

**Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України
Харківська національна академія міського господарства**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту № 2
з дисципліни

ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

**Розділ 1. Компоновка конструктивної схеми будівлі
і статичний розрахунок поперечної рами**

*(для студентів 4, 5 курсів денної і заочної форм навчання та НКЦ
напряму 6.060101 – „Будівництво”
спеціальності „Промислове і цивільне будівництво”)*

**Харків
ХНАМГ
2012**

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 2 з дисципліни „Проектування залізобетонних конструкцій”. Розділ 1. Компоновка конструктивної схеми будівлі і статичний розрахунок поперечної рами (для студентів 4, 5 курсів денної і заочної форм навчання та НКЦ напряму 6.060101 – „Будівництво” спеціальності „Промислове і цивільне будівництво”) / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: О. М. Шаповалов, Н.О. Псурцева. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 68 с.

Укладачі: О. М. Шаповалов, Н. О. Псурцева

Рецензент: к.т.н., доц. Є. Г. Стоянов

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 4 від 25.11.11

Зміст

	Стор.
Вступ.....	4
1. Компоновка конструктивної схеми будівлі.....	4
1.1. Компоновка поперечної рами, вибір колон.....	4
1.2. Вибір і проектування покриття.....	7
1.3. Складання плану та розбивка будівлі на температурні блоки..	13
1.4. Вибір схеми в'язів, які забезпечують просторову жорсткість будівлі.....	15
2. Послідовність розрахунку поперечної рами.....	16
2.1. Визначення навантажень на раму.....	16
2.1.1. Постійне навантаження.....	17
2.1.2. Змінні навантаження.....	21
2.1.2.1. Снігове навантаження.....	21
2.1.2.2. Кранове навантаження.....	22
2.1.2.3. Вітрове навантаження.....	25
2.2. Сумарне завантаження поперечної рами, її розрахункова схема та принципи розрахунку.....	29
2.3. Приклад розрахунку поперечної рами.....	33
2.3.1. Вихідні дані для проектування.....	33
2.3.2. Компоновка поперечної рами.....	33
2.3.3. Визначення навантажень на поперечну раму.....	34
2.3.3.1. Постійне навантаження.....	34
2.3.3.2. Змінні навантаження.....	36
2.3.4. Визначення розрахункових ексцентриситетів.....	38
2.3.5. Визначення зусиль в колоні крайнього ряду.....	39
2.3.5.1. Зусилля від постійного навантаження.....	39
2.3.5.2. Снігове навантаження.....	40
2.3.5.3. Кранове навантаження.....	41
2.3.5.4. Вітрове навантаження.....	44
3. Порядок введення вихідних даних для розрахунку поперечної рами на ЕВМ з допомогою програми "SCAD".....	48
4. Використання отриманих результатів у курсовому та дипломному проектуванні.....	48
5. Рекомендації щодо варіантного проектування та використання отриманих результатів в науково-дослідній роботі.....	50
Список джерел.....	51
Додаток 1.....	52
Додаток 2.....	54
Додаток 3.....	57

Вступ

У курсовому проекті № 2 передбачається розрахунок і проектування основних залізобетонних несучих конструкцій одноповерхової промислової будівлі, обладнаної мостовими кранами обмеженої та середньої інтенсивності режимів роботи (Зк-бк). Крок колон каркасної будівлі може складати 6 і 12 м. Інші вихідні дані задаються у завданні на курсовий проект № 2, розміщеному у цих методичних вказівках (додаток І).

Під час роботи над курсовим проектом потрібно виконати такі розділи:

- а) компоновка конструктивної схеми будівлі (план, поперечний і поздовжній перерізи будівлі);
- б) статичний розрахунок поперечної рами;
- в) розрахунок і проектування крайньої колони і фундаменту під неї;
- г) розрахунок і проектування попередньо напруженої підкранової балки;
- д) розрахунок і проектування однієї стропильної конструкції покриття (ферми, арки або балки); можна замість стропильних конструкцій запроектувати попередньо напружену великорозмірну плиту покриття.

Підкранова балка та стропильні конструкції розраховуються за двома групами граничних станів.

Загальний об'єм курсового проекту складається з пояснювальної записки (45-50 сторінок) і графічного матеріалу – 2 аркуші формату А1.

У текстовій частині пояснювальної записки подаються всі необхідні ескізи та малюнки, які використовуються для виконання розрахункової частини проекту.

У даних методичних вказівках розроблені перші два розділи проекту, тобто компоновка конструктивної схеми будівлі та статичний розрахунок поперечної рами. Інші розділи приведені у спеціальних методичних вказівках і довідковій літературі.

При користуванні цією методичкою бажано використати обчислювальну техніку, зокрема, персональні комп'ютери. Допускається використання стандартних існуючих програм: „SCAD”, „Мономах”, „Ліра”.

1. Компоновка конструктивної схеми будівлі

1.1. Компоновка поперечної рами, вибір колон

Поперечна рама одноповерхової промислової будівлі, виконаної у каркасному варіанті із збірних залізобетонних конструкцій, складається із колон, защемлених у фундаментах, і ригелів, з'єднаних з колонами (в більшості випадків) шарнірно. Ригелі (ферми, арки, балки та інші) при статичному розрахунку рами приймаються абсолютно жорсткими.

