

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Український державний університет
науки і технологій

Кафедра «Будівельне виробництво та геодезія»

В авторській редакції

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

РОЗРАХУНОК НАВАНТАЖЕНЬ НА БУДІВЛЮ

Методичні рекомендації до розрахунково-графічної роботи

Електронний аналог
друкованого видання

Дніпро 2022

УДК 624.131.042

Укладач
докт. техн. наук, проф. *Д. О. Банніков*

Експерти:
канд. техн. наук, доц. *Н. А. Нікіфорова* (ННІ «ДІТ»)
канд. техн. наук, доц. *С. М. Косячевська* (ННІ «ДІТ»)

Рекомендовано до друку МКФ ПЦБ (протокол № 1 від 14.09.2022 р.).
Зареєстровано ННЦ ЗЯО УДУНТ (підстава № 579 від 02.12.2022 р.).

Будівельні конструкції. Розрахунок навантажень на будівлю: методичні рекомендації до розрахунково-графічної роботи: 2-ге вид. виправ. / уклад. Д. О. Банніков. Дніпро: Укр. держ. ун-т науки і технологій. – 2022. – 56 с.

У методичних рекомендаціях викладено послідовність і вказано основні особливості розрахунку та визначення найбільш поширених типів навантажень на конструкції громадських і промислових будівель відповідно до сучасних нормативних документів.

Методичні рекомендації призначені для практичних занять і самостійної роботи студентів освітнього ступеня «бакалавр» за ОП «Промислове і цивільне будівництво та ОП «Будівництво та експлуатація будинків і споруд спеціального та загальновійськового призначення» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» під час опрацювання дисципліни «Будівельні конструкції», а також можуть бути корисними під час виконання курсових проектів з фахових дисциплін, підготовки кваліфікаційних бакалаврських і магістерських робіт.

Іл. 28. Табл. 6. Бібліогр.: 3 назви.

© Банніков Д. О., укладання, 2022
© Укр. держ. ун-т науки і технологій, 2022

ЗМІСТ

ВСТУП	4
ВИМОГИ ДО ПІДГОТОВКИ Й ОФОРМЛЕННЯ РОБОТИ	6
ЗМІСТ І МЕТА ВИКОНАННЯ РОБОТИ	7
ВИБІР ВИХІДНИХ ДАНИХ	7
Приклад виконання	7
1. НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ВЛАСНОЇ ВАГИ ПЕРЕКРИТТЯ	11
Нормативні посилання	11
Приклад виконання	11
2. НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ЛЮДЕЙ ТА УСТАТКУВАННЯ НА ПЕРЕКРИТТЯ	14
Нормативні посилання	14
Приклад виконання	14
3. СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ	17
Нормативні посилання	17
Приклад виконання	18
4. ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ	26
Нормативні посилання	26
Приклад виконання	27
5. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ І СКЛАДАННЯ СПОЛУЧЕНЬ НАВАНТАЖЕНЬ	39
Нормативні посилання	39
Приклад виконання	39
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ	49
Додаток. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОБОТИ	50

ВСТУП

Одним з початкових та обов'язкових етапів під час проектування конструкцій будь-яких будівель або споруд є етап збору навантажень. Його важливість зумовлена тим фактом, що несвоєчасно помічена помилка на цьому етапі, навіть, на перший погляд, досить незначна й дрібна, надалі може призвести до дуже сумних наслідків, адже всі подальші розрахункові та конструкторські рішення не будуть відповідати дійсності. Таким чином, виконаний величезний обсяг робіт з проектування та витрачений на них час можуть виявитися марними. Тому цьому етапу на практиці приділяють досить велику увагу та намагаються всебічно проконтролювати його результати.

Виконання даної розрахунково-графічної роботи дозволяє студенту ознайомитися та розібратися з чинним в Україні нормативним документом з питань визначення навантажень та впливів на будівельні конструкції – ДБН [1]. Це особливо важливо, оскільки постійні зміни в нормативній літературі нерідко призводять до складнощів з їх опануванням та застосуванням.

Стосовно змісту та структури даної розрахунково-графічної роботи слід зауважити, що до її складу включено не тільки етап визначення окремих видів навантажень та їх збору на певні елементи конструкції, а й процедуру визначення розрахункових сполучень зусиль на основі складання сполучень навантажень, яка дещо оновлена за новими змінами до ДБН [1]. Таким чином вдається продемонструвати студентові існуючий зв'язок між апаратом будівельної механіки та його використанням для потреб проектування конструкцій, що нерідко залишається незрозумілим та нерозкритим під час навчання.

Для розгляду в розрахунково-графічній роботі обрано п'ять найбільш поширених навантажень, 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 нерідко виявляються вирішальними, визначаючи необхідні розміри перерізів елементів та технічні якості конструкцій у цілому.

Розрахунок та визначення цих навантажень, а також складання відповідних сполучень навантажень сприятиме досягненню наступних очікуваних результатів навчання відповідно до робочих програм:

8) Обчислити природно-кліматичні та техногенні навантаження і впливи на будівельні конструкції;

9) Розробити принципове конструктивне рішення будівельної конструкції;

10) Оцінити характер прикладання та розрахункові значення діючих на будівельну конструкцію навантажень і впливів;

11) Змінити запропоноване конструктивне рішення будівельної конструкції з метою пристосування його до заданих умов експлуатації;

12) Порівнювати запропоновані конструктивні варіанти будівельних конструкцій з метою вибору найбільш ефективного.

Робота з методичними рекомендаціями передбачає одночасну роботу з чинним нормативним документом ДБН [1]. Оскільки обсяг такої роботи є доволі значним, то в додатку до рекомендацій наводяться лише відомості щодо вихідних даних до розрахунково-графічної роботи. Всі потрібні дані під час її виконання студенту необхідно обрати, керуючись чинним нормативним документом ДБН [1]. Така побудова роботи сприятиме набуттю і закріпленню у студентів відповідних навичок, пов'язаних з очікуваними результатами навчання.

Методологічною метою розрахунково-графічної роботи є набуття та закріплення студентами навичок самостійної роботи із чинними нормативними документами з питань визначення навантажень і впливів на будівельні конструкції, а також навичок збору цих навантажень та складання з них можливих сполучень.

ВИМОГИ ДО ПІДГОТОВКИ Й ОФОРМЛЕННЯ РОБОТИ

Розрахунково-графічна робота виконується кожним студентом самостійно відповідно до цих методичних рекомендацій. Вихідні дані обираються за додатком відповідно до затвердженого викладачем бланка завдання, на якому ним проставляються необхідні номери за першими трьома позиціями даних та вказується індивідуальний літерний шифр. Правила складання літерного шифру визначає викладач.

Якщо виникають будь-які непорозуміння або невідповідності з вибором вихідних даних, слід звернутися до викладача для узгодження цього питання. **У випадку, якщо вихідні дані обрані студентом неправильно або з помилками, робота вважається недійсною та потребує переробки за правильними даними.**

Розрахунково-графічну роботу треба виконувати в тій послідовності, в якій подано матеріал у методичних рекомендаціях. При цьому не слід пропускати окремі розділи, навіть якщо вони здаються непотрібними.

Працюючи з текстом кожного розділу роботи, необхідно спочатку уважно ознайомитися з матеріалом, наведеним у нормативних посиланнях, користуючись ДБН [1]. Потім розібратись із наведеним прикладом виконання розрахунків, звертаючи увагу на незрозумілі місця, стосовно яких можна отримати роз'яснення у викладача. Далі за власними вихідними даними виконати аналогічні обчислення, чітко дотримуючись вказаної у методичних рекомендаціях послідовності.

У випадку виникнення певних утруднень та невизначеностей слід припинити роботу й також звернутися до викладача для отримання відповідної консультації. У цьому разі не рекомендується виконувати подальші обчислення, оскільки вони можуть виявитися неправильними та потребуватимуть у майбутньому коректування або спростовування.

Повністю виконана розрахунково-графічна робота оформлюється на стандартних аркушах білого паперу формату А4 з дотриманням вимог чинних державних стандартів щодо оформлення проектної документації в будівництві. Робота обов'язково повинна бути жорстко скріплена, мати титульний аркуш прийнятого в університеті зразка, рамочки на кожному листі (відступи зліва 20 мм, з інших сторін по 5 мм), сторінки мають бути пронумеровані. У своїй роботі студенту також необхідно навести всі рисунки й таблиці, подані в даних методичних рекомендаціях, з наскрізною нумерацією відповідно до свого варіанта вихідних даних. Не слід переписувати наведений у цих методичних рекомендаціях загальний текстовий матеріал.

Неправильно або неохайно оформлена робота повертається студенту для доопрацювання.

ВИБІР ВИХІДНИХ ДАНИХ

Виконання розрахунково-графічної роботи необхідно розпочинати з вибору вихідних даних відповідно до бланку завдання. Вихідні дані складаються з дев'яти позицій, кожна з яких буде використовуватися для визначення певного виду навантажень. Усі позиції мають власний номер, на який є посилання в певних місцях методичних рекомендацій. Тому слід дуже уважно та ретельно виписати ці дані.

Приклад виконання

Виберемо вихідні дані відповідно до позицій, наведених у бланку завдання.

1. Схема будівлі.

Навпроти цієї позиції в бланку завдання проставлено відповідне число, яке позначає номер варіанта будівлі за рис. Д.1 додатка. На цьому рисунку наведено профіль будівлі.

Як приклад приймемо таку будівлю (рис. 1):

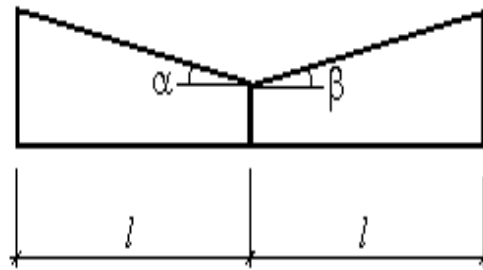


Рис. 1. Схема будівлі (за прикладом)

2. Розрахункові дані.

Навпроти цієї позиції в бланку завдання проставлено відповідне число, яке позначає номер варіанта числових розрахункових даних за табл. Д.1 додатка.

Як приклад приймемо такі дані:

- а) кут нахилу $\alpha = 30^\circ$;
- б) кут нахилу $\beta = 0$;
- в) стріла арки для обраної схеми будівлі не потрібна, адже будівля за своєю конструкцією не має арок;
- г) проліт будівлі $l = 9,0$ м;
- д) розміри ліхтаря для обраної схеми будівлі не потрібні, адже будівля за своєю конструкцією не має ліхтаря;
- е) тип місцевості — II;
- ж) висота місцевості — 800 м.

3. Склад перекриття.

Навпроти цієї позиції в бланку завдання проставлено відповідне число, яке позначає номер варіанта конструкції перекриття будівлі за табл. Д.2 додатка.

Як приклад приймемо такі дані:

- дерев'яна підлога (800) 30
- стяжка бетонна (1400) 40
- утеплювач плитний (300) 30
- пароізоляція (150) 5
- залізобетонна плита (1800) 120

Вибираючи ці дані, слід пам'ятати, що число в дужках означає густину шару матеріалу в кілограмах на метр кубічний, а число після дужок – товщину шару матеріалу в міліметрах. Якщо зустрічається позначка *, то це означає, що подана усереднена густина шару матеріалу, оскільки елемент має нецілісний переріз.

Наступні позиції вихідних даних обираються за індивідуальним літерним шифром, визначеним викладачем.

4. Призначення будівлі.

Як приклад приймемо – виставковий центр.

5. Дані про висоту будівлі.

Як приклад приймемо – 3 поверхи по 2,8 м.

6. Дані про довжину будівлі.

Як приклад приймемо – 2 кроки по 12 м.

7. Місце будівництва.

Як приклад приймемо – м. Ялта.

8. Колона для збору навантажень.

Як приклад приймемо – колона № 3.

9. Частка навантаження від людей.

Як приклад приймемо – 0,7.

Після того як вихідні дані виписані відповідно до бланка завдання та додатка до методичних рекомендацій, необхідно **в масштабі викреслити будівлю** (на міліметровій або в електронному вигляді) з урахуванням цих даних. При цьому використовуються такі позиції вихідних даних: позиція 1, яка визначає загальну зовнішню форму будівлі; позиції 2,а – 2,д, які вказують розміри профілю будівлі по горизонталі й вертикалі; позиція 5, яка вказує висоту будівлі по вертикалі, і позиція 6, яка вказує розміри будівлі по довжині.

Креслення рекомендується розпочинати з профілю будівлі, розставляючи спочатку координатні осі, на основі яких далі прорисовуються відповідні поверхи та покрівля.

Слід зауважити, що поверхи будівлі відраховуються по середній осі 2 будівлі від рівня землі.

План будівлі для всіх варіантів має однаковий принциповий вигляд, зображений на бланку завдання, – будівля має два прольоти (відстані між цифровими осями) та декілька кроків (відстані між літерними осями). Кількість останніх визначається позицією 6 вихідних даних і тому для кожного конкретного варіанта буде своя.

Профіль та план будівлі зображують в одному масштабі та обов’язково у проекційному зв’язку. Їх зображення повинно повністю відповідати вимогам чинного стандарту ДСТУ [2].

Для розглядуваного прикладу будівля зображена на рис. 2.

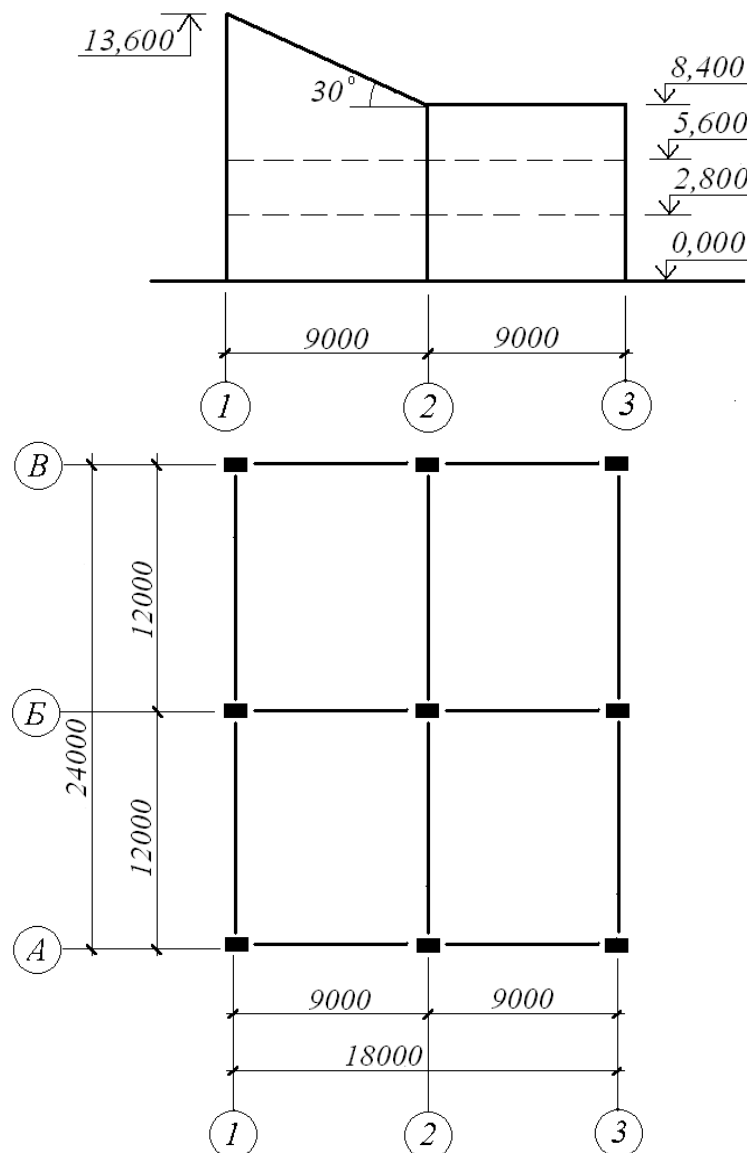


Рис. 2. Розглядувана будівля (за прикладом)

Для отримання кращого уявлення про задану будівлю далі необхідно **на в масштабі викреслити її аксонометричну проекцію** (на міліметровці або в електронному вигляді) із вказівкою основних габаритних розмірів конструкції (рис. 3).

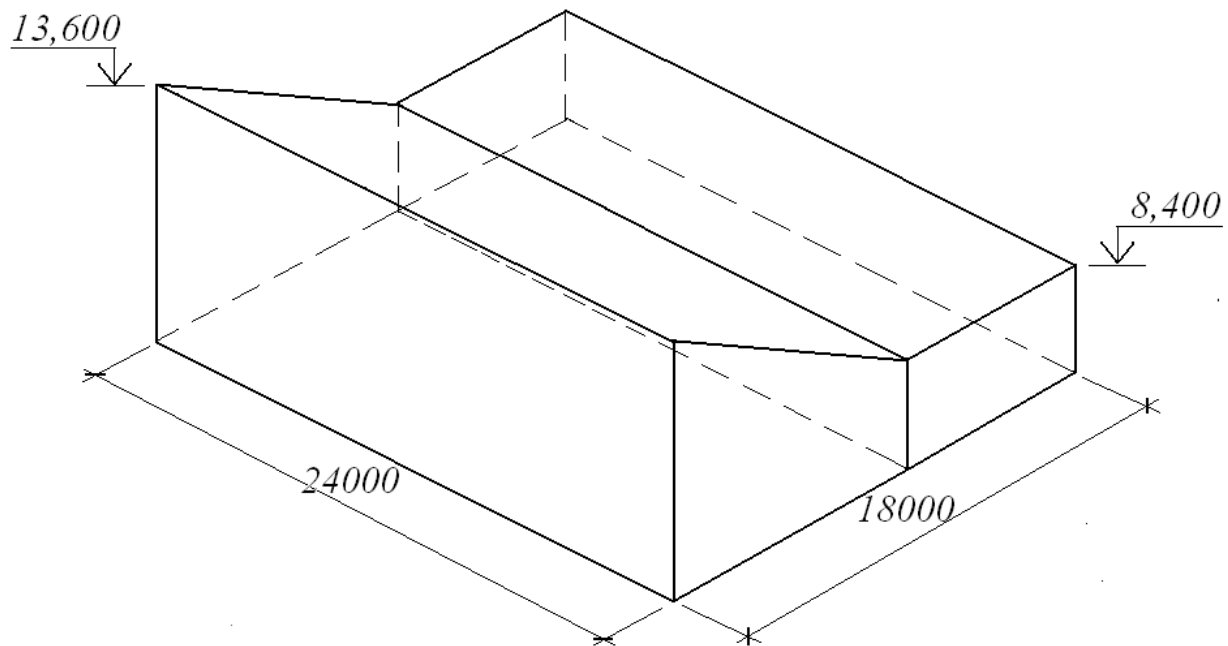


Рис. 3. Аксонометричне зображення розглядуваної будівлі

Тільки після виконання вказаних графічних креслень (за рис. 2 і 3) слід переходити безпосередньо до розрахунку навантажень на конструкцію.

