв'язку зі зварюванням і корозією сталі, добре зварюватися і бути економічними.

Металургійні заводи постачають сталь трьох груп: А, Б, В. У розрахункових будівельних конструкціях застосовують здебільшого сталь групи В, яку заводи виробляють з гарантією і механічних властивостей, і хімічного складу. У нерозрахункових зварних елементах може застосовуватися сталь групи Б, з гарантією лише хімічного складу, у клепаних - сталь групи А, з гарантією тільки механічних властивостей.

За ступенем розкислення сталі можуть бути киплячими (нерозкисленими) (КП), напівспокійними (ПС), спокійними (СП). Нерозкислені сталі киплять при охолодженні внаслідок виділення газів. Така сталь має неоднорідну грубозернисту структуру і більш засмічена включеннями; киплячі сталі мають задовільні механічні характеристики, але схильні до старіння й утворення гарячих і холодних тріщин. Для поліпшення якості сталі її розкислюють малими добавками (0,1-0,3%) кремнію, алюмінію, що нейтралізує вплив кисню і сприяє утворенню однорідної дрібнозернистої структури. При охолодженні сталь спокійна.

Легування покращує якість і механічні характеристики сталі, але дороге, тому для зміцнення сталі використовують термообробку, а також термообробку спільно з комплексним легуванням. Основними легувальними добавками, крім вуглецю, є кремній (С), марганець (Г), мідь (Д), хром (Х), нікель (Н), ванадій (Ф), молібден (М), алюміній (Ю), азот (А) у хімічно пов'язаному стані.

Якість сталі, що позначається категорією, залежить від кількості різних вимог, що гарантуються заводом за доплати: механічні характеристики сталі, її хімічний склад, випробування на загин у холодному стані, випробування на ударну в'язкість за різних температур тощо.

У будівництві застосовують вуглецеві сталі 2, 5, 6-ї категорій і низьколеговані - 6, 7, 12, 13, 15-ї категорій.

Частина прокату має більш високі характеристики міцності, ніж встановлені нормами. З метою економії сталі в таких випадках запропоновано розділити сталь на

дві групи міцності з різницею за міцністю на 20-30 МПа, що обумовлено в нормах і є джерелом економії сталі.

Основним стандартом, що регламентує характеристики сталі сталей для будівельних металевих конструкцій, є ДСТУ 8539:2015, згідно з яким фасонний прокат виготовляють зі сталей С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375. Для листового й універсального прокату, і гнутих профілів використовують також сталі С390, С390К, С440, С590.

Сталі С345, С375, С390, С440 можуть поставлятися з підвищеним вмістом міді (для поліпшення корозійної стійкості), при цьому до позначення сталі додають букву «К».

Буква «С» у найменуванні позначає сталь будівельну, цифри показують межу текучості в МПа.

Під час вибору сталі враховують характер і вид силового впливу, умови експлуатації (температуру), призначення споруди та економічні показники. Практично це реалізується за допомогою таблиці Г.1 додатка Г до ДБН В.2.6-198:2014, в якій всі конструкції залежно від призначення і характеру силових впливів розділені на чотири групи. У кожній групі наведено перелік конструкцій, наведені марки і вказані категорії сталей. Під час замовлення вказують групу і сталь, ступінь розкислення, групу міцності, ДСТУ і зварюваність. Наприклад, сталь С255 для зварних конструкцій – за ДСТУ 8539:2015.

Зі сталі, як з будь-якого матеріалу, випускають різні вироби і насамперед прокат. Основними видами прокату є сталі: листова гарячекатана, ширококутова універсальна, рифлена, тонколистова; фасонна - куточки, швелери, двотаври, таври, гнуті профілі, труби; сортова - смуга, коло, квадрат, шестигранник. Крім цього, для з'єднання конструкцій використовують болти звичайної міцності і високоміцні.

Як відомо, при розтягу та стиску міцність та жорсткість стержнів, напруження, що виникають в їх поперечних перерізах залежать від площі поперечних перерізів стержнів. При розрахунках на згин, кручення, складний опір, а також при розрахунку стиснутих стержнів на стійкість більш складні геометричні характеристики перерізів: статичний момент, осьовий, полярний та відцентровий моменти інерції перерізу. Вказані геометричні характеристики залежать не тільки від форми та розмірів перерізу, але й від положення осей та точок (полісів), відносно котрих вони розраховуються.

Геометричні характеристики перерізів можуть бути взяті із сортаменту профілів стандартного прокату (кутики, швелери, двотаври), або визначені з формули як необхідна величина для заданого силового фактору.

1.2 Вказівки до розв'язання задач

Мета заняття: ознайомитися із класифікацією металевих конструкцій за відповідальністю, призначенням і напруженим станом, навчитися вибирати марку сталі для несучих конструкцій з урахуванням умов роботи, визначати характеристичні та розрахункові опори сталі, геометричні характеристики сталевих перерізів.

Вихідні дані: індивідуальне завдання на проектування конструкцій балкової клітини (видається викладачем); завдання на розрахунок геометричних характеристик сталевих перерізів відповідно до індивідуального варіанта.

Підбір марки сталі для конструкції та визначення характеристик опору сталі.

1. Ознайомитися із загальною структурою ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» [3], як з основним нормативним документом, що встановлює правила проектування несучих сталевих конструкцій для будівництва.
2. Ознайомитися з розділом 5 ДБН В.1.2-14:2018 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» [1], який регламентує класифікацію будівельних об'єктів і конструкцій за відповідальністю, а також порядок встановлення термінів їх експлуатації.
3. Вивчити пункти 5.3.5 та 5.3.6 ДБН [3], які встановлюють класифікацію сталевих конструкцій та їх елементів за відповідальністю, призначенням і напруженим станом.
4. Виконати класифікацію сталевих конструкцій (колон, другорядної та головної балки балкової клітини) за схемою таблиці 1.1 у такому порядку:
 - a. Клас наслідків (відповідальності) будівлі (СС1, СС2, СС3) визначається згідно з пунктом 5.1 ДБН [1] та довідковим додатком А ДБН В.1.2-14-2009 (недіючий), де наведено орієнтовний перелік будівель і споруд за класами відповідальності.
 - b. Категорія відповідальності конструкції за призначенням (А, Б, В) встановлюється згідно з пунктом 5.2 ДБН [1], пунктом 5.3.5 і додатком А ДБН [3].
 - c. Категорія конструкції за напруженим станом (І, ІІ, ІІІ) визначається згідно з пунктом 5.3.6 ДБН [3]. Категорії металевих конструкцій за призначенням і за напруженим станом наведені в додатку А ДБН [3].
 - d. Наявність напружень розтягу від розрахункового навантаження встановлюється за розрахунковою схемою конструкції.
 - e. Несприятливий вплив зварних з'єднань враховується, якщо вони розташовані у місцях дії значних розрахункових розтягувальних напружень ($\sigma > 0.3R_y$; $\sigma > 0.3R_{wz}$), або в місцях, де міцність зварного з'єднання визначає придатність до експлуатації конструкції в цілому (примітка до таблиці А.2 ДБН [3]).

- f. Результати класифікації оформлюються у вигляді за зразком таблиці 1.1.
5. Ознайомитися з пунктом 5.3 [1], визначити встановлений термін експлуатації T_{ef} для конструкцій балкової клітини і занести його до таблиці 1.2.

Таблиця 1.1 – Результати класифікації несучих конструкцій каркасу

Показники	Позначення	Колона		Другорядна балка		Головна балка	
		знач.	бали	знач.	бали	знач.	бали
Клас відповідальності будівлі	S_1						
Категорія відповідальності конструкції за призначенням	S_2						
Категорія конструкції за напруженим станом	S_3						
Наявність напружень розтягу від розрахункового навантаження	S_4						
Несприятливий вплив зварних з'єднань	S_5						
Сума балів							
Група конструкцій							
Клас сталі							
Коефіцієнт γ_n							
Термін експлуатації T_{ef}, роки							

6. За пунктами 7.6.4 і 7.6.5 ДБН [1] визначити коефіцієнти відповідальності γ_n для розрахунку колони та балок за граничними станами першої групи в усталеній розрахунковій ситуації та занести його до таблиці 1.2.
7. Ознайомитися з пунктами 6.1, 6.2.1 ДБН [3], які регламентують вимоги до сталей і порядок вибору сталі для металевих конструкцій.
8. Виходячи з результатів виконаної класифікації, в таблиці 1.2 проставити відповідні бали згідно з таблицею А.2 ДБН [3].
9. Обчислити суми балів у таблиці 1.2, за вказівками пункту А.1 ДБН [3] встановити номери груп, до яких належать колони та балки, і вказати їх в таблиці 1.2.

10. За таблицею Г.1 ДБН [3] вибрати сталь для колон та балок балкового майданчика. Порівняти визначений клас сталі із зазначеним в індивідуальному завданні.
11. Ознайомитися з пунктами 7.1...7.4 ДБН [3], які встановлюють порядок визначення розрахункових характеристик сталей.
12. За таблицею Г.2 ДБН [3] визначити характеристичні та розрахункові опори листового чи фасонного прокату із заданої сталі (в МПа) і занести їх до таблиці, оформленої за зразком таблиці 1.2. До підбору перерізів виписати декілька товщин прокату. Розрахунковий опір зсуву визначається за формулою з таблиці 7.1 ДБН [3]: $R_s=0,58 R_y$, а розрахунковий опір зминанню торцевої поверхні R_p – за таблицею Г.4 ДБН [3] залежно від тимчасового опору R_{un}

Таблиця 1.2. – Розрахункові характеристики сталі

Характеристики		Конструкції		
		Колона	Другорядна балка	Головна балка
Клас сталі				
Назва профілю				
Межі товщини, мм				
Характеристичні опори, МПа	R_{yn}			
	R_{un}			
Розрахункові опори, МПа	R_y			
	R_u			
	R_s			
	R_p			

Визначення геометричних характеристик перерізу.

Найчастіше характеристики перерізів обчислюють безпосередньо з креслення поперечного перерізу елемента. Під час обчислення характеристик рекомендується дотримуватися такої послідовності:

1. Накреслити масштабну схему перерізу, вказавши в числах лише необхідні розміри окремих елементів, що утворюють переріз.

2. Якщо переріз має стандартні елементи, то слід виписати зі сортаменту найнеобхідніші дані профілів: осьові моменти інерції та площу їхнього перерізу.

3. Обчислити центр ваги всього перерізу, якщо він несиметричний. Попередньо встановлюють вісь, щодо якої визначають статичний момент площі. Зазвичай її призначають або по крайній грані профілю, або через центр ваги одного з елементів.

Залежно від положення осі статичний момент площі може мати позитивне або негативне значення. Щодо центральної осі він дорівнює нулю.

Віднесемо переріз до довільних осей координат y та z . Координати центра ваги визначаються за формулами:

$$y_c = \frac{\sum S_z}{A} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i y_i}{A_i}; z_c = \frac{\sum S_y}{A} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i z_i}{A_i}$$

Де S_y, S_z – статичні моменти опору перерізу відносно довільних осей, y та z ; $A_i, (i = 1, 2, 3 \dots n)$ – площі елементів перерізу; y_i, z_i – координати центрів ваги елементів перерізу в осях y та z

4. Визначаємо осьові та центробіжні моменти інерції елементів перерізу відносно власних центральних осей з сортаменту для профілів або за формулами для елементарних фігур.

$$I_{zc} = \sum_{i=1}^n I_{zi} + a_i^2 A_i; I_{zc yc} = \sum_{i=1}^n I_{zi} y_i + a_i b_i A_i$$

Де a_i, b_i – відстані від центрів ваги елементів перерізу в осях z_c та y_c

5. Визначення положення головних центральних осей інерції перерізу

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{2I_{zc yc}}{I_{zc} - I_{yc}} \rightarrow \arctan 2\alpha$$

6. Визначення головних моментів інерції

$$I_{\frac{\max}{\min}} = \frac{I_{zc} + I_{yc}}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(I_{zc} - I_{yc})^2 + 4I_{zc yc}^2}$$

Перевірка:

$$I_{\max} + I_{\min} = I_{zc} + I_{yc} = \text{const}$$

7. Визначення головних радіусів інерції

$$i_{\frac{\max}{\min}} = \sqrt{I_{\frac{\max}{\min}} / A_{tot}}$$

8. Визначення координат найбільш віддалених від головних осей точок.

9. Визначення осьового моменту опору для найбільш віддалених від головних осей точок.

$$W_{\frac{z+}{z-}} = \frac{I_{\frac{\max}{\min}}}{z_{\frac{\max}{\min}}}; W_{\frac{y+}{y-}} = \frac{I_{\frac{\max}{\min}}}{y_{\frac{\max}{\min}}}$$

Для автоматизованого вирішення зазначеної задачі доцільне використання програми-сателіту КС-САПР (конструктор перерізів, з комплексу поставки ПК «ЛПРА-САПР») яка представляє собою спеціалізоване графічне середовище і містить інструменти для формування перетинів довільної конфігурації, та дозволяє виконувати обчислення осьових, згинальних, крутильних, зсувних і пластичних характеристик жорсткості та побудови ізополей напружень по заданих зусиллям.

Перша частина практичного завдання оформлюється за зразком таблиць 1.1 та 1.2, друга частина оформлюється у вигляді розрахунку. Отримані результати здаються на перевірку з метою оцінювання роботи на практичному занятті.

1.3 Приклади розв'язання задач

Завдання 1. Для одноповерхового, однопрольотного сталевго каркасу виробничої будівлі (механічний цех машинобудівної галузі) виконати підбір марок сталі для підкранової балки, кроквяної ферми (з паралельними поясами з кутиків) та її фасонки, колон каркасу, прогонів покриття.

Відповідно до розглянутої методики заповнюємо таблиці 1.3 та 1.4.

Таблиця 1.3. Результати класифікації несучих конструкцій каркасу

Показники	Позначення	Підкранова балка		Кроквяна ферма		Фасонки		Колони каркасу		Прогони покриття	
		Знач.	бали	Знач.	бали	Знач.	бали	Знач.	бали	Знач.	бали
Клас відповідальності будівлі	S_1	CC2	0	CC2	0	CC2	0	CC2	0	CC2	0
Категорія відповідальності конструкції за призначенням	S_2	A	11	A	11	A	11	A	11	B	4
Категорія конструкції за напруженим станом	S_3	I	8	II	5	II	5	III	1	II	5
Наявність напружень розтягу від розрахункового навантаження	S_4	+	7	+	7	+	7	-	2	+	7
Несприятливий вплив зварних з'єднань	S_5	-	2	+	6	+	6	-	2	-	2
Сума балів		28		29		29		16		18	
Група конструкцій		1		1		1		4		4	
Клас сталі		C255		C255		C255		C235		C235	
Коефіцієнт відповідальності γ_n (1ГГС/2ГГС)		1,1/0,975		1,1/0,975		1,1/0,975		1,1/0,975		1,05/0,975	
Термін експлуатації T_{ef} , роки		60		60		60		60		60	

Таблиця 1.4. Характеристичні і розрахункові опори обраних марок сталі

Характеристики	Конструкції				
	Підкранова балка	Кроквяна ферма	Фасонки	Колони каркасу	Прогони покриття
Клас сталі	C255	C255	C255	C235	C235
Назва профілю	листовий	фасон	листовий	листовий	фасон
Межі товщини, мм	10-20	10-20	4-10	2-20	2-20
Характеристичні опори, МПа	R_{yn}	245	245	235	235
	R_{un}	370	370	360	360
Розрахункові опори, МПа	R_y	240	240	230	230
	R_u	360	360	350	350
	R_s	139,2	139,2	133,4	133,4
	R_p	336	336	327	327

Завдання 2. Визначити осьові моменти інерції, радіуси інерції, а також максимальний і мінімальний моменти опору для перерізу, що складається з двотавру №40, швелера №27У та полоси 0.8×100 см.

