

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та природо
користування
Кафедра автомобільних доріг, основ і фундаментів

03-03-088М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту та практичних занять
з навчальної дисципліни «Основи та фундаменти»
(розділ «Визначення навантажень на основи фундаментів»)
для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна
інженерія» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»,
фахове спрямування «Промислове та цивільне будівництво»
денної та заочної форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою
з якості ННІБА
Протокол № 2
від 04.10.2022 р.

Рівне – 2022

Методичні вказівки до виконання курсового проекту та практичних занять з навчальної дисципліни «Основи та фундаменти» (розділ «Визначення навантажень на основи фундаментів») для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна інженерія» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», фахове спрямування «Промислове та цивільне будівництво» денної та заочної форм навчання [Електронне видання] / Фурсович М. О., Супрунюк В. В., Зятюк Ю. Ю. – Рівне : НУВГП, 2022. – 84 с.

Укладачі: Фурсович М. О., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Супрунюк В. В., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Відповідальний за випуск: Кузло М. Т., д.т.н., професор, завідувач кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Керівник освітньої програми: Караван В. В., к.т.н., доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Методичні вказівки схвалені на засіданні кафедри
Протокол № 11 від 07 червня 2022 року.

ОПП на сайті університету: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/17411/>

© М. О. Фурсович, В. В. Супрунюк,
Ю. Ю. Зятюк, 2022
© НУВГП, 2022

В цих методичних вказівках розглядаються питання, які стосуються визначення навантажень лише на основі фундаментів.

Визначення навантажень на основі фундаментів виконують у відповідності з ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Згідно з цими ДБН, залежно від змінюваності у часі, навантаження і впливи поділяються на постійні та змінні.

До постійних навантажень слід відносити вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожувальних конструкцій, вагу та тиск ґрунтів (насіпів, засипок), гірничий тиск.

Залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження і впливи поділяються на тривалі, короткочасні та епізодичні.

До змінних тривалих навантажень відносять: вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонів під обладнання; вагу стаціонарного обладнання та речовин, що заповнюють його; квазіпостійні значення навантаження на перекриття, снігу, вітру; вертикальні квазіпостійні значення навантаження від мостових та підвісних кранів тощо (див. п.4.12 ДБН 1.2-2:2006);

До змінних короткочасних навантажень відносять: навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах; граничні чи експлуатаційні значення навантаження на перекриття, снігу, вітру, від мостових та підвісних кранів, тощо (див. п.4.13 ДБН 1.2-2:2006);

До змінних епізодичних навантажень відносять: сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання; впливи, обумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадкових ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Повна класифікація навантажень наводиться в ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення N_n . Розрахунки основ фундаментів виконують з використанням розрахункових значень навантажень, які визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду навантаження.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку

використовуються чотири види розрахункових значень: граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне. **Граничне розрахункове значення навантаження** – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті роботоспроможності конструкції. **Експлуатаційне розрахункове значення навантаження** – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. **Циклічне розрахункове значення навантаження** – значення навантаження, яке використовується для розрахунків конструкцій на витривалість і визначається як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією на конструкцію реальному випадковому процесу змінного навантаження. **Квазіпостійне розрахункове значення навантаження** – розрахункове значення навантаження, яке використовується для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначається як рівень такого постійного впливу, що еквівалентний за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

В практиці розрахунків основ фундаментів визначають найбільш несприятливе сполучення навантажень, які можуть діяти на основу. Згідно ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» використовуються сполучення двох типів: основні та аварійні.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження, при розрахунку основ за першою групою граничних станів враховують як короткочасні, а при розрахунку за другою

групою граничних станів як тривалі.

Граничний стан – стан, при якому конструкція, основа перестають задовольняти заданим експлуатаційним вимогам чи вимогам при виконанні робіт. Граничні стани ділять на дві групи: перша включає граничні стани, які ведуть до повної непридатності до експлуатації конструкцій, основ чи до повної втрати несучої здатності будівлі вцілому; друга включає граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій, основ чи зменшують довговічність будівель в порівнянні з передбачуваним терміном служби.

До аварійного сполучення крім постійних і змінних навантажень може входити тільки один епізодичний вплив.

В курсовому проекті розрахунки виконують тільки на основні сполучення навантажень.

Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень змінних навантажень урахується множенням їх значень на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень (друга група граничних станів) і $\psi_2=0,9$ для короткочасних навантажень (перша група граничних станів).

При виборі найбільш невідгідних сполучень навантажень і впливів за одне змінне навантаження слід приймати: навантаження від одного джерела (тиск чи розрідження у місткості, компоненти снігового, вітрового чи ожеледного навантаження, навантаження від одного навантажувача, одного крана тощо); навантаження від декількох джерел, якщо їхня сумісна дія врахована у значенні навантаження (навантаження на перекриття, визначене з урахуванням коефіцієнтів ψ_d чи ψ_n , – див. п.6.9 ДБН 1.2-2:2006); навантаження від декількох кранів з урахуванням коефіцієнта ψ – див. п.7.2 ДБН 1.2-2:2006; ожеледно-вітрове навантаження – див. п.10 ДБН 1.2-2:2006).

Вага конструкцій та ґрунтів.

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення слід визначати за стандартами, робочими кресленнями чи паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій та ґрунтів – за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації споруд (питома вага деяких матеріалів наведена в *таблиці 1*).

Таблиця 1

Питома вага деяких матеріалів

Назва матеріалу	Питома вага, кН/м ³	Назва матеріалу	Питома вага, кН/м ³
залізобетон	25	сосна	5
бетон важкий	24	дуб	8
пінобетон	5	фанера клесна	8
кладка з суцільної глиняної цегли	18	руберойд	6
розчин цементно-піщаному розчині		бітум	6
розчин цементно-піщаний	22	лінолеум	14
гравій керамзитовий	8	сталь	78

Питому вагу матеріалів не наведених в *табл.1* див. ДБН В.2.6-31:2006.
Вага 1м² круглопустотної плити перекриття – 3 кН, ребристої – 1,75 кН.

Таблиця 2

Орієнтована вага металевих елементів покриття одноповерхової промислової будівлі, кН/м

Елементи покриття	Цех з режимом роботи мостових кранів (з краном вантажопідйомністю m_q , т)		
	легким (до 15)	середнім (20...100)	важким (200...350)
кроквяні ферми	0,16...0,25	0,18...0,30	0,20...0,40
підкроквяні ферми	0...0,06	0,04...0,07	0,08...0,20
прогони	0,10...0,12	0,12...0,18	0,12...0,16
ліхтарі	0...0,10	0,08...0,12	0,08...0,12
в'язі	0,03...0,04	0,03...0,05	0,08...0,15
Всього:	0,3...0,5	0,45...0,70	0,5...0,8

Таблиця 3

Орієнтовна висота підкранових балок, їх вага та витрати сталі на колону

Вантажо-підйомність крана m_q , т		30/5	50/10	80/20	100/20	125/20
Кранова рейка	марка	КР 70	КР 80	КР 100	КР 100	КР 120
	висота, мм	120	130	150	150	170
Висота підкранової балки, мм, якщо крок колон	6 м	1300	1300	1350	1350	1730
	12 м	1600	1600	1650	1650	2030
Вага п.м. підкранової балки, кН/м, якщо її прольот	6 м	2,5	2,5	3,0	3,5	3,5
	12 м	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
Витрати сталі на	6 м	20...25	25...30	30...35	35...40	40...45

колону, кг/м ² , якщо крок колон	12 м	30...35	35...40	45...50	50...55	55...60
Примітка. Витрати сталі на колону приймають залежно від прольоту будівлі (ліві значення для $L=24$ м, праві – для $L=24$ м).						

Граничне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , наведений у таблиці 4.

Таблиця 4

Конструкції споруд та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції	
металеві, у яких зусилля від власної ваги:	
менші 50 %	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м ³), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані:	
у заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
Ґрунти:	
у природному заляганні	1,10 (0,90)
насіпні	1,15 (0,90)

Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкції на перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкції.

Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів приймається таким, що дорівнює характеристичному.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для експлуатаційного γ_{fe} і квазіпостійного γ_{fp} значень приймаються рівними 1,0.

Рівномірно розподілені навантаження

Граничні розрахункові значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити покриття і перекриття визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , який приймається рівним: 1,3 – при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²); 1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/ м²) і більше.

Експлуатаційні розрахункові значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на покриття і перекриття

приймаються рівними квазіпостійним. Коефіцієнти надійності за навантаженням для квазіпостійного γ_{fp} значення приймається рівними 1,0.

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сходи і підлоги на грунтах наведено в таблиці 5.

Таблиця 5

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сходи і підлоги на грунтах

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1 Квартирні житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)
2 Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3 Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	Не менш 2,0 (200)	Не менш 1,2 (120)
4 Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	Не менш 4,0 (400)	Не менш 1,7 (170)
5 Книгосховища, архіви	Не менш 5,0 (500)	Не менш 5,0 (500)
6 Сцени видовищних установ	Не менш 5,0 (500)	Не менш 2,1 (210)
7 Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)

б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)	1,8 (180)
8 Горищні приміщення	0,7 (70)	-
9 Покриття на ділянках:		
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	-
10 Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:		
а) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого більш несприятливий, ніж обумовлений у поз. 10,а	2,0 (200)	0,85 (85)
11 Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	Не менш 1,5 (150)	-
12 Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:		
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)
в) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13 Перони вокзалів	4,0 (400)	1,7 (170)
14 Приміщення для худоби:		
дрібної	Не менш 2,0 (200)	Не менш 0,85 (85)
великої	Не менш 5,0 (500)	Не менш 2,1 (210)

1. Навантаження, наведені в поз. 8, слід враховувати на площі, не зайнятій устаткуванням і матеріалами. 2. Навантаження, наведені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження. 3. Навантаження, наведені в поз. 10, слід враховувати при розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях зацемлення цих конструкцій. При розрахунку нижніх ділянок стін, фундаментів і основ навантаження на балкони (лоджії) слід приймати такими, що дорівнюють навантаженням прилеглих головних приміщень будівель, і зменшувати їх з урахуванням вказівок 6.8 і 6.9. 4. Характеристичні і квазіпостійні значення навантажень для будівель і приміщень, наведених у поз. 3, 4,г, 5, 6, 11 і 14, слід приймати за будівельним завданням на підставі технологічних рішень.

Снігові навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C, \quad (1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за *таблицею 6*.

Таблиця 6

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження, дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке визначається залежно від снігового району по карті (рис. 1), або за *таблицею 7*.

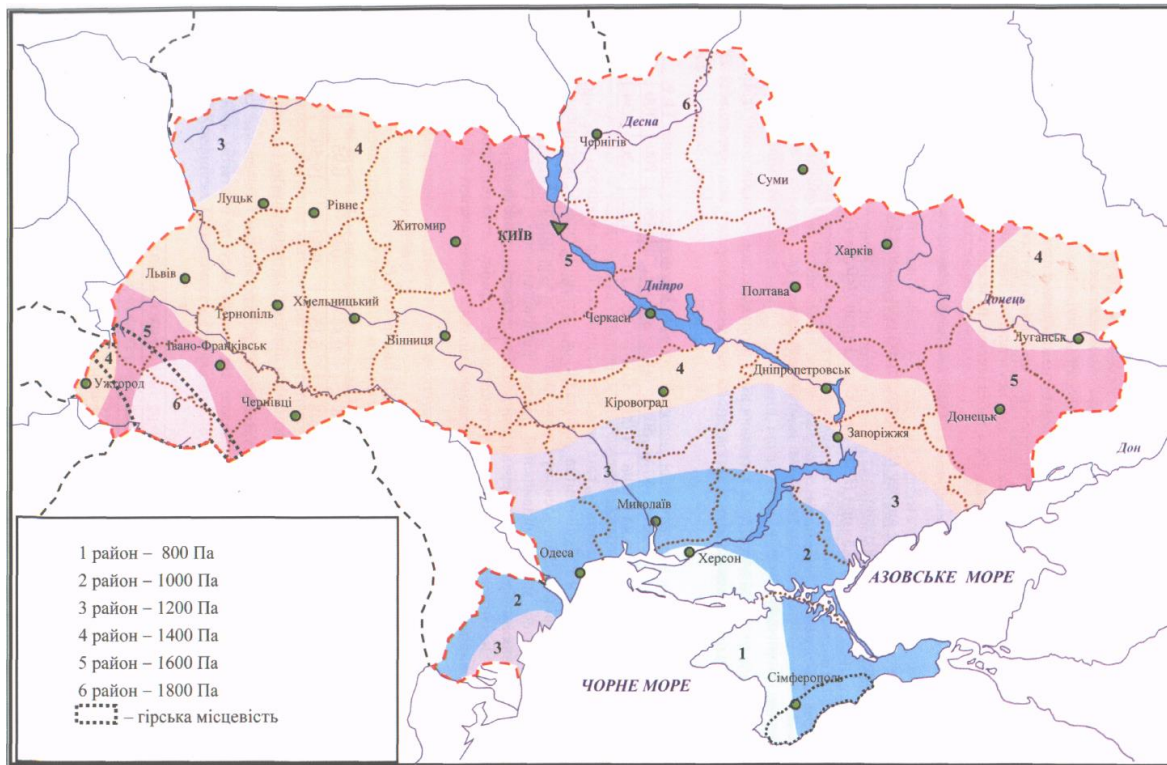


Рис. 1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

Таблиця 7

Міста обласного підпорядкування	S_0 , (Па)	Міста обласного підпорядкування	S_0 , (Па)
Київ	1550	Кіровоградська область	
Севастополь	770	Кропивницький	1230
АР Крим		Олександрія	1250
Сімферополь	820	Знам'янка	1320
Алушта	860	Світловодськ	1310
Джанкой	850	Луганська область	
Євпаторія	730	Луганськ	1350
Керч	920	Антрацит	1460
Красноперекопськ	780	Брянка	1410
Саки	760	Голубівка	1400
Армянськ	780	Алчевськ	1410
Феодосія	1000	Краснодон	1410
Судак	940	Хрустальний	1470
Ялта	830	Лисичанськ	1370
Вінницька область		Первомайськ	1400
Вінниця	1360	Ровеньки	1450
Жмеринка	1360	Рубіжне	1370
Могилів-Подільський	1280	Довжанськ	1450
Хмільник	1390	Северодонецьк	1370
Волинська область		Кадіївка	1400
Луцьк	1240	Львівська область	
Володимир	1200	Львів	1310
Ковель	1200	Борислав	1500
Нововолинськ	1240	Дрогобич	1440
Дніпропетровська область		Самбір	1400
Дніпро	1340	Стрий	1420
Вільногірськ	1190	Трускавець	1490
Кам'янське	1280	Червоноград	1260
Жовті Води	1170	Миколаївська область	
Кривий Ріг	1110	Миколаїв	870
Марганець	1040	Вознесенськ	990
Нікополь	1020	Очаків	830
Новомосковськ	1390	Первомайськ	1200
Покров	1030	Южноукраїнськ	1090
Павлоград	1390	Одеська область	
Первомайське	1380	Одеса	880
Синельникове	1350	Білгород-Дністровський	890
Тернівка	1390	Ізмаїл	1100
Донецька область		Чорноморськ	880

Донецьк	1500	Подільськ	1170
Авдіївка	1450	Южне	870
Бахмут	1380	Полтавська область	
Горлівка	1500	Полтава	1450
Дебальцеве	1440	Горішні Плавні	1280
Торець	1480	Кременчук	1300
Мирноград	1420	Лубни	1600
Добропілля	1410	Миргород	1540
Докучаївськ	1520	Рівненська область	
Єнакієве	1470	Рівне	1320
Жданівка	1160	Дубно	1270
Маріуполь	1380	Вараш	1260
Хрестівка	1490	Острог	1320
Костянтинівка	1400	Сумська область	
Краматорськ	1400	Суми	1670
Покровськ	1410	Охтирка	1600
Лиман	1390	Глухів	1770
Макіївка	1490	Конотоп	1740
Селідове	1420	Лебедин	1640
Слов'янськ	1400	Ромни	1730
Сніжне	1510	Шостка	1790
Чистяково	1520	Тернопільська область	
Вугледар	1450	Тернопіль	1390
Харцизьк	1500	Харківська область	
Шахтарськ	1500	Харків	1600
Ясинувата	1470	Ізюм	1460
Житомирська область		Куп'янськ	1460
Житомир	1460	Лозова	1490
Бердичів	1410	Люботин	1570
Коростень	1450	Первомайський	1510
Новоград-Волинський	1380	Чугуїв	1600
Закарпатська область		Херсонська область	
Ужгород	1340	Херсон	760
Мукачеве	1490	Каховка	840
Запорізька область		Нова Каховка	820
Запоріжжя	1110	Хмельницька область	
Бердянськ	1120	Хмельницький	1340
Мелітополь	1050	Кам'янець-Подільський	1270
Токмак	1070	Нетішин	1330
Івано-Франківська область		Славута	1350
Івано-Франківськ	1410	Шепетівка	1370
Болехів	1520	Черкаська область	

Калуш	1440	Черкаси	1520
Коломия	1400	Ватутіне	1420
Яремча	1530	Канів	1540
Київська область		Золотоноша	1560
Біла Церква	1520	Сміла	1480
Березань	1580	Умань	1440
Бориспіль	1570	Чернівецька область	
Бровари	1580	Чернівці	1320
Васильків	1530	Чернігівська область	
Ірпінь	1560	Чернігів	1720
Переяслав-Хмельницький	1560	Ніжин	1690
Прип'ять	1590	Прилуки	1640
Фастів	1510		
Ржищів	1540		
Славутич	1600		

C – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (2)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за додатком Ж ДБН 1.2-2:2006 “Навантаження і впливи” залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією (витяг з додатку Ж ДБН 1.2-2:2006 наведено нижче);

C_e – коефіцієнт, що враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування. При визначенні снігових навантажень для неутеплених покрівель цехів з підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води слід приймати $C_e = 0,8$. При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт C_e допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

C_{alt} – коефіцієнт враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

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

$$C_{alt} = 1 \quad (\text{при } H < 0,5 \text{ км}) \quad (4)$$

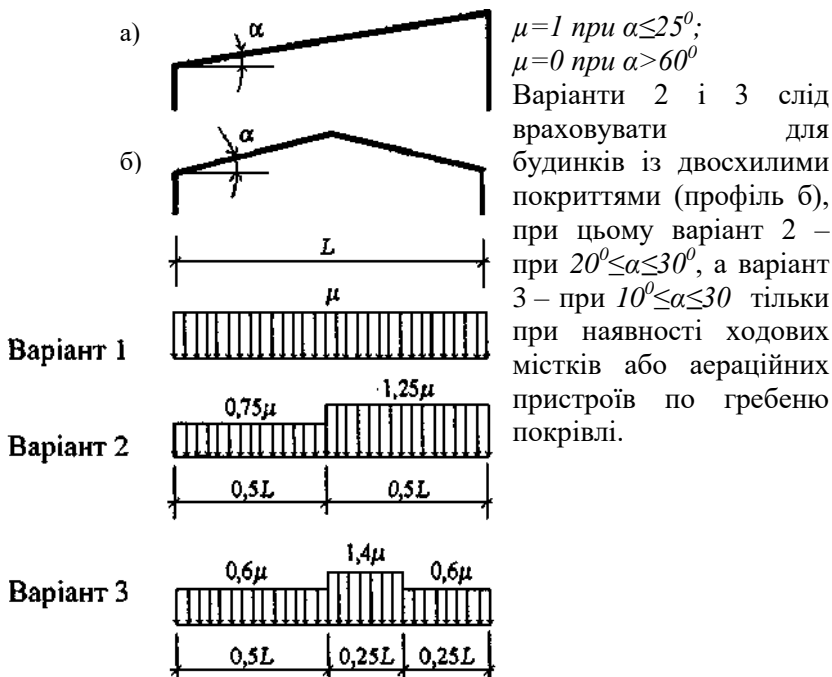


Рис. 2. Будинки з односхилими та двосхилими покриттями.

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження обчислюється за формулою

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C, \quad (5)$$

де $\bar{S} = 160 \text{ Па}$; S_0 , C – те саме, що і в формулі 1.

Вітрові навантаження

Вітрове навантаження на будь-яку будівлю складається з середньої (статичної) та пульсуючої (динамічної) складових. Рами одноповерхових однопрольотних будівель дозволяється розраховувати тільки на дію середньої складової вітрового навантаження.

Урахування вітрового навантаження, що діє на будівлі та споруди простої геометричної форми, висота яких не перевищує 200 м, здійснюється залежно від кліматичного району будівництва відповідно до норм проектування (ДБН 1.2-2:2006).

Вітрове навантаження на споруду розглядають як сукупність:

а) нормального тиску W_1 , прикладеного до зовнішньої поверхні споруди або елемента;

б) сил тертя W_2 , спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної або вертикальної проекції;

в) нормального тиску W_3 , прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огороженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті (рис.3).