Увага! Під час вибору вихідних даних слід розрізняти два види арочного покриття, які зустрічаються в практиці будівництва: циркульна та стрілчаста арки. Перша має форму сектора круга та геометрично визначається тільки одним параметром – стрілою підйому f . Друга складається з двох секторів, завдяки чому має перелом у верхній гребеневій точці, та геометрично визначається двома параметрами – стрілою підйому f і кутом нахилу дотичної до горизонталі у верхній точці β .

Від правильного визначення їх виду залежить надалі правильний вибір розрахункових схем для снігового та вітрового навантажень.

1. НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ВЛАСНОЇ ВАГИ ПЕРЕКРИТТЯ

У цьому розділі розрахунково-графічної роботи необхідно розрахувати величину навантаження від власної ваги перекриття та накреслити відповідну пояснювальну схему.

Під час виконання розрахунків реальних будівельних конструкцій величину власної ваги слід визначати від усіх елементів будівлі чи споруди. Проте в даній розрахунково-графічній роботі, яка має статус навчальної, необхідно визначити власну вагу лише одного конструктивного елемента будівлі – міжповерхового перекриття.

Нормативні посилання

Власну вагу елементів конструкції слід визначати відповідно до розділу 5 чинного нормативного документа ДБН [1].

Характеристичне значення цього навантаження необхідно визначати за вказівками п. 5.1 ДБН. У нашому випадку, оскільки робочі креслення конструкцій відсутні, будемо користуватися заданими проектними розмірами та питомою вагою матеріалів. Дані щодо цих значень наведені в позиції 3 вихідних даних.

Відповідно до рекомендацій п. 5.2 ДБН експлуатаційне розрахункове значення навантаження від власної ваги конструкції перекриття необхідно приймати рівним характеристичному.

Відповідно до рекомендацій п. 5.2 ДБН граничне розрахункове значення навантаження від власної ваги конструкції перекриття необхідно визначати множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} .

Значення цього коефіцієнта надійності наведені в табл. 5.1 ДБН. Для його знаходження спочатку треба визначити функціональне призначення кожного з шарів, з яких складається перекриття. Потім у табл. 5.1 слід знайти відповідний шар, навпроти якого буде вказано відповідне значення коефіцієнта.

Розрахунок навантаження від власної ваги конструкції перекриття (у загальному випадку також і покриття) виконують у табличній формі.

Приклад виконання

Спочатку відповідно до заданого за вихідними даними складу перекриття (позиція 3 вихідних даних) визначимо функціональне призначення кожного зі складових шарів:

- дерев'яна підлога – опоряджувальний шар;
- стяжка бетонна – вирівнювальний шар;
- утеплювач плитний – ізоляційний шар;
- пароізоляція – ізоляційний шар;
- залізобетонна плита – несучий шар.

На ескізі зобразимо фрагмент розглядуваного перекриття, який розташований між двома колонами будівлі (один проліт), із зазначенням його складових шарів (рис. 4).

Для несучого шару треба показати графічне зображення матеріалу, з якого цей шар виготовляється.

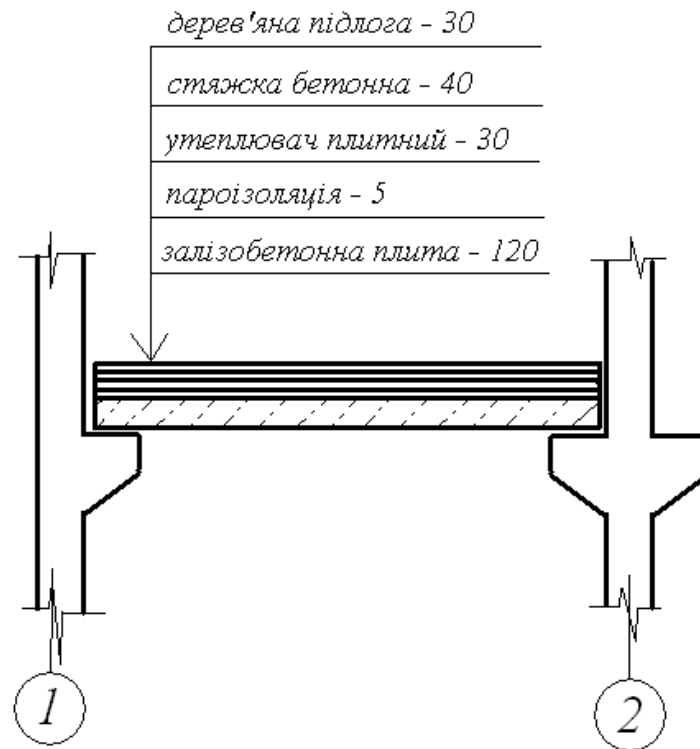


Рис. 4. Склад перекриття

Знайдемо характеристичне значення навантаження від власної ваги кожного з шарів перекриття q_0 . Для цього треба помножити густину кожного з шарів матеріалу ρ на його товщину t згідно з виразом (1):

$$q_0 = \rho \cdot t. \quad (1)$$

Отримаємо:

- дерев'яна підлога $q_0 = \rho \cdot t = 800 \cdot 0,03 = 24 \text{ кг/м}^2 = 0,24 \text{ кПа}$;
- стяжка бетонна $q_0 = \rho \cdot t = 1400 \cdot 0,04 = 56 \text{ кг/м}^2 = 0,56 \text{ кПа}$;
- утеплювач плитний $q_0 = \rho \cdot t = 300 \cdot 0,03 = 9 \text{ кг/м}^2 = 0,09 \text{ кПа}$;
- пароізоляція $q_0 = \rho \cdot t = 150 \cdot 0,005 = 0,75 \text{ кг/м}^2 = 0,01 \text{ кПа}$;
- залізобетонна плита $q_0 = \rho \cdot t = 1800 \cdot 0,12 = 216 \text{ кг/м}^2 = 2,16 \text{ кПа}$.

Визначимо тепер значення коефіцієнта надійності за граничним навантаженням γ_{fm} . Для цього, скориставшись табл. 5.1 ДБН, маємо:

- дерев'яна підлога $\gamma_{fm} = 1,30$. Оскільки не вказано конкретно тип підлоги, то припускаємо гірший випадок виготовлення її на будівельному майданчику;

- стяжка бетонна $\gamma_{fm} = 1,30$. Цей шар можна виготовити тільки на будівельному майданчику;
- утеплювач плитний $\gamma_{fm} = 1,20$. Цей шар виготовляється з готових заводських елементів і на будівельному майданчику потребує мінімум технологічних операцій;
- пароізоляція $\gamma_{fm} = 1,30$. Оскільки не вказано конкретно тип пароізоляції (рулонна чи обмазувальна), то припускаємо гірший випадок виготовлення її на будівельному майданчику;
- залізобетонна плита $\gamma_{fm} = 1,10$.

Отримані дані заносимо до табл. 1 у відповідні колонки.

Таблиця 1

Навантаження від власної ваги перекриття

№ пор.	Шар перекриття	Характеристичне значення q_0 , кПа	Коефіцієнт надійності γ_{fm}	Граничне розрахункове значення q_m , кПа
1	Дерев'яна підлога	0,24	1,30	0,31
2	Стяжка бетонна	0,56	1,30	0,73
3	Утеплювач плитний	0,09	1,20	0,11
4	Пароізоляція	0,01	1,30	0,01
5	Залізобетонна плита	2,16	1,10	2,38
Сума		3,06		3,54

Останню колонку табл. 1 розраховуємо множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним значенням. Таким чином отримуємо граничне розрахункове значення навантаження q_m для кожного шару перекриття. Точність наведення результату – два знаки після коми.

Підрахувавши суму характеристичних і граничних розрахункових значень для всіх шарів, отримаємо характеристичне й розрахункове значення навантаження від власної ваги для всього перекриття в цілому. Вони будуть дорівнювати відповідно $q_0^{nep} = 3,06$ кПа і $q_m^{nep} = 3,54$ кПа, де верхній індекс “nep” позначає, що ці значення стосуються навантаження від власної ваги перекриття. Експлуатаційне значення навантаження, як було зазначено вище, дорівнює характеристичному значенню: $q_e^{nep} = q_0^{nep} = 3,06$ кПа.

Звернемо увагу на фізичний зміст отриманих результатів. Експлуатаційне значення показує, що в середньому 1 м² розглянутого перекриття буде важити 306 кг, а за найгірших умов (неточність виготовлення, збільшена вага матеріалів тощо) – 354 кг відповідно до граничного значення.

2. НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ЛЮДЕЙ ТА УСТАТКУВАННЯ НА ПЕРЕКРИТТЯ

У цьому розділі розрахунково-графічної роботи необхідно розрахувати величину навантаження від людей та устаткування, які розташовані на перекриттях будівлі.

У реальних конструкціях будівель у кожному з приміщень розташовано певне устаткування та передбачено перебування певної кількості людей, що визначається призначенням кожного з приміщень. Проте в даній розрахунково-графічній роботі, яка має статус навчальної, необхідно визначити таке навантаження тільки для одного з приміщень, що є найбільш характерним для вказаного за вихідними даними типу будівлі.

Нормативні посилання

Відповідно до чинного нормативного документа ДБН [1] 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.

Характеристичне значення такого навантаження необхідно визначати за вказівками п. 6.5 ДБН відповідно до табл. 6.2. У нашому випадку будемо визначати це навантаження тільки для одного типу приміщень, що є найбільш характерним для заданої будівлі.

Визначення експлуатаційного розрахункового значення рівномірного навантаження від людей та устаткування, на жаль, чинним ДБН спеціально не регламентується. Проте відповідно до рекомендацій п. 6.11 для його знаходження будемо користуватися спеціальним коефіцієнтом надійності за експлуатаційним значенням $\gamma_{fe} = 1,0$. Таким чином, експлуатаційне розрахункове значення даного навантаження буде дорівнювати його характеристичному значенню.

Відповідно до рекомендацій п. 6.7 ДБН 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 коефіцієнта надійності дорівнює 1,30 – якщо характеристичне значення менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²) і 1,20 – якщо характеристичне значення 2,0 кПа (200 кгс/м²) і більше.

Приклад виконання

Спочатку відповідно до заданого за вихідними даними функціонального призначення будівлі (позиція 4 вихідних даних) з'ясуємо найбільш характерний тип приміщень у ній. Розглядувана будівля є виставковим центром і тому

основним типом приміщень у ньому будуть виставкові зали.

Далі відповідно до табл. 6.2 ДБН знайдемо характеристичне значення q_0 , яке має бути “не менше 4,0 кПа”. Оскільки додаткових даних для більш точного визначення цієї величини в нас немає (їх можна було б отримати, наприклад, за наявності робочих креслень будівлі або на основі досвіду експлуатації аналогічних будівель), то остаточно приймемо величину 4,0 кПа в якості характеристичного значення рівномірного навантаження від людей та устаткування на перекриття будівлі.

Отримана таким чином величина цього навантаження містить у собі дві складові частини – навантаження від людей та навантаження від устаткування. Для того щоб їх розділити, скористаємось позицією 9 вихідних даних, у якій вказана частка навантаження від людей – 0,7 (тобто 70 %). Тоді частка навантаження від устаткування буде становити 0,3 (тобто 30 %), адже сумарне навантаження має складати 1,0 (тобто 100 %).

З урахуванням цього величини характеристичного рівномірного навантаження від людей та устаткування будуть дорівнювати відповідно:

- від людей $q_0^{люди} = 4,0 \cdot 0,7 = 2,80$ кПа;
- від устаткування $q_0^{уст} = 4,0 \cdot 0,3 = 1,20$ кПа.

Верхні індекси “люди” і “уст” позначають, що ці значення стосуються другого і третього з розрахованих у даній роботі навантажень – навантаження від власної ваги людей і навантаження від власної ваги устаткування на перекриття будівлі.

Як було вказано вище, отримані характеристичні значення навантаження дорівнюють експлуатаційним розрахунковим значенням навантаження, тобто: $q_e^{люди} = q_0^{люди} = 2,80$ кПа і $q_e^{уст} = q_0^{уст} = 1,20$ кПа.

Далі визначимо значення коефіцієнтів надійності за граничним значенням навантаження. Відповідно до наведених вище нормативних посилань вони будуть дорівнювати:

- для навантаження від людей $\gamma_{fm} = 1,20$, адже його характеристичне значення перевищує 2,0 кПа;
- для навантаження від устаткування $\gamma_{fm} = 1,30$, адже його характеристичне значення не перевищує 2,0 кПа.

Тепер можна визначити граничні розрахункові значення для кожного з розглядуваних у цьому розділі роботи навантажень. Їх знаходять множенням відповідного характеристичного значення на відповідний коефіцієнт надійності за граничним значенням для кожного з навантажень окремо:

- для навантаження від людей $q_m^{люди} = q_0^{люди} \cdot \gamma_{fm} = 2,80 \cdot 1,20 = 3,36$ кПа;
- для навантаження від устаткування $q_m^{уст} = q_0^{уст} \cdot \gamma_{fm} = 1,20 \cdot 1,30 = 1,56$ кПа.

Точність наведення результату, як і в попередньому розділі, має становити два знаки після коми.

Зауважимо, що слід уникати деяких типових помилок!

Так, досить часто величину коефіцієнта надійності за граничним розрахунковим значенням визначають виходячи із сумарного характеристичного значення навантаження від людей та устаткування, яке в нашому випадку дорівнює 4,0 кПа. Це неправильно, адже воно не має окремого фізичного змісту, оскільки включає до свого складу, як буде показано в останньому розділі роботи, навантаження двох різних типів – короткочасне та тривале.

Ще однією досить поширеною помилкою є намагання визначити єдину сумарну величину граничного розрахункового значення, склавши разом граничні розрахункові значення для навантажень від людей та устаткування. У нашому випадку отримане таким чином значення дорівнювало б: $3,36 + 1,56 = 4,92$ кПа. Проте таке число також не має фізичного змісту, оскільки включає до свого складу навантаження двох різних типів.

Що стосується фізичного змісту отриманих у даному розділі значень навантажень, то можна відмітити, що в середньому на кожний 1 м² покриття, як свідчить експлуатаційне значення, буде тиснути вага 280 кг від людей та 120 кг від встановленого устаткування. У найгіршому можливому випадку перевантаження складе 336 кг та 156 кг відповідно від людей та устаткування.

3. СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ

У цьому розділі розрахунково-графічної роботи необхідно розрахувати величину снігового навантаження, яке діє на покрівлю будівлі, і накреслити відповідні пояснювальні схеми.

З практики відомо, що залежно від умов випадання снігу (температура й вологість повітря, наявність і швидкість вітру) його розподіл по покрівлі може суттєво змінюватись. Наприклад, сухий сніг розташовується приблизно рівномірним шаром, максимально повторюючи контур поверхні, на якій він знаходиться, а мокрий сніг, навпаки, розташовується нерівномірно, наближаючи свою поверхню до горизонтальної. До того ж одна й та сама форма покрівлі також може створювати досить різноманітні варіанти снігового покриття. Тому однією з основних складнощів під час визначення снігового навантаження є пошук найбільш невідповідного з точки зору роботи конструкції випадку розташування снігу на покрівлі. Кількість подібних випадків може бути значною, особливо для конструкцій зі складним профілем. Проте в цій розрахунково-графічній роботі, яка має статус навчальної, розглядаються найпростіші випадки.

Нормативні посилання

Відповідно до чинного нормативного документа ДБН [1] снігове навантаження розраховують як навантаження на горизонтальну проекцію покриття, тобто всі розрахункові вирази побудовані в припущенні, що снігове навантаження діє суто вертикально по відношенню до конструкції. Воно визначається відповідно до розділу 8 ДБН.

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження S_e необхідно визначати за вказівками п. 8.3 ДБН відповідно до виразу (2):

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (2)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, який визначається згідно з вказівками п. 8.12 ДБН;

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

μ – коефіцієнт, який враховує форму покрівлі і визначається за дод. Ж ДБН;

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

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

Граничне розрахункове значення снігового навантаження S_m необхідно визначати за вказівками п. 8.2 ДБН відповідно до виразу (3):

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (3)$$

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

Кожна із зазначених величин має свої специфічні особливості визначення, які варто розглядати на конкретних прикладах.

Приклад виконання

Знайдемо спочатку всі необхідні величини, окрім коефіцієнта μ , адже його визначення є дещо ускладненим.

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням γ_{fe} визначаємо згідно з вказівками п. 8.12 за табл. 8.3 ДБН. При цьому, як зазначено в цьому пункті, величину частки часу η для об'єктів масового будівництва допускається приймати рівною 0,02. Оскільки задана за вихідними даними будівля – виставковий центр (позиція 4 вихідних даних) – належить до таких об'єктів, то коефіцієнт $\gamma_{fe} = 0,49$.

Коефіцієнт надійності за граничним значенням γ_{fm} визначаємо згідно з вказівками п. 8.11 за табл. 8.1 ДБН. При цьому, як зазначено в цьому пункті, необхідний параметр T (середній період повторюваності) для об'єктів масового будівництва допускається приймати рівним встановленому строку експлуатації конструкції T_{ef} . У свою чергу в першому наближенні передбачуваний строк експлуатації може бути прийнятий за дод. В ДБН. Для розглядуваної будівлі – виставковий центр – він дорівнює 100 рокам, як для громадської будівлі. Тоді коефіцієнт $\gamma_{fm} = 1,14$.