З сортаменту виписуємо характеристики елементів перерізу. Для №40 (ДСТУ 8768) – $A = 72.6 \text{ см}^2$, $I_x = 19062 \text{ см}^4$, $I_y = 667 \text{ см}^4$. Для швелера №27У (ДСТУ 3436-96) – $A = 35.2 \text{ см}^2$, $I_x = 4160 \text{ см}^4$, $I_y = 262 \text{ см}^4$, $z_0 = 2.47 \text{ см}$

Площа поперечного перерізу:

$$A = 72.6 + 35.2 + 0.8 \cdot 100 = 187.8 \text{ см}^2$$

Прийнявши за вісь відліку вісь x , яка проходить через центр ваги швелера, визначимо статичний момент площі:

$$S_{x1} = 72.6 \cdot (100 - 2.47) + 0.8 \cdot 100 \cdot (50 - 2.47) - 0.8 \cdot 1.9 \cdot 0.95 = 10882 \text{ см}^3$$

Координата центра ваги:

$$y_c = \frac{10882}{187.8} \cong 58 \text{ см}$$

Необхідні відстані від нейтральної осі для виконання розрахунків показані на рисунку 1.1.

Розраховуємо осьові моменти інерції:

$$I_x = 667 + 72.6 \cdot 39.6^2 + \frac{0.8 \cdot 100^3}{12} + 0.8 \cdot 100 \cdot 10.4^2 + 262 + 35.2 \cdot 58^2 = 308510 \text{ см}^4$$

$$I_y = 19062 + 4160 + \frac{0.8^3 \cdot 100}{12} = 23226 \text{ см}^4$$

Радіуси інерції:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{308510}{187.8}} = 40.53 \text{ см}; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{23226}{187.8}} = 11.12 \text{ см}$$

Моменти опору:

$$W_{x,\max} = \frac{I_x}{y_{\min}} = \frac{308510}{47.4} = 6508.65 \text{ см}^3;$$

$$W_{x,\min} = \frac{I_x}{y_{\max}} = \frac{308510}{60.4} = 5107.78 \text{ см}^3;$$

Якщо за вісь відліку прийняти вісь x_2 , яка проходить через центр ваги листа, то:

$$S_{x_2} = 72.6 \cdot 50 - 35.2 \cdot (50 - 2.47) = 1956.94 \text{ см}^3$$

$$y_{c2} = \frac{1957}{187.8} = 10.4 \text{ см}$$

Оскільки переріз має вісь симетрії, то у визначенні головних осей інерції немає необхідності.

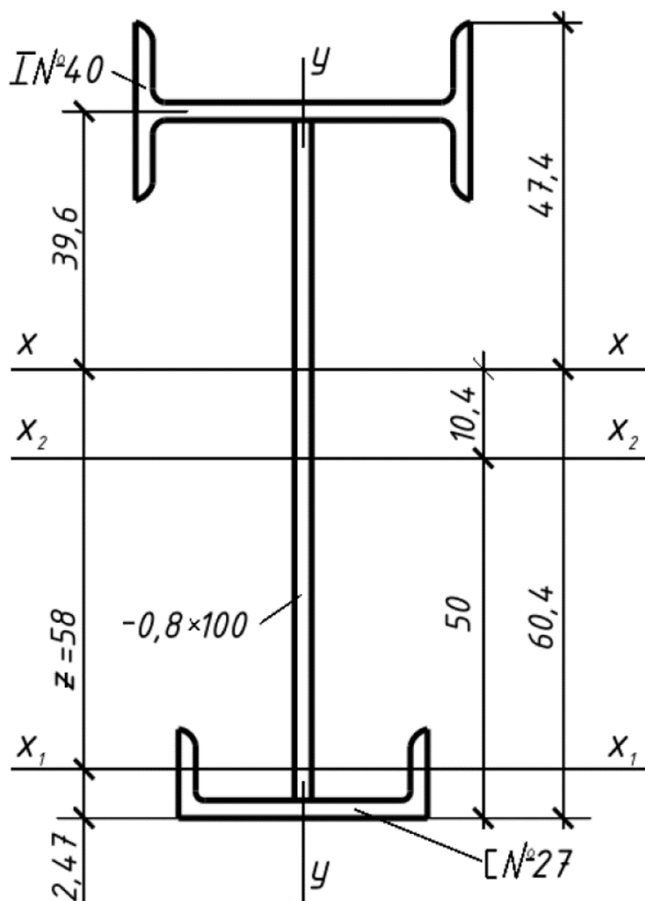


Рисунок 1.1. Розрахункова схема перерізу до завдання 2

Визначимо жорсткісні характеристики перерізу.

Осьова жорсткість:

$$EF = 187.8 \cdot 10^2 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-3} = 3.869 \cdot 10^6 \text{ кН}$$

Згинальна жорсткість відносно обох осей:

$$EI_x = 308510 \cdot 10^4 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-9} = 635530.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$EI_y = 23226 \cdot 10^4 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-9} = 47848.56 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Погоне навантаження:

$$\rho g A = 7850 \cdot 9.81 \cdot 187.8 \cdot 10^{-7} = 1.446 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Отримані результати можна порівняти із результатом отриманим в програмі-сателіті КС-САПР (рис. 1.2). Можна бачити, що результати розрахунку відрізняються незначно.

Характеристики перерізу

Вихідні дані

E = 2.06e+008 кПа

v = 0.3

G = 7.92308e+007 кПа

Po = 77.0085 кН/м³

Найменування	Позначення	Значення	Одвим.
ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ:			
Координати центра ваги в системі координат U...	Uoc	1.49065e-005	см
	Voc	10.785	см
Площа	F	186.157	см ²
Момент інерції відносно осі U	Iu	308367	см ⁴
Момент інерції відносно осі V	Iv	22848.2	см ⁴
Відцентровий момент інерції в системі координ...	Iuv	-0.0326428	см ⁴
Габаритна ширина перерізу	b	40	см
Габаритна висота перерізу	h	108.755	см
Периметр зовнішнього контуру	Pext	429.52	см
Периметр внутрішніх контурів	Pint	0	см
Кут повороту головних осей інерції	Fi	0	°
Головний момент інерції відносно осі Y	Iy	308367	см ⁴
Момент опору згинув відносно осі Y (Z+)	Wy+	6454.57	см ³
Момент опору згинув відносно осі Y (Z-)	Wy-	5056.89	см ³
Головний радіус інерції відносно осі Y	Ry	40.7	см
Максимальна абсциса ядрової відстані	Y+	6.1368	см
Мінімальна абсциса ядрової відстані	Y-	6.1368	см
Головний момент інерції відносно осі Z	Iz	22848.2	см ⁴
Момент опору згинув відносно осі Z (Y+)	Wz+	1142.41	см ³
Момент опору згинув відносно осі Z (Y-)	Wz-	1142.41	см ³
Головний радіус інерції відносно осі Z	Rz	11.0786	см
Максимальна ордината ядрової відстані	Z+	27.1646	см
Мінімальна ордината ядрової відстані	Z-	34.6727	см
ЖОРСТКІСНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ:			
Осьова жорсткість	EF	3.83484e+006	кН
Згинальна жорсткість відносно осі Y	Ely	635237	кН·м ²
Згинальна жорсткість відносно осі Z	Elz	47067.3	кН·м ²
Погонна маса	g	1.43357	кН/м

Довідка Закрити

Рисунок 1.2. Результати розрахунку у програмі сателіті КС-САПР

1.4 Вихідні дані до практичного завдання

Таблиця 1.5 – Варіанти завдань на самостійну роботу до другої частини практичного заняття

Варіант	Номер схеми	Розміри профілів, мм			
		Куттик	Двотавр	Швелер	Лист
1	1	63×5	40		
2	2		18	30	10×400
3	3		18	18	8×120
4	4		20	20	
5	5		30	30	
6	6		45	20	
7	7		45	27	
8	8	125×8		24	
9	9			30	8×400
10	10		45		12×200
11	11		20		8×400
12	12		20	24	10×600
13	13	70×5	30	24	12×300
14	14	90×7	40		14×350
15	15		20	18	
16	16		36		
17	17	100×7		27	
18	18		24		10×400
19	19		40	30	
20	20	90×8	24		8×420
21	21		20	30	12×300
22	22		24		12×200
23	23		30	30	
24	24	70×6	45		16×200
25	25		40		16×240
26	26	140×9			
27	27			30	12×400
28	28		36		
29	29		27	27	8×500
30	30		60	24	
31	31		24		12×300
32	32		27	27	14×150
33	33	75×6	60		12×200
34	34	63×5	55		
35	35	125×9			

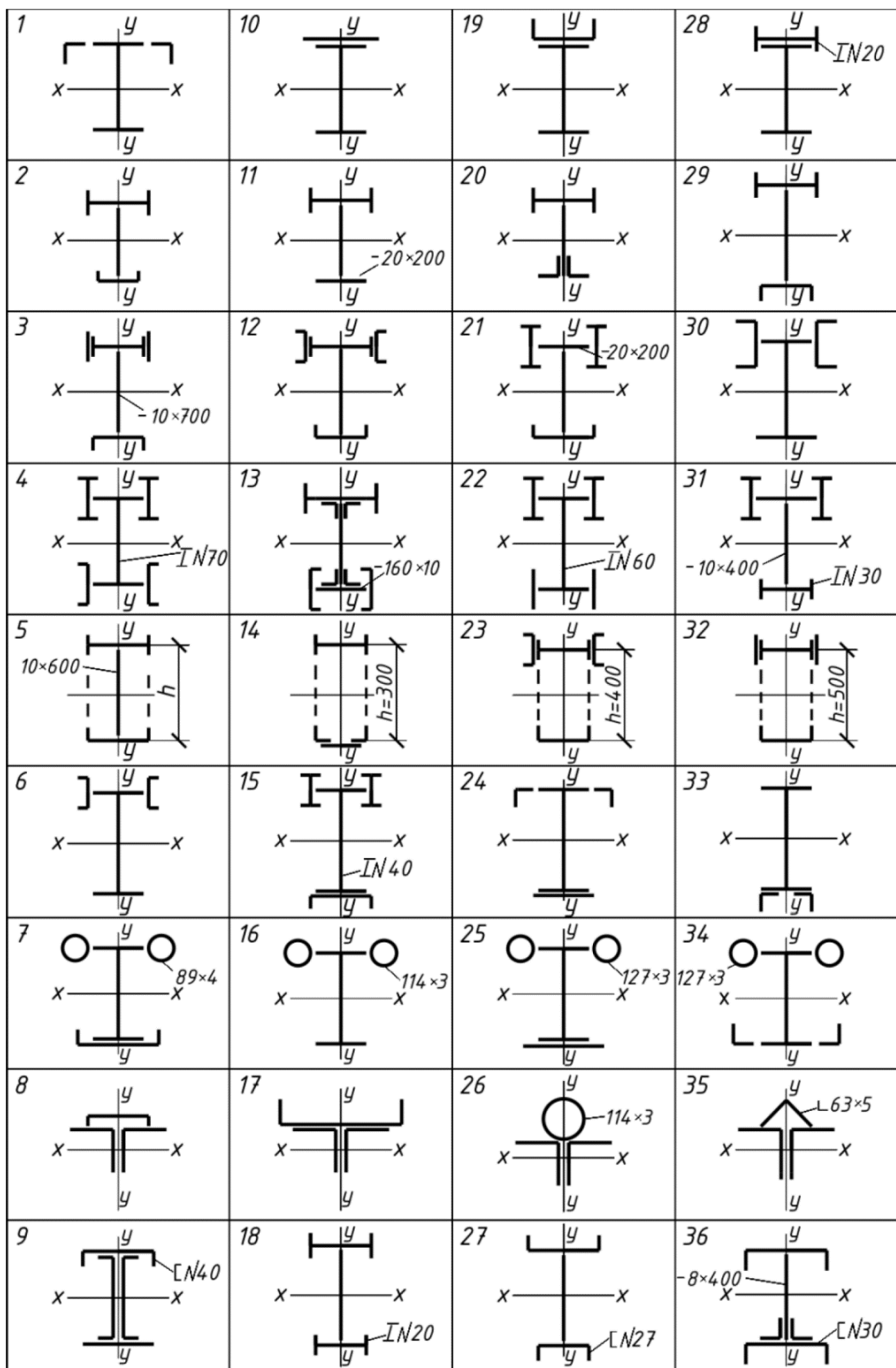


Рисунок 1.3. Варіанти завдань на самостійну роботу до другої частини практичного заняття

1.5 Контрольні питання

1. Які основні переваги та недоліки металоконструкцій?
2. Що потрібно врахувати при проектуванні металоконструкцій?
3. Які основні нормативні вимоги висувають при проектуванні металоконструкцій?
4. Як підвищити корозійну стійкість металоконструкцій?
5. Які додаткові вимоги висувають при проектуванні зварних конструкцій?
6. Які загальні рекомендації висувають при проектуванні металоконструкцій?
7. Як класифікується сталь в залежності від вмісту вуглецю?
8. Як класифікуються сталі за хімічним складом?
9. Як класифікують сталі за ступенем розкислення?
10. Що означають групи постачання сталі – А, Б і В?
11. Які основні показники механічних властивостей сталі?
12. Чим відрізняються різні категорії сталі однієї марки?
13. Яка мета і види термічної обробки сталі?
14. Як впливає зміна температури на властивості сталі?

1.6 Додаткова література за темою

1. Методичні вказівки до виконання самостійних та практичних робіт з дисципліни «Основи методу скінченних елементів в будівництві» (для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія») (Електронне видання) / Уклад.: О. А. Черних, К. В. Соколенко – Сєверодонецьк: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2022. – 32 с.
2. Опір матеріалів: Підручник / Г.С. Писаренко, О.Л. Квітка, Е.С. Уманський; За ред. Г.С. Писаренка. – 2-ге вид., допов. і перероб. – К.: Вища шк., 2004. – 655 с.: іл.

2 ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

2.1 Теоретичні положення

Першим етапом при проектуванні конструкцій є збір навантажень. Помилка зроблена на цьому етапі може суттєво вплинути на результат подальшого проектування в результаті чого розрахункові та конструкторські рішення не будуть відповідати дійсності.

В практичному занятті розглядаються найбільш поширені навантаження, які діють на більшість будівель та споруд – власна вага елементів конструкції, тиск від людей та устаткування на перекриття будівель, снігове та вітрове навантаження.

Саме ці навантаження, як правило, виявляються вирішальними, визначаючи необхідні розміри перерізів елементів та конструктивні рішення в цілому.