При компонуванні поперечної рами треба мати уявлення про тип ригеля, який буде прийнятним для даної рами (балка, ферма, арка), тип колони (суцільна або двогілкова), тип вантажопідйомного устаткування (мостові крани чи кран-балки), тип огороджуючих конструкцій стін.

Колони можуть бути прийняті суцільні (прямокутного або двотаврового перерізу) чи наскрізні (надкранова частина суцільна, підкранова – двогілкова).

Суцільні колони застосовуються в будівлях з прольотами 18, 24 м, обладнаних мостовими кранами вантажопідйомністю до 300 кН, висота будівлі повинна бути не більше 11...12 м, крок колон – 6 м.

Двогілкові колони більш раціональні при прольотах 24 м і більше, висоті будівлі 12 м і більше, кроці колон 12 м, вантажопідйомності кранів більше 300 кН.

Зауважимо, що в уніфікованих конструктивних схемах одноповерхових промислових будівель при висоті будівлі більше 12 м у всіх випадках (незалежно від прольоту і кроку колон) застосовуються двогілкові колони.

Розміри колони по висоті визначаються в даному проекті виходячи з заданої відмітки рівня головки підкранової рейки – H_1 .

Висота надкранової частини ступінчатої суцільної або двогілкової колони визначається з виразу (рис. 1.1):

$$H_B = H_{кр} + h_{н.б.} + 0,15 + a, \text{ м}; \quad (1.1)$$

де $H_{кр}$ – габаритний розмір висоти крана (див. табл. 1.5);

$h_{н.б.}$ – висота підкранової балки, яка приймається 1,4 м за кроком колон 12 м і 1,0 м за кроком – 6 м;

0,15 – висота кранової рейки (КР-70 або КР-80) з кріпленням рейки та підкладками.

a – відстань між верхом кранового візка і низом залізобетонних крокв'яних конструкцій, $a = 100 - 200$ мм.

Висота підкранової частини колони:

$$H_H = H_1 - (h_{н.б.} + 0,15) + a_1, \text{ м}; \quad (1.2.)$$

де H_1 – відмітка рівня підкранової рейки;

$h_{н.б.}$ – висота підкранової балки (див. формулу 1.1);

a_1 – відстань від рівня підлоги до рівня верхнього обрізу фундаменту (рекомендується приймати рівною 0,15 м).

Загальна висота колони H_k повинна складати не менше суми $H_B + H_H$ і бути такою, щоб габаритний розмір висоти будівлі $H = H_k - a_1$ (див. рис. 1.1) був дільним модулю 0,6; 1,2; 1,8 м (за узгодженням з консультантом-викладачем можна приймати розмір H дільним меншому модулю, наприклад 0,5 м або 0,4 м, або 0,3 м). Допускається приймати висоту колони, дільною 0,1 м.

Розміри перерізу верхньої та нижньої частин колони рекомендується приймати, виходячи із існуючих типових серій КЭ-10-49 і КЭ-01-52. Ширина перерізу колон ($b_{кол}$), несучих кранові навантаження, повинна бути не менше 400 мм за кроком колон 6 м и не менш 500 мм – за кроком колон 12 м. Окрім того, значення $b_{кол}$ для будівлі з мостовими кранами при влаштуванні вертикальних в'язів по колонах повинна призначатись не менше $1/25 H_H$.