Характеристичне значення S_0 визначаємо згідно з вказівками п. 8.5 за картою рис. 8.1 ДБН¹. Для цього відповідно до позиції 7 вихідних даних встановлюємо місто будівництва розглядуваної будівлі – м. Ялта, положення якого знаходимо на карті рис. 8.1. Це місто виявляється розташованим приблизно на межі 1-го та 2-го снігових районів. У такому випадку приймаємо як остаточний гірший 2-й район. Відповідно до наведених у легенді цієї карти даних для 2-го району величина характеристичного значення снігового навантаження дорівнює $S_0 = 1000 \text{ Па} = 1,0 \text{ кПа}$.

Коефіцієнт особливостей режиму експлуатації C_e визначаємо згідно з вказівками п. 8.9 ДБН. Оскільки даний пункт містить дуже звужені рекомендації щодо визначення цього коефіцієнта, то на практиці рекомендується ро-

¹ Характеристичне значення снігового навантаження може бути визначено також за дод. Е ДБН. Проте в ньому наведені дані для обмеженої кількості населених міст України.

змірковувати таким чином. Якщо характеристичне значення власної ваги покриття перевищує або дорівнює значенню 2,0 кПа, то коефіцієнт $C_e = 1$; якщо характеристичне значення власної ваги покриття є меншим за 2,0 кПа, то приймають коефіцієнт $C_e = 0,8$.

У цій розрахунково-графічній роботі не визначалася власна вага покриття, адже його конструкція не задається вихідними даними. Тому з навчальною метою приймаємо конструкцію покриття такою самою, як і конструкцію перекриття, хоча в реальних будівлях це далеко не так (!). Відповідно до такого припущення будемо використовувати характеристичне значення власної ваги перекриття, яке було розраховано в розд. 1 цієї роботи та дорівнює $q_0^{nep} = 3,06$ кПа. Воно є більшим за 2,0 кПа, тому приймаємо коефіцієнт $C_e = 1$.

Коефіцієнт висоти місця будівництва над рівнем моря C_{alt} визначаємо згідно з вказівками п. 8.10 ДБН за виразами (4):

$$C_{alt} = 1,4 \cdot H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км)} \text{ і } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}. \quad (4)$$

У нашому випадку для висоти над рівнем моря $H = 800 \text{ м} = 0,8 \text{ км}$ (позиція 2, ж вихідних даних) маємо відповідно до виразу (4) $C_{alt} = 1,4 \cdot 0,8 + 0,3 = 1,42$.

Таким чином, ми визначили всі необхідні коефіцієнти, які входять до виразів (2) і (3), окрім коефіцієнта форми покрівлі μ . Його знаходження є найбільш складним, оскільки в ДБН наведена обмежена кількість типів конструкцій, проте в дійсності їх зустрічається набагато більше. Тому в практиці проектування визначення цього коефіцієнта для багатопролітних будівель (саме така будівля розглядається в цій розрахунково-графічній роботі) рекомендується виконувати в такій послідовності:

1. Зі схем для багатопролітних будівель (схеми 5 – 7 дод. Ж ДБН) знаходять таку, яка за формою покриття найбільше походить на розглядувану. При цьому іншими схемами (схеми 8 і далі) користуватися не слід, оскільки вони розроблені для більш складних випадків конструкцій будівель і споруд. Далі дотримуються рекомендацій до обраної схеми, звертаючи увагу на всі наявні варіанти розташування снігу, а також коментарі й примітки до них.

Під час роботи з цими схемами за необхідності можна або вирізати їх частину, або навпаки доповнювати таким чином, щоб отримувати розглядувану будівлю!

2. Розділяють багатопролітну будівлю на окремі прольоти. Далі зі схем для однопролітних будівель (схеми 1 – 4 дод. Ж ДБН) знаходять таку, яка за формою покриття найбільше походить на кожен з отриманих прольотів. Дотримуючись рекомендацій до кожної з цих схем, виписують можливі варіанти розташування снігу. Після цього ці варіанти поєднують між собою, отримуючи найбільшу можливу кількість комбінацій.

3. Зі всіх наявних варіантів, отриманих у попередніх двох пунктах, обирають найгірший, з якого і визначають значення коефіцієнта форми покрівлі μ .

Дотримуючись такої послідовності, визначимо значення коефіцієнта форми покрівлі μ для розглядуваної будівлі.

1. Для заданої за вихідними даними будівлі (рис. 2) зі схем 5 – 7 найбільш схожою виявляється схема 5. Проте ця схема не повністю відображує розглядувану будівлю. Можна використати лише її середню частину, яка виділена на рис. 5 жирними лініями.

Згідно з коментарем до схеми 5 передбачається можливе розташування снігу за двома варіантами: варіант 1 з рівномірним розподілом снігового покриву, що відповідає сухому снігу, і варіант 2 з утворенням у середній частині будівлі снігового мішка, що відповідає вологому снігу. Обидва ці варіанти також зображені на рис. 5.

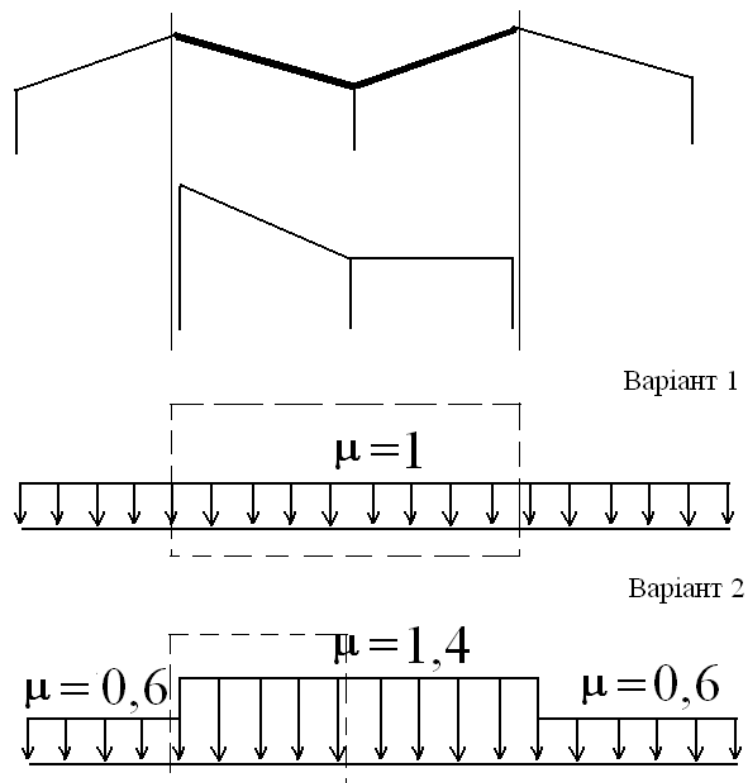


Рис. 5. Використання схеми 5 дод. Ж ДБН для снігового навантаження

Щодо сфер використання кожного з варіантів, то їх слід визначати згідно з коментарями до схеми. Для нашого випадку в коментарях до схеми 5 про варіант 1 жодних пояснень немає. Це означає, що цей варіант застосовується для будь-яких випадків, незалежно від параметрів будівлі.

Щодо варіанта 2, то ДБН передбачає його використання тільки у випадку, якщо кут нахилу покрівлі є не меншим ніж 15° . Тому цей варіант може бути використаний тільки для лівого прольоту розглядуваної нами будівлі, оскільки кут нахилу її покрівлі за вихідними даними становить 30° . Для правого

прольоту, кут нахилу якого дорівнює 0, варіант 2 неприйнятний.

Отже, на рис. 5 пунктирними лініями обведена та частина снігових схем в обох варіантах, яку ми можемо використовувати. Ці частини ми ніби “вирізаємо” із наведених снігових схем, отримуючи таким чином для нашої будівлі два варіанти, які зображені на рис. 6.

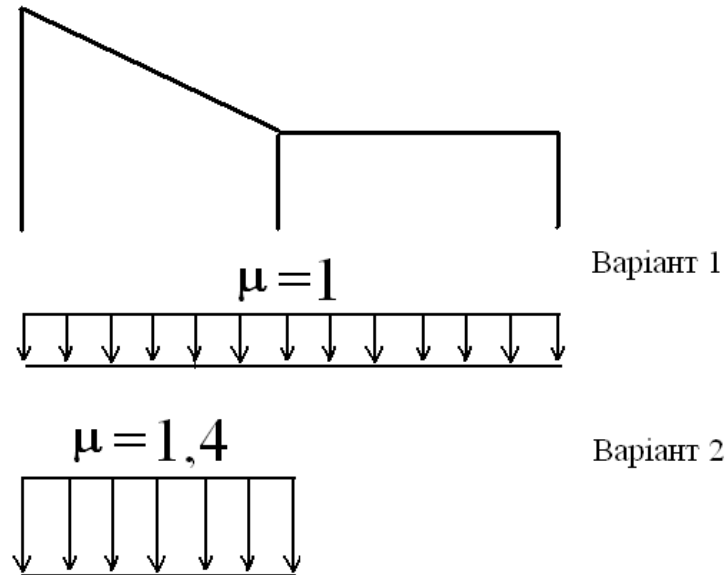


Рис. 6. “Вирізані” зі схеми 5 дод. Ж ДБН варіанти снігового навантаження

Як видно з рис. 6, варіант 2 розташування снігового покриву є неповним, оскільки в правому прольоті снігу начебто немає. Звісно, подібної ситуації на практиці бути не може, тому варіант 2 ми доповнюємо варіантом 1. Отримані таким чином остаточні два варіанти розташування снігового покриву для розглядуваної будівлі зображені на рис. 7.

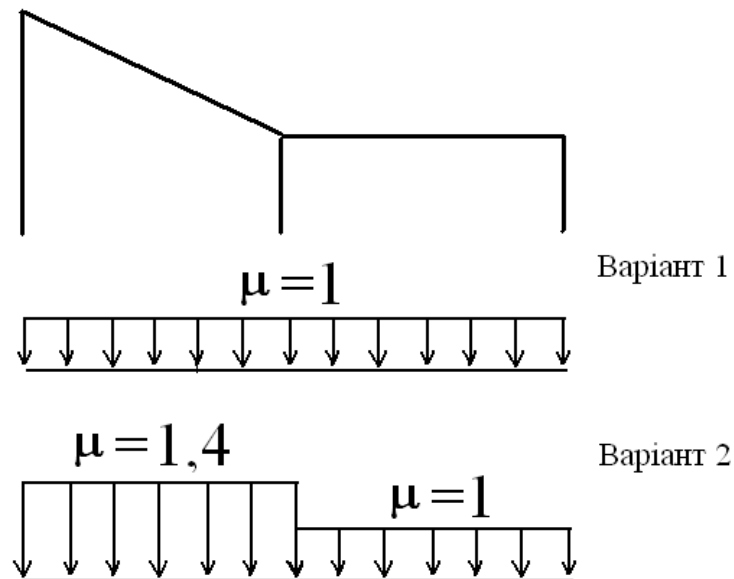


Рис. 7. Остаточні варіанти снігового навантаження

2. Перейдемо тепер до другого пункту наведеної вище послідовності визначення коефіцієнта форми покрівлі μ для конструкції будівлі.

Розділимо задану будівлю на окремі прольоти. Оскільки вона є двопролітною, то отримаємо відповідно два окремі прольоти. Далі будемо працювати з ними, як з окремими будівлями.

Для лівого прольоту знайдемо зі схем дод. Ж ДБН для однопролітних будівель таку схему, яка за формою покриття найбільше схожа на задану. Такою схемою буде схема 1,а, причому напрям кута нахилу (ліворуч чи праворуч) не має значення.

Для цієї схеми в нормах наведено три можливих варіанти снігового навантаження, проте, уважно читаючи коментар, з'ясуємо, що для профілю а) треба застосовувати тільки варіант 1. Зобразимо знайдену схему на рис. 8.

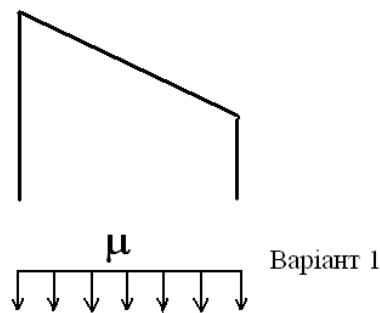


Рис. 8. Схема снігового навантаження для лівого прольоту будівлі

Увага! Для несиметричних варіантів (варіанти 2 і 3) більшу кількість снігу треба розташовувати ближче до тієї колони, для якої за вихідними даними надалі потрібно виконати збір навантажень.

На відміну від попереднього випадку (схеми 5) значення коефіцієнта μ виявляється залежним від кута нахилу покрівлі. У коментарі до схеми вказано, що коефіцієнт $\mu = 1$, якщо кут нахилу покрівлі менше за 25° , і $\mu = 0$, якщо кут нахилу більше за 60° . Фізично це пов'язано з тим, що якщо кут нахилу становить 25° , то з поверхні покрівлі частина снігу починає спадати. Зі збільшенням кута нахилу все більша частина снігу спадає, і при куті 60° на поверхні не залишається снігу взагалі. З цього випливає, що для проміжних значень кута нахилу покрівлі значення коефіцієнта μ слід розраховувати інтерполяцією. Так, для нашого випадку кут нахилу складає 30° , тому проінтерпольоване значення коефіцієнта буде дорівнювати $\mu = 0,86$.

Для правого прольоту будівлі коефіцієнт μ визначаємо в такій самій послідовності. Обрана за дод. Ж ДБН схема буде такою самою – схема 1,а. З трьох наведених варіантів, як і в попередньому випадку, слід використовувати лише один – варіант 1. Проте оскільки кут нахилу покрівлі для правого прольоту дорівнює 0, то значення коефіцієнта μ можна визначити одразу, без використання інтерполяції: $\mu = 1$. Остаточна схема снігового навантаження для правого прольоту будівлі зображена на рис. 9.

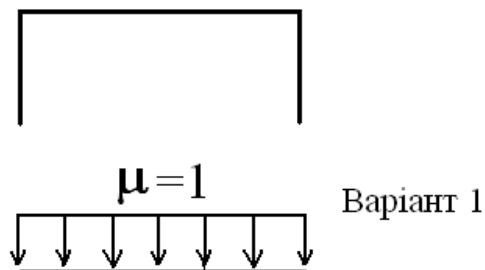


Рис. 9. Схема снігового навантаження для правого прольоту будівлі

3. Тепер складемо разом усі отримані в попередніх двох пунктах роботи варіанти розташування снігового навантаження в підсумовуючій табл. 2. Розміщуємо їх у таблиці в проекційному зв'язку по відношенню до розглядуваної будівлі з вказівкою необхідних розмірів, які визначають конфігурацію схеми снігового навантаження.

Таблиця 2

Варіанти дії снігового навантаження

Номер навантаження	Схема снігового навантаження	Посилання на ДБН
Задана будівля		
1		Схема 5 (варіант 1)
2		Схема 5 (варіант 1 + варіант 2)
3		Схема 1,а (варіант 1 + варіант 1)

Таким чином, для розглядуваної будівлі отримано три різні можливі схеми снігового навантаження. Фактично, кожна з них визначає певне положення снігу на покрівлі будівлі за певних природнокліматичних умов.

З цих трьох схем треба обрати найгіршу, за якою можна буде визначити необхідний коефіцієнт форми покрівлі μ . Проте вказати найгірший випадок “взагалі” не можна, оскільки для кожного конструктивного елемента будівлі він виявляється своїм. Наприклад, для лівого прольоту будівлі вочевидь найгіршим буде другий випадок, для якого коефіцієнт $\mu = 1,4$, а для правого прольоту всі три випадки однаково небезпечні, оскільки для кожного з них коефіцієнт $\mu = 1$. Тому визначати найгірший випадок треба для кожного конструктивного елемента будівлі окремо.

У цій розрахунково-графічній роботі необхідно за вихідними умовами визначити найгірший випадок для певної колони. Згідно із заданими вихідними даними (позиція 8) у нашому випадку це потрібно зробити для колони № 3¹. Вона розташована посередині будівлі, між лівим і правим прольотами та примикає до її торцевої стінки. Отже, на неї буде передаватися снігове навантаження як від лівого прольоту, так і від правого. Для визначення того, яка саме частка навантаження передається, використовують поняття “вантажна площа”. Детальніше це поняття буде розглянуто в останньому розд. 5 цієї розрахунково-графічної роботи. Поки лише зазначимо, що для колони № 3 логічно передбачити, що як з лівого, так і з правого прольотів буде передаватися однакова частка снігового навантаження (рис. 10).

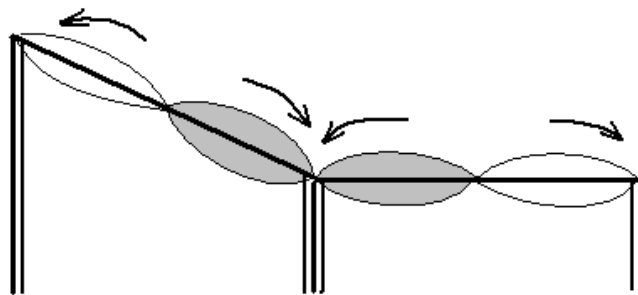


Рис. 10. Схема передачі снігового навантаження на колони будівлі

Тому для визначення найгіршого випадку снігового навантаження згідно з табл. 2 для колони № 3 знайдемо умовну площу снігового навантаження F_i , яке буде передаватися на цю колону. На рис. 11 ці площі показані більш темним кольором. Розрахуємо їх величини, для чого відповідні довжини треба помножити на значення коефіцієнта μ :

- для навантаження за схемою № 1 $F_1 = 4500 \cdot 1 + 4500 \cdot 1 = 9000$;
- для навантаження за схемою № 2 $F_2 = 4500 \cdot 1,4 + 4500 \cdot 1 = 10800$;
- для навантаження за схемою № 3 $F_3 = 4500 \cdot 0,86 + 4500 \cdot 1 = 8370$.