Сукупність зазначених сил може бути подана у формі нормального тиску, зумовленого загальним опором споруди у напрямку осей x і y та умовно прикладеного до проекції споруди на площину, перпендикулярну до відповідної осі.

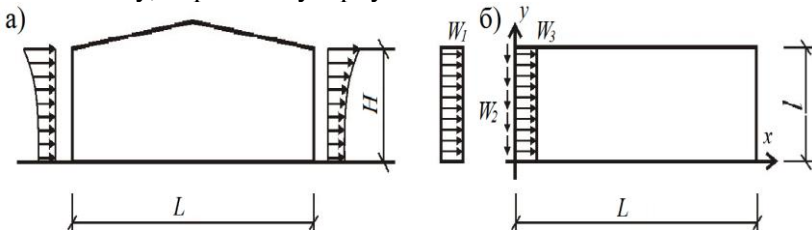


Рис. 3. Схема вітрового тиску на будівлю:
а – по висоті; б – в плані

Вітрове навантаження є змінним і для нього встановлено два розрахункових значення:

а) граничне розрахункове значення вітрового навантаження

$$W_m = \gamma_{f_m} W_0 C, \quad (6)$$

де γ_{f_m} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, який визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за таблицею 8 шляхом лінійної інтерполяції (для об'єктів масового будівництва середній період повторюваності T приймають рівним встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef});

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, яке дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років і який визначають залежно від вітрового району по карті або за додатком Е ДБН 1.2-2:2006; C – коефіцієнт, що визначають за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (7)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який визначають за додатком І [10] залежно від форми споруди або конструктивного елемента (знак «+» біля коефіцієнта відповідає напрямку тиску вітру на поверхню, знак «-» – від поверхні), при цьому проміжні значення визначають лінійною інтерполяцією;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, який враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі (Z), типу місцевості і який визначають за *таблицею 9* або *10* шляхом лінійної інтерполяції; C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, який враховує висоту H розміщення будівельного об'єкту над рівнем моря

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (\text{якщо } H \geq 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (\text{якщо } H < 0,5 \text{ км}); \quad (8)$$

Таблиця 8

T , років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

Таблиця 9

Z , (м)	C_h для типу місцевості			
	I	II	III	VI
≤ 5	0,9	0,7	0,40	0,20
10	1,20	0,90	0,60	0,40
20	1,35	1,15	0,85	0,65
40	1,60	1,45	1,15	1,00
60	1,75	1,65	1,35	1,10
80	1,90	1,75	1,50	1,20
100	1,95	1,85	1,60	1,25
150	2,15	2,10	1,85	1,35
200	2,3	2,20	2,05	1,45

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу, який враховує мікрорельєф місцевості поблизу будівельного об'єкту і приймається $C_{rel} = 1$ за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі; C_{dir} – коефіцієнт напрямку, який враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, $C_{dir} = 1$ (значення C_{dir} , що відрізняється від одиниці, допускається враховувати у разі спеціального обґрунтування тільки для відкритої рівнинної місцевості і за наявності достатніх статистичних даних); C_d – коефіцієнт динамічності, який враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду і для основних типів споруд визначається за п. 9.13 (ДБН 1.2-2:2006 - для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, $C_d = 1$).

Таблиця 10

Z, (м)	C_h для типу місцевості			
	I	II	III	VI
≤5	1,40	1,20	0,90	0,60
10	1,80	1,50	1,20	1,00
20	1,95	1,85	1,55	1,40
40	2,25	2,20	2,00	1,95
60	2,45	2,45	2,25	2,25
80	2,65	2,65	2,45	2,60
100	2,70	2,70	2,60	2,70
150	2,95	3,00	2,90	3,10
200	3,10	3,15	3,20	3,40

б) експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження

$$W_e = \gamma_{f_e} W_0 C, \quad (8)$$

де γ_{f_e} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, який визначають за *таблицею 11* шляхом лінійної інтерполяції залежно від частки часу η , упродовж якої можуть порушуватися умови граничного стану другої групи.

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їх призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Для об'єктів, що мають підвищений рівень відповідальності, для яких технічним завданням встановлена імовірність P неперевикнення (забезпеченість) граничного розрахункового значення вітрового навантаження упродовж встановленого терміну служби, середній період повторюваності граничного розрахункового значення вітрового навантаження обчислюють за формулою

$$T = T_{ef} K_p, \quad (9)$$

де K_p – коефіцієнт, що визначається з *таблицею 12* залежно від імовірності P .

Таблиця 11

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{f_e}	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Таблиця 12

P	0,37	0,5	0,6	0,8	0,85	0,9	0,95	0,99
K_p	1,00	1,44	1,95	4,48	6,15	9,50	19,50	99,50

Типи місцевості, що оточують будівлю чи споруду, визначають для кожного розрахункового напрямку вітру окремо:

I – відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не меншою за 3 км;

II – сільська місцевість з огороженнями (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами;

III – приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви;

IV – міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту 15 м.

Під час визначення типу місцевості споруда вважається розташованою на місцевості даного типу для певного

розрахункового напрямку вітру, якщо у цьому напрямку така місцевість зберігається на відстані $30 Z$ для повної висоти споруди $Z < 60$ м або 2 км – для більшої висоти.

У випадку, якщо споруда розташована на межі місцевостей різних типів або є сумнівні відносно вибору типу місцевості, необхідно приймати тип місцевості, що має більше значення коефіцієнта C_h .

Вітрове навантаження розподіляється нерівномірно по висоті будівлі, зростаючи з її збільшенням, і його величину обчислюють як для навітряної, так і завітряної поверхонь. Така нерівномірність враховується коефіцієнтом C_h , який визначають:

- 1) C_{h_1} на висоті $Z_1 = 5$ м від поверхні землі;
- 2) C_{h_2} на висоті $Z_1 = 10$ м від поверхні землі;
- 3) C_{h_3} на відмітці низу ригеля рами на опорі $Z_{НИ}$ (на рівні нижнього поясу кроквяної ферми);
- 4) C_{h_4} на відмітці верху ригеля рами на опорі $Z_{ВП}$ (на рівні верхнього поясу кроквяної ферми).

Аеродинамічний коефіцієнт з навітряної сторони $C_{aer} = C_e$ і з завітряної сторони $C'_{aer} = C_{e_3}$ визначають за додатком І (ДБН 1.2-2:2006) для певного відношення H_4 / L і l / L , де H_4 – відмітка нижнього поясу кроквяної ферми на опорі (див. рис. 1.4); l – довжина будівлі (див. рис. 3); $C_{alt} = 1$ (п. 9.10 ДБН 1.2-2:2006); $C_{rel} = 1$ (п. 9.11 ДБН 1.2-2:2006); $C_{dir} = 1$ (п. 9.12 ДБН 1.2-2:2006); $C_d = 1$ (п. 9.13 ДБН 1.2-2:2006).

Граничне розрахункове значення погонного вітрового навантаження на поперечну раму з навітряної сторони визначають для обумовлених чотирьох рівнів за виразом

$$q_w = W_m B', \quad (10)$$

де B' – відстань між колоною поперечної рами та фахверковою

колоною (якщо крок поперечних рам становить $B = 12\text{ м}$, то фахверкові колони необхідні і їх встановлюють посередині кроку B ; якщо крок рам $B = 6\text{ м}$, то фахверкові колони непотрібні).

Граничне розрахункове значення погонного вітрового навантаження на поперечну раму з завітрянної сторони також визначають для чотирьох рівнів за виразом

$$q'_w = W'_m B' = q_w \frac{C'_{aer}}{C_{aer}}. \quad (11)$$

На основі виконаних розрахунків складають розрахункову схему вітрового тиску на промислову будівлю (рис. 4).

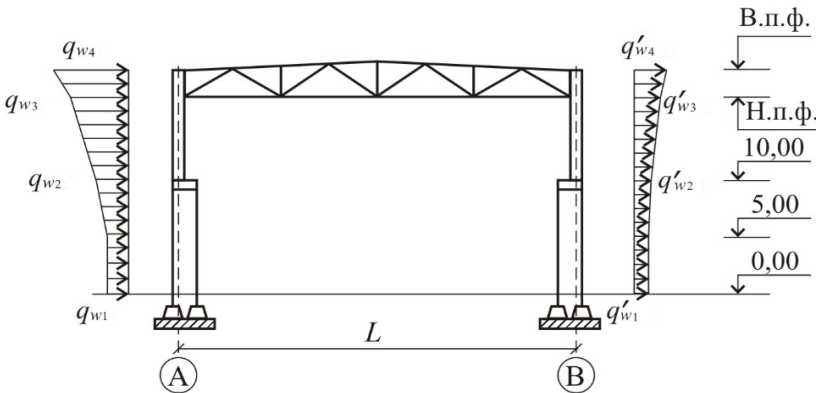


Рис. 4. Схема фактичного вітрового тиску на будівлю

З метою спрощення розрахунків фактичне вітрове навантаження на колону поперечної рами від рівня землі до низу ригеля (кроквяної ферми) замінюють еквівалентним рівномірно розподіленим (рис. 5). Вітрове навантаження, що діє на висоті від низу ригеля на опорі до верху ригеля на опорі, замінюють зосередженою силою, прикладеною в рівні нижнього поясу кроквяної ферми (рис. 6).

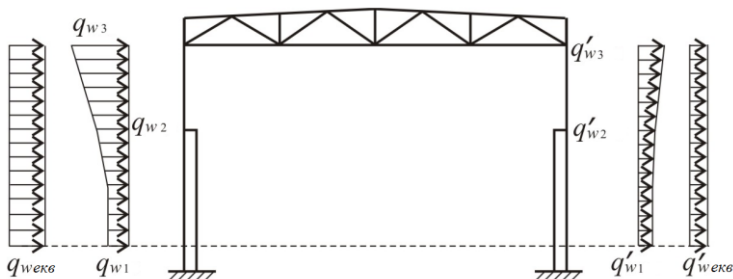


Рис. 5. Схема дії еквівалентного вітрового навантаження

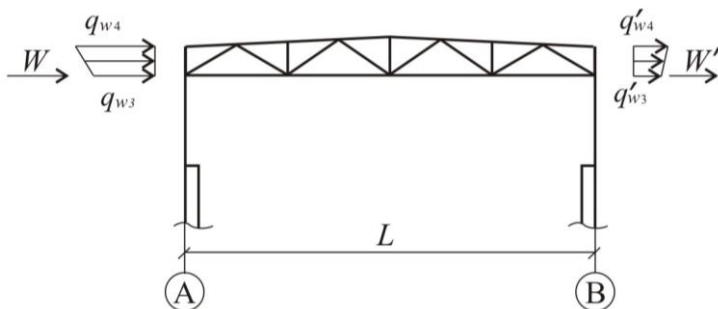


Рис. 6. До визначення зосередженої сили від вітрового тиску

Величину еквівалентного рівномірно-розподіленого навантаження $q_{w_{екв}}$ по довжині колони визначають з умови рівності згинальних моментів у заземленні колони рами від фактичної епюри вітрового тиску та від еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження, тобто

$$M_{w_{екв}} = M_{w_{факт}} \quad (12)$$

Згинаючі моменти:

а) від фактичного навантаження

$$M_{w_{факт}} = \frac{q_{w1}(H-h_3)^2}{2} + \frac{q_{w2}-q_{w1}}{2} \times \\ \times (H-5-h_3) \left((h_3+5) + \frac{2}{3}(H-5-h_3) \right) + \quad ; (13) \\ + \frac{q_{w3}-q_{w2}}{2} (H-10-h_3) \left((h_3+10) + \frac{2}{3}(H-10-h_3) \right)$$

б) від еквівалентного навантаження

$$M_{w_{екв}} = \frac{q_{w_{екв}} (H - h_3)^2}{2} = M_{w_{факт.}} \quad (14)$$

Таким чином, еквівалентне рівномірно-розподілене погонне навантаження:

а) з навітряної сторони

$$q_{w_{екв}} = \frac{2 M_{w_{екв}}}{(H - h_3)^2} = \frac{2 M_{w_{факт.}}}{(H - h_3)^2}; \quad (15)$$

б) з завітряної сторони

$$q'_{w_{екв}} = q_{w_{екв}} \frac{C'_{aer}}{C_{aer}}. \quad (16)$$

Зосереджену силу, що прикладається до рами в рівні нижнього поясу кроквяної ферми, визначають як площу епюри вітрового тиску:

а) з навітряної сторони

$$W = h_0 \frac{q_{w3} + q_{w4}}{2}; \quad (17)$$

б) з завітряної сторони

$$W' = h_0 \frac{q'_{w3} + q'_{w4}}{2} = W \frac{C'_{aer}}{C_{aer}}. \quad (18)$$

Кранові навантаження

Кранове навантаження від мостових (опорних) і підвісних кранів є одним з найбільш суттєвих за величиною у каркасах промислових будівель. Воно складається з вертикальних навантажень від власної ваги самого крану з візком та ваги підвішеного вантажу, а також з горизонтальних навантажень, обумовлених інерційними силами гальмування кранів вздовж кранової колії та гальмування візка поперек кранової колії (рис.7). Певна частка горизонтальних навантажень, окрім того, викликана дефектами підкранових конструкцій, що виникають у процесі експлуатації, а саме зміщенням кранових рейок з осей підкранових балок внаслідок послаблення відповідних кріплень, що обумовлює певну непаралельність несучих конструкцій колії.

Під крановою колією розуміють обидві балки, що несуть один

мостовий кран, і всі балки, що несуть один підвісний кран (дві балки – для однопрольотного, три – для двопрольотного підвісного крану)

Під крановою колією розуміють обидві балки, що несуть один мостовий кран, і всі балки, що несуть один підвісний кран (дві балки – для однопрольотного, три – для двопрольотного підвісного крану).

Відповідно до класифікації навантажень кранове навантаження є змінним у часі і вважається короткочасним.

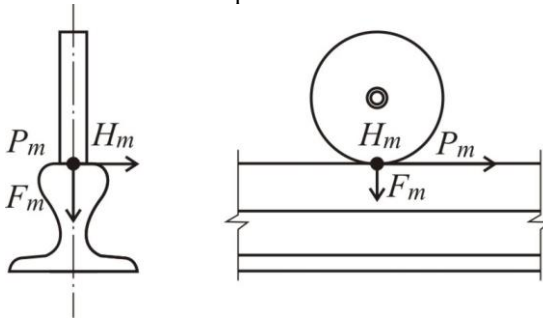


Рис. 7. Схема дії кранових навантажень

В розрахунках за граничними станами 1-ої групи враховують граничні розрахункові навантаження від двох наближених один до одного кранів найбільшої вантажопідйомності, а в розрахунках за граничними станами 2-ої групи – експлуатаційні розрахункові навантаження від одного крану найбільшої вантажопідйомності.

За своїм характером навантаження від будь-яких кранів (мостових чи підвісних) є динамічним, оскільки підняття, опускання та переміщення вантажів мають ривкоподібний характер. Окрім того, завжди існують нерівність кранової колії та перепади висот у стиках рейок. Найменша кількість коліс в мостовому крані становить 4 і тому обпирання крану на рейки є статично невизначним. Під час руху крана вертикальні сили, величина яких залежить від ваги крану, вантажу та положення візка на крановому мосту, перерозподіляються між колесами, що рухаються по рейці з одного боку крана. Динамічні впливи коліс крана, а також перерозподілення зусиль між колесами з одного боку крана враховується у розрахунку підкранових конструкцій, а у розрахунку рам промислових будівель вертикальна складова вважається квазістатичною і однаковою для всіх коліс з одного боку крана (невелика різниця може виникати за рахунок зміщення центру ваги механізмів пересування і кабіни крану).

Кожний прольот одноповерхових промислових будівель може бути обладнаний кількома мостовими кранами різної

вантажопідйомності. Однопрольотні рами розраховують як на вертикальне, так і на горизонтальне граничне розрахункове навантаження від двох наближених один до одного мостових кранів найбільшої вантажопідйомності. Рами багатопрольотних будівель розраховують на вертикальне навантаження від 4-х кранів (по 2 у будь-яких двох прольотах і не обов'язково суміжних), що викликають найбільші зусилля в рамі. Горизонтальне кранове навантаження приймають від двох кранів незалежно від кількості прольотів.

Навантаження від мостових і підвісних кранів визначають залежно від груп режимів їх роботи, що встановлюють за ГОСТ 25546, виду приводу та способу підвісу вантажу (гнучкого або жорсткого). Наближений перелік мостових і підвісних кранів різних груп режимів роботи наведений у додатку Г (ДБН 1.2-2:2006).

Нормами проектування для кранових навантажень встановлено такі значення:

1) граничні розрахункові значення:

а) для вертикального навантаження мостових і підвісних кранів (враховується від двох кранів на колії)

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_o; \quad (19)$$

б) для горизонтального навантаження мостових і підвісних кранів, спрямованого вздовж кранової колії (від одного крана)

$$P_m = \gamma_{fm} P_{01}; \quad (20)$$

в) для горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії (від одного крана на одній колії або в одному створі)

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01}; \quad (21)$$

г) для горизонтального навантаження інших мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії (від двох кранів)

$$H_m = \gamma_{fm} H_0; \quad (22)$$

д) для горизонтального навантаження підвісних кранів, спрямованого поперек кранової колії (від двох кранів)

$$R_m = \gamma_{fm} R_0; \quad (23)$$

2) експлуатаційні розрахункові значення (враховуються від одного крана):

$$F_e = \gamma_{fe} F_{01}; P_e = P_{01}; H_e = H_{01}; R_e = R_{01}; \quad (24)$$

3) циклічні розрахункові значення:

$$F_{c_{max}} = \gamma_{f_{c_{max}}} F_{01}; \quad F_{c_{min}} = \gamma_{f_{c_{min}}} F_{01}; \quad (25)$$

4) квазіпостійні розрахункові значення:

$$F_p = \gamma_{f_p} F_{01}; \quad H_p = \gamma_{f_p} H_{01}, \quad (26)$$

де F_{01} , F_0 – характеристичні значення вертикального навантаження відповідно від одного або двох найбільш несприятливих за впливом кранів;

P_{01} – характеристичне значення горизонтального навантаження від одного крана, спрямованого вздовж кранової колії;

H_{01} – характеристичне значення бічної сили від одного крана, найбільш несприятливого за впливом з кранів, розташованих на одній крановій колії або в одному створі;

H_0 – характеристичне значення бічної сили від двох найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на одній крановій колії або на різних коліях в одному створі;

R_{01} , R_0 – характеристичні значення поперечних горизонтальних навантажень відповідно від одного або двох найбільш несприятливих за впливом підвісних кранів;

ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження, який приймають за *таблицею 13* шляхом лінійної інтерполяції залежно від заданого середнього періоду повторюваності T (для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати рівним встановленому строку експлуатації конструкції T_{ef});

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням кранового навантаження, який приймають $\gamma_{fe} = 1$;

γ_{fc} – коефіцієнт надійності за циклічним розрахунковим значенням кранового навантаження, який визначають залежно

від вантажної характеристики $g = m_q / (m_c + m_b)$, (m_q – вантажопідйомність крана, m_c і m_b – вага відповідно візка і моста крана) за формулами:

$$\gamma_{fc_{max}} = 0,75 - 0,24g; \quad \gamma_{fc_{min}} = 0,34 - 0,24g; \quad (27)$$

γ_{fp} – коефіцієнт надійності для квазіпостійного розрахункового значення кранового навантаження

$$\gamma_{fp} = F_{01}^{II} / F_{01}, \quad (28)$$

де F_{01}^{II} – характеристичне значення вертикального навантаження від одного крана без вантажу.

Таблиця 13

T , років	50	10	1	0,1
γ_{fm}	1,1	1,07	1,02	0,97

Характеристичні значення вертикальних навантажень F_{01} та F_0 , що передаються колесами кранів на балки кранової колії, та інші необхідні для розрахунку дані приймають відповідно до вимог державних стандартів на крани, а для нестандартних кранів – відповідно до даних, наведених у паспортах заводів – виробників.

Горизонтальні навантаження від гальмування моста і візка крана і бічні сили вважаються прикладеними у місцях контакту коліс крана з рейкою.

Характеристичне значення горизонтального навантаження від одного крана, спрямованого вздовж кранової колії, що спричиняється гальмуванням моста електричного крана, приймають $P_{01} = 0,1 F_0$ на кожне гальмівне колесо сторони крана, що розглядається.

Характеристичне значення бічної сили від двох найбільш несприятливих за впливом кранів

$$H_0 = 0,1 F_0. \quad (29)$$

Характеристичне значення горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, спрямованого поперек кранового шляху, яке викликане перекосами мостових електричних кранів і непаралельністю кранових колій (бічну силу) для колеса крана визначають за формулою

$$H_k^n = 0,1 F_{max}^n + \frac{\alpha (F_{max}^n - F_{min}^n) L}{B}, \quad (30)$$

де F_{max}^n і F_{min}^n – характеристичні значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш і менш навантаженої стороні крана.