2.1.1 Навантаження від власної ваги

Відповідно до чинного нормативного документу ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [2], власну вагу елементів конструкції визначається відповідно до розділу 5 ДБН [2]. Характеристичне (нормативне) значення цього навантаження необхідно визначати за п. 5.1 ДБН [2]. Відповідно до п. 5.2 ДБН [2] експлуатаційне розрахункове значення навантаження від власної ваги конструкцій приймається рівним характеристичному.

Відповідно до п. 5.2 ДБН [2] граничне розрахункове значення навантаження від власної ваги конструкції перекриття необхідно визначати множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} . Значення цього коефіцієнту надійності наведені у табл. 5.1 ДБН [2].

Відповідно до додатку Б ДБН [2]:

- Граничне розрахункове значення навантаження – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.
- Експлуатаційне розрахункове значення навантаження – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних з труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустима вібрація та неприпустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

Розрахунок навантажень від власної ваги конструкцій перекриття та покриття зазвичай виконують у табличній формі. В таблиці 2.1 наведено приклад її форми, та заповнення.

Таблиця 2.1. Приклад збору навантажень на плиту перекриття

№ п/п	Елемент конструкції	Характеристичне значення p_e , кПа	Коефіцієнт надійності, γ_{fm}	Граничне розрахункове значення p_m , кПа
1	Керамічна плитка $t = 0.01$ м; $\rho = 2000$ кг/м ³	$\frac{0.01 \cdot 2000 \cdot 9.81}{10^3} \cong 0.196$	1.1	$0.196 \cdot 1.1 = 0.216$
2	Цементно-піщаний розчин $t = 0.02$ м; $\rho = 1600$ кг/м ³	$\frac{0.02 \cdot 1600 \cdot 9.81}{10^3} = 0.314$	1.3	$0.314 \cdot 1.3 = 0.408$
3	Гідроізоляція $t = 0.005$ м; $\rho = 600$ кг/м ³	$\frac{0.005 \cdot 600 \cdot 9.81}{10^3} \cong 0.03$	1.2	$0.03 \cdot 1.2 = 0.036$
4	Стяжка з ц/п розчину $t = 0.03$ м; $\rho = 1600$ кг/м ³	$\frac{0.03 \cdot 1600 \cdot 9.81}{10^3} \cong 0.471$	1.3	$0.471 \cdot 1.3 = 0.612$
5	Пергамін $t = 0.002$ м; $\rho = 600$ кг/м ³	$\frac{0.002 \cdot 600 \cdot 9.81}{10^3} \cong 0.012$	1.2	$0.012 \cdot 1.2 = 0.014$
6	Теплоізоляційний прошарок $t = 0.04$ м; $\rho = 100$ кг/м ³	$\frac{0.04 \cdot 100 \cdot 9.81}{10^3} \cong 0.04$	1.2	$0.04 \cdot 1.2 = 0.048$
7	Плита перекриття $t_{red} = 0.127$ м; $\rho = 2500$ кг/м ³	$\frac{0.127 \cdot 2500 \cdot 9.81}{10^3} \cong 3.115$	1.1	$3.115 \cdot 1.1 = 3.427$
Всього постійне (П)		4.18		4.76
Короткочасне (К) за п. 2 табл. 6.2		2	1.2	2.4
Довготривале (Т) за п. 2 табл. 6.2		0.85	1.3	1.105
Разом П + К		6.18		7.16
Разом П + Т		5.03		5.87

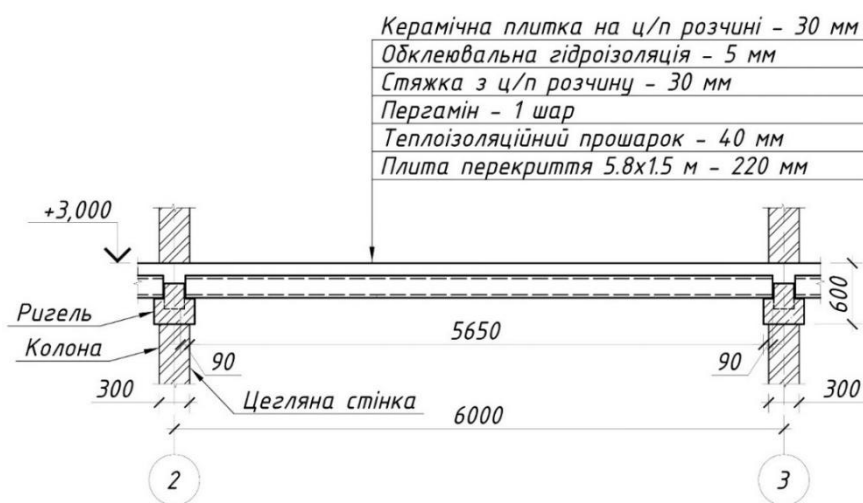


Рисунок 2.1. Конструкція перекриття (до табл. 2.1)

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення слід визначати за стандартами, робочими кресленнями чи паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій та ґрунтів – за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів.

В таблиці ці значення у відповідній колонці отримано шляхом перемноження товщини елемента конструкції перекриття на її густину, множення на прискорення вільного падіння та відповідного приведення одиниць вимірювання (для переведення з H в kH ділимо значення на 10^3).

Характеристика будівельних матеріалів, така як густина, може бути визначена за паспортними характеристиками на ті чи інші матеріали, що їх надає виробник, або в першому наближенні за даними, що наводяться у довідниках, певні дані можна знайти в додатку А ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель»

В прикладі таблиці, приведена товщина плити перекриття t_{red} наведена з її конструктивного розрахунку і визначена як відношення об'єму плити до площі її поверхні. Для типових плит перекриття їх вагу слід визначати з відповідних серій, наприклад марка плити перекриття 1ПК63-12-8 за серією 1.141-1 вип. 63, об'ємом 0.88 м^3 , та густині залізобетону в 2500 кг/м^3 , важить 2.2 тони, відповідно навантаження на 1 м^2 перекриття – $2.2 \cdot 9.81 / 6.3 \cdot 1.2 = 2.86 \text{ кН/м}^2$

Значення коефіцієнту надійності за граничним навантаженням визначаємо за табл. 5.1 ДБН [2], будемо мати. Слід мати на увазі, що певні елементи можуть виготовлятися у заводських умовах так і на будівельному майданчику, у разі неможливості встановити де саме виготовляється той чи інший елемент, слід припускати гірший випадок виготовлення на будівельному майданчику. Так стяжка з цементно-піщаного розчину або бетону можна виготовити тільки на будівельному майданчику; утеплювач плитний виготовляється з готових заводських елементів і на будівельному майданчику потребує мінімум технологічних операцій; пароізоляція може бути різного типу – рулонна чи обмазкова.

Останню колонку таблиці розраховується множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним значенням. Таким чином отримуємо граничне розрахункове значення навантаження для кожного шару перекриття.

Підрахувавши суму характеристичних і граничних розрахункових значень для всіх шарів отримаємо характеристичне і розрахункове значення навантаження від власної ваги для всього перекриття в цілому.

Експлуатаційне значення навантаження, дорівнює характеристичному значенню.

Фізичний зміст отриманих результатів полягає в наступному. Експлуатаційне значення показує, що в середньому 1 м^2 розглянутого перекриття буде важити 434 кг,

а при найгірших умовах – 495 кг відповідно до граничного значення, що може бути викликано неточністю виготовлення, збільшеною вагою матеріалів, тощо. Коефіцієнт надійності за навантаженням для експлуатаційного значення таким чином чисельно дорівнює – $\gamma_{fe} = 1$.

2.1.2 Навантаження від людей та устаткування

В будівлях та спорудах в кожному з приміщень розташовано певне устаткування та передбачено знаходження певної кількості людей, що визначається призначенням кожного з приміщень. Даний вид навантаження називається корисним навантаженням, оскільки воно визначається функціональним призначенням будівлі, за іншим визначенням – навантаження на конструкцію без урахуванням власної ваги.

Відповідно до ДБН [2] реальне нерівномірне навантаження від людей та устаткування на перекриття в кожному з приміщень будівлі замінюють на рівномірне розподілене навантаження, яке діє рівномірно по всій площі приміщення. Воно визначається відповідно до розділу 6 ДБН [2].

Характеристичне значення такого навантаження необхідно визначати за п. 6.5 ДБН у відповідності до табл. 6.2. Таким чином експлуатаційне розрахункове значення рівномірного навантаження від людей та устаткування буде дорівнювати його характеристичному значенню ($\gamma_{fe} = 1$).

Відповідно до п. 4.12з ДБН [2] – до змінних тривалих навантажень слід відносити навантаження від людей та обладнання на перекриття житлових та громадських будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями.

Відповідно до п. 4.13в ДБН [2] – до змінних короткочасних навантажень слід відносити навантаження від людей та устаткування на перекриття житлових та громадських з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями.

Таким чином у випадку розрахунку конструкції з урахуванням повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і довготривалих навантажень, в розрахунку використовується квазіпостійне значення, і тоді таке тимчасове навантаження слід віднести до тривалих відповідно до таблиці 4.1 ДБН [2].

У випадку розрахунку на міцність та жорсткість із використанням граничних та експлуатаційних значень навантажень, тимчасове навантаження в такому разі відноситься до короткочасних.

При розрахунку конструкцій на деформації (прогин балок, плит, тощо відкритих для огляду), вертикальні граничні прогини встановлюються виходячи з естетико-психологічних вимог (табл. 1, п. 2, ДСТУ Б В.1.2-3:2006), в цьому випадку слід розглядати дію постійних і змінних тривалих навантажень, тобто квазіпостійних розрахункових значень.

При наявності перегородок під перекриттями, наявності на них елементів, що можуть зазнати розтріскування (стяжки, перегородки, підлоги) встановлюються

конструктивні вимоги, що може вимагати врахування характеристичного (повного) значення корисного навантаження.

Підсумовуючи – тимчасові навантаження з двома видами нормативних значень слід включати в сполучення навантажень як довготривалі в разі врахування квазіпостійного значення (нормативне значення навантаження зі зниженим значенням) і як короткочасні в разі врахування характеристичного значення (повного нормативного значення).

Буде помилкою визначити єдину сумарну величину граничного розрахункового значення тимчасового навантаження, склавши разом граничні розрахункові значення короткочасного та довготривалого навантажень від людей та устаткування, оскільки це включає до свого складу навантаження двох різних типів і не має фізичного змісту.

Відповідно до п. 6.7 ДБН [2] граничне розрахункове значення навантаження від людей та устаткування на перекриття необхідно визначати множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} . Значення цього коефіцієнту надійності дорівнює 1.3 – при характеристичному значенні менш ніж 2.0 кПа і 1.2 – при характеристичному значенні 2.0 кПа і більше.

Відповідно до п. 6.8 слід мати на увазі можливість зниження характеристичних значень навантажень для ряду випадків зазначених в таблиці 6.2 ДБН [2] при розрахунку балок, плит, колон та фундаментів, в залежності від вантажної площі елемента, а також відповідно до п. 6.9 від кількості перекриттів, що сприймають навантаження і передають його на колони, стіни та фундаменти, оскільки одночасна реалізація розрахункових (максимально можливих) значень навантаження на усій поверхні перекриття та на усіх поверхах є малоімовірною подією. Якщо в одній зоні перекриття корисне навантаження досягає максимуму, то в інших воно може бути значно меншим. Це дозволяє знизити сумарне навантаження на несучі конструкції з великою вантажною площею.

Щодо фізичного змісту тимчасових навантажень в таблиці можна відмітити, що в середньому на кожний 1 м² перекриття, буде тиснути вага в 204 кг від людей та від встановленого устаткування. В найгіршому випадку можливе перевантаження складе 245 кг.

2.1.3 Снігове навантаження

Залежно від умов випадання снігу – температури й вологості повітря, наявності та швидкості вітру, його розподіл по покрівлі може суттєво змінюватись. Сухий сніг розташовується приблизно рівномірним шаром повторюючи контур поверхні площини покриття на якій він знаходиться, а мокрий сніг, розташовується нерівномірно, наближаючи свою поверхню до горизонтальної. Форма покрівлі також може створювати різні варіанти снігового покриву. Тому доволі складним питанням під час розрахунку снігового навантаження є визначення найбільш не вигідного з

точки зору роботи конструктивного елемента, випадку розташування снігу на покрівлі. Для конструкцій зі складним профілем, кількість подібних випадків може бути значною.

Розповсюдженою помилкою є віднесення снігового навантаження до тимчасового довготривалого навантаження, викликане уявленнями про довгу зиму, проте спостереження показують, що максимум ваги снігового покриву має місце тільки впродовж декількох тижнів, при цьому зима із розрахунковим значенням ваги снігового покриву з'являється один раз на десь років.

Відповідно до чинного нормативного документа ДБН [2] снігове навантаження розраховують як навантаження на горизонтальну проекцію покриття, тобто у припущенні, що снігове навантаження спрямоване вертикально. Воно визначається відповідно до розділу 8 ДБН [2].

Снігове навантаження є змінним, для якого встановлено три розрахункові значення – граничне та експлуатаційне розрахункове значення (відповідно до п. 4.13д відносяться до змінного короткочасного навантаження); квазіпостійне розрахункове значення (відповідно до п. 4.12к відноситься до змінного тривалого навантаження).

Граничне розрахункове значення снігового навантаження необхідно визначати за вказівками п. 8.2 ДБН відповідно до виразу (8.1) ДБН [2], яке з урахуванням п. 8.6 та формули (8.4) можна записати наступним чином:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = \gamma_{fm} S_0 \mu C_e C_{alt}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, який визначається згідно з вказівками п. 8.11 ДБН [2].

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження, яке визначається згідно з вказівками п. 8.5 ДБН [2];

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначається за дод. Е ДБН [2];

C_e – коефіцієнт, який враховує вплив особливостей режиму експлуатації на сніговий покрив і визначається за вказівками п. 8.9 ДБН [2];

C_{alt} – коефіцієнт, який враховує висоту місця будівництва над рівнем моря і визначається за вказівками п. 8.10 ДБН [2].

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження S_e визначається за вказівками п. 8.3 ДБН [2] за аналогічним виразом (8.2) ДБН [2], із коефіцієнтом надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження γ_{fe} , який визначається згідно з вказівками п. 8.12 ДБН [2].

Квазіпостійне розрахункове значення обчислюється за вказівками п. 8.4 ДБН [2] відповідно до формули (8.3) ДБН [2]:

$$S_p = (0.4S_0 - \bar{S}) C = (0.4S_0 - \bar{S}) C_e C_{alt}$$

Де $\bar{S} = 160 \text{ Па}$; C_e, C_{alt} – те саме, що і в попередніх формулах.

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням γ_{fe} визначається відповідно до п. 8.12 та таблиці ДБН [2]. В цьому пункті зазначається, що величину частки часу η протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану, для об'єктів масового будівництва допускається приймати рівною 0.02, що відповідає $\gamma_{fe} = 0.49$.