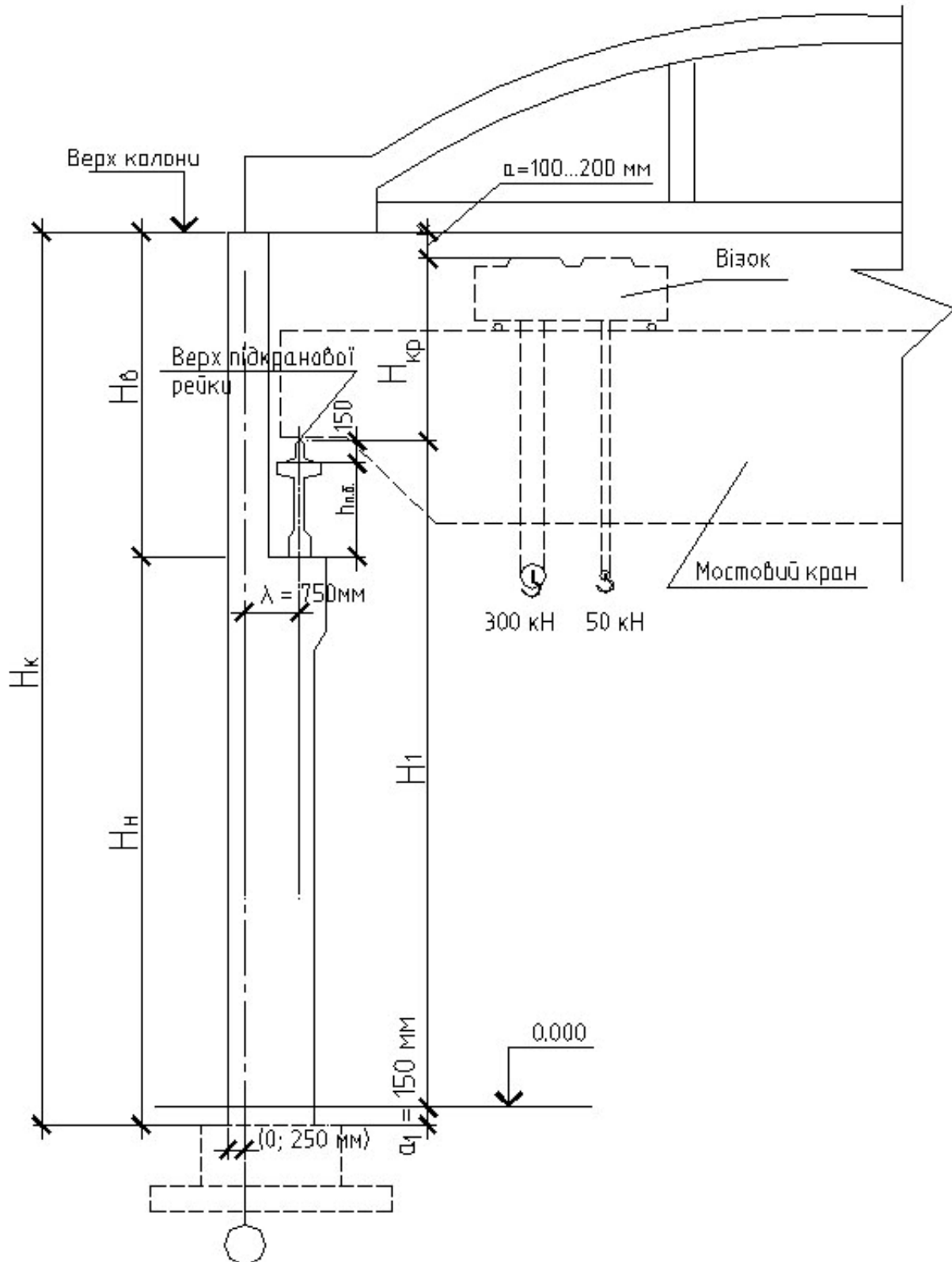


Рис. 1.1 – До визначення висоти колони

Висота перерізу надкранової частини колони (h_{col}) для крайніх колон приймається не менше 380 (400) мм, для проміжних колон середнього ряду не менш 500 мм (звичайно 600 мм).

Висота перерізу підкранової частини колон (h_{col}^u) приймається рівною не менше $(1/9-1/12)H_H$.

Розміри перерізів колон рекомендується робити дільними 100 мм. Розміри перерізів гілок двогілкових колон (в площині рами) можуть бути дільними 50 мм (200, 250, 300, 350 мм).

Відстань між вісями розпірок двогілкових колон приймається рівною 1400-2000 мм. Призначаючи перерізи колон, можна брати до уваги рекомендації, викладені в таблицях 1.1 – 1.4 та у додатку III.

Значення висоти колон H не обов'язково повинно збігатися з величинами, які приведені у таблицях 1.1 – 1.4. Висоти колон приймаються згідно виданому завданню та у відповідності до виконаних розрахунків. Бажано, щоб висота колони була наближена до модульного значення висот стінових панелей.

Щодо прив'язки крайніх колон до розбивочних вісей, то вона може бути (див. рис. 1.1) “нульовою”, якщо крок колон 6 м, вантажопідйомність кранів до 300 кН і висота будівлі $H < 12$ м, або зміщеною на 250 мм, якщо крок колон 12 м, вантажопідйомність кранів більше 300 кН, $H \geq 12$ м, а прольот будівлі 24 м і більше.

Розмір λ (прив'язка колеса крана до вісі будівлі) у більшості випадків приймається рівним 750 мм у будівлях, обладнаних мостовими кранами загального призначення вантажопідйомністю до 500 кН включно.

На стадії компоновки поперечної рами слід вибрати тип поздовжніх панельних стін (навісні або самонесучі), конструктивне рішення панелей, показати на поперечному перерізі схему влаштування стінових панелей та поздовжніх рядів склування за висотою будівлі. При цьому слід призначити висоту стін та висоту смуг вікон, виходячи з типових рішень промбудівель, розглянутих в курсі “Архітектура промислових і цивільних споруд” та в довідкових матеріалах.