Таким чином найгіршим виявляється снігове навантаження, яке буде розташоване за схемою № 2. Для нього треба враховувати не один коефіцієнт μ , а два різні: $\mu_1 = 1,4$ для половини лівого прольоту і $\mu_2 = 1$ для половини правого прольоту.

¹ Нумерація та розташування колон наведені на бланку завдання в плані будівлі.

Зазначимо також, що розглядуваний випадок дії снігового навантаження на будівлю є досить простим, оскільки для визначення найгіршої схеми навантаження навіть можна було б і не проводити вказані вище розрахунки умовної площі. Проте в складніших випадках без такого розрахунку обійтися ніяк не вдасться.

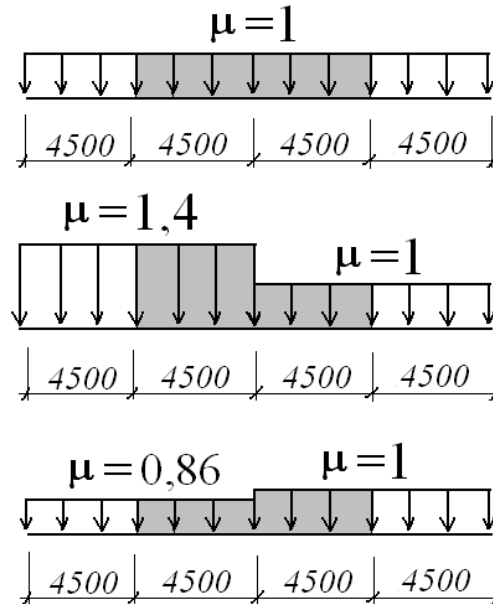


Рис. 11. Визначення умовних площ дії снігового навантаження

Таким чином, ми визначили всі необхідні параметри, які входять до виразів (2) і (3). Тепер за цими виразами можна розрахувати величини снігового навантаження. Проте таких величин буде не одна, а дві – окремо для половини лівого прольоту будівлі та половини правого прольоту, оскільки коефіцієнти форми μ для них виявилися різними. Точність отримання результату, як і в попередніх випадках, прийmemo два знаки після коми:

- для половини лівого прольоту

$$S_{e1} = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 0,49 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 1,42 = 0,97 \text{ кПа};$$

$$S_{m1} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,14 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 1,42 = 2,27 \text{ кПа};$$

- для половини правого прольоту

$$S_{e2} = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot \mu_2 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 0,49 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,42 = 0,70 \text{ кПа};$$

$$S_{m2} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot \mu_2 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,14 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,42 = 1,62 \text{ кПа}.$$

Звернемо увагу на фізичний зміст отриманих результатів. На лівий проліт за середньостатистичних умов експлуатації буде діяти снігове навантаження 97 кг на кожен 1 м^2 покрівлі (згідно з експлуатаційним розрахунковим значенням), а в найгіршому можливому випадку воно збільшиться до 227 кг (згідно з граничним розрахунковим значенням). Для кожного 1 м^2 покрівлі правого прольоту будівлі відповідні значення будуть дорівнювати 70 і 162 кг.

4. ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ

У цьому розділі розрахунково-графічної роботи необхідно розрахувати величину вітрового навантаження, яке діє на покрівлю та стіни будівлі, і накреслити відповідні пояснювальні схеми.

Під час дії вітрового навантаження на будівельну конструкцію вона знає як статичної, так і динамічної дії вітру. Останнє стає помітним лише для конструкцій з великими розмірами – значною довжиною (мости, ЛЕП) або висотою (башти, щогли).

Статична дія вітру вважається основною і полягає в тому, що вітровий потік чинить певний тиск на поверхні, які розташовані на його шляху. Велику роль при цьому відіграє зовнішня форма перешкоди, яка визначає загальну картину її обтікання вітром.

Основна складність визначення вітрового навантаження на будівельні конструкції пов'язана з тим, що вітер може діяти з різних сторін, створюючи зовсім різні картини вітрового тиску. Причому для різних елементів конструкції найбільш небезпечним виявляється різний напрямок вітрового потоку. До того ж вітрове навантаження залежить від дуже багатьох чинників і по деяких випадках навіть фахівці не можуть дійти певної згоди.

Нормативні посилання

Відповідно до чинного нормативного документа ДБН [1] вітрове навантаження розраховують як нормальний тиск, прикладений до всіх поверхонь конструкції, розташованої у вітровому потоці. Розділ 9 ДБН регламентує його визначення.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження W_e необхідно визначати за вказівками п. 9.5 ДБН відповідно до виразу (5):

$$W_e = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (5)$$

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 згідно з вказівками 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 прояв динамічних ефектів у конструкції від дії вітру і визначається за п. 9.13 ДБН.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження W_m необхідно визначати за вказівками п. 9.4 ДБН відповідно до виразу (6):

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (6)$$

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

Кожна із зазначених величин має свої специфічні особливості визначення, які варто розглядати на конкретних прикладах.

Приклад виконання

Знайдемо спочатку всі необхідні величини окрім аеродинамічного коефіцієнта C_{aer} , адже його визначення є дещо ускладненим і потребує знання певних теоретичних відомостей з аеродинаміки конструкцій.

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням γ_{fe} визначаємо згідно з вказівками п. 9.15 за табл. 9.3 ДБН. При цьому, так само, як і під час визначення цього коефіцієнта для снігового навантаження, необхідну частку часу η для об'єктів масового будівництва допускається приймати рівною 0,02. Оскільки задана за вихідними даними будівля – виставковий центр (позиція 4 вихідних даних) – може бути віднесена до таких об'єктів, то коефіцієнт $\gamma_{fe} = 0,21$.

Коефіцієнт надійності за граничним значенням γ_{fm} визначаємо згідно з вказівками п. 9.14 за табл. 9.1 ДБН. При цьому використовуємо абсолютно такий самий підхід, як і під час визначення цього коефіцієнта для снігового навантаження, – залежно від передбачуваного строку експлуатації будівлі. Як уже зазначалося раніше, він для розглядуваної будівлі (виставковий центр) становить 100 років, тому коефіцієнт $\gamma_{fm} = 1,14$.

Характеристичне значення W_0 визначаємо згідно з вказівками п. 9.6 за картою рис. 9.1 ДБН¹. Послідовність його визначення абсолютно аналогічна визначенню характеристичного значення снігового навантаження. Так, за кліматичною картою рис. 9.1 місто будівництва (м. Ялта) виявляється розташованим в 3-му вітровому районі. Відповідно до наведених у легенді цієї ка-

¹ Характеристичне значення вітрового навантаження може бути визначено також за дод. Е ДБН. Проте в ньому наведені дані тільки для обмеженої кількості населених міст України.

рти даних для 3-го району величина характеристичного значення вітрового навантаження дорівнює $W_0 = 500 \text{ Па} = 0,5 \text{ кПа}$.

Коефіцієнт висоти споруди C_h визначаємо згідно з вказівками п. 9.9 ДБН. Оскільки для цього необхідно знати спектр частот власних коливань будівлі, що на стадії проектування виявляється досить складним, то рекомендується приймати значення цього коефіцієнта відповідно до табл. 9.02, яка містить більш високі значення. За цією таблицею для заданого за вихідними даними II типу місцевості (позиція 2, є вихідних даних) випишемо значення коефіцієнта для всіх висот до найближчої більшої, ніж найбільша висота заданої будівлі. У розглядуваному випадку вона дорівнює 13,6 м (див. рис. 2), тому потрібно виписати три значення коефіцієнта:

- при висоті до 5 м $C_h = 1,20$;
- при висоті 10 м $C_h = 1,50$;
- при висоті 20 м $C_h = 1,85$.

Послідовність використання цього коефіцієнта буде розглянута далі, під час визначення величин вітрового навантаження.

Коефіцієнт висоти місця будівництва над рівнем моря C_{alt} визначаємо згідно з вказівками п. 9.10 ДБН за виразами (7):

$$C_{alt} = 2 \cdot H \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км)} \text{ і } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}. \quad (7)$$

У нашому випадку для висоти над рівнем моря $H = 800 \text{ м} = 0,8 \text{ км}$ (позиція 2, ж вихідних даних) маємо відповідно до виразу (7) $C_{alt} = 2 \cdot 0,8 = 1,6$.

Наступний коефіцієнт мікрорельєфу місцевості C_{rel} визначаємо згідно з вказівками п. 9.11 ДБН. Оскільки дані про мікрорельєф місцевості за умовами розрахунково-графічної роботи відсутні, то приймаємо $C_{rel} = 1$. Зазначимо, що якщо такі дані є під час реального проектування, то значення цього коефіцієнта потрібно розраховувати відповідно до наведеної у ДБН методики.

Коефіцієнт напрямку вітру C_{dir} визначаємо згідно з вказівками п. 9.12 ДБН. Оскільки необхідних статистичних даних для його знаходження за умовами розрахунково-графічної роботи не передбачено, то цей коефіцієнт $C_{dir} = 1$. Зазначимо, що якщо такі дані є під час реального проектування, то значення цього коефіцієнта потрібно призначати відповідно до них.

Останній коефіцієнт динамічності C_d визначаємо згідно з вказівками п. 9.13 ДБН. Його величину знаходять за графіками рис. 9.5 – 9.7 залежно від матеріалу каркаса будівлі¹ та її генеральних розмірів. Розглядувана будівля має залізобетонний каркас (матеріал каркаса визначається за матеріалом несучого шару перекриття), тому будемо користуватися рис. 9.5. На ньому по

¹ Для несучого каркаса будівлі з деревини коефіцієнт динамічності за відсутності даних в ДБН приймається таким, що дорівнює $C_d = 1$.

горизонталі як параметр “діаметр” відкладемо повну ширину будівлі – 18 м (два прольоти по 9 м), а по вертикалі як параметр “висота” відкладемо висоту найвищої точки будівлі – 13,6 м. Далі на перехресті цих двох ліній, зробивши графічну інтерполяцію, визначимо шукане значення коефіцієнта $C_d = 0,93$.

Таким чином, ми визначили всі необхідні коефіцієнти, які входять до виразів (5) і (6), окрім аеродинамічного коефіцієнта C_{aer} . Його знаходження є найбільш складним, оскільки в ДБН наведена обмежена кількість типів конструкцій, проте в дійсності їх зустрічається набагато більше. Тому в практиці проектування визначення цього коефіцієнта для багатопролітних будівель (саме така будівля розглядається в цій розрахунково-графічній роботі) рекомендується виконувати в такій послідовності:

1. Визначаємо аеродинамічний коефіцієнт для вертикальних поверхонь (стін) будівлі за схемою 2 дод. І ДБН.
2. Визначаємо аеродинамічний коефіцієнт для покриття будівлі, для чого зі схем для багатопролітних будівель (схеми 5 – 7 дод. І ДБН) знаходимо таку, яка за формою покриття **першого прольоту будівлі зі сторони дії вітру** найбільш схожа на розглядувану. При цьому іншими схемами (схеми 8 і далі) користуватися не слід, оскільки вони розроблені для більш складних випадків конструкції будівель і споруд. Далі дотримуються рекомендацій до обраної схеми, звертаючи увагу на всі наявні посилання на інші схеми цього додатка.
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.

Дотримуючись такої послідовності, визначимо значення аеродинамічного коефіцієнта C_{aer} для розглядуваної будівлі.

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 даному випадку треба розглядати дію вітру на будівлю лише з чотирьох різних напрямків (рис. 12). При цьому напрямки 3 і 4 покажуть однакові картини вітрового тиску, оскільки розглядувана будівля є симетричною відносно поперечної осі.

Почнемо з *напрямку 1* (вітер діє на ліву фасадну стіну будівлі).

1. Відповідно до схеми 2 дод. І ДБН аеродинамічний коефіцієнт для підвітряної стіни (стіни, на яку діє вітер) є сталою величиною і дорівнює $C_{aer} = 0,8$.

Для трьох інших стін будівлі аеродинамічний коефіцієнт визначається як коефіцієнт C_{es} . Його величину знаходять за доданою до схеми 2 таблицею (нижня таблиця), залежно від параметрів h/l і b/l , де в якості h приймається висота завітряної стіни будівлі (стіни, протилежної до тої, на яку діє вітер), b

– довжина будівлі, а l – повна ширина будівлі. Для розглядуваної нами будівлі ці параметри дорівнюють: $h = 8,4\text{ м}$, $b = 24\text{ м}$, $l = 18\text{ м}$ (див. рис. 2). Відповідно до таблиці, виконуючи за необхідності інтерполяцію, отримуємо значення аеродинамічного коефіцієнта для трьох стін $C_{e3} = -0,43$.

Знайдені епюри вітрового тиску та відповідні аеродинамічні коефіцієнти для даного випадку зображені на рис. 13.

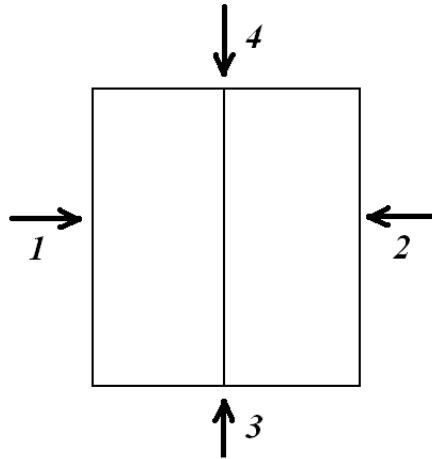


Рис. 12. Основні можливі напрямки дії вітру на будівлю

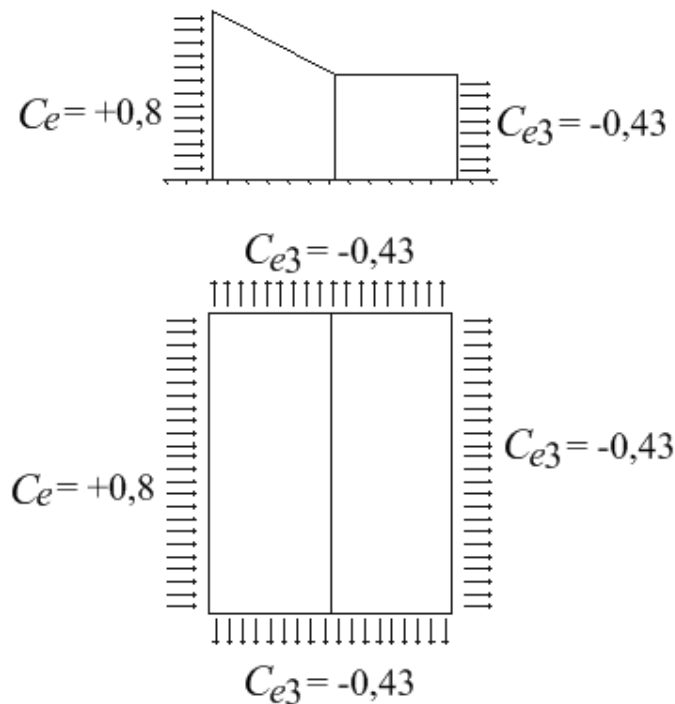


Рис. 13. Аеродинамічні коефіцієнти для стін будівлі (напрямок 1)

2. За формою першого зі сторони дії вітру прольоту будівлі найбільш схожою на розглядуваний випадок є схема 7 дод. І ДБН. Відповідно до неї будівля поділяється на дві ділянки: частина AB (лівий проліт), для якої відповідно до коментарів схеми значення аеродинамічного коефіцієнта треба відшукувати за схемою 2, і частина BC (правий проліт), для якої відповідно до

коментарів схеми значення аеродинамічного коефіцієнта є сталою величиною $C_e = -0,5$ (рис. 14).

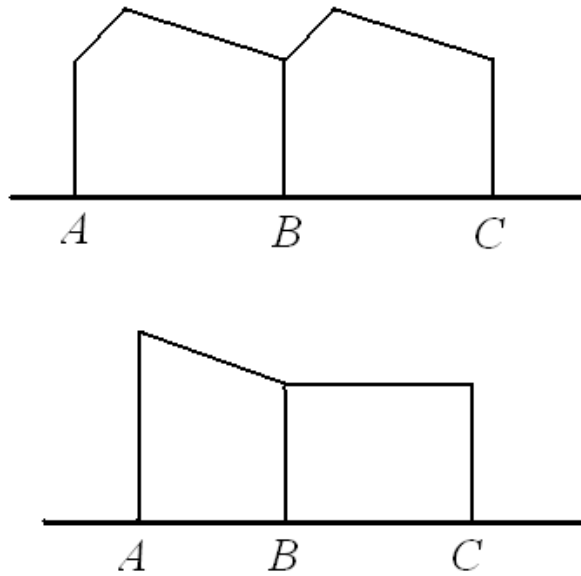


Рис. 14. Використання схеми 7 для визначення аеродинамічного коефіцієнта

Для ділянки AB відповідно до схеми 2 в якості аеродинамічного коефіцієнта згідно з напрямком нахилу покрівлі треба приймати коефіцієнт C_{e2} (рис. 15). Під час його визначення за відповідною таблицею ДБН (верхня таблиця) в якості необхідних параметрів слід приймати **розміри тільки одного розглядуваного прольоту**: $h = 8,4\text{ м}$, $l = 9\text{ м}$, $\alpha = 30^\circ$ (див. рис. 2). Після виконання інтерполяції отримаємо значення коефіцієнта $C_{e2} = -0,49$.