Найбільше вертикальне характеристичне навантаження визначають для крайнього можливого положення візка крана на мосту з вантажем на гаці, вага якого дорівнює вантажопідйомності крана.

$$\left. \begin{aligned} F_{max}^n &= \frac{F_{01} + F_{02}}{2} && \text{– для кранів з } m_q \geq 80 \text{ т;} \\ F_{max}^n &= F_{01} && \text{– для кранів з } m_q \leq 50 \text{ т;} \\ F_{min}^n &= \frac{m_q + m_c + m_b}{n_0} - F_{max}^n \end{aligned} \right\}, \quad (31)$$

де n_0 – кількість коліс з одного боку крана (якщо $m_q \leq 50$ т, $n_0 = 2$; якщо $m_q = 80 \dots 160$ т, $n_0 = 4$; якщо $m_q > 160$ т, $n_0 = 8$); L – прольот крана;

B – база крана;

α – коефіцієнт, який приймається рівним 0,03 у разі центрального приводу механізму пересування моста і 0,01 – у разі роздільного приводу.

Для 8-и та більше колісних кранів:

1) $H_0 = H_k^n = 0,1 m_q / n$ – характеристичне значення бічної сили для гнучкого кріплення вантажу, розміщеного посередині кранового моста, тут m_q – вантажопідйомність крана; n – загальна кількість коліс мостового крана;

2) $H_0 = H_k^n = 0,1 F_{max}^n$ – для жорсткого кріплення вантажу.

Сумісна дія кранів враховується відповідними коефіцієнтами сполучення навантажень ψ , значення яких

залежать від груп режимів роботи крану та розрахункової кількості кранів:

- 1) для одного крана будь-якого режиму роботи $\psi = 1$;
- 2) для двох кранів: $\psi = 0,85$ – для груп режимів роботи 1К–6К; $\psi = 0,95$ – для груп режимів роботи 7К, 8К;
- 3) для чотирьох кранів: $\psi = 0,7$ – для груп режимів роботи 1К–6К; $\psi = 0,8$ – для груп режимів роботи 7К, 8К;

Характеристичне значення горизонтального навантаження, що спричиняється гальмуванням візка підвісних кранів, спрямованого поперек кранової колії, приймають таким, що дорівнює половині суми вантажопідйомності крана і ваги візка. У разі визначення характеристичних значень навантажень H_{01} і H_0 вважається, що гальмівна сила передається на одну сторону (балку) кранової колії, розподіляється порівну між усіма колесами підвісного крана, що спираються на неї, і може бути спрямована як усередину, так і назовні прольоту, що розглядається.

Навантаження від кранів сприймаються підкрановими та гальмівними конструкціями, на які діють відповідно вертикальний опорний тиск V_{max} або V_{min} і горизонтальна сила від гальмування візка крана H . Підкранові конструкції у свою чергу передають ці зосереджені навантаження на поперечну раму.

Величину вертикального опорного тиску на раму обчислюють за лініями впливу для найбільш невігідного для колон розташування коліс крана на підкранових балках (одне з коліс крана повинно бути над колоною, а решта як можна ближче до цієї ж колони) (рис.8).

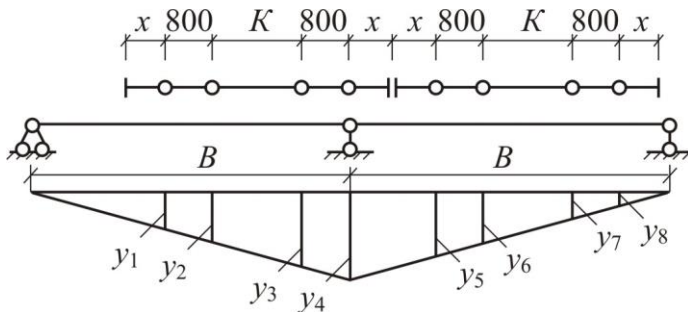


Рис. 8. Лінія впливу для кранового навантаження

Розрахунковий тиск на колону:

а) до якої наблизений візок крана

$$V_{max} = \psi \gamma_{fm1} F_{max}^n \sum y_i + F_{ПБ} + g \gamma_{fmg} b_{ГМ} B; \quad (32)$$

б) на протилежну колону

$$V_{min} = \psi \gamma_{fm1} F_{min}^n \sum y_i + F_{ПБ} + g \gamma_{fmg} b_{ГМ} B, \quad (33)$$

де $\gamma_{fm1} = 1,1$ – коефіцієнт надійності для граничного розрахункового значення кранового навантаження;

$\sum y_i$ – сума ординат лінії впливу для опорного тиску на колону (рис. 8 і табл. 14)

$$\sum y_i = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5 + y_6 + y_7 + y_8; \quad (34)$$

$F_{ПБ} = q_o \gamma_{fm} B$ – вага підкранової балки ($q_o = 4 \dots 8$ кН/м

для $m_q = 20 \dots 50$ т; $q_o = 6 \dots 12$ кН/м для $m_q > 50$ т; $\gamma_{fm} = 1,05$);

$g = 1,5$ кПа – характеристичне значення навантаження на ділянку обслуговування та ремонту обладнання у виробничих будівлях згідно з нормами проектування (ДБН 1.2-2:2006);

$\gamma_{fmg} = 1,3$ – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням, якщо $g < 2$ кПа ;

$b_{ГМ}$ – ширина гальмівного майданчика, яка приймається рівною ширині нижньої частини колони h_H ; B – крок рам каркасу будівлі.

Розмір $x = (B - K - 2 \cdot 800) / 2$, (35)

де K , B – розміри крана згідно з державним стандартом.

Розрахунковий горизонтальний тиск на колони поперечної рами від гальмування візка крана вздовж кранового моста, що передається гальмівними балками, розташованими в рівні верхнього поясу підкранових балок, визначається за того ж самого положення мостових кранів, що і сили V_{max} і V_{min} і може бути прикладений до будь-якої колони (лівої чи правої) і мати напрямок вліво або вправо незалежно від положення кранового візка:

1) $H_1 = \psi H_m \sum y_i$ – для чотириколісних мостових кранів ($H_m = \gamma_{f_m} H_{01}$);

2) $H = \psi H_m \sum y_i$ – для інших мостових кранів ($H_m = \gamma_{f_m} H_0$).

Підкранові балки встановлюють по осі підкранової вітки нижньої частини колони, тобто з ексцентриситетом e_1 відносно центральної осі перерізу нижньої частини колони (рис.9), внаслідок чого від дії опорних тисків V_{max} і V_{min} виникають зосереджені згинаючі моменти:

а) $M_{max} = V_{max} e_1$; (36)

б) $M_{min} = V_{min} e_1$, (37)

де $e_1 = (0,5 \dots 0,55)h_H$ – для крайніх колон і $e_1 = 0,5h_H$ – для середніх колон.

Таблиця 14

Сума ординат ліній впливу $\sum y_i$ для двох кранів

Вантажопідйомність крана m_q , Т	$\sum y_i$, якщо прольот підкранової балки	
	6 м	12 м
30/5	1,95	2,96
50/10	1,891	2,892
80/20	2,866	4,967
100/20	2,784	4,884
125/20	2,784	4,884

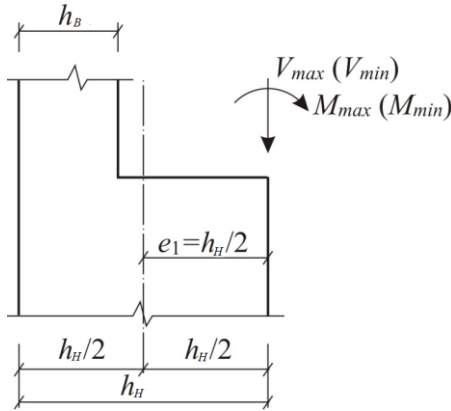


Рис. 9. До визначення M_{max} (M_{min}) від дії кранового навантаження

Для того, щоб визначити навантаження на основу фундаменту стіни або колони спочатку визначають вантажну площу, тобто площу покриття та перекриттів, що прилягають до цієї стіни або колони і передають на них навантаження від своєї ваги, ваги конструкцій та змінних навантажень. Після цього знаходять навантаження від власної ваги огорожуючих конструкцій (стіні), колон, ферм, балок покриття та перекриття, фундаментних балок, тощо. Приклади визначення вантажних площ, для різних конструктивних схем будівель наведено на рис. 10.

Як правило, навантаження на стрічкові фундаменти визначають на $1m$ довжини фундаменту. З метою врахування наявності в стінах віконних та дверних прорізів визначення навантажень ведуть на всю ділянку стіни, або на відрізок стіни поміж осями суміжних вікон чи дверей. В таких випадках, щоб визначити навантаження на $1m$ довжини фундаменту, ділять отримане навантаження на довжину відрізка стіни. Так, наприклад, вантажна площа на стіну по осі "2" (див. рис. 10а) становитиме:

$$A_2 = \left(\frac{5,4 - 0,2 - 0,19}{2} + \frac{6,0 - 0,2 - 0,19}{2} \right) \cdot 1,0 = 5,31 m^2$$

Якщо плити перекриттів оперті по контуру, то вантажну площу визначають діленням кутів перекритого приміщення

бісектрисою (див. рис. 10б). Вантажна площа в цьому випадку може мати форму трикутника, квадрата, трапеції, шестикутника і вираховується за відповідними фігурі формулами. Наприклад, вантажна площа по осі "1" становитиме

$$A_1 = \frac{a+b}{2} h = \frac{5,82+3,0}{2} \cdot 1,41 = 6,22 \text{ м}^2, \text{ де}$$

$$b = 6,0 - 0,10 - 0,08 = 5,82 \text{ м}, \quad a = b - 2h = 5,82 - 2 \cdot 1,41 = 3,0 \text{ м},$$

$$h = (3,0 - 0,10 - 0,08) / 2 = 1,41 \text{ м}, \quad A_1^{1mn} = \frac{A_1}{l_1} = \frac{6,22}{6,0} = 1,04 \text{ м}^2.$$

На фундамент самонесучих стін передається навантаження тільки від власної ваги стіни.

Якщо будівля є каркасного типу, то фундаменти, як правило, є окремо розташованими (стовпчастими). В цьому випадку, наприклад, вантажна площа на фундамент на перетині осей "2" та "Б" (див. рис. 10в) становитиме: $A_{2-Б} = 6 \cdot 12 = 72,0 \text{ м}^2$.

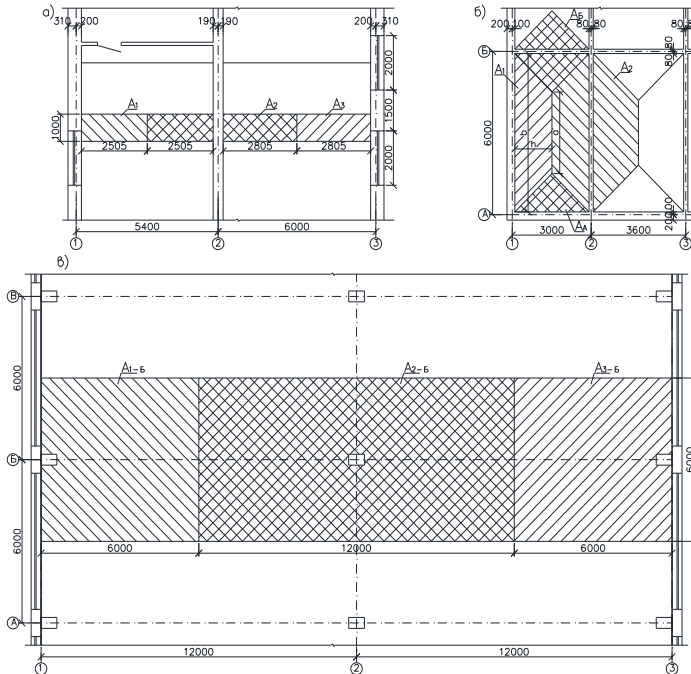


Рис. 10. Схема визначення вантажних площ: а) опирання плит перекриття на поздовжні (поперечні) несучі стіни; б) опирання плит перекриття по контуру; в) каркасно конструктивна схема будівлі.

Для будівель каркасного типу з гнучкою конструктивною схемою, зусилля в точці защемлення колон в фундамент визначаються з розрахунку поперечної рами будівлі.

Розрахункова схема поперечної рами – це, як правило, багатократно статично невизначна стержнева наскрізна система з жорсткими вузлами. Визначення зусиль в системі є нескладною задачею, але вже на першому етапі необхідно знати моменти інерції ригеля I_{S1} , нижньої частини колони I_H , верхньої частини колони I_B , а також площі перерізів всіх стержнів системи. Тому під час розрахунку наскрізні колони та ферми замінюють суцільними елементами еквівалентної жорсткості, тобто використовують спрощені розрахункові схеми (рис. 11).

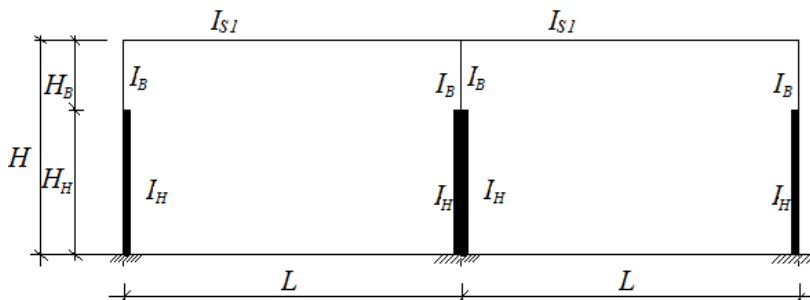


Рис.11. розрахункова схема із заміненями наскрізними елементами суцільними елементами еквівалентної жорсткості

Залежно від конструкції з'єднання ригеля з колоною отримана розрахункова схема може бути з жорсткими або шарнірними вузлами.

Таким чином, розрахунок поперечних рам каркасів промислових будівель виконують за спрощеними розрахунковими схемами, які значно скорочують обсяги розрахунків, а похибки практично не впливають на їх результати.

Дійсні зусилля в елементах каркаса завжди відрізняються від тих, які визначені навіть за «точною» розрахунковою схемою. Це зумовлено, по перше, методами розрахунку, що прийняті в будівельній механіці, а по друге, ідеалізованими умовами обпирання поперечних рам і сполучення її елементів.

Метою статичного розрахунку рами є визначення максимальних розрахункових зусиль M , N і Q в характерних перерізах, тобто там, де зусилля мають стрибкоподібний характер і де змінюється переріз колони (рис.12).

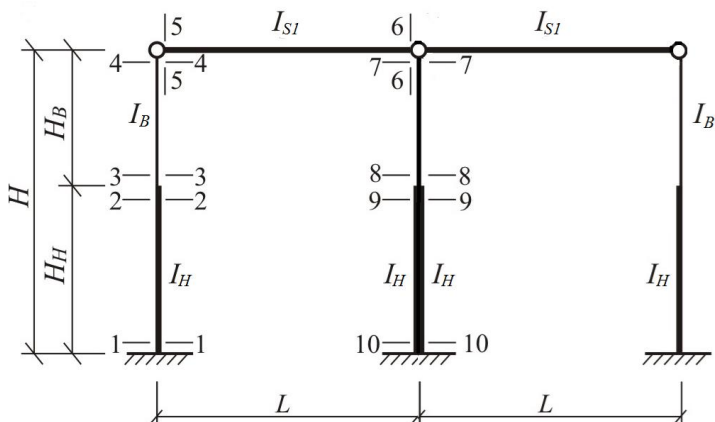


Рис. 12. Розрахункова схема рами з характерними перерізами

Оскільки для різних елементів і для різних їх перерізів найбільші розрахункові зусилля можна отримати за різних сполучень тимчасових навантажень, то визначати зусилля M , N і Q в елементах рами необхідно окремо від кожного з навантажень, прикладених до рами. Зусилля в перерізах рами визначають від характерних навантажень 1, 2, 3, 5, 9 (рис.12), а від решти навантажень 4, 6, 7, 8, 10 їх отримують, враховуючи симетричний і асиметричний характер завантаження рами (рис.13).

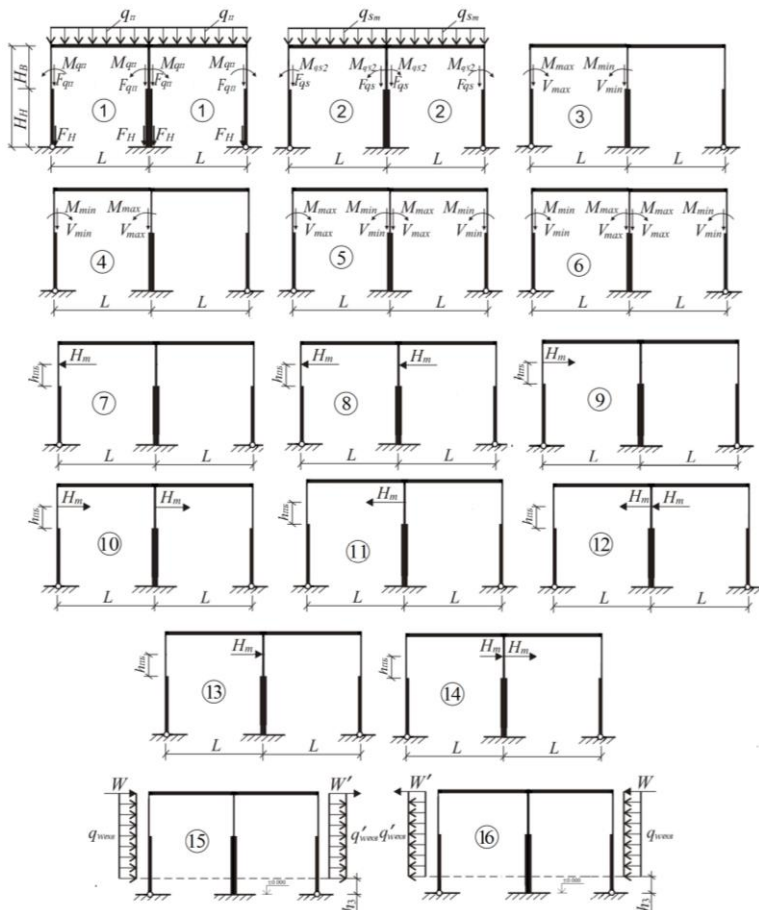


Рис. 13. Варіанти завантаження безшарнірної рами навантаженням:
 1 – постійним; 2 – сніговим; 3 – вертикальним крановим з візком зліва в лівому прольоті;
 4 – вертикальним крановим з візком справа в лівому прольоті; 5 – вертикальним
 крановим з візками зліва в лівому і правому прольотах; 6 – вертикальним крановим з
 візком справа в лівому і візком зліва в правому прольотах; 7 – гальмуванням візка біля
 лівої колони вліво в лівому прольоті; 8 – гальмуванням візків біля лівої колони вліво в
 лівому прольоті і біля лівої колони вліво в правому прольоті; 9 – гальмуванням візка
 біля лівої колони вправо в лівому прольоті; 10 – гальмуванням візків біля лівої колони
 вправо в лівому прольоті і біля лівої колони вправо в правому прольоті; 11 –
 гальмуванням візка біля правої колони вліво в лівому прольоті; 12 – гальмуванням візків
 біля правої колони вліво в лівому прольоті і біля лівої колони вліво в правому прольоті;
 13 – гальмуванням візка біля правої колони вправо в лівому прольоті; 14 – гальмуванням
 візків біля правої колони вправо в лівому прольоті і біля лівої колони вправо в правому
 прольоті; 15 – вітровим зліва; 16 – вітровим справа.

Розрахунок двопрольотної рами

Рами розраховують звичайними методами будівельної механіки, тобто методом сил або методом переміщень, з урахуванням дійсної роботи каркасу, який є частиною просторової системи, із введенням деяких спрощень, що не призводять до великих похибок. Останнім часом статичний розрахунок виконують із застосуванням програмного комплексу «ЛІРА».

Статичний розрахунок рами виконують у такій послідовності:

1) за конструктивною схемою обирають розрахункову схему і обґрунтовують її, задають жорсткості елементів рами або їх співвідношення;

2) обирають метод розрахунку та основну систему;

3) будують епюри M_i від одиничних навантажень і M_F від фактичних навантажень;

4) складають канонічні рівняння методу сил або методу переміщень та обчислюють їх коефіцієнти;

5) розв'язують канонічні рівняння, обчислюючи невідомі для окремої плоскої рами;

6) будують епюри M , N і Q та перевіряють правильність їх побудови;

7) враховують просторову роботу каркасу.

Для розрахунку двопрольотної одноповерхової рами доцільно використовувати метод сил.

Двошарнірна рама є один раз статично невизначною системою (див. рис. 2.12), що встановлюється з виразу $II = 3K - III = 3 \cdot 2 - 4 = 2$.