1.2. Вибір і проектування покриття

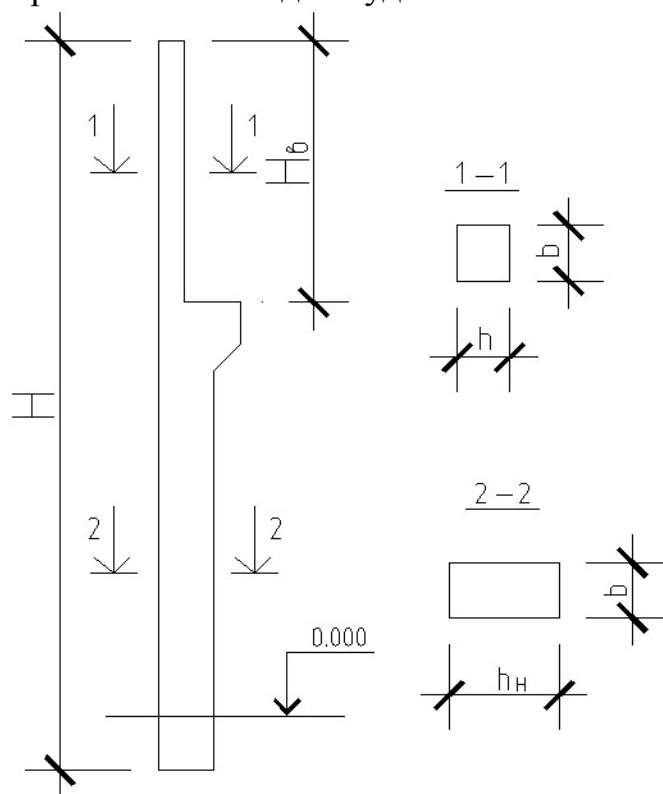
У курсовому проекті № 2 розглядається будівля з покриттям з плоских лінійних елементів, що працюють за балочною схемою, тобто безпрогонне покриття. Різні складні покриття у вигляді оболонки, висячих конструкцій, складок та ін. у цьому проекті не використовуються.

Можливі наступні варіанти розміщення крокв'яних конструкцій в покриттях подібного типу (рис. 1.2):

а) несучі ригелі встановлюються в напрямку поперечних рам, якщо для покриття будівлі використовуються плити довжиною 6 і 12 м;

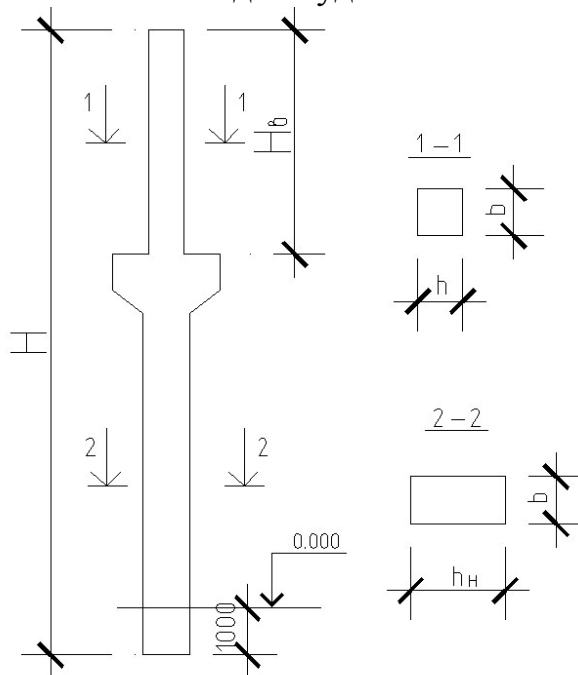
б) несучі ригелі встановлюються в площині поздовжніх рам, якщо для покриття будівлі використовуються великорозмірні плити довжиною 18, 24 м (малоухильні плити та плити типу ВЗС – великорозмірні залізобетонні склепінчасті).

Таблиця 1.1 – Типорозміри крайніх колон прямокутного перерізу за серією КЭ-01-49 для будівель з мостовими кранами



Висота від підлоги до низу крок'яних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
8,4	18,24	100	$H=9400, H_B=3200, b=400, h=380, h_H=600$	53
9,6	18,24	100; 150/30; 200/50	$H=10600, H_B=3800, b=400, h=380, h_H=800$	71
10,8	18,24	100; 150/30; 200/50	$H=11800, H_B=3800, b=400, h=380, h_H=800$	80
Крок колон 12 м				
8,4	18,24	100	$H=9400, H_B=3800, b=500, h=600, h_H=800$	93
9,6	18,24	100; 200/50	$H=10600, H_B=4200, b=500, h=600, h_H=800$	104
10,8	18,24	100; 200/50	$H=11800, H_B=4200, b=500, h=600, h_H=800$	116

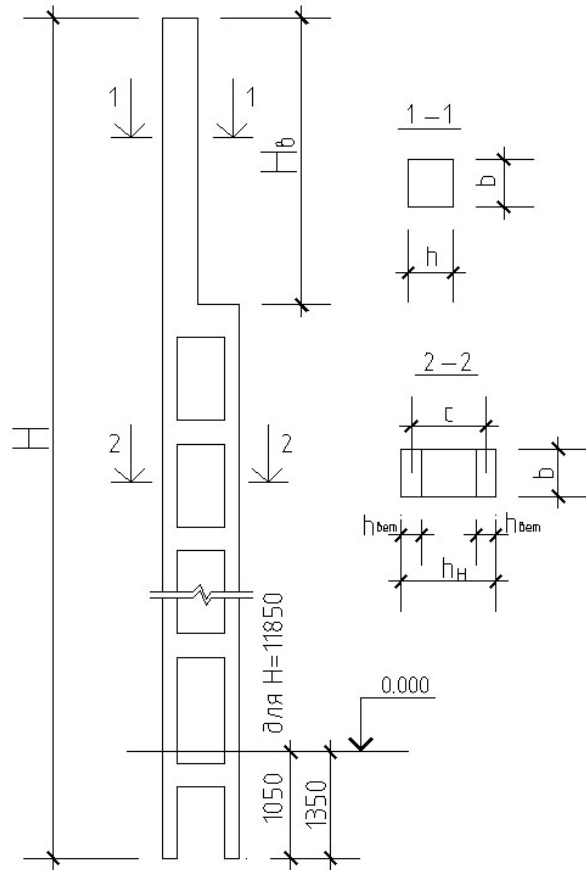
Таблиця 1.2 – Типорозміри середніх колон прямокутного перерізу за серією КЭ-01-49 для будівель з мостовими кранами