Коефіцієнт надійності за граничним значенням γ_{fm} визначається відповідно до п. 8.11 та табл. 8.1 ДБН [2]. В цьому пункті зазначається, що необхідний параметр T (середній період повторюваності) для об'єктів масового будівництва допускається приймати рівним встановленому строку експлуатації конструкції T_{ef} . У свою чергу, залежно від призначення будівлі, в першому наближенні передбачуваний строк експлуатації може бути прийнятий за додатком В ДБН [2]. Так для житлових та громадських будівель – він дорівнює 100 рокам, що відповідає коефіцієнту $\gamma_{fm} = 1.14$.

Проміжні значення коефіцієнтів надійності за граничним або за експлуатаційним розрахунковим значенням слід визначати лінійною інтерполяцією.

Характеристичне значення снігового навантаження S_0 дорівнює вазі снігового покриву на 1 м^2 поверхні ґрунту, яка може перевищуватися у середньому один раз на 50 років. Характеристичне значення S_0 визначається відповідно до п. 8.5 за картою рисунком 8.1 або ж за додатком Е ДБН [2], в якому для обмеженої кількості міст наведено значення характеристичного снігового навантаження. Наприклад для міст Луганської області, наведене в додатку Е ДБН [2], характеристичне значення снігове навантаження знаходиться в межах 1350...1470 Па. Відповідно до карти районування, північна частина області знаходиться в 4-му районі для якого величина характеристичного значення снігового навантаження дорівнює 1.4 кПа, а південна частина, відповідно в 5-у районі – 1.6 кПа

Коефіцієнт особливостей режиму експлуатації C_e визначається відповідно до п. 8.9 ДБН [2]. Даний пункт в основному враховує можливе танення снігу на покрівлях з недостатньою теплоізоляцією і при забезпеченні відводу талої води з покриття та до обґрунтування більш точних значень може бути прийняти рівним 0.8. При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

Коефіцієнт висоти місця будівництва над рівнем моря C_{alt} визначається згідно з вказівками п. 8.10 ДБН за виразами (8.5):

$$C_{alt} = 1.4H + 0.3 \text{ (При } H \geq 0.5 \text{ км)}; C_{alt} = 1 \text{ (При } H < 0.5 \text{ км)}$$

Отже, для більшої частини території країни коефіцієнт дорівнює одиниці, і його розрахунок має значення для об'єктів, розташованих у гірській місцевості.

Останньою складовою яка підлягає визначенню є конструктивний коефіцієнт μ , який забезпечує перехід від снігового навантаження на ґрунт до навантаження на

горизонтальну проекцію покрівлі з урахуванням її профілю згідно з пунктами 8.7 і 8.8 та додатком Ж ДБН [2];

Його знаходження є більш складним, оскільки в ДБН наведена обмежена кількість схем снігового навантаження. проте в дійсності їх зустрічається набагато більше. Тому в практиці проектування з наведених у додатку Ж схем, знаходять таку, яка за формою покриття найбільше походить на ту, що розглядається. Далі додержуються рекомендацій до обраної схеми, звертаючи увагу на всі наявні варіанти розташування снігу, а також коментарі й примітки до них.

Дотримуючись рекомендацій до кожної з цих схем, розглядають можливі варіанти розташування снігового навантаження. Зі всіх отриманих варіантів, обирають найгірший, з якого і визначають значення коефіцієнта форми покрівлі μ .

У випадку складного профілю будівлі, під час роботи з цими схемами за необхідності можна або вирізати їх частину, або навпаки доповнювати таким чином, щоб отримати схему, що відповідає будівлі, що розглядається.

Наприклад, будівлі із двосхилим покриттям відповідає 1-а схема за додатком Ж ДБН [2], яка пропонує розглядати три варіанти снігового навантаження, при чому останні 2 та 3 варіанти розглядаються в залежності від кута нахилу скатів покрівлі α , та умов зазначених в примітках до схеми.

Снігове завантаження за варіантом 1 відповідає рівномірно-розподіленому завантаженню покриття, для якого $\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$ та $\mu = 0$ при $\alpha > 60^\circ$, для проміжних значень, коефіцієнт визначається лінійною інтерполяцією і може бути виражений наступною формулою:

$$\mu(\alpha) = -\frac{1}{35}\alpha + \frac{60}{35}, \alpha \in [25^\circ; 60^\circ]$$

Фізично це пов'язано з тим, що якщо кут нахилу становить більше 25° , то з поверхні покрівлі частина снігу починає спадати. Зі збільшенням кута нахилу все більша частина снігу спадає, і при куті 60° на покрівлі сніг не затримується взагалі.

До розглянутих схем слід додати ще одну, 4-у схему, про що зазначено в п. 8.7 ДБН [2], а саме – часткове завантаження половини прольоту сніговим навантаженням якщо при цьому виникають несприятливі умови роботи елементів конструкцій. Наприклад, завантаження половини прольоту несучої конструкції покриття рівномірно-розподіленим навантаженням, що з фізичної точки зору, в певних випадках, може бути обумовлене таненням снігу з однієї сторони покриття.

Таким чином, розглядаються можливі схеми снігового навантаження. Фактично, кожна з них визначає певне положення снігу на покрівлі будівлі за певних кліматичних умов.

З цих схем треба обрати найбільш несприятливу – яка призведе до найбільших зусиль в елементах будівлі. Проте найгірший випадок для кожного конструктивного елемента будівлі може бути різним за різних схем снігового навантаження.

В загальному випадку для усіх схем із різними навантаженням виконується статичний розрахунок, і найбільші зусилля в елементах конструкції визначають найбільш несприятливі комбінації сполучень цих навантажень. Ця задача сильно спрощується із застосуванням програмних комплексів.

2.1.4 Вітрове навантаження

Вітер викликається різницею тисків в атмосфері. Усі перепади тиску між точками земної поверхні так чи інакше пов'язані з перепадами температури. Нагріте в певній місцевості повітря підіймається догори, утворюючи знизу зону низького тиску, в яку починає стікатися холодне повітря з сусідніх районів. Таким чином зміна швидкості вітру пояснюється головним чином зміною температури. Середня швидкість вітру змінюється в залежності від висоти над рівнем землі.

Будівельні конструкції під час дії вітрового навантаження зазнають дії як статичної, так і динамічної складових вітру. Остання стає помітною для конструкцій з великими розмірами, або із значною довжиною (мости, ЛЕП) чи висотою (башти, щогли).

Статична дія вітру полягає у тиску вітрового потоку на зовнішню поверхню споруди що розташована на його шляху і вважається основною. Значну роль при цьому має зовнішня форма будівля, яка визначає загальні умови її обтікання вітром.

Вітер може діяти з різних сторін на будівлю, створюючи різні умови вітрового тиску, що і визначає основну складність визначення вітрового навантаження. Причому для різних елементів конструкції найбільш небезпечним може виявитися різний напрямок вітрового потоку.

Відповідно до чинного нормативного документа ДБН [2] вітрове навантаження розраховують як нормальний тиск, прикладений до всіх поверхонь конструкції, розташованої у вітровому потоці; сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної або вертикальної проекції; нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огороженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Вітрове навантаження визначається відповідно до розділу 9 ДБН [2] і вимоги цього розділу поширюються на будівлі та споруди простої форми висота котрих не перевищує 200 метрів.

Вітрове навантаження є змінним, для якого встановлено два розрахункові значення – граничне та експлуатаційне розрахункове значення (відповідно до п. 4.13ж відносяться до змінного короткочасного навантаження).

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження W_e визначається відповідно п. 9.5 ДБН та виразу (9.5) ДБН:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C = \gamma_{fe} W_0 C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням вітрового навантаження, який визначається згідно з вказівками п. 9.15 ДБН;

W_0 – характеристичне значення вітрового навантаження, яке визначається відповідно до п. 9.6 ДБН;

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який враховує форму конструкції і визначається за п. 9.8 ДБН;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, який враховує висоту будівельної конструкції і визначається за п. 9.9 ДБН;

C_{alt} – коефіцієнт, який враховує висоту місця будівництва над рівнем моря і визначається за п. 9.10 ДБН;

C_{rel} – коефіцієнт, який враховує мікрорельєф місцевості навколо міста будівництва і визначається за п. 9.11 ДБН;

C_{dir} – коефіцієнт, який враховує різну потужність вітру по різних напрямках дії і визначається за п. 9.12 ДБН;

C_d – коефіцієнт, який враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду і визначається за п. 9.13 ДБН.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається відповідно до п. 9.4 ДБН та виразу (9.1) ДБН:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = \gamma_{fe} W_0 C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, який визначається за п. 9.14 ДБН.

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням γ_{fe} визначається згідно з п. 9.15 за табл. 9.3 ДБН. При цьому, аналогічно як і під час визначення цього коефіцієнта для снігового навантаження, частка часу для об'єктів масового будівництва протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану, допускається приймати рівною $\eta = 0.02$, що відповідає $\gamma_{fe} = 0.21$.

Коефіцієнт надійності за граничним значенням γ_{fm} визначається згідно з п. 9.14 за табл. 9.1 ДБН в залежності від заданого середнього періоду повторюваності T , який для об'єктів масового будівництва допускається приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} . Як уже зазначалося раніше при розгляді снігового навантаження, для житлових та громадських будівель термін експлуатації дорівнює 100 рокам, що відповідає коефіцієнту $\gamma_{fm} = 1.14$.

Характеристичне значення W_0 дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років та визначається згідно з п. 9.6 по карті рис. 9.1 ДБН чи за додатком Е ДБН.

Послідовність його визначення абсолютно аналогічна визначенню характеристичного значення снігового навантаження. Наприклад для міст Луганської області, наведене в додатку Е ДБН [2], характеристичне значення вітрове навантаження знаходиться в межах 460...490 Па. Відповідно до карти районування, північна частина області знаходиться в 2-му районі для якого величина характеристичного значення вітрового навантаження дорівнює 0.45 кПа, а південна частина, відповідно в 3-у районі – 0.5 кПа

Коефіцієнт висоти споруди C_h визначається відповідно до п. 9.9 ДБН [2]. Оскільки для цього необхідно знати спектр частот власних коливань будівлі, визначення якого на початковій стадії проектування виявляється досить складним, то рекомендується приймати значення цього коефіцієнта відповідно до табл. 9.02, яка містить більш високі значення. За цією таблицею в залежності від типу місцевості, що оточує будівлю, визначаються значення коефіцієнта для всіх висот до найближчого більшого значення, яке перевищує найбільшу висота заданої будівлі.

Для покрівлі коефіцієнт висоти споруди C_h приймається сталою величиною незалежно від форми покрівлі й визначається за мінімальною висотною відміткою для кожної з ділянок покрівлі.

Коефіцієнт висоти місця будівництва над рівнем моря C_{alt} визначається згідно з п. 9.10 ДБН [2] за виразом (9.4) ДБН [2]:

$$C_{alt} = 2H (H > 0.5 \text{ км}); C_{alt} = 1 (H < 0.5 \text{ км})$$

І знову, для більшої частини території країни цей коефіцієнт дорівнює одиниці.

Коефіцієнт мікрорельєфу місцевості C_{rel} визначається згідно з п. 9.11 ДБН [2]. Оскільки дані про мікрорельєф місцевості в навчальному проектуванні зазвичай відсутні, то він приймається рівним одиниці. У випадку наявності цих даних під час реального проектування, значення цього коефіцієнта потрібно розраховувати відповідно до методики яка наводиться у ДБН [2].

Коефіцієнт напрямку вітру C_{dir} визначається згідно з п. 9.12 ДБН [2] і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення C_{dir} , що відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних.

Коефіцієнт динамічності C_d визначається згідно з п. 9.13 ДБН [2]. Його величину знаходять за графіками рис. 9.5 – 9.7 залежно від матеріалу каркаса будівлі та її генеральних розмірів. На цих рисунках по горизонталі як параметр “діаметр” відкладеться повна ширину будівлі, а по вертикалі як параметр “висота” відкладеться

висота найвищої точки будівлі. Далі на перехресті цих двох значень, графічною інтерполяцією, визнається значення коефіцієнта C_d :

$$C_d = C_{d \min} + \frac{(C_{d \max} - C_{d \min}) \cdot l}{L}$$

Наприклад якщо шукане значення потрапило між двома ізолініями 0.9 та 0.95 (див. рис. 9.5 ДБН [2]), які відповідно дорівнюють $C_{d \min}$ та $C_{d \max}$, то якщо провести лінію через цю точку яка була б перпендикулярна обом горизонталям, визначити її довжину L та відстань l від точки перетину горизонталі $C_{d \min}$ з перпендикуляром до шуканої точки C_d і підставивши отримані дані у формулу, отримаємо значення C_d

Знаходження аеродинамічного коефіцієнта C_{aer} є більш складним, оскільки в ДБН [2] наведена обмежена кількість типів конструкцій, проте в дійсності їх зустрічається набагато більше.

Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} визначається відповідно до п. 9.8 ДБН [2] за додатком I ДБН [2] залежно від форми споруди або конструктивного елемента і може мати вигляд у формі різних коефіцієнтів які перелічуються в цьому пункті, зокрема – коефіцієнт C_e , який слід враховувати при визначенні вітрового тиску, прикладеного нормально до зовнішніх поверхонь споруди або елемента і віднесеного до одиниці площі цієї поверхні;

Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} наведені в додатку I ДБН [2], де стрілками позначений напрямок вітру. Знак «плюс» біля коефіцієнта відповідає напрямку тиску вітру на поверхню, знак «мінус» – від поверхні. Проміжні значення коефіцієнтів слід визначати лінійною інтерполяцією.

У випадках, не передбачених додатком I (інші форми споруд, врахування при належному обґрунтуванні інших напрямків вітрового потоку або складових загального опору тіла в інших напрямках тощо), аеродинамічні коефіцієнти допускається приймати за довідковими та експериментальними даними або на основі результатів продувань моделей конструкцій в аеродинамічних трубах чи за результатами чисельного моделювання.

В практиці проектування визначення цього коефіцієнта рекомендується виконувати в такій послідовності:

1. Визначають аеродинамічний коефіцієнт для вертикальних поверхонь (стін) будівлі за схемою 2 додатка I ДБН [2].

2. Визначають аеродинамічний коефіцієнт для покриття будівлі, для чого зі схем у випадку багатопролітних будівель знаходять таку, яка за формою покриття першого прольоту будівлі зі сторони дії вітру найбільш схожа на розглядувану. Далі додержуються вказівок до обраної схеми.

3. Повторюють пункти 1 і 2 для всіх можливих напрямків дії вітру, отримуючи таким чином епюри вітрового тиску на будівлю.

4. Зі всіх отриманих напрямків обирають найгірший, з якого і визначають значення аеродинамічного коефіцієнта.

У загальному випадку вітер на будівлю може діяти під будь-яким кутом, проте з теорії аеродинаміки конструкцій відомо, що найгірші ситуації спостерігаються тільки при дії вітру перпендикулярно до вертикальних поверхонь. Тому в загальному випадку треба розглядати дію вітру на будівлю з чотирьох різних напрямків.

Як і у випадку снігового навантаження, визначити найгірший варіант вітрового навантаження складно – обумовлюється це тим, що для різних конструктивних елементів будівлі гіршим може виявитися різний напрямок дії вітру.