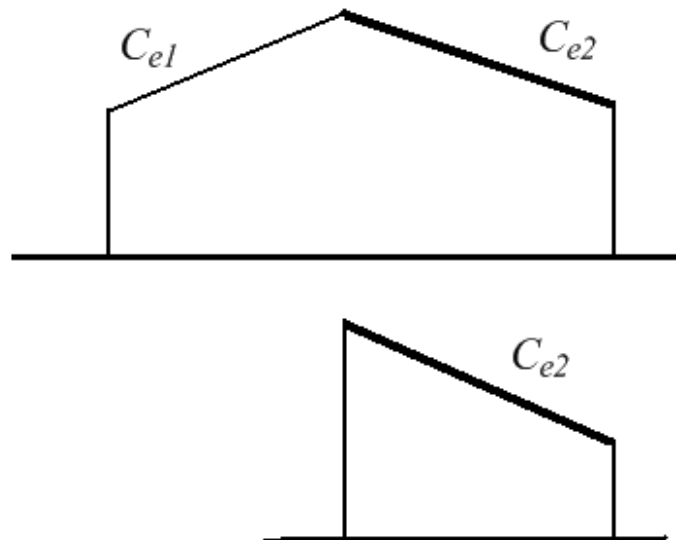


Рис. 15. Використання схеми 2 для визначення аеродинамічного коефіцієнта

Остаточна епюра вітрового тиску для покрівлі разом з аеродинамічними коефіцієнтами зображена на рис. 16.

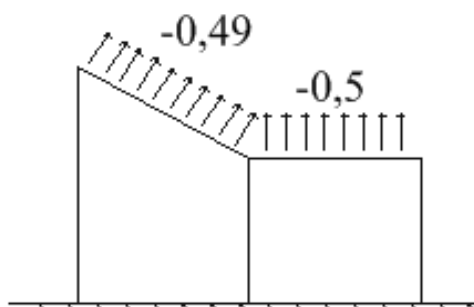


Рис. 16. Аеродинамічні коефіцієнти для покрівлі будівлі (напрямок 1)

Перейдемо тепер до *напрямку 2* дії вітру. Знаходження аеродинамічних коефіцієнтів виконується абсолютно в такій самій послідовності. Однак, оскільки на схемах напрям вітру прийнято показувати зліва направо, то розглядувану будівлю треба розвернути на кут 180° .

1. Відповідно до схеми 2 дод. І ДБН аеродинамічний коефіцієнт для підвітряної стіни є сталою величиною і дорівнює $C_{aer} = 0,8$ (рис. 17).

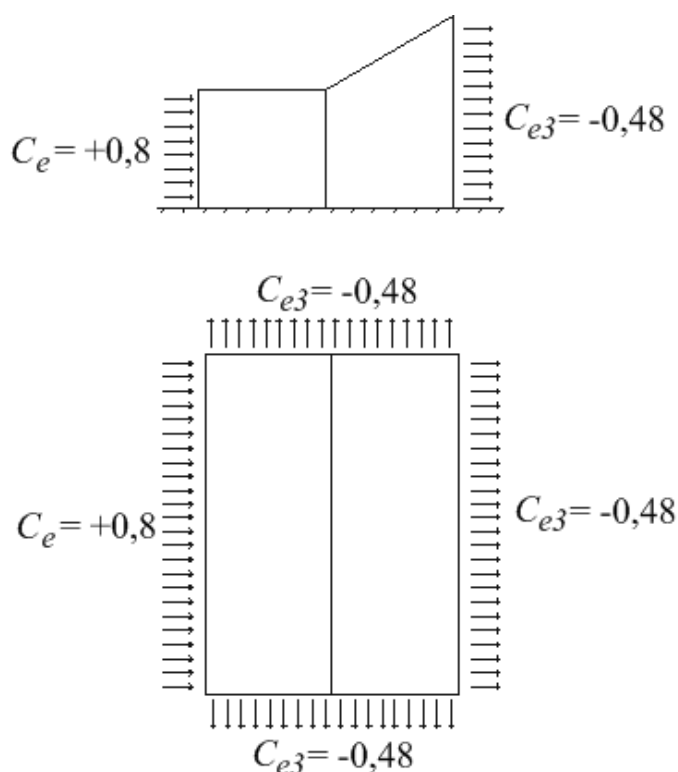


Рис. 17. Аеродинамічні коефіцієнти для стін будівлі (напрямок 2)

Для трьох інших стін будівлі аеродинамічний коефіцієнт визначається як коефіцієнт C_{e3} . Проте, оскільки підвітряна й завітряні стіни будівлі тепер помінялися місцями, параметр h/l виявиться іншим для $h = 13,6$ м і $l = 18$ м (див. рис. 2). Відповідно до таблиці, виконуючи інтерполяцію, отримуємо значення аеродинамічного коефіцієнта для трьох стін $C_{e3} = -0,48$.

Знайдені епюри вітрового тиску та відповідні аеродинамічні коефіцієнти для даного випадку зображені на рис. 17.

2. За формою першого зі сторони дії вітру прольоту будівлі найбільш схожою на розглядуваний випадок, як і для напрямку 1, є схема 7 дод. І ДБН. Відповідно до неї будівля поділяється на дві ділянки: частина AB (лівий проліт), для якої згідно з коментарями до схеми значення аеродинамічного коефіцієнта треба відшукувати за схемою 2, і частина BC (правий проліт), для якої згідно з коментарями до схеми значення аеродинамічного коефіцієнта є сталою величиною $C_e = -0,5$ (рис. 18).

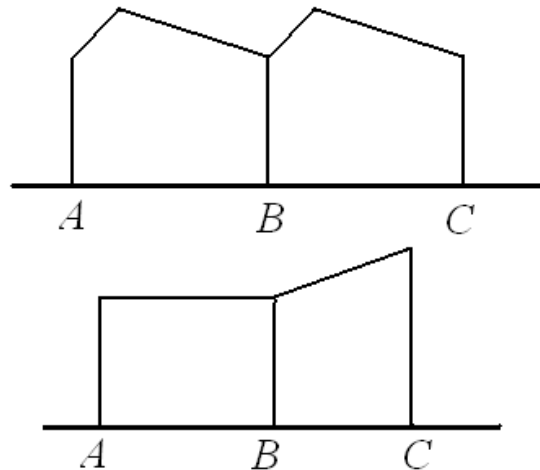


Рис. 18. Використання схеми 7 для визначення аеродинамічного коефіцієнта

Для ділянки AB відповідно до схеми 2 в якості аеродинамічного коефіцієнта можна використовувати як коефіцієнт C_{e1} , так і коефіцієнт C_{e2} , адже кут нахилу покрівлі дорівнює 0. У такому випадку треба визначити обидва коефіцієнти та з них обрати найгірший (більший за величиною). Відповідно до необхідних параметрів $h = 8,4\text{ м}$, $l = 9\text{ м}$, $\alpha = 0$ (див. рис. 2) з таблиці коефіцієнтів будуть дорівнювати: $C_{e1} = -0,69$ і $C_{e2} = -0,49$. Остаточне значення аеродинамічного коефіцієнта приймаємо $C_{e2} = -0,49$.

Увага! Якщо лівий проліт заданої будівлі являє собою циркульну арку, то для нього (ділянка AB) слід використовувати схему 3, а не схему 2. Для стрічастої арки залишається схема 2, яка є ближчою за формою.

Остаточна епюра вітрового тиску для покрівлі разом з аеродинамічними коефіцієнтами зображена на рис. 19.

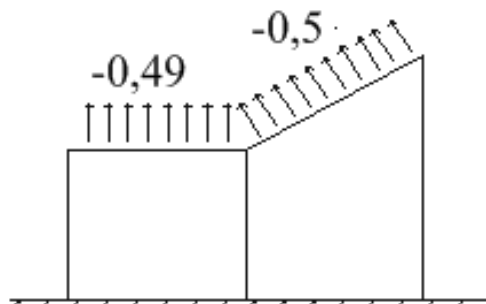


Рис. 19. Аеродинамічні коефіцієнти для покрівлі будівлі (напрямок 2)

Для напрямку 3 дії вітру послідовність визначення аеродинамічних коефіцієнтів нічим не відрізняється від напрямків 1 і 2.

1. Відповідно до схеми 2 дод. І ДБН аеродинамічний коефіцієнт для підвітряної стіни є сталою величиною і дорівнює $C_{aer} = 0,8$.

Для трьох інших стін будівлі аеродинамічний коефіцієнт визначається як коефіцієнт C_{e3} . Проте, оскільки будівля тепер виявляється розвернутою в плані на кут 90° , то необхідні для його визначення параметри є дещо іншими: $h = 13,6\text{ м}$, $b = 18\text{ м}$, $l = 24\text{ м}$ (див. рис. 2). Відповідно до таблиці, виконуючи інтерполяцію, отримуємо значення аеродинамічного коефіцієнта для трьох стін $C_{e3} = -0,41$.

Знайдені епюри вітрового тиску та відповідні аеродинамічні коефіцієнти для даного випадку зображені на рис. 20.

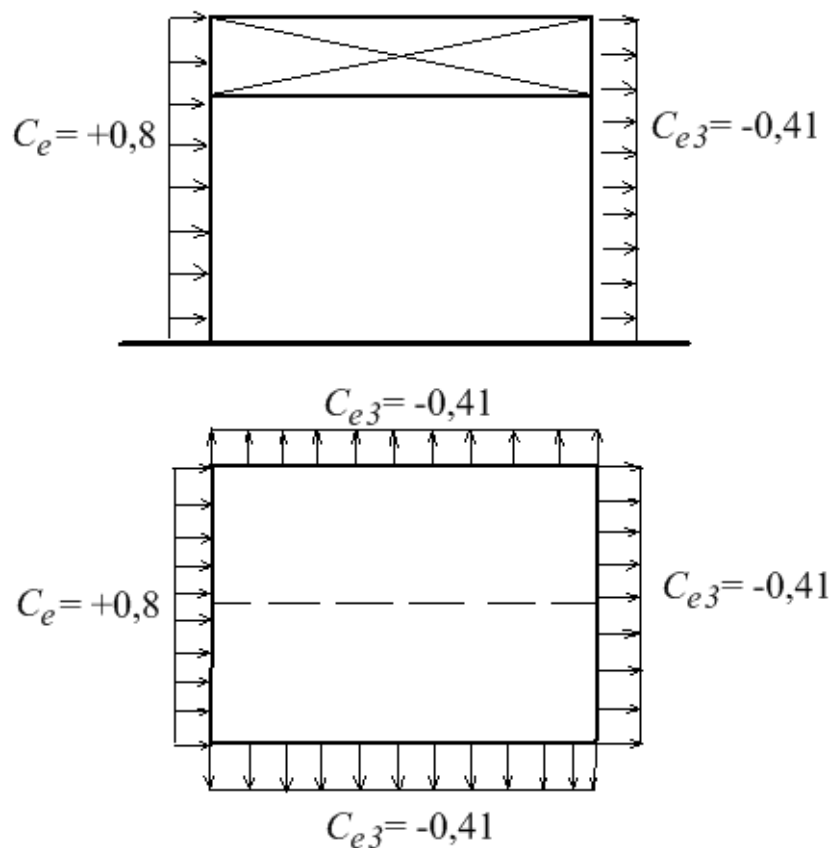


Рис. 20. Аеродинамічні коефіцієнти для стін будівлі (напрямок 3)

2. Виконуючи цей пункт, варто зважити на примітку до схеми 2, з якої випливає, що для всієї поверхні покриття аеродинамічний коефіцієнт має прийматись як стала величина $C_{aer} = -0,7$. Тому ніякі додаткові обчислення в цьому випадку непотрібні.

Тільки тепер можна перейти до виконання четвертого пункту загальної послідовності визначення аеродинамічного коефіцієнта.

4. Для того щоб порівняти вітрові епюри для різних напрямків дії вітру на розглядувану будівлю й вибрати з них найгірший випадок, зобразимо ці епюри в підсумовуючій табл. 3. Для кожного напрямку покажемо профіль та план із позначенням відповідних значень аеродинамічного коефіцієнта.

При цьому слід звернути увагу на те, що **в таблиці будівля має бути зображена тільки в такій проекції, як це подано за вихідними даними**, тобто як зображено на рис. 2. Вище під час побудови епюр вітрового навантаження будівля поверталась на певний кут, проте таблиця складається з метою порівняння схем вітрового навантаження, а це виявиться можливим тільки тоді, коли для всіх напрямків дії вітру епюри зображені в однаковій проекції. До того ж, як прийнято при графічному зображенні будівельних конструкцій на різноманітних кресленнях, профіль та план будівлі мають бути розміщені тільки в проекційному зв'язку один під одним.

Як і у випадку снігового навантаження, визначити найгірший варіант вітрового навантаження “взагалі” не можна. Це зумовлено тим, що для різних конструктивних елементів будівлі гіршим виявляється різний напрямок дії вітру, тому відповідно до вихідних даних вести розрахунки потрібно тільки для одного такого елемента – у даному випадку колони № 3 (позиція 8 вихідних даних), місце розташування якої окремо виділено на епюрах.

На колону № 3 вітрове навантаження буде передаватися через торцеву стіну та через покрівлю, тому аеродинамічний коефіцієнт треба визначати окремо для обох цих елементів.

Для стіни найгіршим виявляється 3-й напрямок дії вітру і $C_{aer} = 0,8$.

З покрівлі вітрове навантаження на колону, так само, як і снігове навантаження, буде передаватися з половини лівого та з половини правого прольотів будівлі (див. рис. 10). Тому для визначення найгіршого випадку вітрового навантаження необхідно розрахувати умовну площу F_i . На рис. 21 ці площі показані більш темним кольором. Розрахуємо їх величини, для чого відповідні довжини треба помножити на значення коефіцієнта C_{aer} . Зауважимо, що для лівого прольоту розрахунки виконуються з урахуванням кута нахилу покрівлі 30° :

- для напрямку 1 $F_1 = 4500 \cdot (-0,49) / \cos 30^\circ + 4500 \cdot (-0,5) = -4796$;
- для напрямку 2 $F_2 = 4500 \cdot (-0,5) / \cos 30^\circ + 4500 \cdot (-0,49) = -4803$;
- для напрямку 3 $F_3 = 4500 \cdot (-0,7) / \cos 30^\circ + 4500 \cdot (-0,7) = -6787$.

Таким чином, найгіршим виявляється вітрове навантаження, яке діє за напрямком 1. Як і у випадку снігового навантаження, для нього треба враховувати не один аеродинамічний коефіцієнт C_{aer} , а два різні: $C_{aer1} = -0,49$ для половини лівого прольоту і $C_{aer2} = -0,5$ для половини правого прольоту.

Варіанти дії вітрового навантаження

Номер напрямку	Схема вітрового навантаження	Посилання на ДБН
1		Стіни: схема 2 Покрівля: схема 7, схема 2
2		Стіни: схема 2 Покрівля: схема 7, схема 2
3		Стіни: схема 2 Покрівля: схема 2

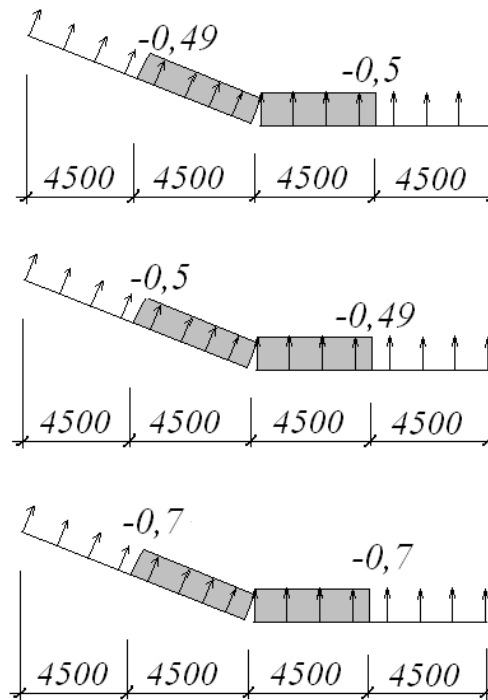


Рис. 21. Визначення умовних площ дії вітрового навантаження

Тепер, після визначення всіх необхідних параметрів, можна розрахувати величини вітрового навантаження за виразами (5) і (6).

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. У розглядуваному випадку маємо дві ділянки – половину лівого прольоту і половину правого прольоту. Для них найнижчі точки будуть мати однакову висоту 8,400 м, а коефіцієнт висоти згідно з інтерполяцією становитиме $C_h = 1,40$. Тоді значення вітрового навантаження для покрівлі дорівнюватимуть:

- для половини лівого прольоту:

$$W_{e1} = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C_{aer1} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,21 \cdot 0,5 \cdot (-0,49) \cdot 1,40 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = -0,11 \text{ кПа};$$

$$W_{m1} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer1} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 1,14 \cdot 0,5 \cdot (-0,49) \cdot 1,40 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = -0,58 \text{ кПа};$$

- для половини правого прольоту:

$$W_{e1} = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C_{aer2} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,21 \cdot 0,5 \cdot (-0,5) \cdot 1,40 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = -0,11 \text{ кПа};$$

$$W_{m1} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer2} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 1,14 \cdot 0,5 \cdot (-0,5) \cdot 1,40 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = -0,59 \text{ кПа}.$$

Увага! Якщо вітер діє на поверхню покрівлі (аеродинамічний коефіцієнт має знак “+”), то коефіцієнт висоти споруди C_h визначається за максимальною висотною відміткою для відповідної ділянки покрівлі.

Для стіни будівлі еюра вітрового навантаження буде скорегована коефіцієнтом висоти споруди C_h і набуде вигляду, зображеного на рис. 22.

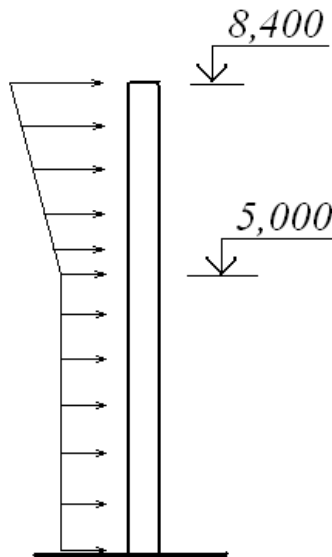


Рис. 22. Остаточна епюра вітрового навантаження для стіни будівлі

Значення вітрового навантаження буде дорівнювати:

- на відмітці 5,000 м

$$W_e^{5,000} = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,21 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,20 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = 0,15 \text{ кПа};$$

$$W_m^{5,000} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 1,14 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,20 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = 0,81 \text{ кПа};$$

- на відмітці 8,400 м ($C_h = 1,40$ згідно з інтерполяцією)

$$W_e^{8,400} = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,21 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,40 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = 0,18 \text{ кПа};$$

$$W_m^{8,400} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 1,14 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,40 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = 0,95 \text{ кПа}.$$

Точність отримання результату, як і в попередніх випадках, приймемо два знаки після коми.