Висота від підлоги до низу крокв'яних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
8,4	18,24	100	$H=9400, H_B=3200, b=400, h=600, h_H=600$	70
9,6	18,24	100; 150/30 200/50	$H=10600, H_B=3800, b=400, h=600, h_H=800$	92
10,8	18,24	100; 150/30 200/50	$H=11800, H_B=3800, b=400, h=600, h_H=800$	101
Крок колон 12 м (якщо крок крокв'яних конструкцій 12 м)				
8,4	18,24	100	$H=9400, H_B=3800, b=500, h=600, h_H=800$	107
9,6	18,24	100; 200/50	$H=10600, H_B=4200, b=500, h=600, h_H=800$	118
10,8	18,24	100; 200/50	$H=11800, H_B=4200, b=500, h=600, h_H=800$	130
Крок колон 12 м (якщо крок крокв'яних конструкцій 6 м)				
7,7	18,24	100	$H=8700, H_B=3100, b=500, h=600, h_H=800$	101
8,9	18,24	100; 200/50	$H=9900, H_B=3500, b=500, h=600, h_H=800$	112
10,1	18,24	100; 200/50	$H=11100, H_B=3500, b=500, h=600, h_H=800$	124

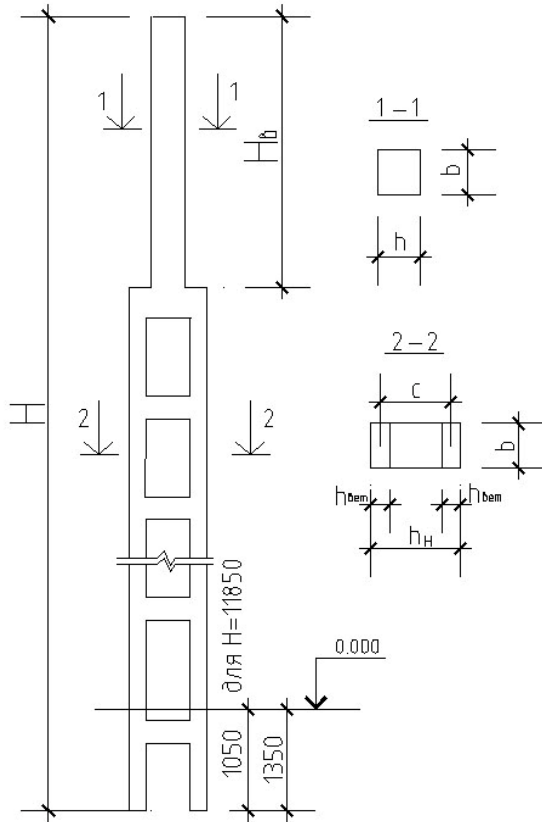
Таблиця 1.3 – Типорозміри двогілкових крайніх колон за серією КЭ-01-52 для будівель з мостовими кранами

10



Висота від підлоги до низу кроків'яних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, κН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, κН
Крок колон 6 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H=11850, H_B=3800, b=400, h=380, h_{\text{вем}}=200, h_H=1000$	57
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H=13950, H_B=4100, b=500, h=380, h_{\text{вем}}=200; h_H=1000$	85
14,4	18; 24	100; 200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4100, b=500, h=380, h_{\text{вем}}=200, h_H=1000$	97
14,4	30	200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4100, b=500, h=380, h_{\text{вем}}=200, h_H=1000$	97
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H=17550, H_B=4700, b=500, h=600, h_{\text{вем}}=250, h_H=1300$	148
18	24; 30	300/50; 500/100	$H=19350, H_B=4700, b=500, h=600, h_{\text{вем}}=250, h_H=1300$	163
Крок колон 12 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H=11850, H_B=4200, b=500, h=600, h_{\text{вем}}=250, h_H=1300$	100
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H=13950, H_B=4500, b=500, h=600, h_{\text{вем}}=250; h_H=1300$	117
14,4	18; 24	100; 200/50;	$H=15750, H_B=4500, b=500, h=600, h_{\text{вем}}=300, h_H=1400$	147
14,4	30	200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4500, b=500, h=600, h_{\text{вем}}=300, h_H=1400$	147
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H=17550, H_B=5100, b=600, h=600, h_{\text{вем}}=300, h_H=1400$	197
18	24; 30	300/50; 500/100	$H=19350, H_B=5100, b=600, h=600, h_{\text{вем}}=300, h_H=1400$	218