Канонічне рівняння методу сил має вигляд

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1F} &= 0 \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2F} &= 0 \end{aligned} \right\}, \quad (38)$$

де X_1 , X_2 – відповідно згинаючі моменти відкинутих жорсткостей крайніх опор рами в основній системі;

δ_{11} , δ_{12} , δ_{21} , δ_{22} , Δ_{1F} , Δ_{2F} , – переміщення в основній системі за напрямком відкинутих в'язей X_1 , X_2 та відповідно від одиничних та фактичних навантажень в основній системі

(див. додаток).

Основну систему отримують шляхом заміни лівої і правої жорсткої опори на рівні низу опорної плити бази колони шарнірними з прикладеним до неї згинаючими моментами X_1 і X_2 (рис.14, а).

Для знаходження коефіцієнтів системи рівнянь за методом Мора необхідно побудувати одиничну та вантажні епюри згинаючих моментів в основній системі (рис. 2.14, б, в і рис. 2.15).

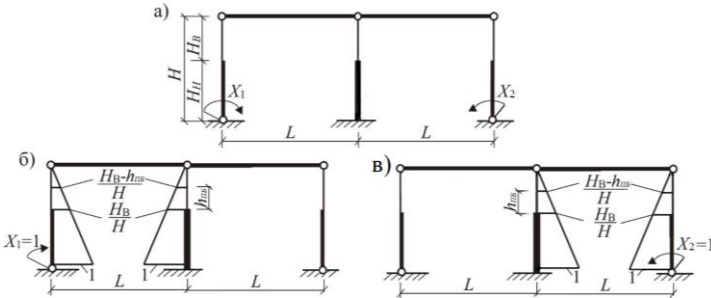


Рис. 14. Основна система двошарнірної рами з одиничними епюрами згинаючих моментів:

а – основна система; б, в – епюри згинаючих моментів.

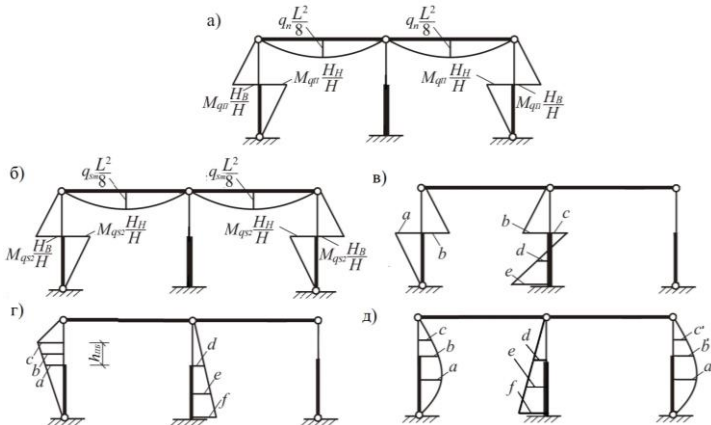


Рис. 15. Вантажні епюри згинаючих моментів в основній системі:

а – від постійного навантаження; б – від снігового навантаження; в – від вертикального кранового навантаження (візок біля лівої колони в лівому прольоті); г – від гальмування візка біля лівої колони вліво в лівому прольоті; д – від вітрового навантаження зліва

У випадку дії на раму вітрового навантаження (див. рис. 13, схеми 15 і 16) за розрахункову довжину колони необхідно прийняти величину $H - h_3$, оскільки нижче відмітки $\pm 0,000$ вітрове навантаження не діє. Урахування цієї величини не призводить до суттєвого уточнення розрахунку, оскільки перевантаження становить лише $\approx 2...3\%$, але значно ускладнює розрахунок. Тому доцільно за розрахункову довжину колони приймати H , а деяке перевантаження рами враховувати в запас міцності конструкції.

За побудованими епюрами визначають коефіцієнти δ_{11} , δ_{12} , δ_{21} , δ_{22} , Δ_{1F} , Δ_{2F} , Δ_{1F} , використовуючи для перемноження епюр формули Верещагіна та Сімпсона (див. додаток).

Урахування просторової роботи каркасу

Переміщення рам, які входять до складу системи просторового каркасу, відрізняються від переміщень окремо розташованих рам, завантажених однаково. Поздовжні елементи каркасу, якими є в'язі, гальмівні конструкції, ригелі покрівлі та стінового огородження, для завантаженої рами є горизонтальними пружними опорами, які сприймають частину навантаження і передають його на сусідні рами. Як наслідок, горизонтальні переміщення рами у складі каркасу зменшуються. Переміщення рами Δ_1 , яка входить до системи каркасу, можна визначити як частину переміщення Δ окремої плоскої рами, тобто $\Delta_1 = \alpha_{np} \Delta$, де α_{np} – коефіцієнт просторової роботи.

Суттєве значення для урахування просторової роботи каркасу має конструкція покрівлі. Коефіцієнт просторової роботи α_{np} у цих двох випадках визначають по різному і враховують лише для кранових моментів M_{min} і M_{max} та поперечного гальмування візка крана H_m . Для решти навантажень коефіцієнт просторової роботи приймають $\alpha_{np} = 1$.

Якщо покрівля виконана з використанням малорозмірних

елементів, тобто з прогонів та листів профнастилу, то вона не може сприймати значні горизонтальні навантаження від гальмування кранів і вітрових впливів і передача зусиль з розрахункової рами на сусідні забезпечується головним чином горизонтальними поздовжніми в'язями, розташованими в рівні нижніх поясів кроквяних ферм, а участь в роботі покрівлі не враховується.

Горизонтальні елементи, що забезпечують перерозподіл навантаження, можна представити у вигляді балки, опорами для якої будуть поперечні рами, що мають пружну податливість (рис. 16). Дослідження показали, що за відсутності жорсткої покрівлі в роботу включаються 5...6 рам разом із завантаженою і для визначення α_{np} з достатнім ступенем точності можна розглянути п'ятиопорну нерозрізну балку на пружних опорах.

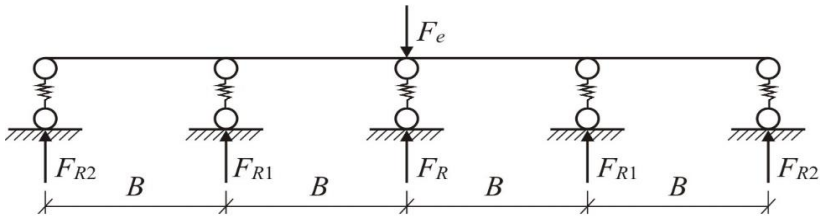


Рис. 16. До врахування просторової роботи каркасу з покрівлею з малорозмірних елементів

Реакція опори, що відповідає завантаженій рамі F_R , залежить від співвідношення жорсткостей самої опори і балки (в'язей), тобто від висоти колони H , співвідношення погонних жорсткостей верхньої та нижньої частин колони I_B/I_H , кроку поперечних рам B та сумарної жорсткості горизонтальних елементів, які беруть участь у перерозподілі зусиль.

Відношення реакції опори до еквівалентної сили $F_R/F_e = \alpha$ можна визначити за табл. 2.15 залежно від параметра β , який обчислюють за формулою

$$\beta = \frac{B^3 \sum I_H d}{H^3 \sum I_G}, \quad (39)$$

де B – крок поперечних рам;

I_H – момент інерції нижньої частини колони;

d – коефіцієнт приведення ступінчастої колони до колони постійного перерізу, еквівалентної за зміщенням;

I_G – момент інерції горизонтальних елементів ($I_G = I_{S1}$).

Таблиця 15

**Значення коефіцієнтів α і α_1 для блоку з п'яти рам з
одноступінчастими колонами**

β	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
	0,1	0,15	0,2	0,5	
α	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67
	0,62	0,58	0,56	0,46	
α_1	-0,2	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25
	-0,26	-0,26	-0,26	-0,25	

Оскільки колони поперечної рами однакові, то приймають $\sum I_H / \sum I_G = 0,5 \dots 0,25$, а коефіцієнт d :

а) у разі шарнірного сполучення ригеля з колоною

$$d = \frac{1}{1 + \left(\frac{H_B}{H}\right)^3 \left(\frac{I_H}{I_B} - 1\right)}; \quad (40)$$

б) у разі жорсткого сполучення ригеля з колоною

$$d = \frac{1}{4 \left[1 + \frac{H_B}{H} \left(\frac{I_H}{I_B} - 1\right)\right] \left[1 + \left(\frac{H_B}{H}\right)^3 \left(\frac{I_H}{I_B} - 1\right)\right] - 3 \left[1 + \left(\frac{H_B}{H}\right)^2 \left(\frac{I_H}{I_B} - 1\right)\right]^2}. \quad (41)$$

Вертикальна та горизонтальна складові кранового навантаження, розташування якого приймається найбільш несприятливим для рами, що розраховується, діють не тільки на розрахункову раму, але і на суміжні з нею. При цьому зменшується величина пружного відпору в'язей і завантажуються розрахункова рама, а коефіцієнт α враховує завантаження лише однієї рами блоку. Найчастіше враховують вплив навантаження лише на дві суміжні рами відносно

середньої розрахункової у даному блоці. Значення F_{e1} і F_{e2} , що відповідають завантаженню суміжних рам, визначають зі співвідношень навантажень на середню раму та суміжні з нею:

$$F_{e1} = \frac{\sum y_1}{\sum y} F_e; \quad F_{e2} = \frac{\sum y_2}{\sum y} F_e \quad (42)$$

де $\sum y$; $\sum y_1$; $\sum y_2$ – суми ординат ліній впливу реакцій рами відповідно, що розглядається, та суміжних з нею рам.

Повна величина пружного відпору для розрахункової рами

$$F_R = \alpha F_e + \alpha_1 (F_{e1} + F_{e2}), \quad (43)$$

де α_1 – коефіцієнт, який враховує вплив на розрахункову раму часткового завантаження крановим навантаженням суміжних рам (див. табл. 15).

Враховуючи, що навантаження на кожне колесо мостового крана приймається однаковим,

$$F_{e1} + F_{e2} = F_e \left(\frac{\sum y_1 + \sum y_2}{\sum y} \right) = F_e \left(\frac{n_o}{\sum y} - 1 \right) \quad (44)$$

Остаточну величину коефіцієнта просторової роботи для покрівлі з малорозмірних елементів обчислюють з виразу

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha_1 \left(\frac{n_o}{\sum y} - 1 \right), \quad (45)$$

де n_o – кількість коліс крана з одного боку.

Якщо покрівля промислової будівлі виконана з використанням великорозмірних жорстких елементів, наприклад, залізобетонних панелей, приварених через закладні деталі до верхнього поясу кроквяних ферм, то вона є мало податливою і її жорсткість можна вважати нескінченною. Найбільше зміщення рами у цьому випадку буде тоді, коли сила F_e від кранового навантаження прикладена до крайньої рами каркаса, яка є менш завантаженою, ніж решта (рис. 17). Тому коефіцієнт просторової роботи α_{np} визначають для другої рами

від торця будівлі або торця температурного блока.

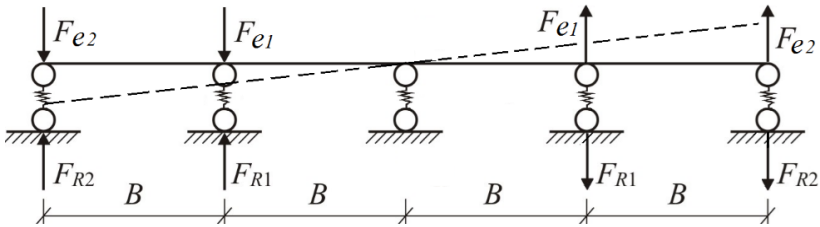


Рис. 17. До врахування просторової роботи каркасу з покрівлею з великорозмірних жорстких елементів

За аналогією з покрівлею, виконаною з використанням малорозмірних елементів, з незначною похибкою враховують вплив завантаження суміжних рам і α_{np} обчислюють за формулою

$$\alpha_{np} = n_0 \left(1/n + a_2^2 / 2 \sum a_i^2 \right) / \sum y, \quad (46)$$

де n_0 – кількість коліс крана з одного боку;

n – кількість рам в блоці;

a_i і a_2 – відповідно відстані між симетрично розміщеними відносно середини блоку рамами та другими від торців рамами;

$\sum y$ – сума ординат лінії впливу реакції рами, що розглядається.

В рамах, де кількість прольотів перевищує два, їх зміщення від горизонтальних навантажень значно менші, ніж в однопрольотних. Тому, враховуючи просторову роботу, можна вважати, що верхні кінці всіх колон, що входять до складу розрахункового блоку, за наявності горизонтальних в'язей зміщуються однаково для будь-якої покрівлі. В каркасах будівель зі значною кількістю прольотів (не менше за чотири) горизонтальні вітрові та кранові навантаження, які прикладені до деяких колон розрахункового блоку, сприймаються більшою кількістю колон і тому верхні кінці колон, на які діють ці навантаження, можна вважати такими, що не зміщуються.

Визначення зусиль та їх комбінацій в характерних перерізах рами

Зусилля в характерних перерізах *1-1* і *10-10* двопрольотної одноповерхової рами для розрахунку фундаментів визначають окремо для кожної з шістнадцяти схем навантаження (див. рис. 13) з урахуванням коефіцієнта просторової роботи α_{np} .

Визначивши M , N і Q від кожного з розрахункових навантажень, необхідно знайти їх найбільш невідповідні сполучення, які можуть бути неоднаковими для різних перерізів елементів рами.

Сполучення навантажень є основні та епізодичні, які складають за наявності сейсмічних або інших епізодичних навантажень. Для рам промислових будівель переважно складають основні комбінації навантажень з коефіцієнтами сполучення $\psi = 1,0$ і $\psi = 0,9$, в яких враховують відповідно одне та більше одного тимчасові навантаження.

Тимчасовими є навантаження від снігу, вітру і мостових кранів, причому навантаження від вертикального та горизонтального впливів одного або двох мостових кранів розглядають як одне тимчасове.

Оскільки невідомо, за яких комбінацій зусиль M і N напруження в розрахункових перерізах колони будуть мати найбільшу величину, то за даними статичного розрахунку складають декілька таких комбінацій. Комбінації зусиль повинні бути реально можливими, тобто не можна розглядати зусилля від гальмування крану без урахування вертикальних зусиль від його тиску, а також не можна не враховувати зусилля від постійного навантаження. За складеними комбінаціями зусиль у кожному перерізі визначають найбільш невідповідну.

Для розрахунку анкерних болтів складають спеціальну комбінацію розрахункових зусиль в перерізах *1-1* і *10-10*, причому поздовжня сила від постійного навантаження враховується з коефіцієнтом $0,9$, оскільки вона має розвантажувальний ефект.

Збір навантаження і розрахунок поперечної рами розпочинається з її компонування. Компонування поперечної рами розглянемо на прикладі двопрольотної сталеві рами (рис.

18).

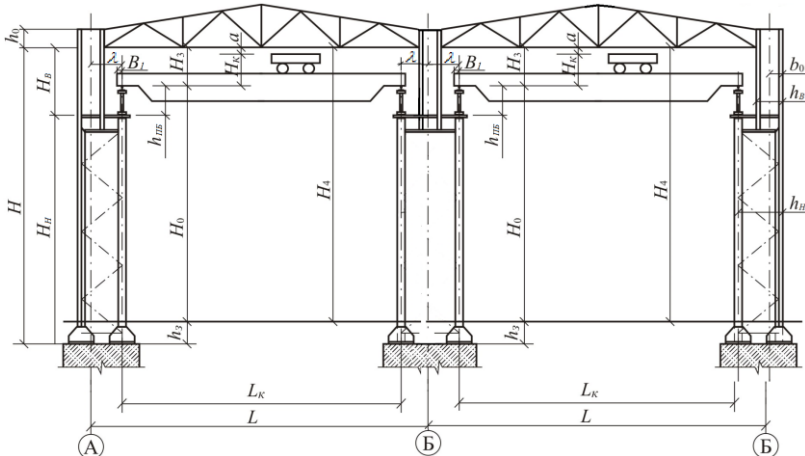


Рис. 18. Конструктивна схема каркаса двопрольотної сталеві рами

Компонування поперечної рами починають з визначення основних габаритних розмірів елементів конструкцій в площині рами. Вертикальні розміри прив'язують до відмітки рівня підлоги, приймаючи її нульовою. Горизонтальні розміри прив'язують до поздовжніх осей будівлі.

Розмір H_3 визначається габаритами мостового крана і умовами нормальної експлуатації крана та несучих конструкцій каркаса будівлі

$$H_3 = H_K + a, \quad (47)$$

де H_K – висота мостового крана, яка приймається за паспортом крана;

a – розмір, який враховує прогин конструкції покриття і зазор між верхньою точкою візка крана та низом несучої конструкції покриття, встановлений за вимогами техніки безпеки.

Корисна висота цеха

$$H_4 = H_0 + H_3, \quad (48)$$

де H_0 – відстань від підлоги до головки підкранової рейки.

За розмірами виробничої будівлі встановлюють розміри

верхньої і нижньої частини колони:

$$H_B = H_2 = h_{\text{ПБ}} + H_3, \quad (49)$$

де $h_{\text{ПБ}}$ – висота підкранової балки з рейкою;

$$H_H = H_1 = H_4 - H_B + h_3, \quad (50)$$

де h_3 – відмітка низу опорної плити бази колони.

Загальна висота колони рами від її низу до низу ригеля

$$H = H_B + H_H. \quad (51)$$

Висота ферми на опорі h_0 залежить від прийнятої конструкції кроквяної ферми:

а) $h_0 = 2,2\text{ м}$ – для трапецієподібної ферми;

б) $h_0 = 3,15\text{ м}$ – для ферми з паралельними поясами.

Висота ферми посередині прольоту

$$h_f = h_0 + 0,5 L i, \quad (52)$$

де L – прольот будівлі; i – ухил покрівлі.

Під час визначення горизонтальних розмірів враховують уніфіковані прив'язки колон до літерних осей будівлі, вимоги міцності та жорсткості колон, а також експлуатаційні вимоги.

Прив'язка зовнішньої грані колони до її осі може становити $b_0 = 0; 250; 500$ мм. Нульову прив'язку приймають в будівлях без мостових кранів, а також в невисоких будівлях обладнаних кранами вантажопідйомністю $m_q \leq 30\text{ т}$, якщо крок колон $B = 6$ м. Прив'язку $b_0 = 500$ мм приймають для відносно високих будівель з кранами вантажопідйомністю $m_q \geq 100\text{ т}$, а також у випадках, коли у верхній частині колони необхідно влаштувати отвори для проходу. Для решти випадків прив'язка становить $b_0 = 250\text{ мм}$.

Ширину перерізу верхньої частини колони визначають із умови її стійкості

$$h_B \geq \frac{1}{12} H_B. \quad (53)$$

Зазвичай $h_B = 500; 750; 1000$ мм.

Отвори для проходу у верхній частині колони мають розміри 400×2000 мм і тоді ширина перерізу верхньої частини колони приймається $h_B \geq 1000$ мм.

Верхню частину колони найчастіше проектують суцільного двотаврового перерізу; нижню частину приймають суцільною, якщо ширина до 1 м, а для більшої ширини економічнішим є наскрізний переріз.

Ширину нижньої частини колони приймають з умови забезпечення жорсткості будівлі в поперечному напрямку і призначають

$$h_H \geq \frac{1}{20} H. \quad (54)$$

Остаточню приймають $h_H = 1000; 1250; 1500$ мм.

В колонах постійного по висоті перерізу ширина повинна становити

$$\left. \begin{aligned} h &\geq \frac{1}{15} H, \text{ якщо } H = 10 \dots 12 \text{ м} \\ h &\geq \frac{1}{18} H, \text{ якщо } H = 14 \dots 16 \text{ м} \\ h &= \frac{1}{20} H, \text{ якщо } H > 20 \text{ м} \end{aligned} \right\}. \quad (55)$$

Відстань від осі колони до осі підкранової балки

$$\lambda = h_H - b_0 \geq B_1 + (h_B - b_0) + 75 \text{ мм}, \quad (56)$$

де B_1 – габарит крана.

Під час компонування встановлюють також схеми та розміри в'язей фахверку та інших елементів каркасу

Граничне розрахункове погонне навантаження на ригель визначають з виразу

$$q_{II} = g B / \cos \alpha, \quad (57)$$

де g – граничне розрахункове значення навантаження на 1 м^2 від ваги огорожувальних конструкцій покрівлі і від ваги

покриття;

B – крок рам промислової будівлі;

α – кут нахилу верхнього поясу ригеля до горизонту

(рис.19, б).