Звернемо увагу на фізичний зміст отриманих результатів. На лівий проліт за середньостатистичних умов експлуатації буде діяти зсередини назовні будівлі вітрове навантаження 11 кг на кожен 1 м² покрівлі, а в найгіршому можливому випадку воно збільшиться до 58 кг. Для кожного 1 м² покрівлі правого прольоту будівлі відповідні значення будуть дорівнювати 11 і 59 кг.

5. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ І СКЛАДАННЯ СПОЛУЧЕНЬ НАВАНТАЖЕНЬ

В останньому розділі розрахунково-графічної роботи необхідно виконати збір всіх навантажень, розрахованих у попередніх чотирьох розділах, і класифікувати всі можливі сполучення з цих навантажень.

Збір навантажень являє собою достатньо просте завдання й може бути виконаний за допомогою поняття “вантажна площа” для певних елементів конструкції.

Складання можливих сполучень навантажень є більш складним завданням, оскільки потребує проведення значної кількості розрахунків.

Стосовно вибору із складених сполучень навантажень найбільш невигідних ситуація виявляється не зовсім однозначною. Це зумовлено відсутністю визначеного критерію того, яке сполучення вважати більш невигідним. Для кожного з конструктивних елементів він виявляється дещо різним і суттєво залежить також від мети і специфіки подальшого аналізу конструкції. З цього питання серед фахівців існують різні думки, які досить вдало узагальнені в роботі [3].

Нормативні посилання

Відповідно до чинного нормативного документа ДБН [1] збір навантажень на елементи будівельних конструкцій не регламентується. Проте в практиці інженерного проектування для цього використовують поняття «вантажна площа елемента» – площа, з якої прикладене до конструкції навантаження вважається діючим на певний конструктивний елемент.

Найчастіше вантажна площа визначається з передумов рівномірної дії зовнішнього навантаження на аналогічні елементи конструкції, хоча практично це виявляється не зовсім так. Для точної оцінки того, яка саме частина діючого навантаження передається на кожен з несучих елементів конструкції, використовують аналітичні або чисельні методи будівельної механіки.

Складання сполучень навантажень відповідно до чинного нормативного документа ДБН [1] регламентується розд. 4. 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 ψ , значення якого слід визначати за вказівками п. 4.18.

Приклад виконання

Спочатку виконаємо збір навантажень, для чого визначимо необхідні вантажні площі для заданої за вихідними даними колони № 3 будівлі (позиція 8 вихідних даних). Оскільки діючі навантаження розподілені по перекриттях,

покриттю та стінах будівлі, то відповідно будемо мати декілька вантажних площ.

Кожна з вантажних площ визначається виходячи з того, що всі аналогічні колони будівлі мають бути рівномірно завантажені. Тому для перекриття вантажна площа колони A_1 визначиться лініями, які поділяють відстані до найближчих сусідніх колон навіпіл. Для розглядуваної в роботі колони № 3 ця вантажна площа зображена на рис. 23 і чисельно дорівнює площі прямокутника, що утворився: $A_1 = 9 \cdot 6 = 54 \text{ м}^2$.

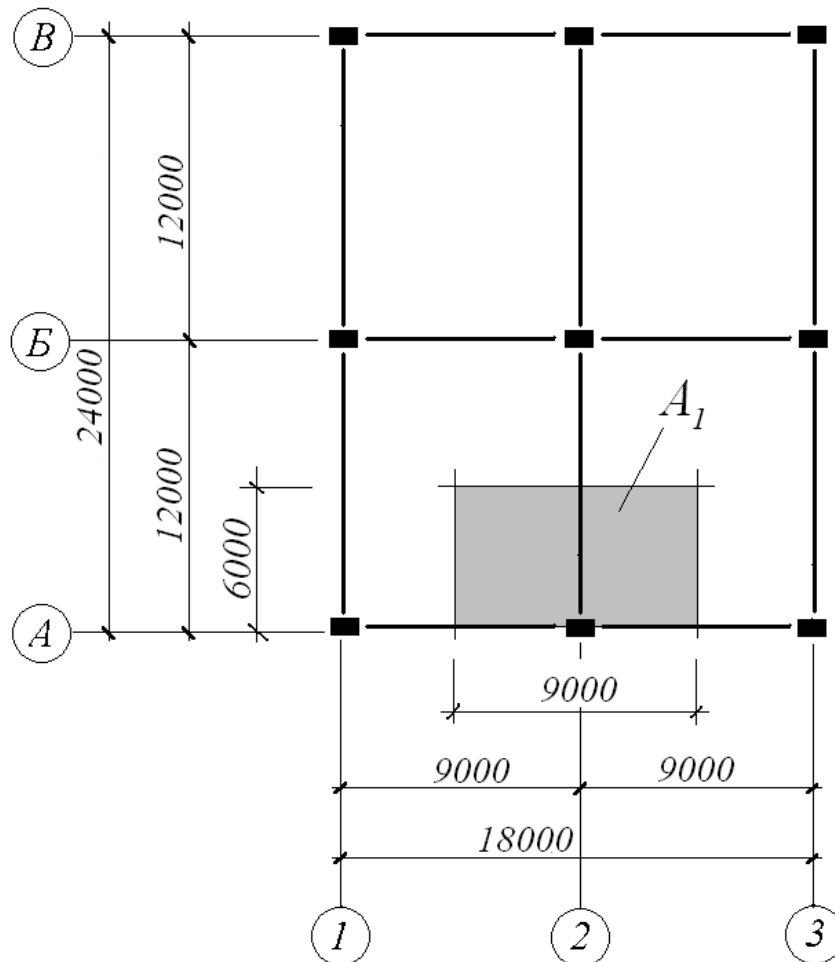


Рис. 23. Вантажна площа на перекритті для колони № 3

Для покриття вантажна площа відповідно до розрахунків вітрового навантаження буде складатись із двох частин: A_{21} для лівого прольоту будівлі й A_{22} для правого прольоту будівлі. Сумарна проекція цих площ на горизонтальну поверхню (перекриття будівлі) буде являти собою вантажну площу A_1 .

Розрахуємо відповідні значення вантажних площ на покрівлі:

$$A_{21} = 4,5 \cdot 6 / \cos 30^\circ = 31,2 \text{ м}^2;$$

$$A_{22} = 4,5 \cdot 6 = 27,0 \text{ м}^2.$$

Графічне зображення цих вантажних площ наведено на рис. 24.

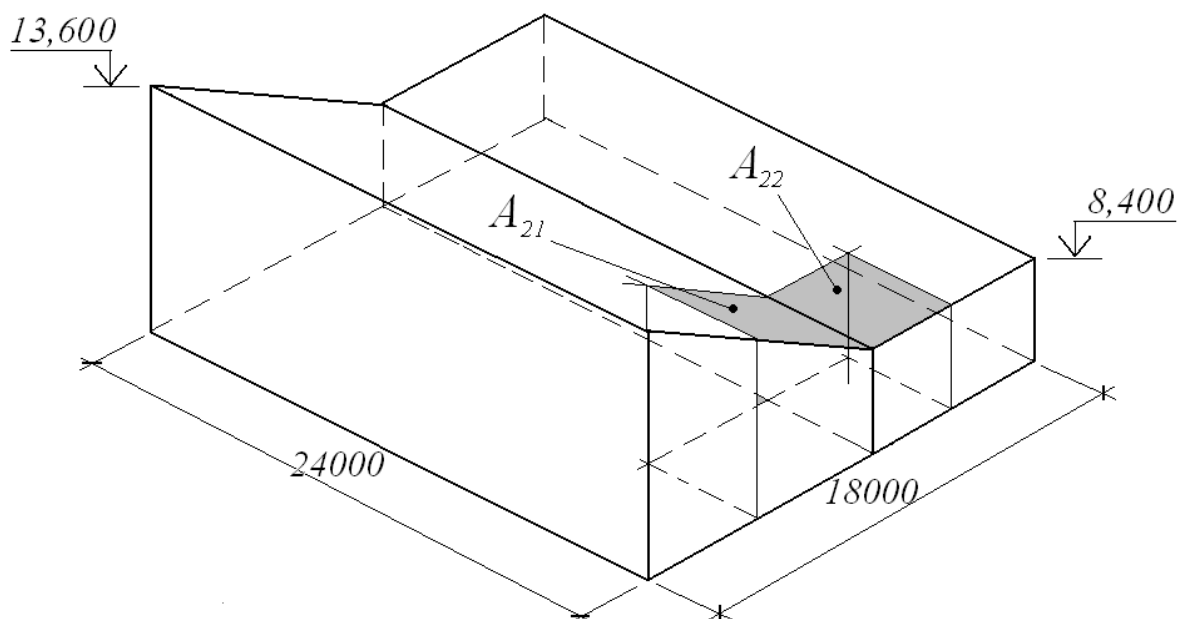


Рис. 24. Вантажні площі на покритті для колони № 3

Збір розподілених по перекриттю й покриттю навантажень полягає в тому, що визначають зосереджену силу, яка за своєю дією на елемент конструкції (у розглядуваному випадку – колону будівлі) є еквівалентною вихідному розподіленому навантаженню. Визначимо такі сили для розрахованих у попередніх розділах роботи навантажень.

Для власної ваги перекриття збір виконується з вантажної площі A_1 :

$$N_m^{пер} = q_m^{пер} \cdot A_1 = 3,54 \cdot 54 = 191,2 \text{ кН};$$

$$N_e^{пер} = q_e^{пер} \cdot A_1 = 3,06 \cdot 54 = 165,2 \text{ кН}.$$

Точність отриманих результатів має відповідати одному знаку після коми. Вимагати більш високої точності в даному випадку немає сенсу, оскільки точність проміжних даних становить два знаки після коми.

Для навантаження від людей на перекриття збір виконується з вантажної площі A_1 :

$$N_m^{люди} = q_m^{люди} \cdot A_1 = 3,36 \cdot 54 = 181,4 \text{ кН};$$

$$N_e^{люди} = q_e^{люди} \cdot A_1 = 2,80 \cdot 54 = 151,2 \text{ кН}.$$

Для навантаження від устаткування на перекриття збір виконується з вантажної площі A_1 :

$$N_m^{уст} = q_m^{уст} \cdot A_1 = 1,56 \cdot 54 = 84,2 \text{ кН};$$

$$N_e^{уст} = q_e^{уст} \cdot A_1 = 1,20 \cdot 54 = 64,8 \text{ кН}.$$

Може здатися, що збір снігового навантаження на покриття слід виконувати з вантажних площ A_{21} і A_{22} . Проте, як було зазначено в розд. 3 методичних рекомендацій, снігове навантаження згідно з чинними нормами ДБН [1] визначається як навантаження на горизонтальну проекцію покриття. Такими проекціями в розглядуваному випадку для вантажних площ покриття A_{21} і A_{22} є половини вантажної площі A_1 :

$$N_m^{chiz} = S_{m1} \cdot A_1 / 2 + S_{m2} \cdot A_1 / 2 = 2,27 \cdot 54 / 2 + 1,62 \cdot 54 / 2 = 105,0 \text{ кН};$$

$$N_e^{chiz} = S_{e1} \cdot A_1 / 2 + S_{e2} \cdot A_1 / 2 = 0,97 \cdot 54 / 2 + 0,70 \cdot 54 / 2 = 45,1 \text{ кН}.$$

Для вітрового навантаження на покриття збір слід виконувати з вантажних площ A_{21} і A_{22} . Однак, підсумовувати отримані значення для кожного з прольотів будівлі N_{m1}^{imep} і N_{m2}^{imep} (також N_{e1}^{imep} і N_{e2}^{imep}) не можна, оскільки зосереджені сили будуть прикладені під різними кутами до вертикалі, адже вітрове навантаження є перпендикулярним до покрівлі. Тому вони визначаються роздільно:

$$N_{m1}^{imep} = W_{m1} \cdot A_{21} = (-0,58) \cdot 31,2 = -18,1 \text{ кН};$$

$$N_{e1}^{imep} = W_{e1} \cdot A_{21} = (-0,11) \cdot 31,2 = -3,4 \text{ кН};$$

$$N_{m2}^{imep} = W_{m2} \cdot A_{22} = (-0,59) \cdot 27 = -15,9 \text{ кН};$$

$$N_{e2}^{imep} = W_{e2} \cdot A_{22} = (-0,11) \cdot 27 = -3,0 \text{ кН}.$$

Далі треба знайти проекції цих навантажень на вертикальну вісь OZ :

$$N_{m1z}^{imep} = N_{m1}^{imep} \cdot \cos 30^\circ = -18,1 \cdot \cos 30^\circ = -15,7 \text{ кН};$$

$$N_{e1z}^{imep} = N_{e1}^{imep} \cdot \cos 30^\circ = -3,4 \cdot \cos 30^\circ = -2,9 \text{ кН};$$

$$N_{m2z}^{imep} = N_{m2}^{imep} \cdot \cos 0 = -15,9 \cdot \cos 0 = -15,9 \text{ кН};$$

$$N_{e2z}^{imep} = N_{e2}^{imep} \cdot \cos 0 = -3,0 \cdot \cos 0 = -3,0 \text{ кН}.$$

І тільки тепер знайдені проекції можна підсумувати, отримуючи вертикальну зосереджену силу від вітрового навантаження на покрівлю:

$$N_{mz}^{imep} = N_{m1z}^{imep} + N_{m2z}^{imep} = -15,7 + (-15,9) = -31,6 \text{ кН};$$

$$N_{ez}^{imep} = N_{e1z}^{imep} + N_{e2z}^{imep} = -2,9 + (-3,0) = -5,9 \text{ кН}.$$

Визначимо ще одне навантаження – власну вагу покриття. Як уже було зазначено вище, з навчальною метою приймемо конструкцію покриття такою самою, як і для перекриття. Тоді збір цього навантаження можна виконати з вантажних площ A_{21} і A_{22} , використовуючи при цьому відповідні розрахункові значення для навантаження від власної ваги перекриття, отримані в першому розділі розрахунково-графічної роботи:

$$N_m^{нокр} = q_m^{нокр} \cdot (A_{21} + A_{22}) = 3,54 \cdot (31,2 + 27) = 206,0 \text{ кН};$$

$$N_e^{нокр} = q_e^{нокр} \cdot (A_{21} + A_{22}) = 3,06 \cdot (31,2 + 27) = 178,1 \text{ кН}.$$

Перед тим як рухатися далі, необхідно звернути увагу на фізичний зміст отриманих результатів збору навантажень. Так, на площі 54 м^2 (а це, наприклад, площа середньої аудиторії університету) власна вага перекриття становить у межах $16,5 - 19,5 \text{ т}$, вага людей становить у межах $15 - 18 \text{ т}$, вага устаткування – у межах $6,5 - 8,5 \text{ т}$, вага снігового покриву – у межах $4,5 - 10,5 \text{ т}$, вітровий тиск – у межах $0,5 - 3,5 \text{ т}$. Таким чином, сумарна власна вага конструкцій, людей, устаткування і снігового покриву може сягати 60 т ! І це тільки в межах одного приміщення на одному поверсі й без урахування ваги стін, перегородок та колон. Нескладно уявити, що сумарна вага одного корпусу звичайної 9-поверхової житлової будівлі може становити десятки тисяч тонн.

Залишилося визначити вітрове навантаження на стіну будівлі. Воно буде збиратись зі своєї вантажної площі A_3 (рис. 25). Проте прийнято знаходити таке навантаження у вигляді розподіленого по висоті колони, тому його збирають тільки з ширини вантажної площі $B = 9$ м.

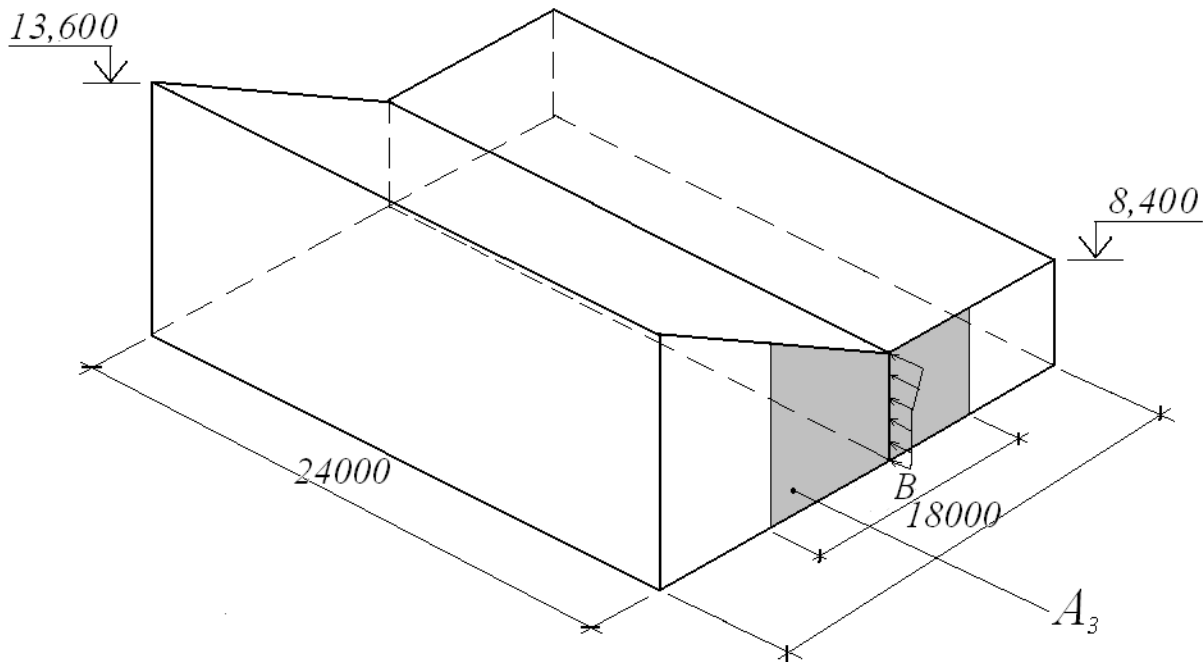


Рис. 25. Вантажна площа на стіні для колони № 3

Епюра навантаження набуде вигляду, зображеного на рис. 22, а його значення в характерних точках (точках перелому) дорівнюватимуть:

- на відмітці 5,000 м

$$w_m^{5,000} = W_m^{5,000} \cdot B = 0,81 \cdot 9 = 7,29 \text{ кН/м};$$

$$w_e^{5,000} = W_e^{5,000} \cdot B = 0,15 \cdot 9 = 1,35 \text{ кН/м};$$

- на відмітці 8,400 м

$$w_m^{8,400} = W_m^{8,400} \cdot B = 0,95 \cdot 9 = 8,55 \text{ кН/м};$$

$$w_e^{8,400} = W_e^{8,400} \cdot B = 0,18 \cdot 9 = 1,62 \text{ кН/м}.$$

Як видно з рис. 25, вітрове навантаження, що діє на стіну будівлі, буде створювати в колоні відповідний згинальний момент. Для точного визначення його величини та характеру розподілу по довжині колони виконують розрахунки просторової рами методами будівельної механіки.