2.1.5 Збір навантаження та їх сполучення

ДБН [2] збір навантажень на елементи будівельних конструкцій не регламентує. Збір навантажень в інженерній практиці виконується із застосуванням поняття «вантажної площі» – площі A , з якої на певний конструктивний елемент передається прикладене рівномірно-розподілене навантаження q .

Вантажна площа визначається з передумов рівномірної дії зовнішнього навантаження на елементи конструкції, хоча практично такий спосіб не завжди буває точним. Наприклад, якщо навантаження на колони передається через багатопрольотні нерозрізні ригелі, то опорні реакції останніх будуть відрізнятися від тих зусиль, що можуть бути визначені за методикою наведеною вище, особливо для крайніх колон. Для точної оцінки того, яка саме частина діючого навантаження передається на кожен з несучих елементів конструкції, використовують аналітичні або чисельні методи будівельної механіки.

Як правило, збір розподілених по перекриттю й покриттю навантажень полягає в тому, що визначають зосереджену силу, яка за своєю дією на елемент конструкції є еквівалентною вихідному розподіленому навантаженню.

Наприклад для колони середнього ряду вантажна площа буде дорівнювати добутку поздовжнього та поперечного кроку колон $A_{col} = L_1 \cdot L_2$. Для колони крайнього ряду – $A_{col} = (0,5L_1 + a) \cdot L_2$, де a – відступ від центру ваги колони до краю перекриття в поздовжньому напрямку. Якщо колони розташовані з нерегулярним кроком, то межі вантажної площі приймають посередині відстаней між сусідніми колонами.

При розрахунку балочних елементів застосовується схоже поняття вантажної полоси, з якої на конструкцію передається рівномірно розподілене по площі навантаження q у вигляді рівномірно розподіленого погонного навантаження q_l .

Наприклад, на балку може діяти погоне навантаження $q_l = q \cdot B$, де $B = L_2$, ширина вантажної полоси, що дорівнює кроку балок, при нерегулярному кроці балок, межі полоси B знаходяться посередині відстаней до осей суміжних балок.

Для плитних конструкцій великої ширини та постійної товщини (висоти перерізу), ширину вантажної полоси зазвичай приймають рівною одиниці (1 метр), для зручності обчислень.

Наприклад, в залізобетонних плитах перекриття балочного типу умовно вирізають полосу шириною 1 м, на яку діє полоса рівномірно розподіленого навантаження шириною також 1 м. При цьому плиту розглядають як балку шириною перерізу 1 м, навантажену погонним навантаженням q_1 яке чисельно дорівнює рівномірно розподіленому по площі навантаженню q .

Несприятливе поєднання навантажень – це таке поєднання, яке спричиняє в небезпечних перерізах максимальні (за модулем) зусилля. Якогось загального рецепта для визначення несприятливих сполучень немає, у кожному окремому випадку потрібно підходити індивідуально.

Більш складним завданням є складання вірогідних сполучень навантажень, що потребує проведення значної кількості розрахунків. Вибір із складених сполучень навантажень найбільш несприятливих може бути неоднозначним, що обумовлюється відсутністю визначеного критерію того, яке сполучення вважати більш несприятливим. Для кожного з конструктивних елементів він виявляється дещо різним і суттєво залежить також від мети і специфіки подальшого аналізу конструкції.

Наприклад, під час статичного розрахунку одноповерхової поперечної рами виробничої будівлі потрібно обирати такі напрямки вітрового і кранового навантажень, які спричиняють максимальні за модулем згинальні моменти в розрахункових перерізах колон.

Бувають також випадки, коли вплив одного з навантажень є сприятливим, оскільки знижує зусилля в перерізах. Наприклад, на стінки заглибленого резервуара зсередини діє бічний тиск рідини, а зовні – розвантажувальний бічний тиск ґрунту. Тому несприятливими тут є два поєднання: 1) вплив тиску ґрунту за відсутності рідини та 2) вплив тиску рідини за відсутності ґрунтового засипання (таке поєднання виникає до здавання об'єкта в експлуатацію: перш ніж засипати пазухи котловану, резервуар заповнюють рідиною і піддають випробуванню на непроникність).

Складання сполучень навантажень регламентується розділом 4 ДБН [2]. При цьому спочатку необхідно визначити тип діючого навантаження за його тривалістю, відповідно до п. 4.5, 4.11-4.14. Далі відповідно до рекомендацій п. 4.17 складають два типи сполучень навантажень (основні та аварійні), у кожен з яких включається спеціальний коефіцієнт сполучення, значення якого визначається за вказівками п. 4.18. Так, основні сполучення навантажень та впливів C_m , складаються з постійних, тривалих та короткочасних навантажень та впливів:

$$C_m = P_d + \sum_i^n \psi_{li} P_{li} + \sum_i^n \psi_{ti} P_{ti}$$

де P_d, P_l, P_t – значення постійного, тривалого та короткочасного навантаження або впливу відповідно; ψ_{ii} ($i = 1, 2, 3, \dots n$) – коефіцієнти сполучень для тривалих навантажень або впливів, ψ_{11} в такому випадку є коефіцієнт сполучень, що відповідає основному за ступенем впливу тривалому навантаженню, а ψ_{12} та ψ_{13} коефіцієнти сполучень для інших тривалих навантажень; ψ_{ti} ($i = 1, 2, 3, \dots n$) – коефіцієнти сполучень для короткочасних навантажень або впливів, аналогічно тут, ψ_{t1} це коефіцієнт сполучень, що відповідає основному за ступенем впливу короткочасному навантаженню, ψ_{t2} відповідає другому короткочасному навантаженню, ψ_{t3} для інших короткочасних навантажень.

Ймовірність одночасної дії усіх найбільш невідповідних тимчасових навантажень досить мала (наприклад, максимального снігового покриву у сполученні із максимальним швидкісним напором вітру, максимальними крановими навантаженнями, тощо). Крім того, сама тривалість їх одночасного впливу незначна (чим нетриваліше діють навантаження, тим краще їм чинять опір конструкції).

Обидві ці обставини дають змогу дещо знизити величини тимчасових навантажень шляхом множення їхніх значень на коефіцієнт сполучень ψ (за умови, що кількість тимчасових навантажень не менша ніж дві). Для основного за ступенем впливу тривалого навантаження приймають $\psi_l = 1.0$, для решти тривалих навантажень $\psi_l = 0.95$; для основного за ступенем впливу короткочасного навантаження приймають $\psi_t = 1.0$, для другого – $\psi_t = 0.9$, для решти короткочасних навантажень $\psi_t = 0.7$.

У розрахунку перекриттів багатоповерхових будинків поєднання тимчасових рівномірно розподілених навантажень ураховують дещо інакше. Зі збільшенням вантажної площі балки, ригеля або плити ймовірність одночасної дії на конструкцію максимального тимчасового навантаження, рівномірно розподіленого на всю вантажну площу, зменшується, тому в ряді випадків (житлові приміщення, класні кімнати, торговельні зали тощо) величини тимчасових навантажень множать на понижувальний коефіцієнт сполучень ψ_{A1} або ψ_{A2} . Зменшується також імовірність одночасної дії максимальних тимчасових рівномірно розподілених навантажень на перекриття всіх поверхів багатоповерхової будівлі, що під час розрахунку колон, стін і фундаментів ураховують коефіцієнтом сполучень ψ_{n1} або ψ_{n2} .

Зазначене розглядалось вище при вивченні питання про тимчасові навантаження діючі на перекриття будівель та споруд.

Усе вищенаведене стосується основного поєднання, що складається з постійних, тривалих і короткочасних навантажень. Для особливого поєднання, до якого, крім зазначених, входять ще й особливі навантаження (сейсмічні, вибухові, аварійні тощо впливи).

Таким чином, коефіцієнти сполучень – це коефіцієнти, за допомогою яких враховується фактор нетривалості одночасного впливу всіх несприятливих тимчасових навантажень.

При кількості змінних навантажень n можна скласти 2^n сполучень навантажень. Складання сполучень навантажень зручно виконувати у табличному вигляді. У таблиці розглядаються можливі сполучення різних видів навантажень із використанням аббревіатур із необхідним значенням коефіцієнта сполучень. Наприклад, вираз « $\sum\Pi+T+K1$ » означає, що до складу цього сполучення можуть входити навантаження від власної ваги перекриття ($\Pi1$), власної ваги покриття ($\Pi2$), корисного навантаження (квазіпостійне розрахункове значенням) на перекриття (T) і снігового навантаження ($K1$) (граничне чи експлуатаційне розрахункове значення), а коефіцієнт сполучення $\psi = 1.0$.

Таблиця 2.2. Можливі комбінації навантажень.

№ п/п	Комбінація	Постійне	Корисне	Снігове	Вітрове
		Π	$K1$	$K2$	$K3$
1	$\sum\Pi$	1			
2	$\sum\Pi+K1$	1	1		
3	$\sum\Pi+K2$	1		1	
4	$\sum\Pi+K3$	1			1
5	$\sum\Pi+K1+0.9K2$	1	1	0.9	
6	$\sum\Pi+K1+0.9K3$	1	1		0.9
7	$\sum\Pi+K2+0.9K3$	1		1	0.9
8	$\sum\Pi+K1+0.9K2+0.7K3$	1	1	0.9	0.7

В загальному вигляді стосовно розглянутих раніше навантажень будемо мати (приклад у табл. 2.2):

1. Власна вага конструкцій: навантаження від власної ваги покриття – постійне (Π);
2. Корисне навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями – короткочасне ($K1$);
3. Снігове навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями – короткочасне ($K2$);
4. Вітрове навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями – короткочасне ($K3$).

Очевидно, що, наприклад, для балкових конструкцій – плити перекриття чи покриття, при розрахунку за 1-ю групою граничних станів – на міцність, визначальною буде комбінація короткочасного постійного, корисного та снігового навантаження з граничними розрахунковими значеннями.

В загальному випадку, для снігового та вітрового навантаження можуть бути застосовані різні схеми їх прикладення до будівлі, що значно збільшить кількість можливих комбінацій сполучень навантажень.

Застосування програмних комплексів спрощує задачу пошуку найбільш несприятливих сполучень навантажень.

Так, у ПК «ЛІРА-САПР» можна виконати розрахунок за:

1. За завантаженнями (усі завантаження є взаємовиключними, тобто під час підбору арматури або сталевих перерізів зусилля для конструювання братимуться з кожного окремого завантаження);
2. Розрахунковим сполученням зусиль (РСЗ);
3. Розрахунковим сполученням навантажень (РСН).

Розв'язання задачі про визначення найнебезпечніших сполучень навантажень забезпечує взаємозв'язок між результатами розрахунку споруди на різні навантаження та конструюванням її елементів.

Визначення РСУ полягає в знаходженні екстремальних значень тих компонентів напружено-деформованого стану (НДС), які слугують критеріями найбільшої небезпеки цього НДС. При цьому враховуються особливості НДС скінчених елементів різного типу, а кількість розглянутих РСЗ істотно скорочується.

Простіше кажучи, програма визначає, від яких сполучень навантажень і в якій точці перерізу виникає найбільше зусилля або напруження, і запам'ятовує тільки ці екстремальні значення.

Оскільки в різних елементах схеми екстремальні значення зусиль і напружень можуть бути в різних точках перерізу, у результатах розрахунку за РСУ будуть відсутні переміщення вузлів.

Система РСН – це процесор, призначений для обчислення переміщень у вузлах і зусиль (напружень) в елементах від стандартних і довільних лінійних комбінацій навантажень. Під стандартними лінійними комбінаціями маються на увазі комбінації (поєднання), які встановлені нормативними документами.

Принципова різниця між РСЗ і РСН полягає в тому, що система РСЗ перебирає всі можливі поєднання завантажень і в результати записує лише найнесприятливіші з них, тоді як система РСН у результати записує всі поєднання, створені користувачем.

Для аналізу деформацій будівельних конструкцій і переміщень у вузлах схеми ми виконуємо розрахунок за розрахунковими поєднаннями навантажень (РСН). Буває так, що в схемі близько 30 завантажень, з яких 10 - динамічні, і в кожному динамічному завантаженні ще й по 10 форм коливань. Разом виходить 120 завантажень. Для скорочення часу обчислення зусиль для подальшого конструювання в цьому разі розумно виконувати розрахунок за розрахунковими

поєднаннями зусиль (РСЗ), що вимагає задавати в одній задачі і таблицю РСЗ, і таблицю РСН

У програмному комплексі «ЛПРА-САПР» є можливість завдання декількох таблиць розрахункових поєднань навантажень (РСН) і розрахункових поєднань зусиль (РСЗ). Багатотабличність необхідна у випадках, коли потрібно порахувати різні конструктивні елементи з урахуванням різних коефіцієнтів відповідальності, коли необхідно провести порівняльний розрахунок конструкцій за різними нормативами. Додаткові таблиці РСН можуть створюватися для аналізу деформацій розрахункової схеми, тобто не використовуватися в конструктивному розрахунку.

Як критерії небезпеки РСУ для стрижневих елементів прийнято екстремальні значення нормальних і дотичних напружень, обчислені в характерних точках наведеного прямокутного перерізу, а також екстремальні значення зусиль у перерізі. Крім нормальних і дотичних напружень обчислюють екстремальні значення поздовжньої та кожної з поперечних сил, горизонтальної та вертикальної реакцій пружної основи, а також екстремальні значення згинальних моментів. Усього для перерізу стрижня вибирається 46 значень РСУ.

Більш детальна інформація наведена у довідці до програмного комплексу.

2.2 Вказівки до розв'язання задач

Мета заняття: закріплення вивченого теоретичного матеріалу та отримання навичок самостійної роботи під час визначення навантажень на будівлі та споруди.

Вихідні дані: завдання на визначення навантажень на будівлю відповідно до індивідуального варіанта.

1. Перед виконанням завдання слід ознайомитися із наступними положення норм проектування [2] щодо забезпечення надійності:
 - a) сфера використання норм (розділ 1);
 - b) визначення основних понять (розділ 3, додаток Б);
 - c) класифікація навантажень; перелік і застосування розрахункових значень навантажень (пункти 4.1 – 4.14);
 - d) урахування спільної дії навантажень (пункти 4.15 – 4.20);
 - e) визначення постійних і технологічних навантажень (розділи 5, 6, 7);
 - f) принципи нормування атмосферних навантажень, визначення їх характеристичних і розрахункових значень (пункти 8.1 – 8.5, 8.11, 8.12, 9.1 – 9.6, 9.14, 9.15, 10.1 – 10.4, 10.7 10.12);
 - g) система коефіцієнтів, що враховують географічні та конструктивні фактори при визначення атмосферних навантажень (пункти 8.6 – 8.10, 9.7 – 9.13, 9.16, 10.5, 10.6, 10.13);
 - h) додатки, що забезпечують визначення орієнтовних термінів експлуатації будівель і споруд (додаток В), встановлення уточнених характеристичних значень атмосферних навантажень для міст обласного

підпорядкування України (додаток Е), визначення розподілів снігового навантаження по поверхні покрівель (додаток Ж), визначення аеродинамічних коефіцієнтів (додаток І)

2. Для наведеного складу конструкцій перекриття/покриття зібрати постійне навантаження:
 - а. визначити коефіцієнти надійності за навантаженням для кожного шару покриття;
 - б. виконати розрахунок постійного навантаження (граничного й експлуатаційного розрахункового значення) у табличній формі.
3. Для покриття із заданим кутом нахилу покрівлі зібрати снігове навантаження для зазначеного району будівництва:
 - а. визначити згідно з ДБН коефіцієнти надійності за навантаженням;
 - б. виконати розрахунок коефіцієнта μ ;
 - с. виконати розрахунок снігового навантаження (граничного, експлуатаційного та квазіпостійного розрахункового значення).
4. Для наведеної будівлі зібрати вітрове навантаження для заданого району будівництва:
 - а. визначити згідно з ДБН коефіцієнти надійності за навантаженням;
 - б. виконати розрахунок коефіцієнтів;
 - с. виконати розрахунок вітрового навантаження (граничного та експлуатаційного розрахункового значення).