Таблиця 1.4 – Типорозміри двогілкових середніх колон за серією КЭ-01-52 для будівель з мостовими кранами



Висота від підлоги до низу крокв'яних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H=11850, H_B=4200, b=500, h=600, h_{зем}=300, h_H=1400$	117
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H=13950, H_B=4500, b=500, h=600, h_{зем}=300; h_H=1400$	137
14,4	18; 24	100; 200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4500, b=600, h=600, h_{зем}=300, h_H=1400$	185
14,4	30	200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4500, b=600, h=600, h_{зем}=300, h_H=1400$	185
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H=17550, H_B=5100, b=600, h=700, h_{зем}=350, h_H=1900$	240
18	24; 30	300/50; 500/100	$H=19350, H_B=5100, b=600, h=700, h_{зем}=350, h_H=1900$	266
Крок колон 12 м				
10,1	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H=11150, H_B=3500, b=500, h=600, h_{зем}=300, h_H=1400$	112
11,9	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H=13250, H_B=3800, b=500, h=600, h_{зем}=300; h_H=1400$	132
13,7	18; 24	100; 200/50; 300/50	$H=15050, H_B=3800, b=600, h=600, h_{зем}=300, h_H=1400$	179
13,7	30	200/50; 300/50	$H=15050, H_B=3800, b=600, h=600, h_{зем}=300, h_H=1400$	179
15,5	24; 30	300/50; 500/100	$H=16850, H_B=4400, b=600, h=700, h_{зем}=350, h_H=1900$	233
17,3	24; 30	300/50; 500/100	$H=18650, H_B=4400, b=600, h=700, h_{зем}=350, h_H=1900$	259