Для спрощеного наближеного визначення величини цього згинального моменту на рівні відмітки підлоги (0,000 м) можна зробити наступним чином. Вважаючи, що колона не має опор в рівні перекриттів проміжних поверхів, представляємо її розрахункову схему як статично невизначувану балку, защемлену на рівні підлоги та шарнірно обперту на рівні покрівлі, завантажену епюрою вітрового тиску (рис. 26).

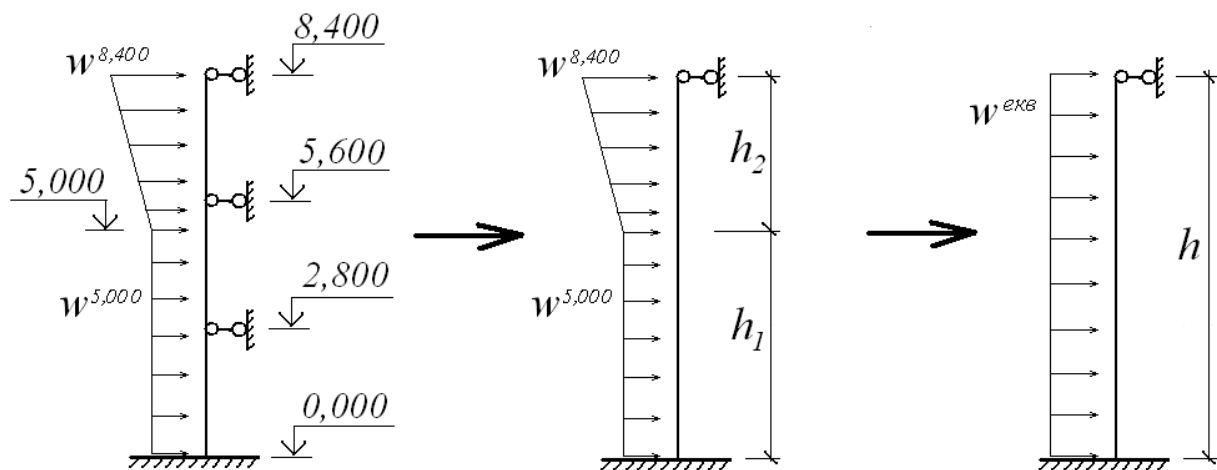


Рис. 26. Спрощення розрахункової схеми колони

Тоді найбільший згинальний момент на рівні підлоги може бути знайдений за відомим виразом будівельної механіки $M = w^{екв} \cdot h^2 / 8$, де в якості навантаження приймемо рівномірно розподілене еквівалентне навантаження $w^{екв}$ (рис. 26). Воно може бути обчислене з умови рівності площ епюр вітрових навантажень, хоча такий підхід є достатньо наближеним і сам по собі не йде “в запас”, особливо для високих будівель. Для нашого випадку вираз буде мати вигляд:

$$w^{екв} = \left(w^{5,000} \cdot h_1 + \frac{w^{5,000} + w^{8,400}}{2} \cdot h_2 \right) / h.$$

Знайдене таким чином еквівалентне розподілене навантаження від граничного та експлуатаційного значень вітрового навантаження, відповідно, дорівнює:

$$w_m^{екв} = \left(w_m^{5,000} \cdot h_1 + \frac{w_m^{5,000} + w_m^{8,400}}{2} \cdot h_2 \right) / h = \left(7,29 \cdot 5 + \frac{7,29 + 8,55}{2} \cdot 3,40 \right) / 8,40 = 7,55 \text{ кН/м};$$

$$w_e^{екв} = \left(w_e^{5,000} \cdot h_1 + \frac{w_e^{5,000} + w_e^{8,400}}{2} \cdot h_2 \right) / h = \left(1,35 \cdot 5 + \frac{1,35 + 1,62}{2} \cdot 3,40 \right) / 8,40 = 1,40 \text{ кН/м}.$$

Значення найбільшого згинального моменту на рівні підлоги, що відповідають граничному та експлуатаційному значенням навантаження, будуть дорівнювати:

$$M_m^{витер} = w_m^{екв} \cdot h^2 / 8 = 7,55 \cdot 8,40^2 / 8 = 66,6 \text{ кН·м};$$

$$M_e^{витер} = w_e^{екв} \cdot h^2 / 8 = 1,40 \cdot 8,40^2 / 8 = 12,3 \text{ кН·м}.$$

На цьому етап збору навантажень на колону вважається завершеним і можна переходити до складання сполучень навантажень.

Для цього спочатку необхідно визначити тип діючого навантаження за його тривалістю, відповідно до п. 4.5, 4.11 – 4.14 ДБН. Стосовно визначених у даній розрахунково-графічній роботі навантажень будемо мати:

- 1) Навантаження від власної ваги перекриття – постійне (П1);
- 2) Навантаження від людей на перекриття – короткочасне (К1);
- 3) Навантаження від устаткування на перекриття – тривале (Т);
- 4) Снігове навантаження – короткочасне (К2);
- 5) Вітрове навантаження – короткочасне (К3);
- 6) Навантаження від власної ваги покриття – постійне (П2).

У дужках наведені скорочені позначення типів навантажень разом з їх послідовними номерами.

Зобразимо всі зібрані навантаження для розглядуваної колони на рис. 27. Зауважимо, що хоча вітрове навантаження спрямоване вгору, але цього не треба враховувати під час його зображення, адже знак його вертикальної проекції вже свідчить про це.

Слід також вказати, що оскільки підвал у будівлі не передбачений, то навантаження з першого поверху будуть передаватися безпосередньо на основу, тому на рис. 27 вони не зображені й враховувати їх не треба.

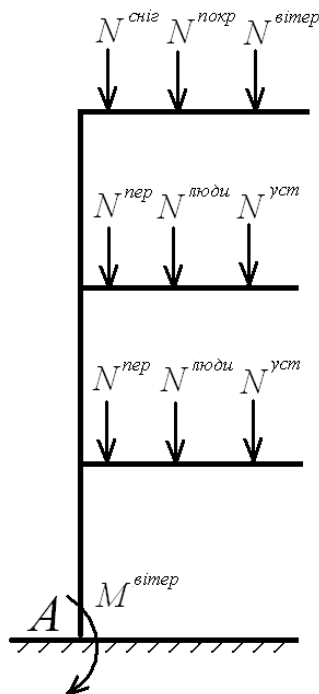


Рис. 27. Зібрані навантаження на колону

Складання сполучень навантажень будемо виконувати для т. А колони. При цьому всі розраховані сили спрямовані вертикально й для кожного з навантажень для цієї точки їх можна підсумувати:

- для навантаження П1

$$N_m^{П1} = 2 \cdot N_m^{пер} = 2 \cdot 191,2 = 382 \text{ кН};$$

$$N_e^{П1} = 2 \cdot N_e^{пер} = 2 \cdot 165,2 = 330 \text{ кН};$$

- для навантаження К1

$$N_m^{К1} = 2 \cdot N_m^{люди} = 2 \cdot 181,4 = 363 \text{ кН};$$

$$N_e^{К1} = 2 \cdot N_e^{люди} = 2 \cdot 151,2 = 302 \text{ кН};$$

- для навантаження Т

$$N_m^T = 2 \cdot N_m^{yct} = 2 \cdot 84,2 = 168 \text{ кН};$$

$$N_e^T = 2 \cdot N_e^{yct} = 2 \cdot 64,8 = 130 \text{ кН};$$

- для навантаження К2

$$N_m^{K2} = 1 \cdot N_m^{cuz} = 1 \cdot 105,0 = 105 \text{ кН};$$

$$N_e^{K2} = 1 \cdot N_e^{cuz} = 1 \cdot 45,1 = 45 \text{ кН};$$

- для навантаження К3

$$N_m^{K3} = 1 \cdot N_{mz}^{simer} = 1 \cdot (-31,6) = -32 \text{ кН};$$

$$N_e^{K3} = 1 \cdot N_{ez}^{simer} = 1 \cdot (-5,9) = -6 \text{ кН};$$

- для навантаження П2

$$N_m^{П2} = 1 \cdot N_m^{noкр} = 1 \cdot 206,0 = 206 \text{ кН};$$

$$N_e^{П2} = 1 \cdot N_e^{noкр} = 1 \cdot 178,1 = 178 \text{ кН}.$$

Точність наведення результату приймаємо з округленням до цілих чисел.

Складання сполучень навантажень виконується відповідно до п. 4.17 ДБН. Оскільки аварійних навантажень у цій розрахунково-графічній роботі немає, то необхідно скласти лише основні сполучення. До їх складу обов'язково має входити спеціальний коефіцієнт сполучення ψ , значення якого визначаються за вказівками п. 4.18 ДБН.

Відомо, що при кількості змінних навантажень n можна скласти 2^n сполучень навантажень. Для нашого випадку $n=4$ і тому кількість можливих сполучень дорівнює $2^4 = 16$.

Складання сполучень навантажень виконаємо у вигляді таблиці (табл. 4). У ній у другому стовпчику наведені отримані сполучення навантажень відповідно до використаної вище літерної аббревіатури разом із необхідним значенням коефіцієнта сполучень. Наприклад, вираз “ΣП + Т + К1” позначає, що до складу цього сполучення входять навантаження від власної ваги перекриття (П1), власної ваги покриття (П2), ваги устаткування на перекриття (Т) і ваги людей на перекриття (К1), а коефіцієнт сполучення скрізь $\psi = 1,0$.

У третьому та п'ятому стовпчиках табл. 4 відповідно до сполучення навантажень розраховують значення граничного й експлуатаційного зусилля N . Наприклад, для сполучення № 6 (“ΣП + Т + К1”) обчислення слід виконувати таким чином:

$$N_m = N_m^{П1} + N_m^{П2} + N_m^T + N_m^{K1} = 382 + 206 + 168 + 363 = 1119 \text{ кН};$$

$$N_e = N_e^{П1} + N_e^{П2} + N_e^T + N_e^{K1} = 330 + 178 + 130 + 302 = 940 \text{ кН}.$$

У четвертому та шостому стовпчиках табл. 4 відповідно до сполучення навантажень розраховують значення граничного і експлуатаційного згинального моменту M . Вони будуть присутні тільки в тих сполученнях навантажень, які мають у своєму складі вітрове навантаження (К3), адже саме ним викликається поява цього моменту.

Сполучення навантажень

№ пор.	Сполучення навантажень	Граничне значення		Експлуатаційне значення	
		N_m , кН	M_m , кН·м	N_e , кН	M_e , кН·м
1	ΣП	588	0	499	0
2	ΣП + Т	756	0	638	0
3	ΣП + К1	951	0	810	0
4	ΣП + К2	693	0	553	0
5	ΣП + К3	556	66,6	502	12,3
6	ΣП + Т + К1	1119	0	940	0
7	ΣП + Т + К2	861	0	683	0
8	ΣП + Т + К3	724	66,6	632	12,3
9	ΣП + К1 + 0,9К2	1046	0	851	0
10	ΣП + К1 + 0,9К3	922	59,9	805	11,1
11	ΣП + К2 + 0,9К3	722	59,9	548	11,1
12	ΣП + Т + К1 + 0,9К2	1214	0	981	0
13	ΣП + Т + К1 + 0,9К3	1090	59,9	935	11,1
14	ΣП + Т + К2 + 0,9К3	832	59,9	678	11,1
15	ΣП + К1 + 0,9К2 + 0,7К3	1023	46,6	846	8,6
16	ΣП + Т + К1 + 0,9К2 + 0,7К3	1191	46,6	976	8,6

Слід зауважити, що для короткочасних навантажень в сполученнях, де їх кількість більше одного (№ 9-16) коефіцієнт сполучення розставляють таким чином: перед найбільшим за значенням навантаженням $\psi = 1,0$, перед другим за значенням навантаженням $\psi = 0,9$ і перед найменшим - $\psi = 0,7$.

Увага! Якщо за вихідними даними треба виконати збір навантажень для однієї з кутових колон будівлі (колони 1 або 5), то, оскільки така колона примикає до двох стін, згинальних моментів від вітрового навантаження також буде два – від кожної зі стін будівлі окремо.

У цьому випадку для кожної зі стін слід окремо визначити гірший напрямок вітру (у розд. 4 роботи), обрати з них найгірший, а далі виконати наведені вище обчислення аналогічно, тільки для двох стін. У результаті будуть знайдені два згинальні моменти з відповідними граничними значеннями – M_{1m} і M_{2m} та відповідними експлуатаційними значеннями – M_{1e} і M_{2e} . У табл. 4 при цьому треба додати дві додаткові колонки під ці значення.

За складеними сполученнями навантажень визначимо найгірші. Як уже зазначалось, для цього існують різні критерії. Найбільш поширеним серед фахівців є такий – найгіршими вважаються два сполучення навантажень, визначені за граничними розрахунковими значеннями зусиль так:

- 1) N_m максимальне і M_m відповідне до нього;
- 2) M_m максимальне і N_m відповідне до нього.

Для отриманих у цій роботі сполучень маємо два найгірші сполучення (вони виділені в табл. 4 більш темним кольором):

- 1) сполучення № 12:

$$N_m = 1214 \text{ кН і } M_m = 0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_e = 981 \text{ кН і } M_e = 0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- 2) сполучення № 8:

$$N_m = 724 \text{ кН і } M_m = 66,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_e = 632 \text{ кН і } M_e = 12,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Звернемо увагу на фізичний зміст отриманих результатів. Згідно зі “здоровим глуздом” здається, що найгіршим має бути сполучення, до складу якого ввійшли всі наявні навантаження (№ 16). Проте це не так. Іншим найгіршим сполученням виявилось сполучення № 8, до складу якого ввійшли тільки три навантаження – вага конструкцій, устаткування та вітер. Відповідно до “здорового глузду” такий випадок є децю незрозумілим.

Вкажемо також ще на одну цікаву та неоднозначну обставину. Наведений вище критерій відбору найгірших сполучень навантажень, як свідчить досвід проектування, не є досконалим. Так, сполучення № 12 не містить згинального моменту. Тому доволі часто на практиці використовують додатковий критерій – сполучення, в яких поздовжня сила не є максимальною, однак досить значною за величиною, та згинальний момент також не є максимальним, однак досить значним за величиною – так зване “проміжне сполучення”. У нашому випадку подібним сполученням можуть виявитися сполучення № 13 або № 16. Остаточну відповідь треба перевіряти практичним розрахунками.

На цьому виконання даної розрахунково-графічної роботи вважається завершеним.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2-2:2006 (зі змінами № 1 і 2). Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ: Мінбуд, 2007. – 70 с.
2. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації. – Київ: Мінрегіонбуд, 2009. – 50 с.
3. Верюжский Ю. В., Колчунов В. И., Барабаш М. С., Гензерский Ю. В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. Курсовое проектирование: учебн. пособие для вузов. Киев: Изд-во НАУ, 2006. – 808 с.

ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОБОТИ

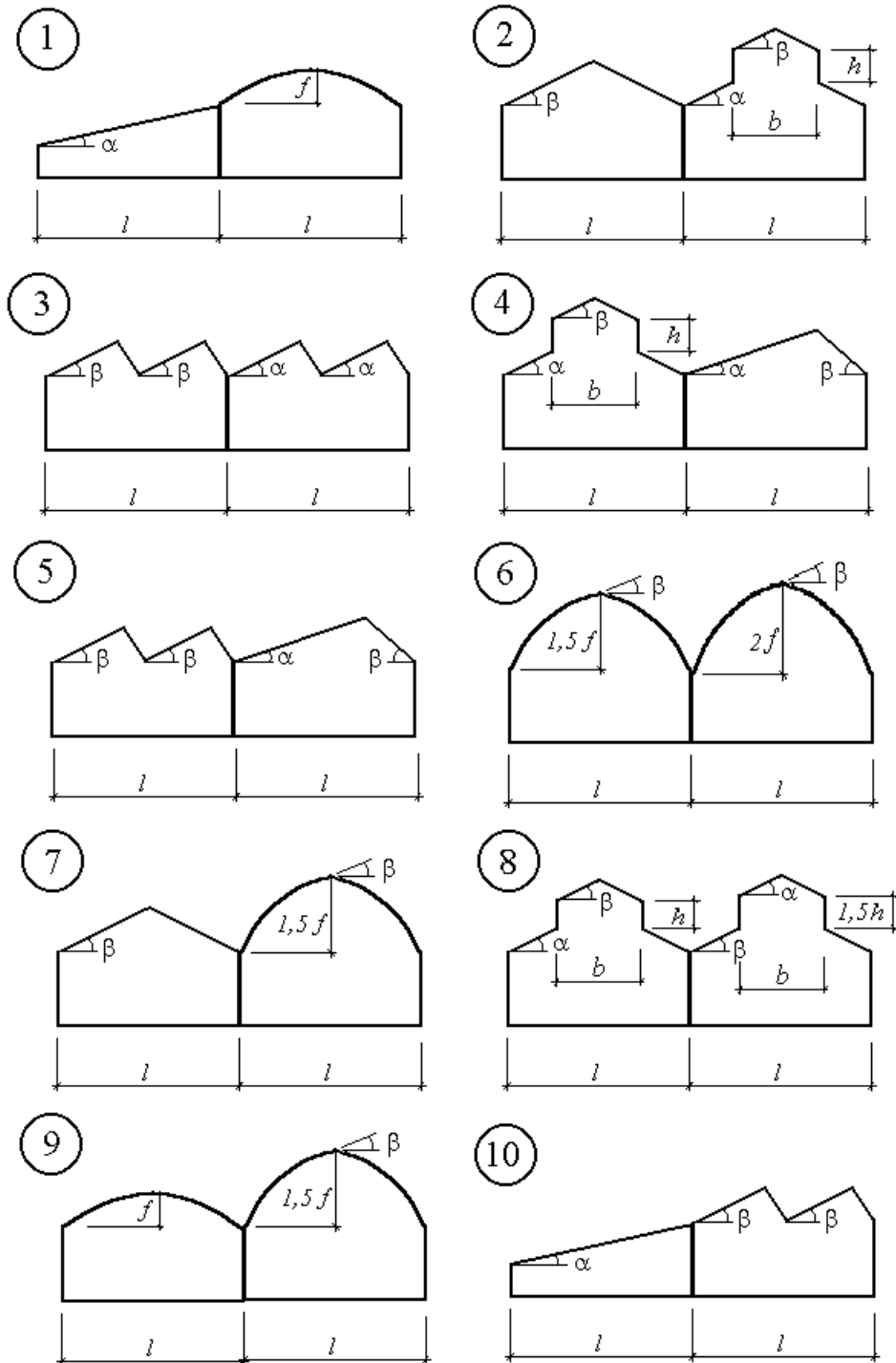


Рис. Д.1. Схема будівлі

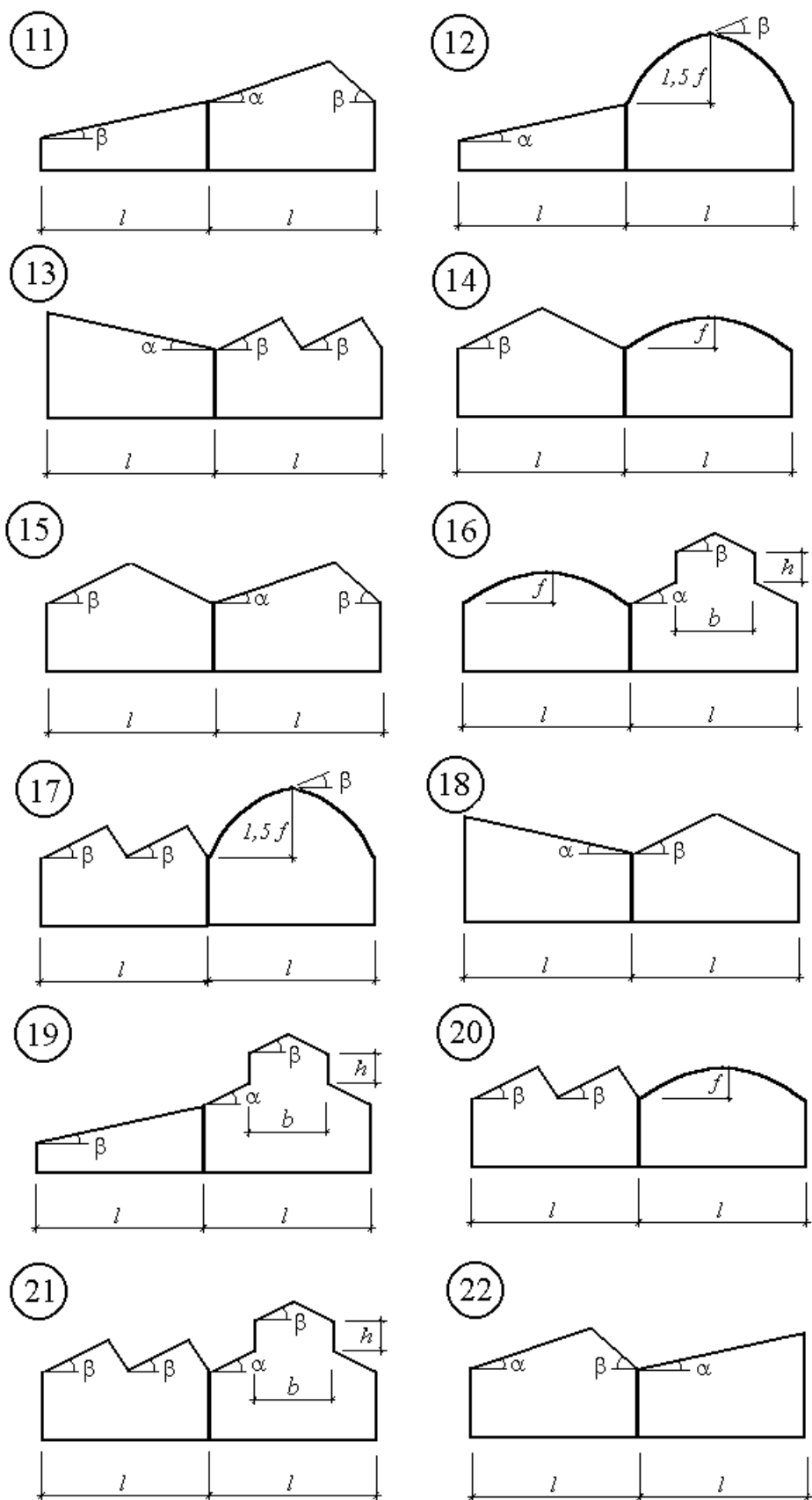


Рис. Д.1. Схема будівлі (продовження)

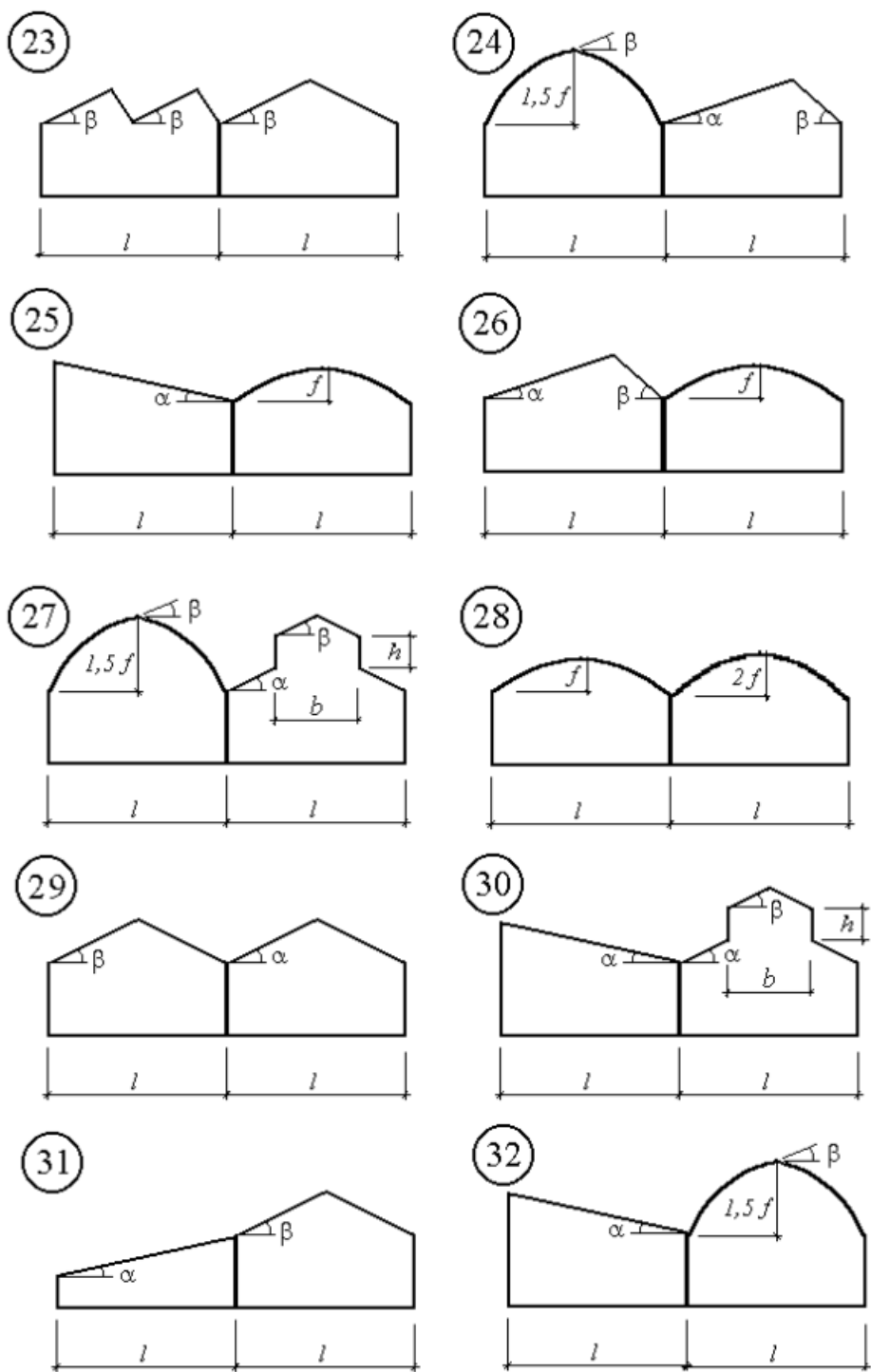


Рис. Д.1. Схема будівлі (закінчення)

Таблиця Д.1

Розрахункові дані

Варіант	Кут нахилу $\alpha, ^\circ$	Кут нахилу $\beta, ^\circ$	Стріла арки $f, \text{м}$	Проліт будівлі $l, \text{м}$	Розміри ліхтаря		Тип місцевості; її висота, м
					Висота $h, \text{м}$	Ширина $b, \text{м}$	
1	5	20	3,8	15,0	1,5	$l/3$	II; 400
2	10	30	1,2	6,0	1,0	$l/4$	I; 200
3	15	40	4,0	21,0	2,0	$l/2$	IV; 500
4	20	15	1,0	12,0	0,5	$l/3$	III; 350
5	25	35	3,3	9,0	3,0	$l/4$	I; 600
6	30	5	4,5	18,0	1,5	$l/2$	IV; 750
7	40	25	1,0	27,0	2,0	$l/3$	II; 300
8	50	10	2,7	24,0	3,5	$l/2$	III; 550
9	5	45	1,4	9,0	4,0	$l/4$	IV; 900
10	10	50	2,0	4,5	2,5	$l/2$	II; 550
11	15	5	4,0	24,0	3,5	$l/4$	I; 700
12	20	10	2,0	15,0	4,0	$l/3$	III; 450
13	25	15	3,0	6,0	1,5	$l/3$	II; 700
14	30	25	4,0	12,0	4,0	$l/4$	I; 850
15	35	20	2,4	18,0	3,0	$l/2$	IV; 1000
16	45	30	5,5	15,0	2,0	$l/4$	III; 500
17	50	40	2,5	21,0	3,0	$l/4$	III; 750
18	5	20	3,6	18,0	1,0	$l/2$	II; 800
19	10	45	6,0	24,0	3,5	$l/3$	IV; 350
20	15	25	1,5	12,0	2,5	$l/2$	I; 1000
21	20	30	3,0	21,0	0,5	$l/4$	IV; 250
22	25	15	0,8	27,0	1,5	$l/2$	II; 900
23	30	35	1,8	9,0	3,0	$l/3$	III; 800
24	35	10	3,5	15,0	2,5	$l/4$	I; 150
25	40	50	1,2	6,0	0,5	$l/2$	III; 200
26	55	20	5,0	12,0	1,0	$l/4$	II; 1000
27	60	45	4,8	4,5	2,5	$l/3$	IV; 50
28	35	50	2,1	18,0	4,0	$l/3$	I; 650
29	45	35	2,5	9,0	0,5	$l/4$	III; 950
30	55	40	1,5	24,0	1,0	$l/2$	II; 250
31	60	5	5,4	6,0	2,0	$l/3$	IV; 650
32	65	10	6,0	21,0	3,5	$l/2$	I; 450

Таблиця Д.2

Склад перекриття

Варіант	Склад	Варіант	Склад
1	Лінолеум (1800) 5 Стяжка цементно-піщаним розчином (1800) 20 Легкий бетон (1300) 65 З/б плита (2200) 70 Гіпсокартон (800) 10	8	Чавунні плитки (7200) 20 Стяжка цементно-піщаним розчином (1700) 50 Утеплювач (350) 25 Бетон основи (2350) 80 Підвісна стеля (500) 20
2	Лінолеум (1600) 10 Кам'яна панель основи підлоги (1300) 60 Звукоізол (500) 15 Утеплювач плитний (250) 60 Бетон основи (2400) 150	9	Асфальтобетон (2100) 80 Прошарок з цементно-піщаного розчину (1900) 30 Пароізоляція (100) 5 Металеві балки (200*) 120 Вапняний розчин (1200) 20
3	Бетонна плитка (1000) 12 Утеплювач (400) 80 Армований бетон (2300) 100 Профнастил (40*) 85 Металева балка (160*) 80	10	Цегла (1600) 120 Піщаний прошарок (1450) 15 Легкий бетон (1200) 100 З/б плита (2300) 120 Гіпсокартон (700) 25
4	Дошчатий щит (750) 35 Лаги дерев'яні (850) 45 Теплоізол (200) 75 Пароізол (150) 15 З/б плита (2250) 80	11	Шпунтовані дошки (800) 30 Руберойд (200) 10 Лаги дерев'яні (900) 40 Звукоізол (500) 10 Металева балка (150*) 200
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	12	Керамічна плитка (1400) 8 Прошарок з цементно-піщаного розчину (1600) 20 Стяжка цементно-піщаним розчином (1700) 40 Бетон основи (2150) 100 Підвісна стеля (450) 15
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	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
7	Дерев'яні дошки (750) 50 Стяжка з цементно-піщаного розчину (1800) 55 З/б плита (2300) 70 Профнастил (60*) 60 Гіпсокартон (800) 20	14	Цементний розчин (1800) 20 Прошарок з цементно-піщаного розчину (1500) 100 Бетон (2100) 100 Гідроізоляція (200) 10 Бетон основи (2300) 120

Закінчення таблиці Д.2

Варіант	Склад	Варіант	Склад
15	Цементний шар (1400) 15 Керамзитобетон (600) 75 Мінераловатні плити (300) 50 Пергамін (150) 5 3/б плита (2500) 90	23	Паркет (600) 25 Гіпсоцементний розчин (1300) 30 Звукоізол (500) 10 Пароізол (250) 15 Бетон основи (2500) 110
16	Плитка ПХВ (150) 5 Суха штукатурка (1000) 10 Стяжка цементно-піщаним розчином (1900) 30 Пергамін (150) 5 3/б плита (2100) 60	24	Термопласт (400) 25 Стяжка цементна (1750) 40 Утеплювач (200) 80 Гідроізол (100) 15 Обетонована металева балка (250*) 100
17	Пластикові панелі (200) 25 Утеплювальні панелі (250) 35 Пароізол (50) 10 Бетонна основа (2200) 75 Гіпсова затирка (1200) 25	25	Керамічна плитка (1500) 35 Бетонна стяжка (1800) 40 Синтетична тканина (300) 10 Пароізоляційна плівка (150) 10 Бетонне покриття (2500) 130
18	Лінолеум (1700) 5 Пластикова плита підлоги (250) 40 Лаги дерев'яні (650) 30 Бетон (1900) 70 Обклеювання звукоізолом (600) 20	26	Профільовані сталеві листи (35*) 50 Утеплювач (300) 40 Пароізоляційна плівка (40) 5 Наплавний руберойд (900) 5 3/б плита (2450) 85
19	Бетон мозаїчного складу (1850) 25 Стяжка з дрібнозернистого бетону (1300) 40 Утеплювач плитний (400) 70 Бетон підстиляючий (1500) 80 Бетон основи (2150) 80	27	Паркет на мастиці (850) 15 Асфальтобетонна стяжка (1950) 50 Теплоізоляція (250) 25 Звукоізоляційний прошарок (600) 20 Металева балка (130*) 170
20	Дошката підлога (750) 30 Дошкаті балки (800) 180 Пароізол (100) 10 Підшивка з дощок (600) 20 Штукатурка (1150) 15	28	Бетонна стяжка (1800) 30 Будівельна плівка (30) 15 Плити утеплювача (400) 100 Бетонна основа (2250) 125 Пластикова обробка (35) 40
21	Шлакованяна кірка (1100) 5 Мінераловатні плити (350) 80 Металева балка (170*) 200 3/б плита (2400) 80 Пластикові плитки (150) 20	29	Бетонна стяжка (1750) 50 Будівельна плівка (40) 10 Шлакова засипка (800) 80 3/б плита (2350) 90 Обробка піною (20) 20
22	Паркетні дошки (700) 25 Пергамін (150) 5 Лаги дерев'яні (800) 80 Мінераловатні прокладки (450) 15 Бетон основи (2450) 130	30	Профільовані сталеві листи (50*) 10 Повітряний зазор Плитний утеплювач (600) 90 Сталева касета (140*) 50 Сталеві балки (190*) 110

Навчально-методичне видання

Банніков Дмитро Олегович

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

РОЗРАХУНОК НАВАНТАЖЕНЬ НА БУДІВЛЮ

Методичні рекомендації до розрахунково-графічної роботи

В авторській редакції
Комп'ютерна верстка *Д. О. Банніков*

Формат 60x84 _{1/16}. Обл.-вид.арк.3,29. Ум.друк.арк.3,25.
Тираж 2 пр. Зам.№ 579

Український державний університет
науки і технологій

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК 7709 від 14.12.2022

Адреса видавця та дільниці оперативної поліграфії:
вул. Лазаряна, 2, Дніпро, 49010