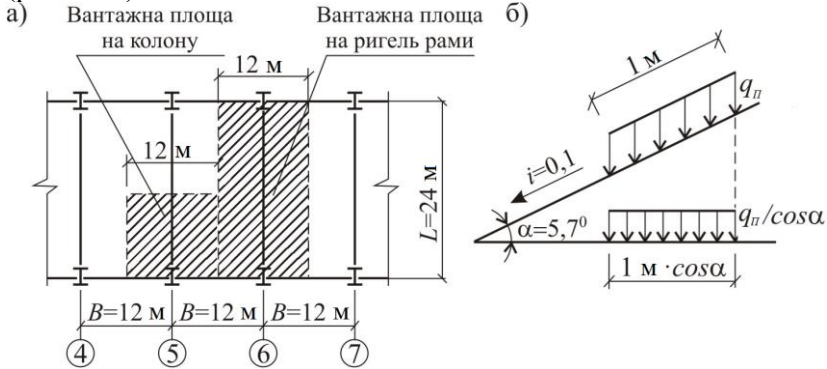


Рис. 19. До визначення навантажень на ригель:

а – вантажні площі на елементи рами; б – схема прикладання постійного навантаження до ригеля рами.

Опорний тиск ригеля від постійного навантаження прикладається до колони з ексцентриситетом відносно центру ваги перерізу її нижньої частини і у разі жорсткого кріплення ригеля до колони викликає появу згинаючих моментів (рис. 20):

1) в рівні нижнього поясу ригеля

$$M_{q\Pi 1} = F_{q\Pi} (h_B - b_0), \quad (58)$$

де

$$F_{q\Pi} = \frac{q_{\Pi} L}{2} \quad (59)$$

розрахунковий опорний тиск ригеля на колону від постійного навантаження;

b_0 – прив'язка колони до поздовжньої осі будівлі;

2) в рівні уступу колони

$$M_{q\Pi 2} = F_{q\Pi} e, \quad (60)$$

де $e = (h_H - h_B)/2$ – ексцентриситет опорного тиску, тут h_H – ширина перерізу нижньої частини колони; h_B – ширина перерізу верхньої частини колони.

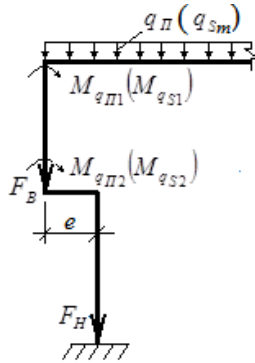


Рис. 20. До визначення моментів $M_{q_{П1}}$ і $M_{q_{П2}}$ ($M_{q_{S1}}$ і $M_{q_{S2}}$)

Решту постійних навантажень збирають в зосереджені сили F_B і F_H , умовно прикладені до низу відповідно надкранової (верхньої) і підкранової (нижньої) частин колони по осях їх перерізів (див. рис. 19).

Постійне навантаження від власної ваги верхньої та нижньої частин ступінчастої колони орієнтовно становить:

а) верхньої

$$G_B = K_1 g_k \gamma_{fm} B \frac{L}{2}; \quad (61)$$

б) нижньої

$$G_H = K_2 g_k \gamma_{fm} B \frac{L}{2}, \quad (62)$$

де $K_1 = 0,2$ і $K_2 = 0,8$ – коефіцієнти, що відображають наближений розподіл ваги колони між її відповідно верхньою та нижньою частинами (тобто вага верхньої частини колони становить $\approx 20\%$ від загальної ваги, а вага нижньої частини колони – $\approx 80\%$); g_k – витрати сталі на колону (див. табл. 3).

Враховуючи вагу стінового огородження, яку приймають у межах $g_{cm} = 0,8 \dots 1,2 \text{ кН/м}^2$, та скління у межах $g_{ck} = 0,3 \dots 0,4 \text{ кН/м}^2$, у верхній та нижній частинах колони від їх власної ваги та ваги стінового огородження виникають зусилля, умовно прикладені до низу надкранової (верхньої) та

підкранової (нижньої) частин колони по осях їх перерізу (див. рис. 19):

$$\text{а) } F_B = G_B + g_{cm} \gamma_{fm, cm} (H_B - h_{ck, B}) B' + g_{ck} \gamma_{fm, ck} h_{ck, B} B'; \quad (63)$$

$$\text{б) } F_H = G_H + g_{cm} \gamma_{fm, cm} (H_H - h_3 - h_{ck, H}) B' + g_{ck} \gamma_{fm, ck} h_{ck, H} B', \quad (64)$$

де g_{cm} і g_{ck} – вага відповідно стінового огородження та скління;

$\gamma_{fm, cm}$ і $\gamma_{fm, ck}$ – коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим навантаженням відповідно для власної ваги стінового огородження та скління;

$h_{ck, B}$ і $h_{ck, H}$ – висота скління на довжині відповідно верхньої та нижньої частин колони;

B' – відстань між колоною поперечної рами та фахверковою колоною (за кроку поперечних рам $B = 12$ м фахверкові колони необхідні і їх встановлюють посередині кроку B ; за кроку рам $B = 6$ м фахверкові колони непотрібні і $B' = B$).

Граничне розрахункове значення постійного навантаження від власної ваги підкранових конструкцій

$$F_{ПК} = q_{ПК} \gamma_{fm} B, \quad (65)$$

де $q_{ПК}$ – характеристичне значення ваги 1 п.м. підкранових конструкцій (див. табл. 3).

Значення згинаючого моменту, що виникає в уступі колони від дії сили F_B .

$$M_{F_B} = F_B e. \quad (66)$$

Сумарний згинаючий момент в уступі колони

$$M = M_{q_2} + M_{F_B}. \quad (67)$$

Результуючі сили, що прикладені в уступі колони та місці її кріплення до фундаменту відповідно від верхньої та нижньої частин колони становлять:

$$F_2 = F_{q_{II}} + F_B; \quad (68)$$

$$F_1 = F_H + F_{ПК}. \quad (69)$$

Сумарна сила в місці кріплення колони до фундаменту

$$F_1 + F_2 = F_{qII} + F_B + F_H + F_{ПК}. \quad (70)$$

Приклад 1. Визначити навантаження на основу стовпчастих фундаментів на перетині осей **A і З, Г і З** та стрічкових фундаментів по осі 7 і осі 8 будівлі, конструктивна схема якої наведена нижче.

Рішення. Визначення навантажень на фундаменти ведемо у відповідності з конструктивною схемою будівлі згідно з ДБН 1.2-2:2006 “Навантаження і впливи”. Геометричні побудови для визначення вантажних площ на фундаменти виконано на *конструктивній схемі будівлі*. Визначення навантажень виконуємо в табличній формі (див. *таблицю 16*).

Фундамент по осі 8 будівлі. Навантаження визначаємо до рівня плануальної відмітки землі. Навантаження на фундамент цієї стіни складається з ваги стіни (з відрахуванням віконних прорізів), ваги даху, перекриттів і перегородок, цоколя, вікон і дверей а також з тимчасових навантажень на дах і перекриття. Вантажна площа перекриттів, що передають свій вантаж на стіну становить: $A_2 = (6,0 - 0,2 - 0,19) / 2 * 1,0 = 2,81 \text{ м}^2$. Далі див. таблицю 6. Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3 дорівнює: $(0,51 * (9,9 + 0,3) * 31,15 * 18 - 0,51 * (2 * 1,5 * 15 + 1 * 1,5 * 7 + 1,5 * 2,4 * 2) * 18) / 31,15 = 75,16 \text{ кН/м}$, де: 0,51 – товщина стіни; 31,15 – довжина ділянки стіни; 18 – питома вага цеглової кладки; $2,0 * 1,5 * 15 + 1,0 * 1,5 * 7 + 1,5 * 2,4 * 2$ – розміри віконних і дверних прорізів та їх кількість. Значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів приймаємо з таблиці 3. Для розрахунків за першою групою граничних станів приймаємо характеристичне значення навантаження – 2,0 кПа, а для розрахунків за другою групою граничних станів приймаємо квазіпостійне значення навантаження – 0,85 кПа.

Значення снігового навантаження на дах для розрахунків за другою групою граничних станів визначаємо за формулою: $S_p = (0,4 S_0 - \bar{S}) C$, де $S_0 = 1,32 \text{ кПа}$ – характеристичне значення снігового навантаження, яке визначене за табл. 5 для м.Рівне; $\bar{S} = 0,16 \text{ кПа}$; $C = \mu * C_e * C_{alt}$, де $\mu = 1$ – прийнято згідно рис.1 для будівель з односхилим і двосхилим покриттям при $\alpha \leq 25^\circ$; $C_e = 1$ – дах утеплений; $C_{alt} = 1$ – будівля розміщена над рівнем моря менше ніж 500м. Отже, $S_p = (0,4 S_0 - \bar{S}) C = (0,4 * 1,32 - 0,16) * 1 = 0,368$; $C = \mu * C_e * C_{alt} = 1 * 1 * 1 = 1$; $0,368 * 2,81 * 0,95 = 0,98 \text{ кН/м}^2$, де 0,95 (ψ_1) – на фундамент діють два різнірідних тимчасових навантаження.

Значення снігового навантаження на дах для розрахунків за

першою групою граничних станів визначаємо за формулою: $S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C$, де $\gamma_{fe} = 1,14$ – приймаємо з таблиці 4; S_0, C – приймають ті ж самі значення, що й для розрахунків за другою групою граничних станів. Отже, $S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C = 1,14 * 1,32 * 1,0 = 1,505$; $C = \mu * C_{se} * C_{alt} = 1 * 1 * 1 = 1$; $1,505 * 2,81 * 0,9 = 3,80$, де $0,9 (\psi_2)$ – на фундамент діють два різнорідних тимчасових навантаження.

Фундамент в осях "А" та "З" будівлі. Навантаження на фундамент колони в осях "А" та "З" складається з ваги стіни (з відрахуванням віконних прорізів), ваги фундаментної балки, даху, балок покриття, колони а також з тимчасових навантажень на дах. Вантажна площа покриття, що передає свій вантаж на балку покриття, яка в свою чергу передає його на колону становить: $A_2 = 6,0 * 9,0 = 54,0 \text{ м}^2$. Далі див. таблицю 7. Наприклад, вага балки покриття дорівнює: $108/2 = 54,0$ – балка покриття передає свою вагу на дві колони; вага фундаментної балки $14,0$ – з кожної сторони на фундамент діє по половині балки, що складає цілу балку. Коефіцієнт сполучення ψ не вводимо, оскільки на фундамент діє тільки одне тимчасове навантаження.

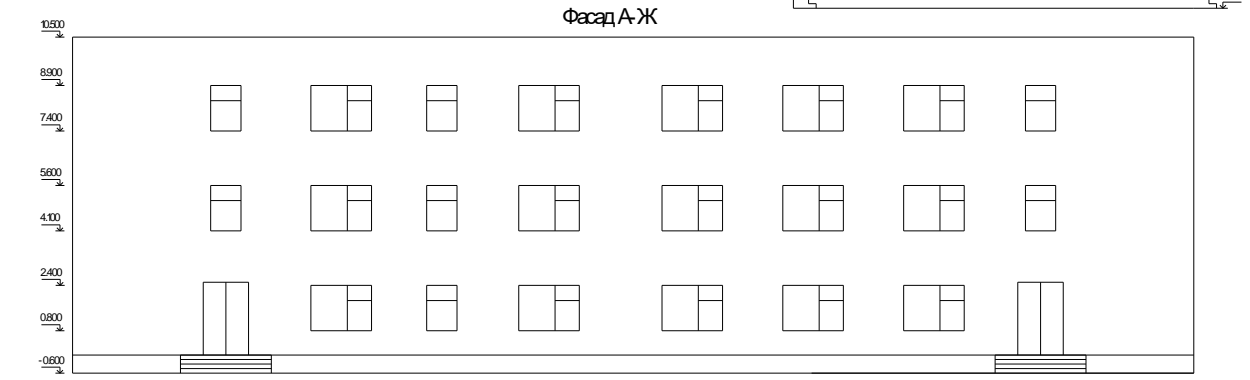
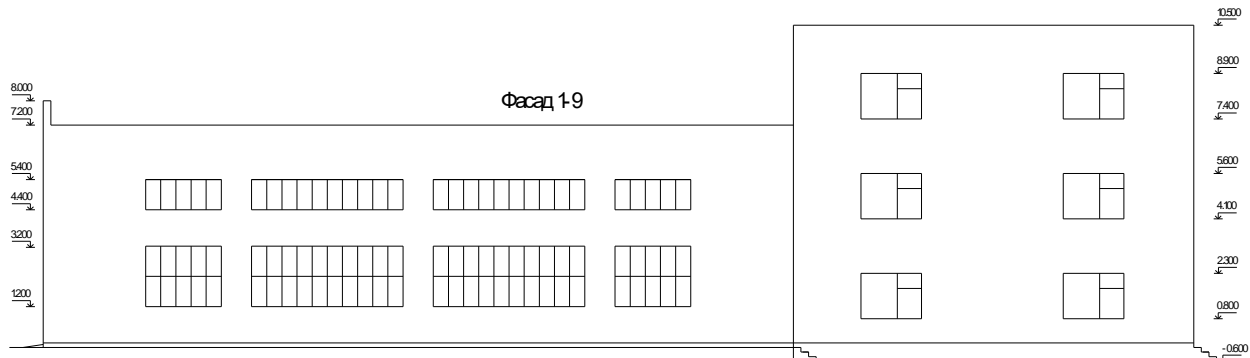
Таблиця 16

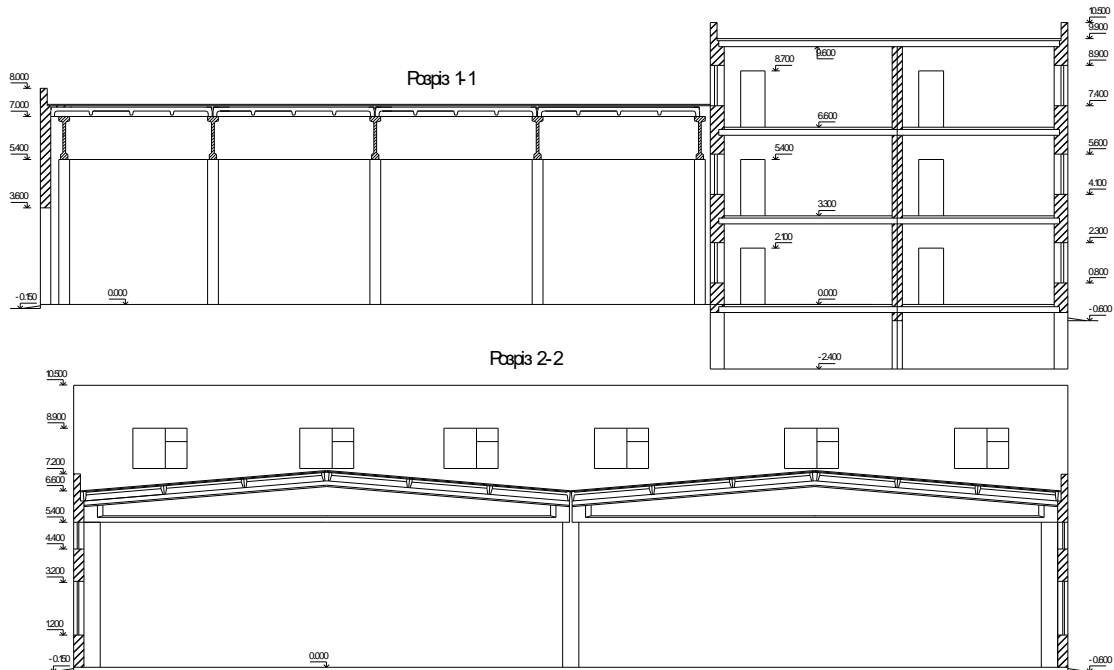
До збору навантажень на основи фундаментів

№ з/п	Вид навантаження і формула визначення	N _п , кН	γ_f	N _г , кН
Фундамент по осі "8"				
Вантажна площа $(6-0,2-0,19)/2 * 1 = 2,81 \text{ м}^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- три шари руберойду на бітумній мастиці: $\delta = (0,004 + 0,002) * 3 = 0,018 \text{ м}$; $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$; $0,018 * 6 = 0,108$	0,108	1,3	0,140
	- цементно-піщана стяжка: $\delta = 0,03 \text{ м}$; $\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$; $0,03 * 22 = 0,66$	0,660	1,3	0,858
	- керамзит: $\delta = 0,1 \text{ м}$; $\gamma = 8 \text{ кН/м}^3$; $0,1 * 8 = 0,8$	0,800	1,3	1,040
	- шар руберойду насухо: $\delta = 0,004$; $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$; $0,004 * 6 = 0,024$	0,024	1,2	0,029
	- круглопустотна плита: 3 кН/м^2	3,000	1,1	3,300
	Σ	4,59		5,37
	*A ₈	12,88		15,05
2	Вага 3-х міжповерхових перекриттів			
	- паркет: $\delta = 0,017 \text{ м}$; $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$; $0,017 * 6 = 0,102$	0,102	1,1	0,11
	- клеюча мастика: $\delta = 0,002 \text{ м}$; $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$; $0,002 * 6 = 0,012$	0,012	1,3	0,02
	- фанера: $\delta = 0,014 \text{ м}$; $\gamma = 8 \text{ кН/м}^3$; $0,014 * 8 = 0,112$	0,112	1,1	0,12
	- цементно-піщана стяжка: $\delta = 0,03 \text{ м}$; $\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$; $0,03 * 22 = 0,66$	0,660	1,3	0,86
	- круглопустотна плита	3,000	1,1	3,30
	Σ	3,89		4,41
	*A ₈ *3	32,70		37,10
3	Вага перегородок: 2 кН/м^2 ; $2 * 2,81 * 3 = 16,83$	16,83	1,1	18,51
4	Вага цегляної кладки між відмітками 10,5 та 9,9: $0,25 * (10,5 - 9,9) * 1 * 18 = 2,70$	2,70	1,1	2,97
5	Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3:	75,16	1,1	82,67

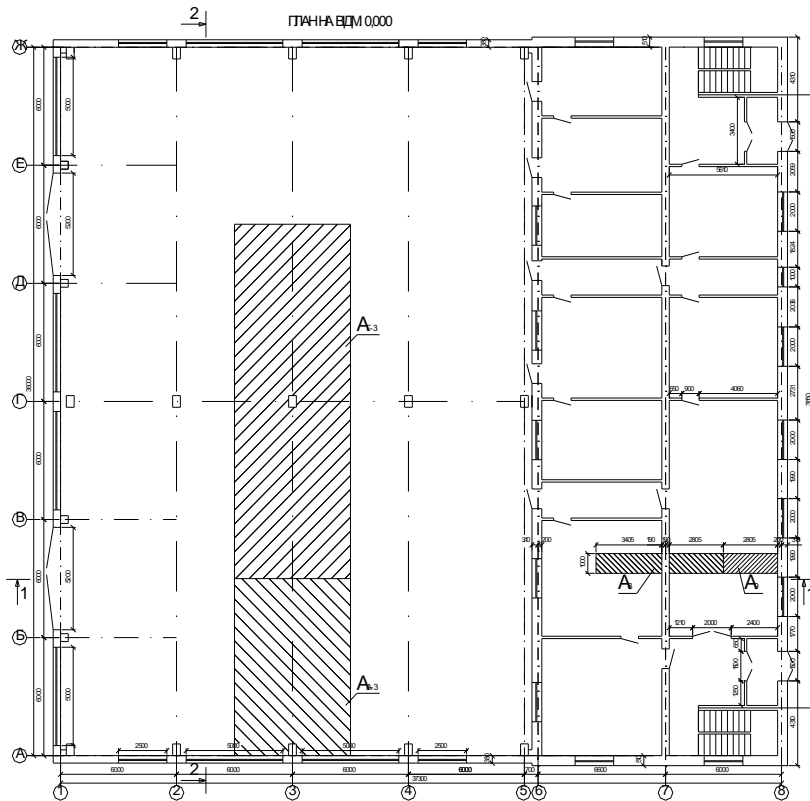
	$(0,51*(9,9+0,3)*31,15*18-0,51*(2*1,5*15+1*1,5*7+1,5*2,4*2)*18)/31,15=75,16$			
6	Вага віконних та дверних блоків: $(0,5*15+0,3*7+0,5*2)/31,15=0,34$	0,34	1,1	0,37
7	Вага цокольної частини: $0,5*(0,6-0,3)*1*24=3,60$	3,60	1,1	3,96
Змінні навантаження				
1	Снігове для розрахунків: - за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*2,81*0,95=0,98$ - за I-ю групою граничних станів: $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*2,81*0,9=3,80$	0,98		3,80
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку: - за II-ю групою граничних станів: $0,85*2,81*3*0,95=6,80$ - за I-ю групою граничних станів: $2,0*2,81*3*0,9=15,15$	6,80		
Всього на 1м/п фундаменту по осі "8"		152,0		182,6
Фундамент по осі "7"				
Вантажна площа $(6-0,2-0,19)/2+(6,6-0,2-0,19)/2*1=5,91m^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття	4,59		5,37
	* A_7	27,14		31,72
2	Вага 3-х міжповерхових перекриттів	3,89		4,41
	* A_7*3	68,90		78,17
3	Вага перегородок: $2кН/м^2$; $2*5,91*3=35,46$	35,46	1,1	39,01
4	Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3: $(0,38*(9,9+0,3)*36*18-2,1*0,9*0,38*3*3*18)/36=66,54$	66,54	1,1	73,19
5	Вага дверних блоків: $0,5*9/36=0,13$	0,13	1,1	0,14
6	Вага цокольної частини: $0,4*(0,6-0,3)*1*24=2,88$	2,88	1,1	3,17
Змінні навантаження				
1	Снігове для розрахунків: - за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*5,91*0,95=2,07$ - за I-ю групою граничних станів: $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*5,91*0,9=8,00$	2,07		8,00
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку: - за II-ю групою граничних станів: $0,85*5,91*3*0,95=14,32$ - за I-ю групою граничних станів: $2,0*5,91*3*0,9=31,9$	14,32		
Всього на 1м/п фундаменту по осі "7"		217,4		271,7
Фундамент в осях "А" та "З"				
Вантажна площа $6*9=54m^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- три шари руберойду на бітумній мастиці: $\delta=(0,004+0,002)*3=0,018m$; $\gamma=6кН/м^3$; $0,018*6=0,108$	0,108	1,3	0,140
	- цементно-піщана стяжка: $\delta=0,03m$; $\gamma=22кН/м^3$; $0,03*22=0,66$	0,660	1,3	0,858
	- шар руберойду насухо: $\delta=0,004$; $\gamma=6кН/м^3$; $0,004*6=0,024$	0,024	1,2	0,029