Кранові навантаження є невід'ємною частиною навантажень які діють на промислові будівлі та споруди, зокрема на конструкції одноповерхових промислових будівель. І хоча в прикладі виконання практичної частини в методичних цілях, для збереження структури прикладу наведено визначення кранових навантажень, переобтяжувати практичне заняття цим матеріалом бачиться не доцільним і тому це розглядається окремо.

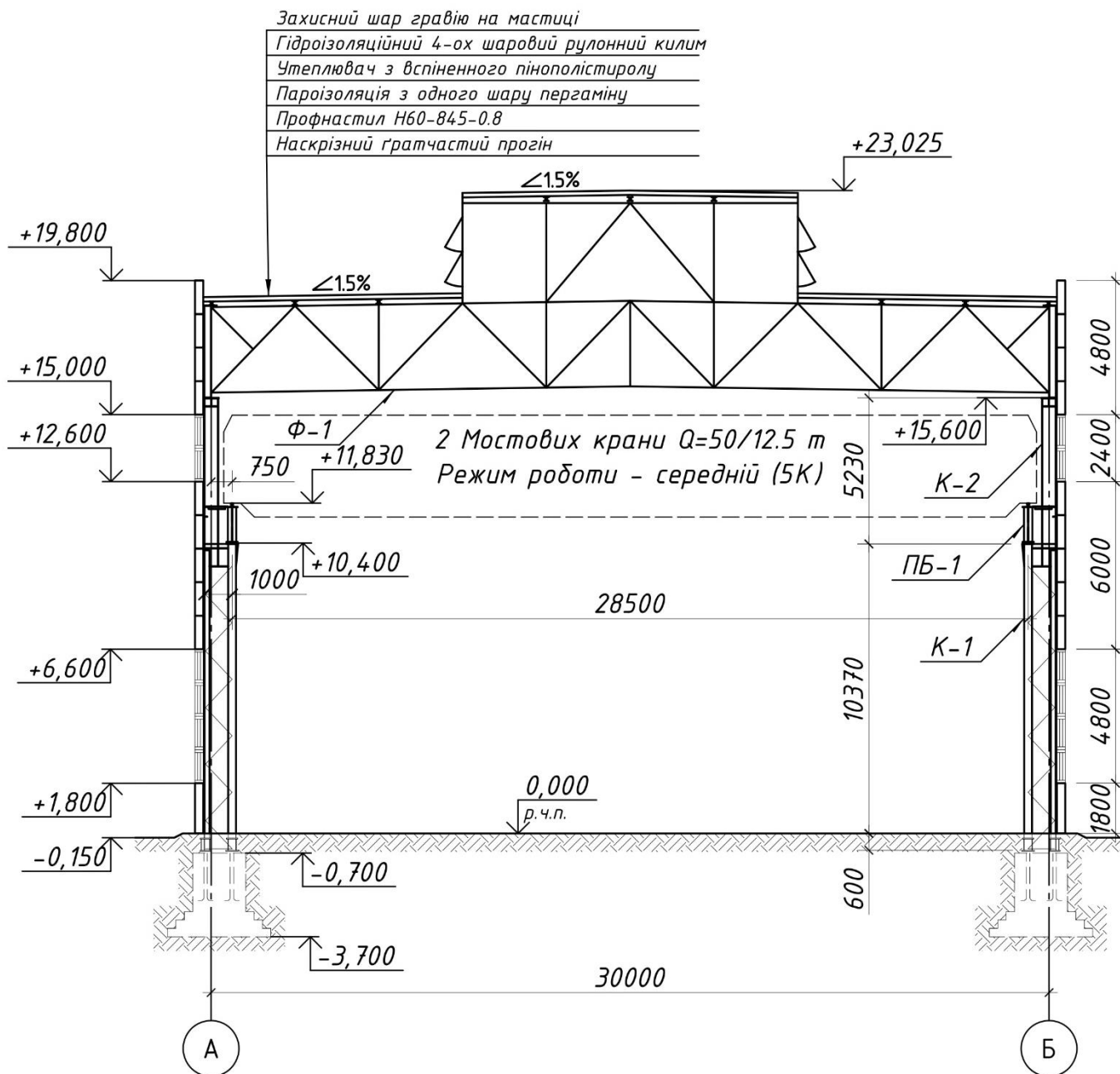
2.3 Приклади розв'язання задач

2.3.1 Вихідні дані

В зазначеному прикладі, у рамках курсового проекту, необхідно запроєктувати сталевий каркас одноповерхової, однопролітної промислової будівлі за такими вихідними даними:

1. Призначення будівлі: механічний цех;
2. Місто будівництва: м. Лисичанськ;
3. Проліт цеху: 30 м;
4. Крок колон: 12 м;
5. Довжина цеху: 132 м;
6. Кранове обладнання – 2 мостових крани

7. Вантажопідйомність кранів: 50/12,5 т;
8. Режим роботи кранів: 5К (середній режим роботи);
9. Відмітка головки підкранової рейки: 12 м



Конструкція покрівельного покриття будівлі вирішується із застосуванням решітчастих прогонів прольотом 12 м за серією 1.462.3-17/85 «Сталеві решітчасті прогони виробничих будівель прольотом 12 м із застосуванням профілів за скороченим сортаментом металопрокату». Прогони встановлюються між кроквяними фермами з кроком 3 м. Основою під покрівлю слугує сталевий профільований настил за ДСТУ 8802:2018 «Вироби з тонколистової сталі із захисно-декоративним

покриттям для будівництва». Кріплення настилу до прогонів здійснюється самонарізними гвинтами, між собою листи з'єднуються комбінованими заклепками. Оскільки будівля опалювальна – покрівельне покриття утеплене. Покрівля – рулонна, з ухилом 1.5%.

Як огорожувальні стінові конструкції застосовано легкобетонні панелі з керамзитобетону ($\rho=1000 \text{ кг/м}^3$) номінальною довжиною 12 м за серією 1.432.1-22 «Стіни призначені для опалювальних одноповерхових виробничих будівель із залізобетонним каркасом, з кроком крайніх колон 12 м, з відносною вологістю повітря усередині приміщень до 75%, які споруджуються в несейсмічних районах із сухим, нормальним і вологим кліматом».

2.3.2 Постійне навантаження.

До постійно діючих навантажень відносимо вагу огорожувальних і несучих конструкцій каркаса.

Величина навантаження на 1 м^2 покриття наведена в таблиці 2.3. Лінійне розподілене навантаження збирається з площі, що дорівнює кроку колон і прольоту ферми.

Таблиця 2.3 Навантаження на 1 м^2 покриття

№ п/п	Елемент конструкції	Характеристичне навантаження, кПа	γ_f	Розрахункове навантаження, кПа
Огорожувальні елементи покрівлі				
1	Захисний шар гравію на мастиці	0.3	1.3	0.39
2	Гідроізоляційний 4-ох шаровий килим	0.2	1.3	0.26
3	Утеплювач зі спіненого пінополістиролу	0.064	1.2	0.077
4	Пароізоляція з одного шару пергаменту	0.05	1.3	0.065
Несучі елементи покрівлі				
5	Профільований оцинкований настил Н60-845-0.8	0.1	1.05	0.105
Несучі конструкції покриття				
6	Наскрізний гратчастий прогін під навантаження 7.9 кН/м	0.119	1.05	0.125
7	Вага кроквяної ферми	0.3	1.05	0.315
8	Вага зв'язків по покриттю	0.08	1.05	0.084
9	Каркас світлоаераційного ліхтаря	0.12	1.05	0.126
Разом		1.333		1.547
З урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0.95$		1.249		1.47

Характеристичне значення навантаження визначаємо за фізичними характеристиками матеріалів або за довідковими даними. Навантаження множимо на коефіцієнт надійності за відповідальністю який прийнято – 0.95.

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

$$q_n = \frac{1.47 \cdot 12}{\cos \alpha} = 17.64 \frac{\kappa H}{\text{м}}$$

де $\cos \alpha \cong 1$, для ферми з паралельними поясами.

Опорна реакція ригеля як шарнірно-опертої балки:

$$Q_n = 17.4 \cdot \frac{30}{2} = 264.6 \kappa H$$

Навантаження від стінового огороження передається на колону в місцях кріплення опорних столиків на відмітках +15.000, +11.400, +6.600. Навантаження від цокольної панелі і віконного заповнення, що спирається на неї, нижче за позначку +6.600 передається на фундаментну балку і далі на фундамент, його в розрахунку не враховуємо.

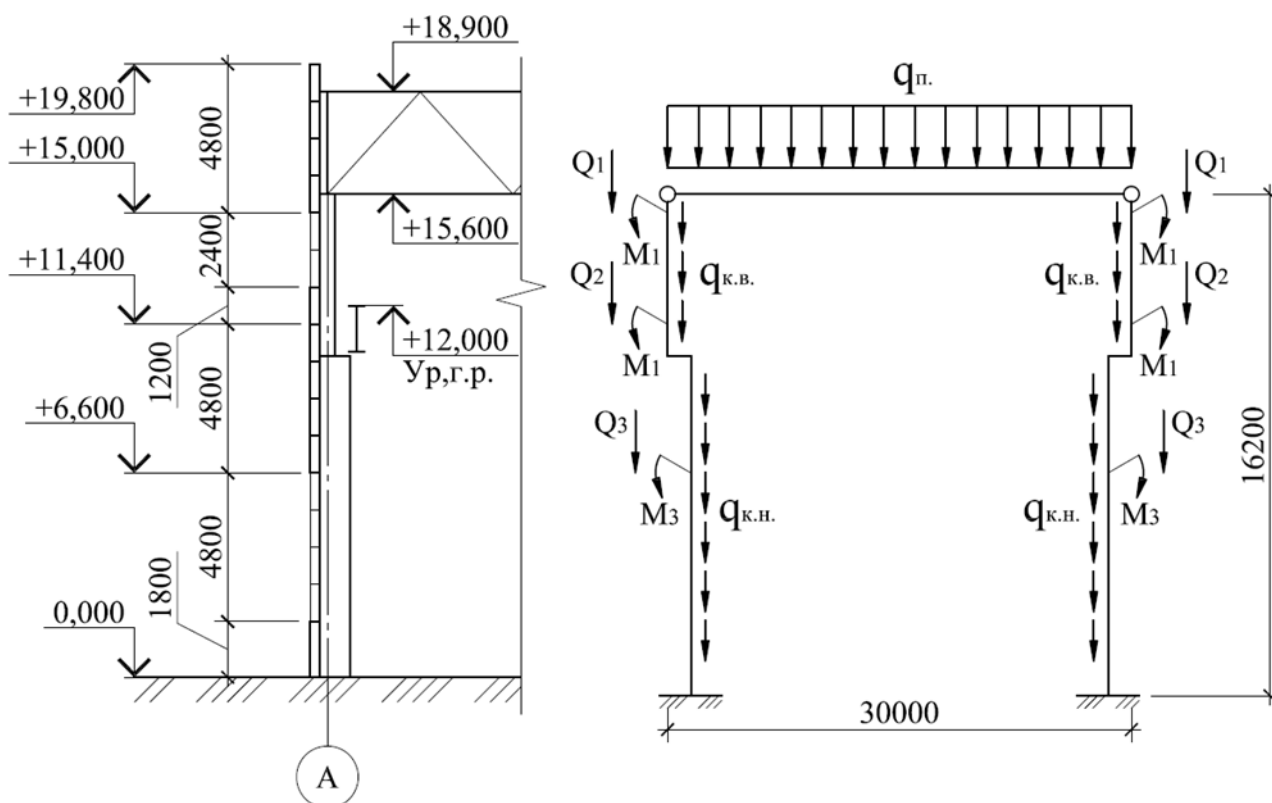


Рисунок 2.3. Схема прикладання постійного навантаження

Товщину стінових панелей призначаємо 250 мм. Розрахункове навантаження від рядової панелі ПС 120.12.25-2П-10 вагою 4.73 т, складе:

$$\frac{4730}{12 \cdot 1.2} \cdot 10^{-3} \cdot 10 \cdot 1.2 \cong 3.95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Як віконне заповнення приймаємо палітурки розміром 6×1.2 м, з фрамугами, сталеві з подвійним склінням і розрахунковим навантаженням – 0.359 кПа.

Навантаження на позначці +15.000 від чотирьох панелей:

$$Q_1 = (4 \cdot 1.2) \cdot 3.95 \cdot 12 \cdot 0.95 = 216.144 \text{ кН}$$

На позначці +11.400 від однієї панелі та 2 віконних переплетів:

$$Q_2 = (1.2 \cdot 3.95 + 2 \cdot 0.359) \cdot 12 \cdot 0.95 = 62.221 \text{ кН}$$

На позначці +6.600 від чотирьох панелей:

$$Q_3 = (4 \cdot 1.2) \cdot 3.95 \cdot 12 \cdot 0.95 = 216.144 \text{ кН}$$

Ексцентриситети прикладання навантаження від ваги стінового огороження - відстань між центрами тяжіння перерізу стінової панелі і відповідно верхньої та нижньої частини колони:

$$e_g = \frac{0.25}{2} + 0.03 + \frac{0.5}{2} = 0.405 \text{ м};$$

$$e_n = \frac{0.25}{2} + 0.03 + \frac{1.0}{2} = 0.655 \text{ м}$$

Моменти від позacentрового прикладання навантаження:

$$M_1 = 216.144 \times 0.405 = 87.54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 62.221 \times 0.655 = 25.2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 216.144 \times 0.655 = 141.574 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Витрата сталі для будівель із мостовими кранами за довідковими даними становить 0.35 кПа, при цьому 80% сталі припадає на нижню частину колони і 20% - на верхню.

Рівномірно розподілене вздовж осі відповідних ділянок колон навантаження:

$$q_{к.н} = (0.8 \cdot 0.35 \cdot 12 \cdot 30/2 \cdot 1.05 \cdot 0.95) / 10.97 = 4.583 \text{ кН/м}$$

$$q_{к.в} = (0.2 \cdot 0.35 \cdot 12 \cdot 30/2 \cdot 1.05 \cdot 0.95) / 5.23 = 2.403 \text{ кН/м}$$

Навантаження від власної ваги підкранових конструкцій врахуємо при визначенні навантажень від мостових кранів.