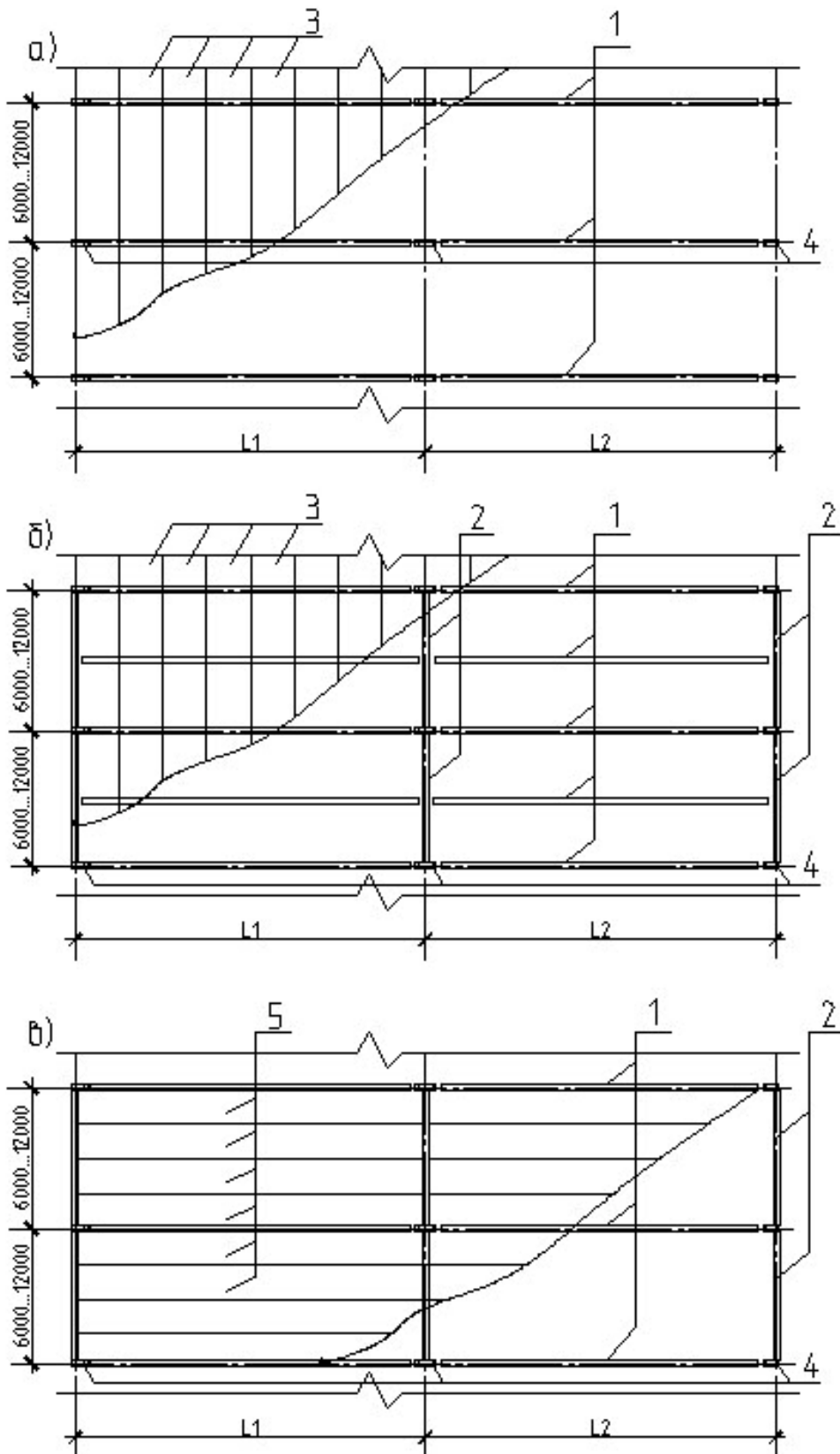


Рис. 1.2 – Варіанти розміщення крокв'яних конструкцій в балочних покриттях:
 а) несучі крокв'яні конструкції в площині поперечних рам; б) несучі ригелі спираються на проміжні підкрокв'яні конструкції; в) великопрольотні плити покриття спираються на поздовжні „балки”; 1 - крокв'яні конструкції; 2 - підкрокв'яні конструкції; 3 – плити покриття; 4 – колони; 5 – великопрольотні плити (ВЗС або малоухильні)

У курсовому проекті потрібно вибрати конструктивну схему покриття, основний тип плит покриття, а також тип крокв'яної і, якщо необхідно, підкрокв'яної конструкції.

При підборі несучих конструкцій покриття необхідно керуватися типовими серіями на виготовлення цих конструкцій, зокрема, для плит це можуть бути серії 1.465-3; 1.465-7, для двоскатних балок серія 1.462-3, вип. 1, 3; для ферм безроскісних – серія 1.463-3, вип. 1, 3. Обов'язково вибираються вагові характеристики конструкцій. Крім того, можна керуватися слідуючими міркуваннями:

- крокв'яні двоскатні балки покриття з суцільними стінками двотаврового перерізу або балки наскрізні прямокутного перерізу допускається використовувати при прольотах до 18 м включно, а в деяких випадках і при прольотах 24 м;

- крокв'яні безроскісні ферми – при прольотах 18-24 м, а також і при прольотах 30 м;

- крокв'яні арки покриття з попередньо напруженою затяжкою – при прольотах 30–36 м. Основні вагові характеристики елементів покриття наведені в табл. 2.1...2.3.

1.3. Складання плану та розділення будівлі на температурні блоки

Керуючись вихідними даними проекту та правилами архітектурного проектування, складається план будівлі на відмітці 0.000. Крайні торцові колони зміщуються відносно поперечних розбивочних вісей на 500 мм, це зміщення пов'язане з трьома обставинами:

- 1) на випадок реконструкції будівлі (її розширення) залишається проміжок між колонами старої і нової будівлі;
- 2) зміщення основних колон дозволяє зручніше влаштувати фахверкові колони та стінові конструкції;
- 3) наявність зміщення дозволяє створити новий температурний або осадковий шов на випадок прибудови нової будівлі.

У поздовжньому напрямку колони прив'язуються до розбивочних вісей у відповідності до поперечного перерізу будівлі (“нульова” прив'язка або зі зміщенням на 250 мм) (рис. 1.3).

Дуже важливим значенням для проектування одноповерхової промислової будівлі є розбивка її на температурні блоки. Ця задача виникає при значній довжині промислової будівлі, коли з'являються суттєві температурні деформації залізобетонних конструкцій. Питання про розділення будівлі на окремі блоки виникає при довжині 84-108 м і більше. Здебільш температурні та усадкові шви об'єднуються в один спільний температурно-усадковий шов.