	- ребриста плита: $1,75\text{кН/м}^2$	1,750	1,1	1,925
	Σ	2,54		2,95
	* $A_{\Lambda,3}$	137,27		159,42
2	Вага балки покриття: $108/2=54,00$	54,00	1,1	59,40
3	Вага колони	35,00	1,1	38,50
4	Вага цегляної кладки між відмітками 7,2 та 6,6: $0,25*0,6*6*18=16,20$	16,20	1,1	17,82
5	Вага цегляної кладки між відмітками 6,6 та 0,0: $0,38*6,6*6*18-(5*2+5*1)*0,38*18=168,26$	168,26	1,1	185,09
6	Вага віконних блоків: $1+0,5=1,5$	1,5	1,1	1,65
7	Вага фундаментної балки	14,00	1,1	15,40
	Змінні навантаження			
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*54=19,87$	19,87		
	- за I-ю групою граничних станів: $S_e=\gamma_{ie}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*54=81,26$			81,26
	Всього на фундамент на осях "А" та "З"	446,1		558,5
	Q_{II} , кН	62,5		71,9
	M_{II} , кН*м	32,1		36,9
	Фундамент в осях "Г" та "З"			
	Вантажна площа $6*18=108\text{м}^2$			
	Постійні навантаження			
1	Вага покриття	2,54		2,95
	Σ			
	* $A_{Г,3}$	274,54		318,84
2	Вага балки покриття	108,00	1,1	118,80
3	Вага колони	35,00	1,1	38,50
	Змінні навантаження			
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*108=69,85$	39,74		
	- за I-ю групою граничних станів: $S_e=\gamma_{ie}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*108=162,52$			162,52
	Всього на фундамент на осях "Г" та "З"	457,3		638,7





ВИМІРИ Дані конструктивна схема: в осях 1-6 - повний загосібсегоний каркас. Вага конструкцій колона (0,4x0,6м) - 35кН, загосібсегонна двосхила балка 108кН, ребриста а плит а покриття - 175кН м², фундамент на балка - 14кН Стіни - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 380мм Гіквірлія т три шари руберойду (?=0,004, ?=6кН м³) на бітумній мастикі (?=0,002, ?=6кН м³), цементно-піщана стяжка ?=30, ?=22кН м³, шар руберойду насую ?=4, ?=6кН м³ в осях 7-9 - будівля з поздовжніми несучими стінами Стіни зовнішні - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 510мм внутрішні - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 380мм Перегородки - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 120мм Гіквірлія т три шари руберойду (?=0,004, ?=6кН м³) на бітумній мастикі (?=0,002, ?=6кН м³), цементно-піщана стяжка ?=30, ?=22кН м³, керамзит ?=100, ?=8кН м³, шар руберойду насую ?=4, ?=6кН м³ Підлога паркет ?=17, ?=6кН м³, клеюва мастика ?=2, ?=6кН м³, фанера ?=4, ?=8кН м³, цементно-піщана стяжка ?=30, ?=22кН м³, Вага перегородок зведен др М2 - 2кН м².



Приклад 2. Статичний розрахунок каркасу двопрольотної поперечної рами промислової будівлі.

Вихідні дані. Прольот будівлі $L = 2 \times 18 = 36$ м. Довжина будівлі $l = 30$ м. Поздовжній крок колон $B = 6$ м. Вантажопідйомність крана $m_q = 50/10$ т. Режим роботи кранів – 4К-6К (середній). Район будівництва – м. Рівне. Співвідношення моментів інерції перерізів: верхньої та нижньої частин колони $I_B / I_H = 0,15$; ригеля та нижньої частини колони $I_{S1} / I_H = 3,0$. Відмітка головки кранової рейки $H_0 = 17,0$ м. Утеплювач – пінобетонні плити $\delta = 100$ мм.

Таблиця 17

Характеристики мостового крана

Вантажопідйомність крана m_q , т		50/10
Прольот крана L_k , м		16,5
Основні габаритні розміри крана, мм	ширина B	6760
	база K	5250
	висота H_k	3150
	консоль B_1	300
Тиск колеса на підкранову рейку F_0 , кН		425
Маса, т	візка m_c	18
	крана з візком $m_c + m_b$	56,5
Тип кранової рейки		КР-80

Компонування поперечної рами

Компонування поперечної рами починають з визначення основних габаритних розмірів елементів конструкцій в площині рами. Вертикальні розміри прив'язують до відмітки рівня підлоги, приймаючи її нульовою.

Відстань від головки кранової рейки до низу несучих конструкцій покриття визначається габаритами мостового крана H_k і величиною зазору між верхньою точкою вантажного візка крана та низом ригеля

$$H_1 = H_k + 100\text{мм} + (200\dots400)\text{мм} = \\ = 3150 + 100 + 350 = 3600\text{мм} = 3,6\text{м},$$

де 100 мм – це встановлений з умов безпеки мінімальний зазор між верхньою точкою візка крана та кроквяною конструкцією; 200...400 мм – розмір, що враховує прогин ригеля та висоту виступаючих до низу несучих елементів покриття.

Корисна висота будівлі

$$H_2 = H_0 + H_1 = 17,0 + 3,6 = 20,6\text{м}.$$

Довжини верхньої та нижньої частин колони:

$$H_B = H_2 + h_{ПБ} = 3,6 + 1,3 = 4,90\text{ м};$$

$$H_H = H_2 - H_B + h_3 = 20,60 - 4,90 + 0,6 = 16,30\text{м},$$

де h_3 – заглиблення колони нижче нульової відмітки; для кранів загального призначення вантажопідйомністю $m_q = 30/5$ і $50/10$ т $h_3 = 150$ мм, для решти випадків заглиблення колони нижче нульової відмітки приймають залежно від висоти траверси бази колони та її обетонування, відмітка верху якого повинна бути не менше ніж на 200 мм вищею за виступаючу частину бази (на практиці $h_3 = 500\dots1000$ мм).

Загальна висота колони

$$H = H_B + H_H = 4,90 + 16,3 = 21,20\text{ м}.$$

Висота ферми на опорі для трапецієподібного її обрису $H_3 = 1,8$ м. Висота ферми посередині прольоту

$$H_4 = H_3 + 0,5L i = 1,8 + 0,5 \cdot 18 \cdot 0,1 = 2,7\text{м},$$

де $L = 18$ м – проліт ферми; $i = 0,1$ – ухил верхнього поясу ферми.

Прив'язку до розбивочної осі будівлі прийнято $b_0 = 250$ мм. Ширина перерізу верхньої частини колони

$$h_B \geq \frac{1}{12} H_B = \frac{1}{12} \cdot 4,90 = 0,41\text{ м}, \text{ приймається } h_B = 500\text{ мм}.$$

Ширина перерізу нижньої частини колони

$$h_H \geq \frac{1}{20} H = \frac{1}{20} \cdot 21,2 = 1,06 \text{ м}, \quad \text{приймається}$$

$$h_H = 1250 \text{ мм.}$$

Відстань від осі колони до осі підкранової балки приймають не меншою за розмір

$$a \geq B_1 + (h_B - b_0) + (60 \dots 75 \text{ мм}) = 300 + (500 - 250) + 75 = 625 \text{ мм.}$$

У даному випадку

$$a = h_H - b_0 = 1250 - 250 = 1000 \text{ мм.}$$

Умова виконується.

Збір навантажень на раму

Постійні навантаження

Постійне навантаження на ригель рами прийнято рівномірно розподіленим по його довжині. Враховано навантаження від усіх шарів покрівлі, прогонів, ферми, а також в'язей (табл. 18). Навантаження на ригель збирають з відповідної вантажної площі, ширина якої дорівнює кроку розташування ферм, а довжина – прольоту ферми (див. рис.12, а).

Граничне розрахункове погонне навантаження на ригель

$$q_{II} = g B / \cos \alpha = 1,487 \cdot 6 / \cos 5,7^\circ = 8,97 \text{ кН/м.}$$

Опорний тиск ригеля

$$F_{qII} = \frac{q_{II} L}{2} = \frac{8,97 \cdot 18}{2} = 80,7 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет опорного тиску

$$e = \frac{h_H - h_B}{2} = \frac{1,25 - 0,5}{2} = 0,375 \text{ м.}$$

Згинаючий момент

$$M_{qII2} = F_{qII} e = 80,7 \cdot 0,375 = 30,26 \text{ кНм.}$$

Таблиця 18

Навантаження на ригель рами

№з/п	Склад покриття	N_{II} , кН/м ²	γ_f	N_I , кН/м ²
1.	Захисний шар гравію на бітумній мастиці $t = 10 \text{ мм}$, $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$.	0,200	1,3	0,260

2.	Водоізоляційний килим з чотирьох шарів руберойду на бітумній мастиці	0,144	1,3	0,187
3.	Утеплювач – пінобетонні плити $\delta = 100 \text{ мм}$, $\rho = 4 \text{ кН/м}^3$; $\delta\rho = 0,1 \cdot 4 = 0,4 \text{ кН/м}^2$	0,400	1,2	0,480
4.	Пароізоляція з одного шару руберойду	0,024	1,2	0,029
5.	Профільований настил (орієнтовно Н79-680-1,0)	0,153	1,05	0,161
6.	Прогони ($l = 6 \text{ м}$)	0,120	1,05	0,126
7.	В'язі на покритті	0,03	1,05	0,032
8.	Кроквяні ферми	0,20	1,05	0,210
	Разом	$g_0 = 1,271$		$g = 1,487$

Навантаження від власної ваги частин колони:

а) верхньої

$$G_B = K_1 g_{\kappa} \gamma_{f_m} B \frac{L}{2} = 0,2 \cdot 0,25 \cdot 1,05 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} = 2,835 \text{ кН};$$

б) нижньої

$$G_H = K_2 g_{\kappa} \gamma_{f_m} B \frac{L}{2} = 0,8 \cdot 0,25 \cdot 1,05 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} = 11,34 \text{ кН}.$$

Враховуючи вагу стінового огородження та скління, зусилля, які виникають в нижній частині:

а) надкранової (верхньої) частини колони

$$F_B = G_B + g_{cm} \gamma_{f_m, cm} (H_B - h_{ck, B}) B + g_{ck} \gamma_{f_m, ck} h_{ck, B} \times B =$$

$$= 2,835 + 1,1 \cdot 1,05 \cdot (4,90 - 1,2) \cdot 6 + 0,4 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 6 = 30,42 \text{ кН};$$

б) підкранової (нижньої) частини колони

$$F_H = G_H + g_{cm} \gamma_{f_m, cm} (H_H - h_3 - h_{ck, H}) B + g_{ck} \gamma_{f_m, ck} \times h_{ck, H} B =$$

$$= 11,34 + 1,1 \cdot 1,05 \cdot (16,3 - 0,6 - 6,0) \cdot 6 + 0,4 \cdot 1,1 \times 6,0 \cdot 6 = 94,40 \text{ кН}.$$

Значення згинаючого моменту від дії сили F_B

$$M_{F_B} = F_B e = 30,42 \cdot 0,375 = 11,41 \text{ кНм}.$$

Сумарний згинаючий момент

$$M_{qII} = M_{qII2} + M_{F_B} = 30,26 + 11,41 = 41,67 \text{ кНм}.$$

Граничне розрахункове значення постійного навантаження від власної ваги підкранових конструкцій

$$F_{ПК} = q_{ПК} \gamma_{f_m} B = 2,5 \cdot 1,1 \cdot 6 = 16,5 \text{ кН}.$$

Результуючі сили, що прикладені в уступі колони та місці її кріплення до фундаменту відповідно від верхньої та нижньої частин колони становлять:

$$F_2 = F_{qII} + F_B = 80,7 + 30,42 = 111,12 \text{ кН};$$

$$F_1 = F_H + F_{IK} = 94,4 + 16,5 = 110,90 \text{ кН}.$$

Сумарна сила в місці кріплення колони до фундаменту

$$F_1 + F_2 = 110,90 + 111,12 = 222,02 \text{ кН}.$$

Для розрахунків фундаментів мілкового закладання за другою групою граничних станів експлуатаційне розрахункове погонне навантаження на ригель

$$q_{II} = g_0 B / \cos \alpha = 1,271 \cdot 6 / \cos 5,7^\circ = 7,59 \text{ кН/м}.$$

$$F_{qII} = \frac{q_{II} L}{2} = \frac{7,59 \cdot 18}{2} = 68,29 \text{ кН}.$$

$$M_{qII2} = F_{qII} e = 68,29 \cdot 0,375 = 25,61 \text{ кНм}.$$

$$G_B = K_1 g_{\kappa} \gamma_{fe} B \frac{L}{2} = 0,2 \cdot 0,25 \cdot 1,0 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} = 2,7 \text{ кН};$$

$$G_H = K_2 g_{\kappa} \gamma_{fe} B \frac{L}{2} = 0,8 \cdot 0,25 \cdot 1,0 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} = 10,8 \text{ кН}.$$

$$F_B = G_B + g_{cm} \gamma_{fe, cm} (H_B - h_{ck, B}) B + g_{ck} \gamma_{fe, ck} h_{ck, B} \times B =$$

$$= 2,7 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot (4,90 - 1,2) \cdot 6 + 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 6 = 30,0 \text{ кН};$$

$$F_H = G_H + g_{cm} \gamma_{fe, cm} (H_H - h_3 - h_{ck, H}) B + g_{ck} \gamma_{fe, ck} \times h_{ck, H} B =$$

$$= 11,34 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot (16,3 - 0,6 - 6,0) \cdot 6 + 0,4 \cdot 1,0 \times 6,0 \cdot 6 = 89,22 \text{ кН}.$$

$$M_{F_B} = F_B e = 30,0 \cdot 0,375 = 11,25 \text{ кНм}.$$

$$M_{qII} = M_{qII2} + M_{F_B} = 25,61 + 11,25 = 36,86 \text{ кНм}.$$

$$F_{IK} = q_{IK} \gamma_{fe} B = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 6 = 15,0 \text{ кН}.$$

$$F_2 = F_{qII} + F_B = 68,29 + 30,0 = 98,29 \text{ кН}.$$

$$F_1 = F_H + F_{IK} = 89,22 + 15,0 = 104,22 \text{ кН}.$$

$$F_1 + F_2 = 104,22 + 98,29 = 202,51 \text{ кН}.$$

Змінні навантаження

Снігове навантаження. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття

$$S_m = \gamma_{f_m} S_0 C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1 = 1,505 \text{ кН/м}^2,$$

де $\gamma_{f_m} = 1,14$ – для терміну служби $T = 100$ років;

$S_0 = 1,32 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 площі горизонтальної поверхні землі (див. приклад 1);

$$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1.$$

Граничне розрахункове погонне значення снігового навантаження

$$q_{S_m} = S_m B = 1,505 \cdot 6 = 9,03 \text{ кН/м.}$$

Опорний тиск ригеля від дії снігового навантаження

$$F_{q_S} = q_{S_m} \frac{L}{2} = 9,03 \cdot \frac{18}{2} = 81,27 \text{ кН.}$$

Згинаючий момент від снігового навантаження відносно центра ваги нижньої частини колони

$$M_{q_{S2}} = F_{q_S} e = 81,27 \cdot 0,375 = 30,48 \text{ кНм.}$$

Для розрахунків фундаментів мілкого закладання за другою групою граничних станів квазіпостійне розрахункове погонне навантаження

$$q_{S_p} = S_p B = (0,4 S_0 - \bar{S}) C B = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1 \cdot 6 = 2,21 \text{ кН/м.}$$

$$F_{q_S} = q_{S_m} \frac{L}{2} = 2,21 \cdot \frac{18}{2} = 19,87 \text{ кН.}$$

$$M_{q_{S2}} = F_{q_S} e = 19,87 \cdot 0,375 = 7,45 \text{ кНм.}$$

Вітрове навантаження. Граничне розрахункове значення вітрового навантаження і граничне розрахункове погонне значення

$$W_m = \gamma_{f_m} W_0 C; \quad q_w = W_m B',$$

де $\gamma_{f_m} = 1,14$ – для терміну служби $T = 100$ років;

$W_0 = 0,52 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне значення ваги вітрового тиску на 1 м^2 площі поверхні (для м. Рівне згідно ДБН 1.2-2:2006);

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = C_{aer} C_h \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = C_{aer} C_h.$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначають як з навітряної сторони ($C_{aer} = 0,8$), так і з завітряної сторони ($C_{aer} = 0,6$). Інтенсивність вітрового навантаження збільшується зі збільшенням висоти будівлі, а тому значення визначають для третього типу місцевості (тобто, для міської забудови) на висотах:

$$z_1 = 5 \text{ м} (C_h = 0,9); z_2 = 10 \text{ м} (C_h = 1,2);$$

$$z_3 = 20,6 \text{ м} (C_h = 1,358); z_4 = 22,4 \text{ м} (C_h = 1,38).$$

Таким чином, інтенсивність вітрового навантаження з навітряної сторони і граничне розрахункове погонне значення вітрового навантаження:

$$W_{m1} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 0,427 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{m2} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 0,569 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{m3} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,8 \cdot 1,358 = 0,644 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{m4} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,8 \cdot 1,38 = 0,654 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{w1} = 0,427 \cdot 6 = 2,562 \text{ кН/м};$$

$$q_{w2} = 0,569 \cdot 6 = 3,414 \text{ кН/м};$$

$$q_{w3} = 0,644 \cdot 6 = 3,864 \text{ кН/м};$$

$$q_{w4} = 0,654 \cdot 6 = 3,927 \text{ кН/м}.$$

Інтенсивність вітрового навантаження з завітряної сторони:

$$W'_{m1} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,6 \cdot 0,9 = 0,320 \text{ кН/м}^2;$$

$$W'_{m2} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,6 \cdot 1,2 = 0,427 \text{ кН/м}^2;$$

$$W'_{m3} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,6 \cdot 1,358 = 0,483 \text{ кН/м}^2;$$

$$W'_{m4} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,6 \cdot 1,38 = 0,491 \text{ кН/м}^2;$$

$$q'_{w1} = 0,320 \cdot 6 = 1,920 \text{кН/м};$$

$$q'_{w2} = 0,427 \cdot 6 = 2,562 \text{кН/м};$$

$$q'_{w3} = 0,483 \cdot 6 = 2,898 \text{кН/м};$$

$$q'_{w4} = 0,491 \cdot 6 = 2,945 \text{кН/м}.$$

Згинаючий момент від фактичного та еквівалентного рівномірно-розподіленого навантаження

$$\begin{aligned} M_{w_{факт}} = M_{w_{екв}} &= \frac{q_{w1}(H-h_3)^2}{2} + \frac{q_{w2}-q_{w1}}{2} \times \\ &(H-5-h_3) \left(h_3 + 5 + \frac{2}{3}(H-5-h_3) \right) + \frac{q_{w3}-q_{w2}}{2} \times \\ &\times (H-10-h_3) \left(h_3 + 10 + \frac{2}{3}(H-10-h_3) \right) = \\ &= \frac{2,562 \cdot (21,2-0,6)^2}{2} + \frac{3,414-2,562}{2} \cdot (21,2-5-0,6) \times \\ &\times \left(0,6 + 5 + \frac{2}{3}(21,2-5-0,6) \right) + \frac{3,864-3,414}{2} \times \\ &\times (21,2-10-0,6) \cdot \left(0,6 + 10 + \frac{2}{3}(21,2-10-0,6) \right) = 734,20 \text{кНм}. \end{aligned}$$

Еквівалентне рівномірно-розподільне навантаження:

а) з навітряної сторони

$$q_{w_{екв}} = \frac{2M_{w_{екв}}}{(H-h_3)^2} = \frac{2 \cdot 734,20}{(21,2-0,6)^2} = 3,46 \text{кН/м};$$

б) з завітряної сторони

$$q'_{w_{екв}} = q_{w_{екв}} \frac{C'_{aer}}{C_{aer}} = 3,46 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 2,60 \text{кН/м}.$$

Зосереджену силу, що прикладена в рівні нижнього поясу ферми, визначають як площу епюри вітрового тиску:

а) з навітряної сторони

$$W = \frac{q_{W3} + q_{W4}}{2} h_0 = \frac{3,864 + 3,927}{2} \cdot 1,8 = 7,01 \text{кН};$$

б) з завітряної сторони

$$W' = W \frac{C'_{aer}}{C_{aer}} = 7,01 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 5,26 \text{кН}.$$

Для розрахунків фундаментів мілкого закладання за другою групою граничних станів експлуатаційне значення вітрового навантаження

$$q_{wекв} = 3,46 \frac{\gamma_{f_e}}{\gamma_{f_m}} = 3,46 \frac{0,21}{1,14} = 0,623 \text{кН/м}.$$

$$q'_{wекв} = 2,60 \frac{\gamma_{f_e}}{\gamma_{f_m}} = 2,60 \cdot \frac{0,21}{1,14} = 0,479 \text{кН/м}.$$

$$W = 7,01 \frac{\gamma_{f_e}}{\gamma_{f_m}} = 7,01 \cdot \frac{0,21}{1,14} = 1,291 \text{кН};$$

$$W' = 5,26 \frac{\gamma_{f_e}}{\gamma_{f_m}} = 5,26 \cdot \frac{0,21}{1,14} = 0,969 \text{кН},$$

$$W_m = \gamma_{f_m} W_0 C; \quad q_w = W_m B',$$

$\gamma_{f_e} = 0,21$ – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження залежно від частки часу $\eta = 0,02$ (див. табл. 12), упродовж якої можуть порушуватися умови граничного стану другої групи

Кранове навантаження. В проекті передбачено застосування двох однакових кранів вантажопідйомністю $m_q = 50/10\text{т}$ режимів роботи 4К-6К.