2.3.3 Снігове навантаження

За додатком В ДБН В.1.2-2:2006, визначаємо приблизний термін експлуатації T_{ef} для виробничих будівель у 60 років, відповідно, середній період повторюваності $T = T_{ef}$. Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження $\gamma_{fm} = 1.04$, $C = \mu C_e C_{alt} = 1$

За додатком Е снігове навантаження для міста Лисичанська становить 1370 Па.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції:

$$S_m = 1.04 \cdot 1.37 \cdot 1 = 1.425 \text{ кПа}$$

Граничне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на ригель:

$$q_c = 1.425 \cdot 12 \cdot 0.95 = 16.245 \text{ кН/м}$$

Опорна реакція ригеля як шарнірно-опертої балки від снігового навантаження:

$$Q_c = 16.245 \cdot 30/2 = 243.675 \text{ кН}$$

2.3.4 Вітрове навантаження

За додатком Е вітрове навантаження для міста Лисичанська становить 460 Па.

Тип місцевості I - відкрита місцевість. Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження $\gamma_{fm} = 1.04$ - як і в разі снігового навантаження.

Коефіцієнт С визначаємо за формулою:

$$C = C_{aer} C_h$$

Решту множників C_{alt}, C_{rel}, C_d , що входять до формули, вважаємо рівними одиниці.

Аеродинамічний коефіцієнт визначаємо за додатком І, схема 4 - будівля з поздовжнім ліхтарем.

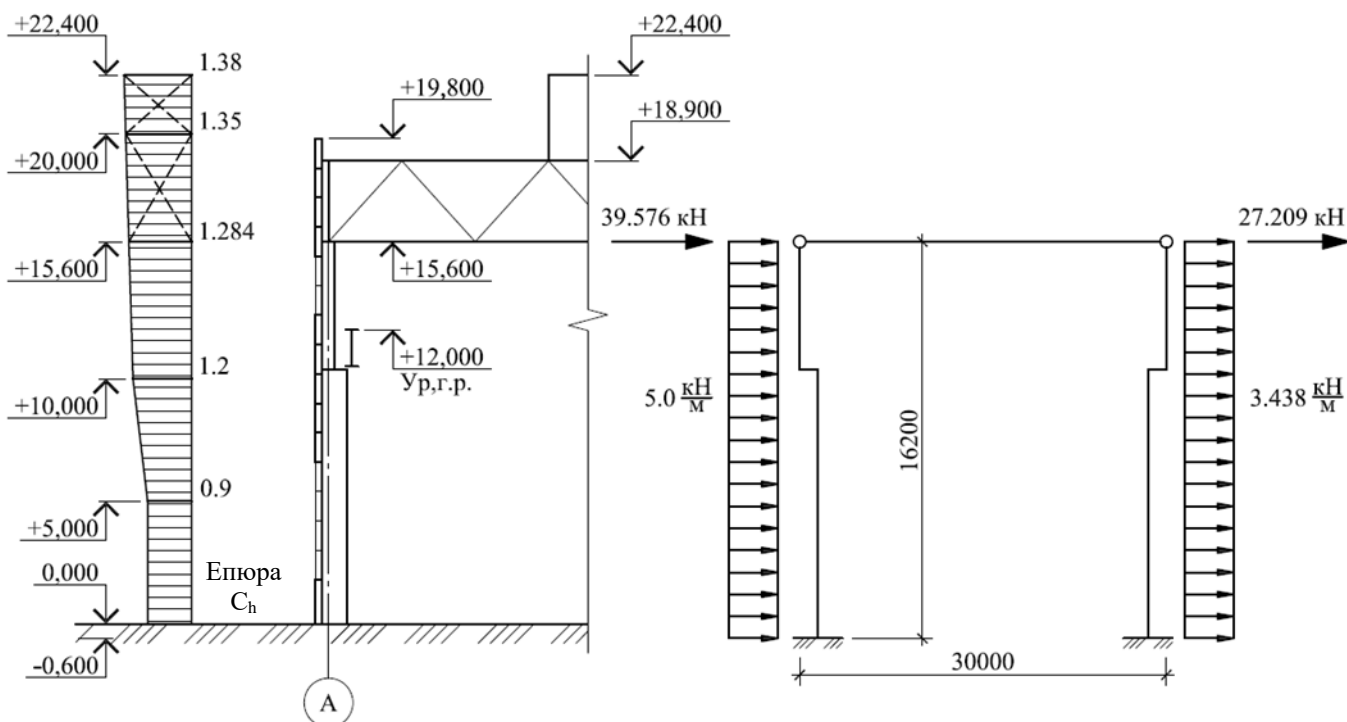


Рисунок 2.4. Епюра зміни коефіцієнта C_h . Схема впливу вітрового навантаження на раму каркаса (вітер зліва)

Активний напір повітря приймаємо з коефіцієнтом $C_e = +0.8$ (навітряний бік), а від'ємний (підвітряний бік) за значень $b/l \geq 2$ і $h_1/l = 22.4/30 = 0.75$ з коефіцієнтом C_e

= -0.55. Вітровим навантаженням на горизонтальних ділянках покриття з негативними значеннями аеродинамічних коефіцієнтів, нехтуємо. Коефіцієнт висоти споруди C_h приймаємо за табл. 9.01, п. 9.9 ДБН В.1.2-2:2006.

Дійсну криволінійну епюру вітрового навантаження для спрощення розрахунків, замінимо еквівалентною рівномірно розподіленою. Для цього знайдемо значення коефіцієнта $C_h^{ек}$ з умови рівності моментів у основі колони, як консольний стійки, від фактичного та рівномірно розподіленого навантаження, приймаючи епюру коефіцієнтів C_h як зовнішнє навантаження.

$$M(C_h) = 0.9 \cdot 15.6 \cdot (15.6 / 2 + 0.6) + 1 / 2 \times (1.2 - 0.9) \cdot 5 \cdot (5 + 0.6 + 2 / 3 \cdot 5) + \\ + (1.2 - 0.9) \cdot 5.6 \cdot (0.6 + 10 + 5.6 / 2) + \\ + 1 / 2 \cdot (1.284 - 1.2) \cdot 5.6 \cdot (0.6 + 10 + 2 / 3 \cdot 5.6) = 150.519$$

$$C_h^{ек} = \frac{2 \cdot M(C_h)}{H^2} = \frac{2 \cdot 150.519}{16.2^2} = 1.147$$

Граничне еквівалентне рівномірно розподілене по висоті колони навантаження з навітряного боку:

$$q_{eq} = 1.04 \cdot 0.46 \cdot 0.8 \cdot 1.147 \cdot 12 \cdot 0.95 \cong 5.0 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

З підвітряного боку:

$$q'_{eq} = 5.268 \cdot \frac{0.55}{0.8} = 3.438 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Вітрове навантаження в межах висоти від нижнього пояса ферми до верху ліхтаря, прикладаємо у вигляді зосередженого навантаження до нижнього пояса ригеля.

$$W = 1.04 \cdot 0.46 \cdot 0.8 \cdot 12 \cdot 0.95 \cdot \left(\frac{(1.284 + 1.35)}{2} \cdot 4.4 + \frac{(1.35 + 1.38)}{2} \cdot 2.4 \right) = 39.576 \text{ кН}; \\ W' = 39.576 \cdot \frac{0.55}{0.8} = 27.209 \text{ кН}$$

2.3.5 Кранове навантаження

У будівлі діють два мостові крани вантажопідйомністю 50/12.5 т. Основні характеристики кранів відповідно до ГОСТ 25711-83.

- Навантаження на головний крюк: $Q = 50 \text{ т}$;
- Габаритні розміри крану: $H_k = 3150 \text{ мм}$, $B_1 = 300 \text{ мм}$, $B_2 = 6860 \text{ мм}$, $K = 5600 \text{ мм}$
- Максимальний тиск колеса крана: $F_{n,max} = 415 \text{ кН}$;
- Вага візка: $G_m = 13.5 \text{ т}$;
- Вага крана з візком: $G_k = 59.5 \text{ т}$;

- Кранова рейка – КР-80 ($h_p = 130$ мм);
- Висота підкранової балки при кроці 12 м: $h_{н.б.} = 1500$ мм

Розрахунковий тиск від кранового навантаження на колону визначаємо за лінією впливу опорних реакцій підкранових балок у разі найбільш несприятливого розташування двох зближених кранів.

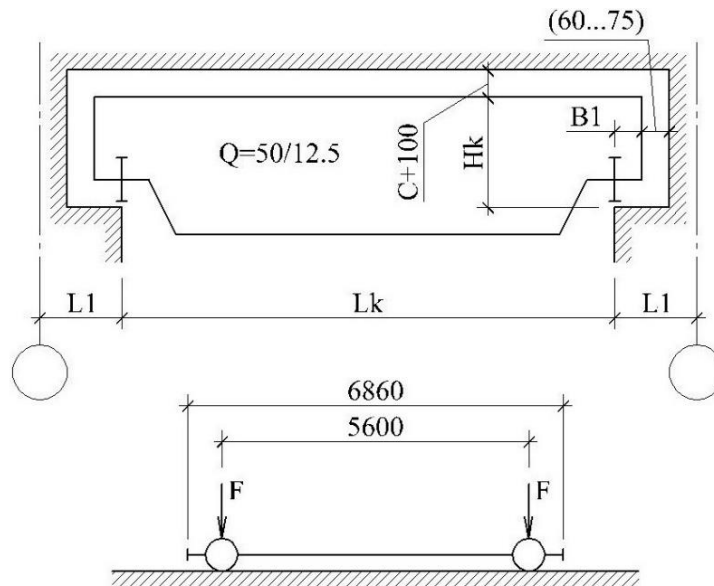


Рисунок 2.5. Габарити мостового крану

Характеристичне значення мінімального тиску колеса крана на рейку:

$$F_{n,min} = \frac{10 \cdot (50 + 59.5)}{2} - 415 = 132.5 \text{ кН}$$

Коефіцієнт сполучень ψ для навантаження від двох кранів за п. 7.22 ДБН для кранів режиму роботи 5К дорівнює - 0.85.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження за середнього періоду повторюваності 50 років, дорівнює – 1.1

Вага підкранової балки при витраті сталі 30 кг/м^3 (для будівель із мостовими кранами вантажопідйомністю до 50 т), складе:

$$G_{н.б.} = 30 \cdot 10 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{30}{2} \cdot 12 \cdot 1.05 \cdot 0.95 = 53.865 \text{ кН}$$

Максимальне граничне навантаження на колону:

$$D_{max} = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.95 \cdot 415 \cdot (0.428 + 0.895 + 1 + 0.533) + 53.865 = 1106.654 \text{ кН}$$

Мінімальне граничне навантаження на колону:

$$D_{min} = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.95 \cdot 132.5 \cdot (0.428 + 0.895 + 1 + 0.533) + 53.865 = 390 \text{ кН}$$

Розрахункові зовнішні моменти від кранового навантаження, що передається через підкранові балки, відносно центральної осі нижньої частини колони за ексцентриситету – $e_{кр} = h_n / 2 = 1/2$

$$M_{max} = 1106.654 \cdot \frac{1}{2} = 553.327 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{min} = 390 \cdot \frac{1}{2} = 195 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальний крановий тиск на колону може бути прикладений як до лівої, так і до правої колони.

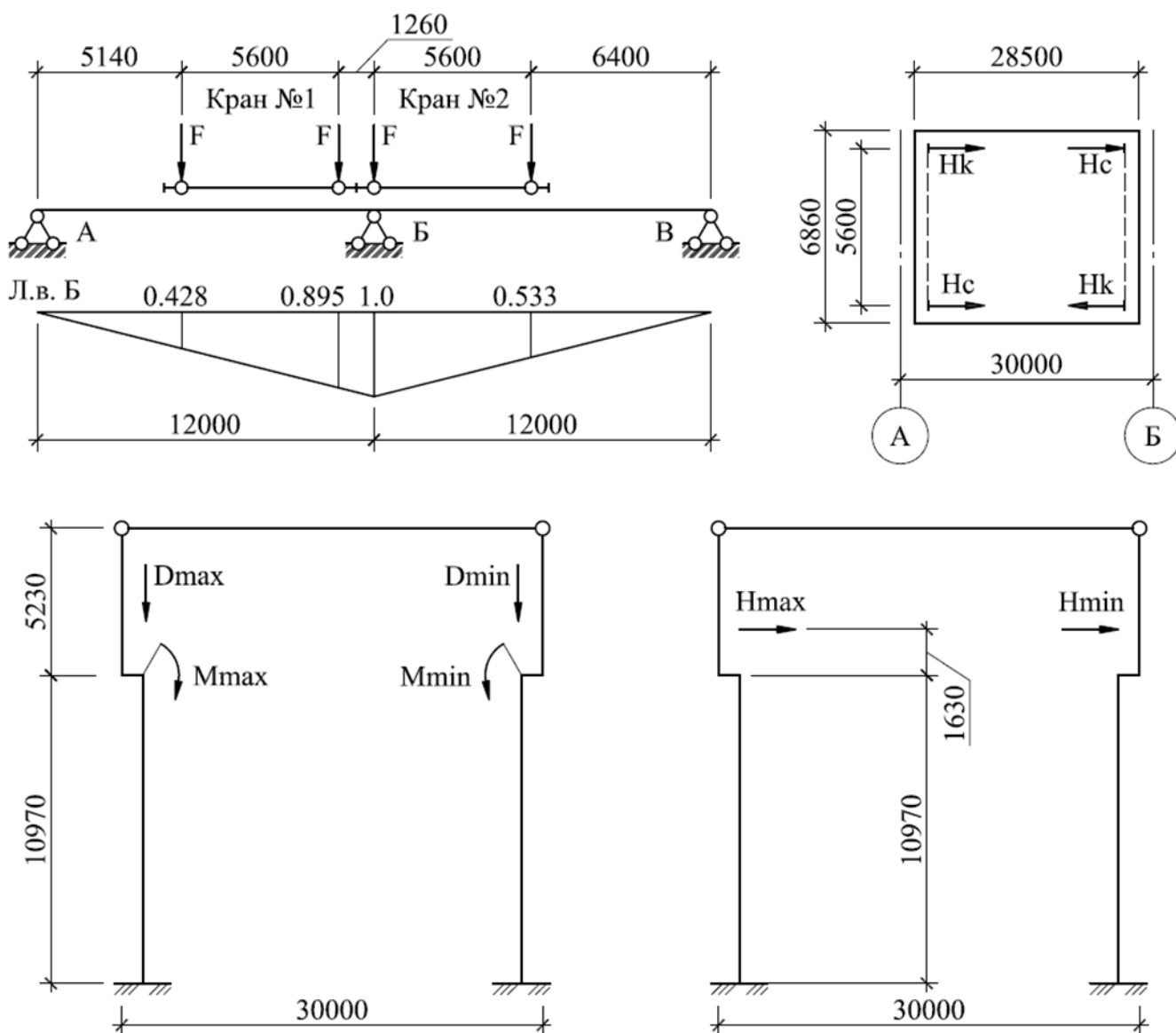


Рисунок 2.6. Схема встановлення кранів на лінію впливу. Схема розподілу бічних сил на колеса крана. Схема кранового навантаження на раму каркаса (D_{max} , H_{max} зліва)

Граничне розрахункове значення для горизонтального навантаження чотириколісного мостового крана, спрямованого впоперек кранової колії, визначають за характеристичного значення бічної сили від одного крана, найнесприятливіше розташованого на крановій колії, у цьому разі крана №2. Горизонтальні навантаження обчислюємо за тією ж лінією впливу, як і для вертикальних навантажень.

Характеристичне значення бічної сили (п. 7.5 ДБН):

$$H_k^n = 0.1 \cdot 415 + \frac{0.01 \cdot (415 - 132.5) \cdot 28.5}{5.6} = 55.877 \text{ кН}$$

Бічні сили H_k^n вважаємо прикладеними до коліс по діагоналі крана і спрямованими в різні боки.

До решти коліс крана прикладено сили H_c^n , спрямовані в один бік зліва направо:

$$H_c^n = 0.1 \cdot 415 = 41.5 \text{ кН}$$

Граничне розрахункове горизонтальне навантаження від бічних сил при $\psi = 1$: на ліву колону:

$$H_{max} = 1 \cdot 1.1 \cdot 0.95 \cdot (55.877 \cdot 1 + 41.5 \cdot 0.533) = 81.506 \text{ кН}$$

на праву колону:

$$H_{min} = 1 \cdot 1.1 \cdot 0.95 \cdot (41.5 \cdot 1 - 55.877 \cdot 0.533) = 12.245 \text{ кН}$$

Ці сили вважаємо прикладеними на рівні верху кранової рейки на позначці +12.000 і такими, що передаються на колони через гальмівні конструкції на рівні верхнього пояса підкранових балок, горизонтальне кранове навантаження може бути прикладено як до лівої, так і до правої колони зі зміною напрямку дії на протилежний.

Для подальшого статичного розрахунку рами розглянуті навантаження можна задати у вигляді таких завантажень:

- постійне навантаження від власної ваги конструкцій;
- снігове навантаження;
- вітрове навантаження – навітряна сторона зліва;
- вітрове навантаження – навітряна сторона праворуч;
- максимальний крановий тиск D_{max} – на лівій колоні;
- те саме - на правій колоні;
- максимальне горизонтальне кранове навантаження H_{max} – на лівій колоні, (H_{min} на правій колоні) діє як зліва направо так і справа наліво;
- те саме - на правій колоні, (H_{min} на лівій колоні)

До змінних короточасних навантажень належать:

- навантаження від мостових кранів із граничним розрахунковим значенням;
- снігові навантаження з граничним розрахунковим значенням;
- вітрові навантаження з граничним розрахунковим значенням;

- за одне тимчасове навантаження в разі кранових впливів приймаємо або тільки вертикальні, або вертикальні разом із горизонтальними навантаженнями.

Складання розрахункової схеми для подальшого розрахунку у програмних комплексах як просторової конструкції у вигляді сукупності поперечних рам об'єднаних зв'язками та іншими конструкціями з визначенням попередніх жорсткостей елементів, прикладенням визначених навантажень, або розрахунку інженерними методами, поперечних рам каркасу як статично невизначених схем з врахуванням, або без врахування просторової роботи каркасу, виходять за рамки даного практичного заняття.

2.4 Вихідні дані до практичного завдання

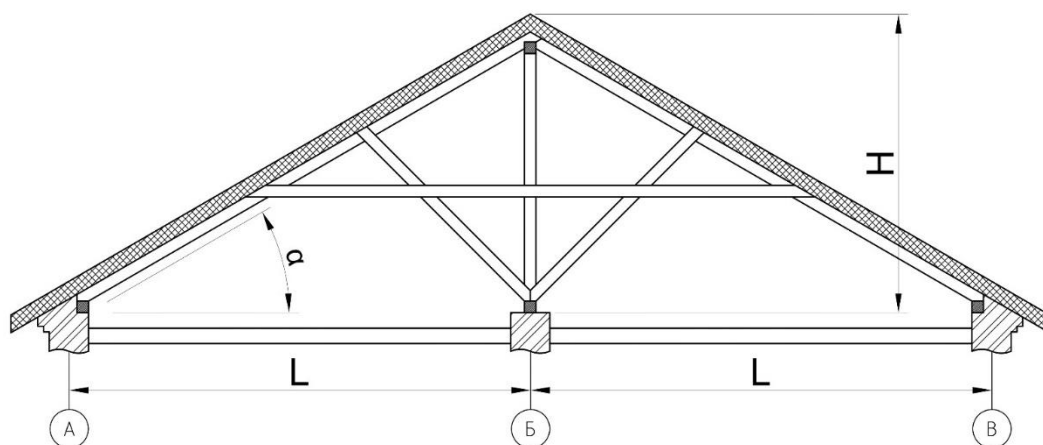


Рисунок 2.7. Розрахункова схема до практичного завдання

Таблиця 2.4. Вихідні данні до практичного завдання

№	Склад перекриття/покриття [густина, кг/м ³], товщина шару, мм	Місце будівництва	Прольот L, м	Висота H, м
1	2	3	4	5
1	Лінолеум [1800] – 5 Стяжка на цементно-піщаному розчині [1800] – 20 Легкий бетон [1300] – 65 З/б плита [2200] – 70 Гіпсокартон [800] – 10	Могилів-Подільський	4	2
2	Лінолеум [1600] – 10 Кам'яна панель основи підлоги [1300] – 60 Звукоізоляція [500] – 15 Утеплювач плитний [250] – 60 Бетон основи [2400] – 150	Володимир-Волинський	4,2	2,2
3	Бетонна плитка [1000] – 12 Утеплювач [400] – 80 Армований бетон [2300] – 100 Профільований лист [40] – 85	Вільногірськ	4,4	2,4

1	2	3	4	5
	Металева балка [160] – 80			
4	Дощатий щит [750] – 35 Лаги дерев'яні [850] – 45 Теплоізоляція [200] – 75 Пароізоляція [150] – 15 З/б плита [2250] – 80	Нікополь	4,6	2,6
5	Керамічна плитка [1600] – 40 Прошарок з цементно-піщаного розчину [1750] – 25 Наплавний руберойд [350] – 5 Армована стяжка з цементно-піщаного розчину [1900] – 40 З/б плита [2450] – 180	Павлоград	4,8	2,8
6	Гранітна плитка [1900] – 20 Прошарок з цементно-піщаного розчину [1700] – 50 Керамзитовий гравій [1300] – 40 Плита теплоізоляційна [250] – 100 З/б плита [2400] – 80	Первомайськ	5	3
7	Дерев'яні дошки [750] – 50 Стяжка з цементно-піщаного розчину [1800] – 55 З/б плита [2300] – 70 Профільований лист [60] – 60 Гіпсокартон [800] – 20	Новоград-Волинський	5,2	3,2
8	Чавунні плитки [7200] – 20 Стяжка цементно-піщаним розчином [1700] – 50 Утеплювач [350] – 25 Бетон основи [2350] – 80 Підвісна стеля [500] – 20	Мукачеве	5,4	3,4
9	Асфальтобетон [2100] – 80 Прошарок з цементно-піщаного розчину [1900] – 30 Пароізоляція [100] – 5 Металеві балки [200] – 120 Вапняний розчин [1200] – 20	Бориспіль	5,6	3,6
10	Цегла [1600] – 120 Піщаний прошарок [1450] – 15 Легкий бетон [1200] – 100 З/б плита [2300] – 120 Гіпсокартон [700] – 25	Переяслав-Хмельницький	5,8	3,8
11	Шпунтовані дошки [800] – 30 Руберойд [200] – 10 Лаги дерев'яні [900] – 40 Звукоізоляція [500] – 10 Металева балка [150] – 200	Славутич	6	4
12	Керамічна плитка [1400] – 8 Прошарок з цементно-піщаного розчину [1600] – 20	Олександрія	6,2	2

1	2	3	4	5
	Стяжка цементно-піщаним роз-чином [1700] – 40 Бетон основи [2150] – 100 Підвісна стеля [450] – 15			
13	Гранітна плитка [1900] – 30 Прошарок з цементно-піщаного розчину [1650] – 30 Армована стяжка з цементно-піщаного розчину [1900] – 50 Утеплювач [500] – 80 Бетон основи [2200] – 120	Світловодськ	6,4	2,3
14	Цементний розчин [1800] – 20 Прошарок з цементно-піщаного розчину [1500] – 100 Бетон [2100] – 100 Гідроізоляція [200] – 10 Бетон основи [2300] – 120	Дрогобич	6,6	2,6
15	Цементний шар [1400] – 15 Керамзитобетон [600] – 75 Мінераловатні плити [300] – 50 Пергамін [150] – 5 З/б плита [2500] – 90	Самбір	6,8	2,9
16	Плитка ПХВ [150] – 5 Суша штукатурка [1000] – 10 Стяжка цементно-піщаним роз-чином [1900] – 30 Пергамін [150] – 5 З/б плита [2100] – 60	Первомайськ	7	3,2
17	Пластикові панелі [200] – 25 Утеплювальні панелі [250] – 35 Пароізоляція [50] – 10 Бетонна основа [2200] – 75 Гіпсова затирка [1200] – 25	Білгород-Дністровський	7,2	3,5
18	Лінолеум [1700] – 5 Пластикова плита підлоги [250] – 40 Лаги дерев'яні [650] – 30 Бетон [1900] – 70 Обклейка звукоізоляцією [600] – 20	Ізмаїл	7,4	2,2
19	Бетон мозаїчного складу [1850] – 25 Стяжка з дрібнозернистого бетону [1300] – 40 Утеплювач плитний [400] – 70 Бетон підстеляючий [1500] – 80 Бетон основи [2150] – 80	Лубни	7,6	2,4
20	Дощата підлога [750] – 30 Доцаті балки [800] – 180 Пароізоляція [100] – 10 Підшивка з дощок [600] – 20 Штукатурка [1150] – 15	Миргород	7,8	2,6
21	Шлако-вапняна кірка [1100] – 5 Мінераловатні плити [350] – 80	Дубно	8	2,8

1	2	3	4	5
	Металева балка [170] – 200 З/б плита [2400] – 80 Пластикові плитки [150] – 20			
22	Паркетні дошки [700] – 25 Пергамін [150] – 5 Лаги дерев'яні [800] – 80 Мінераловатні прокладки [450] – 15 Бетон основи [2450] – 130	Шостка	8,2	3
23	Паркет [600] – 25 Гіпсоцементний розчин [1300] – 30 Звукоізоляція [500] – 10 Пароізоляція [250] – 15 Бетон основи [2500] – 110	Ізюм	8,4	3,2
24	Термопласт [400] – 25 Стяжка цементна [1750] – 40 Утеплювач [200] – 80 Гідроізол [100] – 15 Обетонована металева балка [250] – 100	Чугуїв	8,6	3,4
25	Керамічна плитка [1500] – 35 Бетонна стяжка [1800] – 40 Синтетична тканина [300] – 10 Пароізоляційна плівка [150] – 10 Бетонне перекриття [2500] – 130	Кам'янець- Подільський	8,8	3,6
26	Профільовані сталеві листи [35] – 50 Утеплювач [300] – 40 Пароізоляційна плівка [40] – 5 Наплавний руберойд [900] – 5 З/б плита [2450] – 85	Нетішин	9	3,8
27	Паркет на мастиці [850] – 15 Асфальтобетонна стяжка [1950] – 50 Теплоізоляція [250] – 25 Звукоізоляційний прошарок [600] – 20 Металева балка [130] – 170	Шепетівка	9,2	4
28	Бетонна стяжка [1800] – 30 Будівельна плівка [30] – 15 Плити утеплювача [400] – 100 Бетонна основа [2250] – 125 Пластикові обробка [35] – 40	Умань	9,4	5
29	Бетонна стяжка [1750] – 50 Будівельна плівка [40] – 10 Шлакова засипка [800] – 80 З/б плита [2350] – 90 Обробка піною [20] – 20	Ніжин	9,6	6
30	Профільовані сталеві листи [50] – 10 Повітряний зазор Плитний утеплювач [600] – 90 Сталева касета [140] – 50 Сталеві балки [190] – 110	Прилуки	9,8	7

2.5 Контрольні питання

1. Як класифікуються навантаження на конструкції і споруди?
2. Стисла характеристика основних навантажень
3. Як визначити термін експлуатації конструкції?
4. Що є основою для призначення навантажень?
5. Скільки існує видів розрахункових навантажень і де вони використовуються?
6. Які навантаження слід віднести до постійних?
7. Які навантаження слід віднести до змінних тривалих?
8. Які навантаження відносять до змінних короткочасних?
9. Які навантаження відносять до епізодичних?
10. Як сформулювати сполучення навантажень?
11. Як враховують рівномірно розподілені навантаження?
12. Які розрахункові значення встановлені для снігового навантаження?
13. Як обчислюється граничне розрахункове снігове навантаження?
14. Чи є вітрове навантаження змінним?
15. Як визначається граничне розрахункове вітрове навантаження?

2.6 Додаткова література за темою

1. Конспект лекцій з дисципліни «Металеві конструкції» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (в 2-ч частинах) Частина 1. Основи розрахунку конструкцій за методом граничних станів. З'єднання металевих конструкцій. (Електронне видання) / Уклад.: В. М. Соколенко, К. В. Соколенко – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2023. – 111 с.
2. Банніков Д. О. Будівельні конструкції. Розрахунок навантажень на будівлю : метод. рек. до розрахунково-гр. роботи. 2-ге вид. виправ. Дніпро : УДУНТ, 2022. 56 с. URL: <https://crust.ust.edu.ua/items/34045f2c-8dbd-4c34-813e-abe0a426f657>.
3. Основи теорії надійності будівель і споруд. Навчальний посібник для студентів будівельних спеціальностей усіх форм навчання / В.А. Пашинський: – Кропивницький: ЦНТУ, 2016. – 155 с. URL: https://pvakntu.pp.ua/Documents/TN/ОТНБС_Посібник_друк.pdf
4. Методика граничних станів і нормування навантажень : конспект лекцій для студентів спец. 192 «Буд-во та цивільна інженерія» / уклад. С. Пічугін. 2-ге вид. Полтава : НУПП, 2023. 259 с. URL: https://reposit.nupp.edu.ua/bitstream/PoltNTU/13679/1/Граничні%20стан и_повний_2%20видання_3.11.23.pdf.

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з дисципліни «Металеві конструкції»
для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(в 3-х частинах)

Частина 1. Визначення міцнісних та жорсткісних характеристик металевих
конструкцій. Визначення навантажень на конструкції будівель та споруд.
(Електронне видання)

Укладачі:

Соколенко Костянтин Валерійович
Соколенко Валерій Михайлович

Техн. Редактор
Оригінал - макет

К. В. Соколенко
К. В. Соколенко

Підписано до друку _____

Формат $60 \times 84 \frac{1}{16}$. Папір типограф. Гарнітура *Times*.

Друк офсетний. Умов. друк. арк. _____. Обл.-вид.арк. _____.

Тираж ____ прим. Вид. № _____. Замовл. № _____. Ціна договірна.

Видавництво СНУ ім. Володимира Даля

Адреса видавництва: Україна, 01042, м. Київ, вул. Іоанна Павла II, 17

Телефон: +38 (050) 218 04 78

E-mail: izdat@snu.edu.ua