Розрахунковий тиск на колону, до якої наближений візок крана:

а) максимальне значення

$$V_{max} = \psi \gamma_{f_{m1}} F_{max}^n \sum y_i + F_{ПБ} + g_0 \gamma_{f_{mg}} b_{ГМ} B =$$

$$= 0,85 \cdot 1,1 \cdot 425 \cdot 1,891 + 16,5 + 1,5 \cdot 1,3 \cdot 1,25 \cdot 6 = 782,56 \text{кН};$$

б) мінімальне значення

$$V_{min} = \psi \gamma_{fm_1} F_{min}^n \sum y_i + F_{ПБ} + g_0 \gamma_{fmg} b_{ГМ} B =$$

$$= 0,85 \cdot 1,1 \cdot 107,5 \cdot 1,891 + 16,5 + 1,5 \cdot 1,3 \cdot 1,25 \cdot 6 = 221,19 \text{кН},$$

де $\psi = 0,85$ – коефіцієнт сполучення навантажень для двох кранів режиму роботи 4К-6К; $\gamma_{fm_1} = 1,1$ – коефіцієнт надійності

за навантаженням для кранового навантаження; $\sum y_i = 1,891$ –

сума ординат лінії впливу для опорного тиску на колону;

$g = 1,5 \text{кН/м}^2$ – характеристичне значення навантаження на ділянку обслуговування і ремонту обладнання та гальмівний майданчик; $\gamma_{fmg} = 1,3$ – коефіцієнт надійності за

навантаженням для граничного розрахункового навантаження

$g_0 = 1,5 \text{кН/м}^2$; $b_{ГМ} = h_H = 1,25 \text{м}$ – ширина гальмівного

майданчика; $B = 6 \text{м}$ – крок колон каркасу будівлі;

$F_{max}^n = F_0 = 425 \text{кН}$ – максимальний тиск колеса крана;

$$F_{min}^n = (m_q + m_c + m_b) / n_0 - F_{max} = (500 + 565) / 2 - 425 = 107,5 \text{кН}$$

– мінімальний тиск колеса крана.

Характеристичне значення бічної сили від одного крана

$$H_{o1} = 0,1 F_{max}^n + \frac{\alpha (F_{max}^n - F_{min}^n) L}{B} =$$

$$= 0,1 \cdot 425 + \frac{0,03 \cdot (425 - 107,5) \cdot 16,5}{5,25} = 72,44 \text{кН}.$$

Розрахункове горизонтальне навантаження спрямованого поперек кранової колії

$$H_m = \gamma_{fm} H_{o1} = 1,1 \cdot 72,44 = 79,68 \text{кН}.$$

Зосереджені моменти від вертикального тиску кранів:

$$M_{max} = V_{max} e_1 = 782,56 \cdot 0,625 = 489,1 \text{кНм};$$

$$M_{min} = V_{min} e_1 = 221,19 \cdot 0,625 = 138,24 \text{кНм},$$

$$\text{де } e_1 = \frac{h_H}{2} = \frac{1,25}{2} = 0,625 \text{м}.$$

Для розрахунків фундаментів мілкого закладання за другою групою граничних станів експлуатаційне значення кранового навантаження

$$V_{max} = \psi \gamma_{fe1} F_{max}^n \sum y_i + F_{ПБ} + g_0 \gamma_{f_{mg,e}} b_{ГМ} B =$$

$$= 0,85 \cdot 1,0 \cdot 425 \cdot 1,891 + 15,0 + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot 6 = 709,37 \text{ кН};$$

$$V_{min} = \psi \gamma_{fe1} F_{min}^n \sum y_i + F_{ПБ} + g_0 \gamma_{f_{mg,e}} b_{ГМ} B =$$

$$= 0,85 \cdot 1,0 \cdot 107,5 \cdot 1,891 + 15,0 + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot 6 = 199,4 \text{ кН},$$

$$H_m = \gamma_{fe} H_{o1} = 1,0 \cdot 72,44 = 72,44 \text{ кН}.$$

$$M_{max} = V_{max} e_1 = 709,37 \cdot 0,625 = 443,36 \text{ кНм};$$

$$M_{min} = V_{min} e_1 = 199,04 \cdot 0,625 = 124,40 \text{ кНм},$$

Результати розрахунків зведено в табл. 19.

Таблиця 19

Вихідні дані для статичного розрахунку поперечної рами

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Позначення	Величина для розрахунків за	
				I ггс	II ггс
1.	Висота підкранової балки з рейкою	м	$h_{ПБ}$	1,3	
2.	Довжина нижньої частини колони	м	H_H	16,3	
3.	Довжина верхньої частини колони	м	H_B	4,90	
4.	Тиск внизу нижньої частини колони	кН	F_H	94,4	89,22
5.	Тиск внизу верхньої частини колони	кН	F_B	30,42	30,0
6.	Вага підкранових конструкцій	кН	$F_{ПК}$	16,5	15,0
7.	Постійне навантаження на ригель	кН/м	$q_{П}$	8,97	7,59
8.	Снігове навантаження на ригель	кН/м	q_{Sm} / q_{Sp}	9,03	2,21
9.	Максимальний тиск кранів	кН	V_{max}	782,56	709,37
10.	Мінімальний тиск кранів	кН	V_{min}	221,19	199,04
11.	Горизонтальний тиск кранів	кН	H_m	79,68	72,44
12.	Вітрове навантаження на колону з навітряної сторони	кН/м	$q_{wекв}$	3,46	0,637
13.	Вітрове навантаження на колону з завітряної сторони	кН/м	$q'_{wекв}$	2,60	0,479
14.	Зосереджене вітрове навантаження з навітряної сторони	кН	W	7,01	1,291
15.	Зосереджене вітрове навантаження з завітряної сторони	кН	W'	5,26	0,969

16.	Прольот рами	м	L	18	
17.	Момент від постійного навантаження	кНм	M_{qII}	41,67	36,86
18.	Момент від снігового навантаження	кНм	M_{qS2}	30,48	7,45
19.	Момент від максимального тиску кранів	кНм	M_{max}	489,1	443,36
20.	Момент від мінімального тиску кранів	кНм	M_{min}	138,24	124,40
21.	Співвідношення моментів інерції частин колони		I_B/I_H	0,15	
22.	Співвідношення моментів інерції ригеля і нижньої частини колони		I_{s1}/I_H	3,0	

Статичний розрахунок рами

Визначення зусиль у рамі виконано методом сил, канонічні рівняння (див. формула 38) з урахуванням просторової роботи каркасу (див. формула 45).

Одиничні коефіцієнти

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \sum \int \frac{\overline{M_1 M_1}}{EI} ds = \frac{2}{3EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{2H_H}{3EI_H} \times \\ &\times \left(\frac{H^2 + H_B^2 + HH_B}{H^2} \right) = \frac{2 \cdot 4,9^3}{3 \cdot 0,15 \cdot EI \cdot 21,2^2} + \frac{2 \cdot 16,3}{3 \cdot 1 \cdot EI} \times \\ &\times \left(\frac{21,2^2 + 4,9^2 + 21,2 \cdot 4,9}{21,2^2} \right) = 15,12/EI \\ \delta_{22} &= \sum \int \frac{\overline{M_2 M_2}}{EI} ds = \frac{2}{3EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{2H_H}{3EI_H} \times \\ &\times \left(\frac{H^2 + H_B^2 + HH_B}{H^2} \right) = \frac{2 \cdot 4,9^3}{3 \cdot 0,15 \cdot EI \cdot 21,2^2} + \frac{2 \cdot 16,3}{3 \cdot 1 \cdot EI} \times \\ &\times \left(\frac{21,2^2 + 4,9^2 + 21,2 \cdot 4,9}{21,2^2} \right) = 15,12/EI \\ \delta_{12} = \delta_{21} &= \sum \int \frac{\overline{M_1 M_2}}{EI} ds = \sum \int \frac{\overline{M_2 M_1}}{EI} ds = -\frac{1}{3EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} - \frac{1H_H}{3EI_H} \times \\ &\times \left(\frac{H^2 + H_B^2 + HH_B}{H^2} \right) = \frac{1 \cdot 4,9^3}{3 \cdot 0,15 \cdot EI \cdot 21,2^2} - \frac{1 \cdot 16,3}{3 \cdot 1 \cdot EI} \times \\ &\times \left(\frac{21,2^2 + 4,9^2 + 21,2 \cdot 4,9}{21,2^2} \right) = -7,56/EI \end{aligned}$$

де $H = H_B + H_H = 4,90 + 16,3 = 21,2$ м.

Вантажний коефіцієнт в основній системі за напрямком відкинутої в'язі від постійного навантаження

$$\Delta_{1F} = \sum \int \frac{\overline{M_1 M_F}}{EI} ds = -\frac{M_{qII}}{3EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{M_{qII} H_H^2}{6EI_H} \times$$

$$\times \left(\frac{2H_B + H}{H^2} \right) = -\frac{41,67 \cdot 4,9^3}{3 \cdot 0,15 \cdot EI \cdot 21,2^2} + \frac{41,67 \cdot 16,3^2}{6 \cdot 1 \cdot EI} \times$$

$$\times \left(\frac{2 \cdot 4,9 + 21,2}{21,2^2} \right) = 103,03/EI.$$

$$\Delta_{2F} = \sum \int \frac{\overline{M_2 M_F}}{EI} ds = -\frac{M_{qII}}{3EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{M_{qII} H_H^2}{6EI_H} \times$$

$$\times \left(\frac{2H_B + H}{H^2} \right) = -\frac{41,67 \cdot 4,9^3}{3 \cdot 0,15 \cdot EI \cdot 21,2^2} + \frac{41,67 \cdot 16,3^2}{6 \cdot 1 \cdot EI} \times$$

$$\times \left(\frac{2 \cdot 4,9 + 21,2}{21,2^2} \right) = 103,03/EI.$$

Вантажні коефіцієнти в основній системі за напрямком відкинутої в'язі від снігового, вертикального кранового, гальмування візка біля лівої колони вліво, вітрового навантажень визначено аналогічно за формулами додатку Б.

Опорні реакції в перерізах 1-1 і 10-10 (див. рис. 12) для схеми постійного навантаження:

$$R_{V,1} = \frac{q_{II} L}{2} + F_H + F_B + F_{III} = \frac{8,97 \cdot 18}{2} + 94,4 + 30,42 + 16,5 = 222,05 \text{ кН};$$

$$M_1 = X_1 = \frac{\Delta_{1F} \delta_{22} - \delta_{12} \Delta_{2F}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{21}} =$$

$$= \frac{-103,03 \cdot 15,12 - (-7,56) \cdot (-103,03)}{15,12 \cdot 15,12 - (-7,56) \cdot (-7,56)} = -13,63 \text{ кНм};$$

$$R_{H,1} = \frac{-X_1 + M_{qII}}{H} = \frac{-(-13,63) + 41,67}{21,2} = 2,61 \text{ кН}.$$

$$R_{V,10} = \frac{2q_{II}L}{2} + F_H + F_B + 2F_{III} = \frac{2 \cdot 8,97 \cdot 18}{2} + 94,4 + 30,42 + 2 \cdot 16,5 = 319,28 \text{ кН};$$

$$M_{10} = -X_1 + X_2 = -\frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{21}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}} + \frac{\delta_{11}\Delta_{2F} - \Delta_{1F}\delta_{21}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}} =$$

$$= \frac{-103,03 \cdot 15,12 - (-7,56) \cdot (-103,03)}{15,12 \cdot 15,12 - (-7,56) \cdot (-7,56)} +$$

$$+ \frac{15,12 \cdot (-103,03) - (-103,03) \cdot (-7,56)}{15,12 \cdot 15,12 - (-7,56) \cdot (-7,56)} \text{ 0 кНм};$$

$$R_{H,10} = \frac{X_1 - X_2}{H} = \frac{-13,63 - (-13,63)}{21,2} = 0 \text{ кН}.$$

Аналогічно визначено опорні реакції в перерізах 1-1 і 10-10 для інших схем навантаження за формулами додатку.

Урахування просторової роботи каркасу для двохшарнірної рами.

Коефіцієнт β для двохшарнірної рами

$$\beta = \frac{B^3 \sum I_H d}{H^3 \sum I_G} = \frac{6^3 \cdot 0,45 \cdot 0,935}{21,2^3} = 0,01,$$

де $B = 6 \text{ м}$ – крок рам; $\sum I_H / \sum I_G = 0,45$ – прийняте співвідношення (тут $I_G = I_{S1}$);

$$d = \frac{1}{1 + \left(\frac{H_B}{H}\right)^3 \left(\frac{I_H}{I_B} - 1\right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{4,9}{21,2}\right)^3 \left(\frac{1}{0,15} - 1\right)} = 0,935.$$

За значенням $\beta = 0,0074$ з табл. 2.13 $\alpha = 0,77$ і $\alpha' = -0,2$.

Коефіцієнт просторової жорсткості для двохшарнірної рами

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' \left(\frac{n_o}{\sum y_i} - 1 \right) = 1 - 0,77 - (-0,2) \cdot \left(\frac{4}{1,891} - 1 \right) = 0,453.$$

Результати зводимо в таблицю 20.

Таблиця 20

Результати статичного розрахунку двопролітної рами

Зусилля	№ перерізів	Постійне навантаження	Снігове навантаження	Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок зліва	Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок зліва з гальмуванням		Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок справа	Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок справа з гальмуванням		Вертикальний тиск кранів в лівому прольоті візок зліва в правому зліва з гальмуванням візків	Вертикальний тиск кранів в лівому прольоті візок справа в правому зліва з гальмуванням візків	Вітрове навантаження					
					вліво	вправо		вліво	вправо			зліва	справа				
за I гр.рп.ст.																	
M, кНм	1	-13,63	-9,97	2,15	275,52	-275,52	90,79	179,83	-179,83	-68,15	455,35	-455,35	20,69	359,66	-359,66	-	558,00
	10	0	0	-90,79	179,93	-179,93	-2,15	275,61	-275,61	-88,64	455,35	-455,35	0	551,22	-551,22	643,13	419,62
N, кН	1	-222,05	-81,27	-782,56	0	0	221,19	0	0	782,56	0	0	-221,19	0	0	0	0
	10	-319,28	-162,54	-221,19	0	0	-	0	0	-	0	0	-1565,12	0	0	0	0
Q, кН	1	2,61	1,91	23,29	-19,13	19,13	-15,97	8,48	8,48	-15,97	-27,61	27,61	-8,65	-16,94	16,94	67,01	-53,82
	10	0	0	5,97	-8,49	8,49	23,29	19,13	19,13	-7,32	-27,61	27,61	0	-38,26	38,26	19,79	-19,79
за II гр.рп.ст.																	
M, кНм	1	-12,05	-2,44	1,92	247,97	-247,97	81,69	161,85	-161,85	-61,34	409,82	-409,82	18,62	323,69	-323,69	-118,47	102,78
	10	0	0	-81,69	161,94	-151,94	-1,92	248,05	-248,05	-79,78	409,82	-409,82	0	496,10	-496,10	-77,30	77,30
N, кН	1	-202,53	-19,89	-709,37	0	0	-199,04	0	0	-709,37	0	0	-199,04	0	0	0	0
	10	-285,84	-39,78	-199,04	0	0	-709,37	0	0	-908,41	0	0	-	0	0	0	0
Q, кН	1	2,31	0,47	20,96	-17,22	17,22	-14,37	7,63	7,63	-14,37	-24,85	24,84	-7,79	-15,25	15,25	12,36	-9,91
	10	0	0	4,37	-7,64	7,64	20,96	17,22	17,22	-6,59	-24,85	24,84	0	-34,38	34,38	3,65	-3,65

Вибираємо комбінації зусиль для розрахунків фундаментів під крайню та середню позацентрово навантажені колони.

Для розрахунків за першою групою граничних станів під крайню колону

а) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=1$:

- зі знаком + $M=-13,63+588,00=571,37$ кНм

$$N=-222,05-0=-222,05 \text{ кН}$$

$$Q=2,61-53,82=-51,21 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M=-13,63-643,13=-656,76$ кНм

$$N=-222,05-0=-222,05 \text{ кН}$$

$$Q=2,61+67,01=69,62 \text{ кН}$$

б) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=0,9$:

- зі знаком + $M=-13,63+(-68,15+455,35+588,00)0,9=864,05$ кНм

$$N=-222,05+(-81,27-782,56)0,9=-999,50 \text{ кН}$$

$$Q=2,61+(-15,97-27,61-53,82)0,9=-85,05 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M=-13,63+(-9,97-68,15-455,35-643,13)0,9=-1072,57$ кНм

$$N=-222,05+(-81,27-782,56)0,9=-999,50 \text{ кН}$$

$$Q=2,61+(1,91-15,97+27,61+67,01)0,9=75,11 \text{ кН}$$

Для розрахунків за першою групою граничних станів під середню колону

а) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=1$:

- зі знаком + $M=-0+551,22=551,22$ кНм

$$N=-319,28-1565,12=-1844,4 \text{ кН}$$

$$Q=0-38,26=-38,26 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M=0-551,22=-551,22$ кНм

$$N=-319,28-1565,12=-1844,4 \text{ кН}$$

$$Q=0+38,26=38,26 \text{ кН}$$

б) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=0,9$:

- зі знаком + $M=0+(551,22+419,62)0,9=873,76$ кНм

$$N=-319,28+(-162,54-1565,12)0,9=-1874,17 \text{ кН}$$

$$Q=0+(-38,26-19,79)0,9=-52,25 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M=0+(-551,22-419,62)0,9=-873,76$ кНм

$$N = -319,28 + (-162,54 - 1565,12)0,9 = -1874,17 \text{ кН}$$

$$Q = 0 + (38,26 + 19,79)0,9 = 52,25 \text{ кН}$$

Для розрахунків за другою групою граничних станів під крайню колону

а) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=1$:

- зі знаком + $M = -12,05 - 61,34 + 409,82 = 336,43 \text{ кНм}$

$$N = -202,53 - 709,37 = -911,9 \text{ кН}$$

$$Q = 2,31 - 14,37 - 24,85 = -36,91 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M = -12,05 - 61,34 - 409,82 = -483,21 \text{ кНм}$

$$N = -202,53 - 709,37 = -911,9 \text{ кН}$$

$$Q = 2,31 - 14,37 + 24,84 = 12,79 \text{ кН}$$

б) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=0,95$:

- зі знаком + $M = -12,05 + (-61,34 + 409,82 + 102,78)0,95 = 416,65 \text{ кНм}$

$$N = -202,53 + (709,37)0,95 = -876,43 \text{ кН}$$

$$Q = 2,31 + (-14,37 - 24,85 - 9,91)0,95 = -44,36 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M = -12,05 + (-2,44 - 61,34 - 409,82 - 118,47)0,95 = -574,52 \text{ кНм}$

$$N = -202,53 + (-19,89 - 709,37)0,95 = -895,33 \text{ кН}$$

$$Q = 2,31 + (0,47 - 14,37 + 24,84 + 12,36)0,95 = 24,45 \text{ кН}$$

Для розрахунків за другою групою граничних станів під середню колону

а) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=1$:

- зі знаком + $M = 0 + 496,10 = 496,10 \text{ кНм}$

$$N = -285,84 - 1418,74 = -1704,58 \text{ кН}$$

$$Q = 0 + 34,38 = 34,38 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M = 0 - 496,10 = -496,10 \text{ кНм}$

$$N = -285,84 - 1418,74 = -1704,58 \text{ кН}$$

$$Q = 0 - 34,38 = -34,38 \text{ кН}$$

б) постійне і одне найбільше тимчасове з коефіцієнтом сполучення $\psi=0,95$:

- зі знаком + $M = 0 + (496,10 + 77,3)0,95 = 544,73 \text{ кНм}$

$$N = -285,84 + (-39,78 - 1418,74)0,95 = -1671,43 \text{ кН}$$

$$Q = 0 + (-34,38 - 3,65)0,95 = -36,13 \text{ кН}$$

- зі знаком - $M = 0 + (-496,10 - 77,3)0,95 = -544,73 \text{ кНм}$

$$N = -285,84 + (-39,78 - 1418,74)0,95 = -1671,43 \text{ кН}$$

$$Q=0+(34,38+3,65)0,95=36,13 \text{ кН}$$

Розрахункові комбінації зусиль.

Під крайню колону:

- I гр. гр. ст.
 $M=-1072,57 \text{ кНм}$
 $N=-999,50 \text{ кН}$
 $Q=75,11 \text{ кН}$

- II гр. гр. ст.
 $M=-574,52 \text{ кНм}$
 $N=-895,53 \text{ кН}$
 $Q=24,45 \text{ кН}$

Під середню колону:

- I гр. гр. ст.
 $M=-873,76 \text{ кНм}$
 $N=-1874,17 \text{ кН}$
 $Q=52,25 \text{ кН}$

- II гр. гр. ст.
 $M=-544,73 \text{ кНм}$
 $N=-1671,43 \text{ кН}$
 $Q=36,13 \text{ кН.}$

Порівняння результатів отриманих методом сил (табл.20) і в ПК «Ліра» (табл.21) показало максимальну різницю менше 5% за площами епюр зусиль M , N , Q , що пов'язано з особливостями роботи ПК «Ліра», а саме:

1) програма заокруглює до цілих прикладені значення зовнішніх навантажень (в методі сил значення прикладались з точністю до 0,01 кН або кН·м);

2) співвідношення жорсткостей нижньої та верхньої частин колони складало 1:0,149, оскільки в ПК «Ліра» задавались їх поперечні перерізи (в методі сил співвідношення було 1:0,15).

Жовтим в таблиці 21 виділено результати, які не співпали з "ручним розрахунком" (див. табл. 20).

Таблиця 21

Результати статичного розрахунку двопростітної рами в ПК «Ліра»

Зусилля	№ перерізів	Постійне навантаження	Снігове навантаження	Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок зліва	Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок зліва з гальмуванням		Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок справа	Вертикальний тиск крану в лівому прольоті візок справа з гальмуванням		Вертикальний тиск кранів в лівому прольоті візок зліва в правому зліва	Вертикальний тиск кранів в лівому прольоті візок зліва в правому зліва з гальмуванням візків		Вертикальний тиск кранів в лівому прольоті візок справа в правому зліва	Вертикальний тиск кранів в лівому прольоті візок справа в правому зліва з гальмуванням візків		Вітрове Навантаження	
					вліво	вправо		вліво	вправо		вліво	вправо		вліво	вправо	зліва	справа
за I гр.гр.ст.																	
M, кНм	1	-13,74	-10,06	2,21	277,24	-277,29	90,04	179,20	-179,20	-69,66	456,49	-456,49	19,79	357,51	-357,51	633,63	577,39
	10	0	0	-90,20	179,61	-179,61	-2,19	277,02	-277,02	-89,03	456,63	-456,63	0	552,66	-552,66	-409,82	409,82
N, кН	1	-222,25	-81,50	-783	0	0	-221	0	0	-783	0	0	-221	0	0	0	0
	10	-317,71	-162,99	-221	0	0	-783	0	0	-1004	0	0	-1566	0	0	0	0
Q, кН	1	2,62	1,92	-23,15	-19,21	19,21	-15,89	-8,45	8,45	-15,83	-27,66	27,66	-8,58	-16,87	16,87	64,52	-53,26
	10	0	0	15,91	-8,48	8,48	23,21	-19,20	19,20	-7,30	-27,67	27,67	0	-38,30	38,30	19,33	-19,33
за II гр.гр.ст.																	
M, кНм	1	-12,15	-2,46	1,87	252,03	-252,03	81,61	162,79	-192,79	-63,40	414,90	-414,90	17,82	325,58	-325,58	-116,68	106,35
	10	0	0	-81,76	163,24	-163,24	-2,02	251,65	-251,65	-80,84	414,81	-414,81	0	503,30	-503,30	-75,47	75,47
N, кН	1	-202,72	-19,95	-709,37	0	0	-199,04	0	0	-709,37	0	0	-199,04	0	0	0	0
	10	-286,21	-39,89	-199,04	0	0	-709,37	0	0	-908,41	0	0	-1418,74	0	0	0	0
Q, кН	1	2,32	0,47	-20,95	-17,46	17,46	-14,37	-7,68	7,68	-14,31	-25,14	25,14	-7,72	-15,36	15,36	11,88	-9,81
	10	0	0	14,38	-7,70	7,70	21,01	-17,44	17,45	-6,63	-25,14	25,14	0	-34,88	34,88	3,56	-3,56

ДОДАТОК

Формули для статичного розрахунку рам

Формули для статичного розрахунку двохшарнірної рами.

Одиничні коефіцієнти.

Коефіцієнт канонічного рівняння (див. рис. 14, б)

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \sum \int \frac{\overline{M_1} \overline{M_1}}{EI} ds = \frac{1}{EI_B} \frac{1}{2} \frac{H_B}{H} H_B \frac{2}{3} \frac{H_B}{H} 2 + \\ &+ \frac{H_H}{6 EI_H} \left(1 \cdot 1 + 4 \frac{H_B + H}{2H} \frac{H_B + H}{2H} + \frac{H_B}{H} \frac{H_B}{H} \right) 2 = (1) \\ &= \frac{2}{3 EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{2 H_H}{3 EI_H} \left(\frac{H^2 + H_B^2 + H H_B}{H^2} \right). \end{aligned}$$

Коефіцієнт канонічного рівняння (див. рис. 14, в)

$$\begin{aligned} \delta_{22} &= \sum \int \frac{\overline{M_2} \overline{M_2}}{EI} ds = \frac{1}{EI_B} \frac{1}{2} \frac{H_B}{H} H_B \frac{2}{3} \frac{H_B}{H} 2 + \\ &+ \frac{H_H}{6 EI_H} \left(1 \cdot 1 + 4 \frac{H_B + H}{2H} \frac{H_B + H}{2H} + \frac{H_B}{H} \frac{H_B}{H} \right) 2 = (2) \\ &= \frac{2}{3 EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{2 H_H}{3 EI_H} \left(\frac{H^2 + H_B^2 + H H_B}{H^2} \right). \end{aligned}$$

Коефіцієнт канонічного рівняння (див. рис. 14, б і в)

$$\begin{aligned} \delta_{12} = \delta_{21} &= \sum \int \frac{\overline{M_1} \overline{M_2}}{EI} ds = \sum \int \frac{\overline{M_2} \overline{M_1}}{EI} ds = \\ &= -\frac{1}{EI_B} \frac{1}{2} \frac{H_B}{H} H_B \frac{2}{3} \frac{H_B}{H} - \frac{H_H}{6 EI_H} \left(1 \cdot 1 + 4 \frac{H_B + H}{2H} \frac{H_B + H}{2H} + \frac{H_B}{H} \frac{H_B}{H} \right) = (3) \\ &= -\frac{1}{3 EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} - \frac{H_H}{3 EI_H} \left(\frac{H^2 + H_B^2 + H H_B}{H^2} \right) \end{aligned}$$

Коефіцієнти Δ_{1F} і Δ_{2F} в основній системі за напрямком відкинутих в'язей X_1 і X_2 (див. рис. 14, а) від фактичного навантаження:

а) постійного (див. рис. 14,б, в і 15, а)

$$\begin{aligned} \Delta_{1F} &= \sum \int \frac{\overline{M_1} \overline{M_F}}{EI} ds = -\frac{1}{EI_B} \frac{1}{2} \frac{H_B}{H} H_B \times \frac{2}{3} M_{q\Pi} \frac{H_B}{H} + \\ &+ \frac{H_H}{6 EI_H} \left(0 \cdot 1 + 4 M_{q\Pi} \frac{H_H}{2H} \frac{H_B + H}{2H} + M_{q\Pi} \frac{H_H}{H} \frac{H_B}{H} \right) = \quad (4) \\ &= -\frac{M_{q\Pi}}{3 EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{M_{q\Pi} H_H^2}{6 EI_H} \times \left(\frac{2 H_B + H}{H^2} \right); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{2F} &= \sum \int \frac{\overline{M_2} \overline{M_F}}{EI} ds = -\frac{1}{EI_B} \frac{1}{2} \frac{H_B}{H} H_B \times \frac{2}{3} M_{q\Pi} \frac{H_B}{H} + \\ &+ \frac{H_H}{6 EI_H} \left(0 \cdot 1 + 4 M_{q\Pi} \frac{H_H}{2H} \frac{H_B + H}{2H} + M_{q\Pi} \frac{H_H}{H} \frac{H_B}{H} \right) = \quad (5) \\ &= -\frac{M_{q\Pi}}{3 EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{M_{q\Pi} H_H^2}{6 EI_H} \times \left(\frac{2 H_B + H}{H^2} \right); \end{aligned}$$

б) снігового на всьому прольоті (див. рис. 14, б, в і 15, б)

$$\Delta_{1F} = \sum \int \frac{\overline{M_1} \overline{M_F}}{EI} ds = -\frac{M_{qS2}}{3 EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{M_{qS2} H_H^2}{6 EI_H} \times \left(\frac{2 H_B + H}{H^2} \right); \quad (6)$$

$$\Delta_{2F} = \sum \int \frac{\overline{M_2} \overline{M_F}}{EI} ds = -\frac{M_{qS2}}{3 EI_B} \frac{H_B^3}{H^2} + \frac{M_{qS2} H_H^2}{6 EI_H} \times \left(\frac{2 H_B + H}{H^2} \right); \quad (7)$$

в) вертикального кранового навантаження (візок зліва в лівому прольоті) (див. рис. 14,б, в і 15, в)

$$\begin{aligned} \Delta_{1F} &= \sum \int \frac{\overline{M_1} \overline{M_F}}{EI} ds = \frac{2b}{3 EI_B} \frac{H_B^2}{H} + \frac{H_H}{6 EI_H} \frac{1}{H} \left(-a(2 H_B + H) + e H \right. \\ &\quad \left. + 2 d (H_B + H) + c H_B \right) \quad (8) \end{aligned}$$

$$\Delta_{2F} = \sum \int \frac{\overline{M_2} \overline{M_F}}{EI} ds = -\frac{b}{3 EI_B} \frac{H_B^2}{H} + \frac{H_H}{6 EI_H} \frac{1}{H} \left(-e H - 2 d (H_B + H) - c H_B \right) \quad (9)$$

де
$$a = M_{max} \frac{H_H}{H};$$

$$\begin{aligned}
 b &= M_{\max} \frac{H_B}{H}; \\
 c &= M_{\max} \frac{H_B}{H} - M_{\min}; \\
 d &= M_{\max} \frac{H_B + H}{2H} - M_{\min}; \\
 e &= M_{\max} - M_{\min};
 \end{aligned}$$

г) гальмування візка в лівому прольоті біля лівої колони вліво (див. рис. 14, б, в і 15, г)

$$\begin{aligned}
 \Delta_{1F} &= \sum \int \frac{\overline{M}_1 \overline{M}_F}{EI} ds = -\frac{h_{\Pi B}}{6 EI_B} \left(a \frac{H_B}{H} + 4b \times \right. \\
 &\times \left. \frac{(2H_B - h_{\Pi B})}{2H} + c \frac{H_B - h_{\Pi B}}{H} \right) - \frac{H_B - h_{\Pi B}}{6 EI_B} \left(c \frac{H_B - h_{\Pi B}}{H} + \right. \\
 &+ 4 \frac{c}{2} \frac{H_B - h_{\Pi B}}{2H} + 0 \cdot 0 \left. \right) - \frac{H_B}{6 EI_B} \left(0 \cdot 0 + 4 \frac{d}{2} \frac{H_B}{2H} + d \times \right. \\
 &\times \left. \frac{H_B}{H} \right) - \frac{H_H}{6 I_H} \left(0 \cdot 1 + 4 \frac{a}{2} \frac{H_B + H}{2H} + a \frac{H_B}{H} \right) - \\
 &- \frac{H_H}{6 EI_H} \left(1 \cdot f + 4e \frac{H_B + H}{2H} + d \frac{H_B}{H} \right) = -\frac{h_{\Pi B}}{6 EI_B} \frac{1}{H} \times \\
 &\times \left(a H_B + 2b(2H_B - h_{\Pi B}) - c(H_B - h_{\Pi B}) \right) - \frac{H_B}{3 EI_B} \times \\
 &\times \frac{1}{H} \left(c(H_B - h_{\Pi B}) + d H_B \right) - \frac{H_H}{6 EI_H} \frac{1}{H} \left(a(2H_B + H) + \right. \\
 &\left. + f H + 2e(H_B + H) + d H_B \right), \tag{10}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{2F} = \sum \int \frac{\overline{M_2} \overline{M_F}}{EI} ds = & \frac{H_B}{6 EI_B} \left(0 \cdot 0 + 4 \frac{d}{2} \frac{H_B}{2H} + d \times \frac{H_B}{H} \right) + \\ & + \frac{H_H}{6 EI_H} \left(1 \cdot f + 4 e \frac{H_B + H}{2H} + d \frac{H_B}{H} \right) = \frac{H_B^2 d}{3 EI_B H} + \quad (11) \\ & + \frac{H_H}{6 EI_H} \frac{1}{H} (f H + 2 e (H_B + H) + d H_B), \end{aligned}$$

де

$$\begin{aligned} a &= H_m (H_B - h_{\text{ПБ}}) \frac{H_H}{H}; \\ b &= H_m \frac{(H_B - h_{\text{ПБ}})(2H_H + h_{\text{ПБ}})}{2H}; \\ c &= H_m \frac{(H_H + h_{\text{ПБ}})(H_B - h_{\text{ПБ}})}{H}; \\ d &= H_m (H_H + h_{\text{ПБ}}) \frac{H_B}{H}; \\ e &= H_m (H_H + h_{\text{ПБ}}) \frac{2H - H_H}{2H}; \\ f &= H_m (H_H + h_{\text{ПБ}}); \end{aligned}$$

д) вітрового навантаження зліва (див. рис. 14, б, в і 15, д)

$$\begin{aligned} \Delta_{1F} = \sum \int \frac{\overline{M_1} \overline{M_F}}{EI} ds = & \frac{H_B^2}{6 EI_B H} (b + 2c + 2d) + \quad (12) \\ & + \frac{H_H}{6 EI_H H} (bH_B + 2a(H_B + H) + dH_B + 2e(H_B + H) + fH); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{2F} = \sum \int \frac{\overline{M_1} \overline{M_F}}{EI} ds = & - \frac{H_B^2}{6 EI_B H} (b' + 2c' + 2d) - \quad (13) \\ & - \frac{H_H}{6 EI_H H} (b'H_B + 2a'(H_B + H) + dH_B + 2e(H_B + H) + fH); \end{aligned}$$

де

$$a = q_{\text{векс}} \frac{H_H}{4} \left(H - \frac{H_H}{2} \right); \quad b = q_{\text{векс}} \frac{H_H}{2} (H - H_H);$$

$$c = q_{wекв} \frac{H_B}{4} \left(H_H + \frac{H_B}{2} \right);$$

$$d = (q_{wекв} + q'_{wекв}) \frac{HH_B}{2} + (W + W') H_B$$

$$e = (q_{wекв} + q'_{wекв}) \frac{H(H_B + H)}{4} + (W + W') \frac{H_B + H}{2}$$

$$f = (q_{wекв} + q'_{wекв}) \frac{H^2}{2} + (W + W') H = 1,75 q_{wекв} \frac{H^2}{2} + 1,75 W H.$$

$$a' = q'_{wекв} \frac{H_H}{4} \left(H - \frac{H_H}{2} \right); \quad b' = q'_{wекв} \frac{H_H}{2} (H - H_H);$$

$$c' = q'_{wекв} \frac{H_B}{4} \left(H_H + \frac{H_B}{2} \right);$$

Опорні реакції в перерізах 1-1 і 10-10 для кожної зі схем зовнішнього навантаження:

а) для постійного навантаження:

$$R_{V,1} = \frac{q_{II}L}{2} + F_H + F_B + F_{ПК};$$

$$M_1 = X_1 = \frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{12}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}};$$

$$R_{H,1} = \frac{-X_1 + M_{q_{II}}}{H}.$$

$$R_{V,10} = \frac{2q_{II}L}{2} + F_H + F_B + 2F_{ПК};$$

$$M_{10} = -X_1 + X_2 = -\frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{21}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}} + \frac{\delta_{11}\Delta_{2F} - \Delta_{1F}\delta_{21}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}};$$

$$R_{H,10} = \frac{X_1 - X_2}{H}.$$

б) для снігового навантаження:

$$R_{V,1} = \frac{q_{sm}L}{2};$$

$$M_1 = X_1 = \frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{12}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}};$$

$$R_{H,1} = \frac{-X_1 + M_{q\delta 2}}{H};$$

$$R_{V,10} = \frac{2q_{sm}L}{2};$$

$$M_{10} = -X_1 + X_2 = -\frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{21}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}} + \frac{\delta_{11}\Delta_{2F} - \Delta_{1F}\delta_{21}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}};$$

$$R_{H,10} = \frac{X_1 - X_2}{H}.$$

в) для вертикального кранового навантаження (візок зліва):

$$R_{V,1} = -V_{max};$$

$$M_1 = X_1\alpha_{np} = \frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{12}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}}\alpha_{np};$$

$$R_{H,1} = \frac{-X_1 - M_{max}}{H};$$

$$R_{V,10} = -V_{min};$$

$$M_{10} = (-X_1 + X_2 - M_{max} + M_{min})\alpha_{np} =$$

$$= \left(-\frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{21}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}} + \frac{\delta_{11}\Delta_{2F} - \Delta_{1F}\delta_{21}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}} - M_{max} + M_{min}\right)\alpha_{np};$$

$$R_{H,10} = \frac{X_1 - X_2 + M_{max}}{H}.$$

г) від гальмування візка в лівому прольоті біля лівої колони
вліво:

$$R_{V,1} = 0;$$

$$M_1 = X_1\alpha_{np} = \frac{\Delta_{1F}\delta_{22} - \delta_{12}\Delta_{2F}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}\delta_{21}}\alpha_{np};$$

$$R_{H,1} = \frac{-X_1 - H_m(H_B - h_{ПБ})}{H}\alpha_{np}.$$

$$\begin{aligned}
R_{V,10} &= 0; \\
M_{10} &= (-X_1 + X_2 + H_m (H_H + h_{ПБ})) \alpha_{np} = \\
&= \left(-\frac{\Delta_{1F} \delta_{22} - \delta_{21} \Delta_{2F}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{21}} + \frac{\delta_{11} \Delta_{2F} - \Delta_{1F} \delta_{21}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{21}} + H_m (H_H + h_{ПБ}) \right) \alpha_{np}; \\
R_{H,10} &= \frac{X_1 - X_2 - H_m (H_H + h_{ПБ})}{H} \alpha_{np}.
\end{aligned}$$

д) від вітрового навантаження зліва:

$$\begin{aligned}
R_{V,1} &= 0; \\
M_1 &= X_1 - \frac{q_{wекс} H^2}{2} = \frac{\Delta_{1F} \delta_{22} - \delta_{12} \Delta_{2F}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{21}} - \frac{q_{wекс} H^2}{2}; \\
R_{H,1} &= \frac{-X_1 + \frac{q_{wекс} H^2}{2}}{H}. \\
R_{V,10} &= 0; \\
M_{10} &= -X_1 + X_2 - (q_{wекс} + q'_{wекс}) \frac{H^2}{2} + (W + W') H = \\
&= -\frac{\Delta_{1F} \delta_{22} - \delta_{21} \Delta_{2F}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{21}} + \frac{\delta_{11} \Delta_{2F} - \Delta_{1F} \delta_{21}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{21}} - (q_{wекс} + q'_{wекс}) \frac{H^2}{2} + (W + W') H; \\
R_{H,10} &= \frac{X_1 - X_2 + (q_{wекс} + q'_{wекс}) \frac{H^2}{2} - (W + W') H}{H}.
\end{aligned}$$