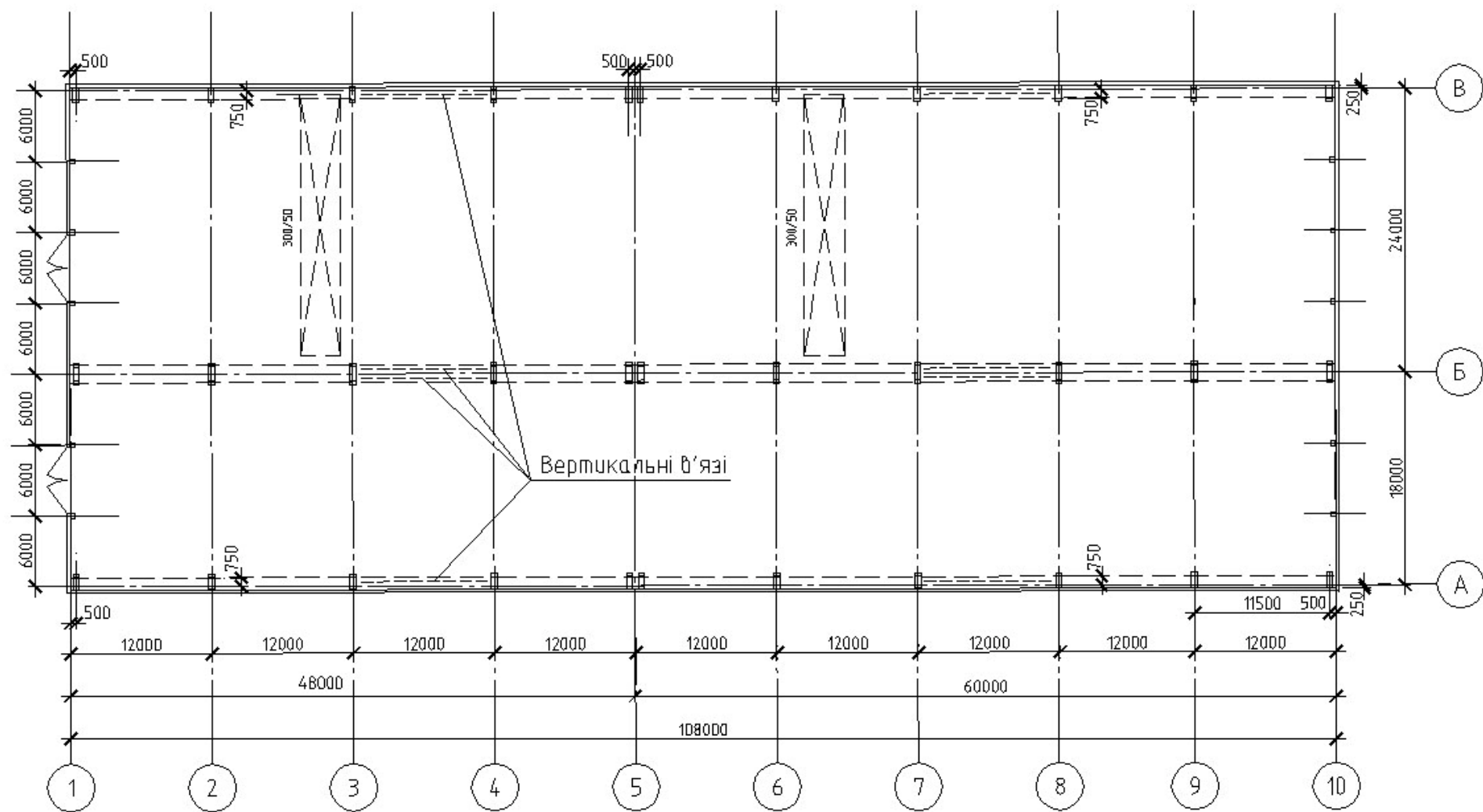


Рис. 1.3 – План промислової будівлі

Найбільші відстані між температурно-усадковими швами в будівлі при розрахункових зимніх температурах зовнішнього повітря вище від мінус 40°C, які призначаються умовно без розрахунку конструкцій (з ненапруженою арматурою та з попередньо напруженою, до яких висуваються вимоги 3 категорії по тріщиностійкості) на вплив температури та усадки бетону, не повинні перевищувати:

- для опалювальних одноповерхових промислових будівель каркасного типу зі збірного залізобетону – 72 м;

- для неопалювальних будівель того же типу – 48 м.

В усіх інших випадках відстань між температурно-усадковими швами повинна визначатись розрахунком. Указані шви розташовуються таким чином, щоб вони розділяли будівлю на два, три і більше рівні по довжині будівлі блоки. Якщо розбити на два рівні блоки неможливо, тоді один блок проектується меншим від іншого на один або два кроки колон.

На рис. 1.3 наведено приклад складання плану промислової будівлі довжиною 108 м і кроком колон 12 м.

У зв'язку з тим, що крок колон 12 м, то розділити будівлю на два рівні блоки неможливо (54 м не діляться на 12 м). Тому один блок має бути довжиною 48 м (ділиться на 12), а другий 60 м (також ділиться на 12). Аналогічно поступають при довжині будівлі 114 м, 126 м і т.д.

У середині температурно-усадкового відсіка влаштовуються вертикальні в'язі хрестовидної форми при кроці колон 6 м і порталні при кроці колон 12 м. На плані будівлі ці в'язі показують пунктирними лініями (рис. 1.3). На плані також треба показати вісі підкранових балок та прив'язку (750 мм) цих вісей до поздовжніх вісей промбудівлі. Схематично показують на плані мостові крани з їх вантажопідйомністю по великому і малому гаках (300/50 кН).

Усі інші правила побудови плану промислової будівлі, встановлені у архітектурному проектуванні, враховуються при розробці плану у даному курсовому проекті.

1.4. Вибір схеми в'язів, що забезпечують просторову жорсткість будівлі

Для забезпечення жорсткості будівлі у цілому, а також жорсткості її окремих елементів (покриття, торцових стін, крокв'яних конструкцій та ін.) у проектуємій конструктивній схемі передбачається система вертикальних та горизонтальних в'язів, які забезпечують надійну експлуатацію будівлі.

Вертикальні металеві в'язі по колонах, які встановлюються в середині температурного блоку, забезпечують просторову жорсткість будівлі у поздовжньому напрямку. Встановлюються ці в'язі у межах одного кроку колон на висоту від підлоги до низа підкранових балок. По крайнім рядах колон використовують хрестовидні або порталні в'язі, відповідно для кроку колон 6 і 12 м. Для середніх рядів переважно використовують порталні в'язі.

Жорсткість одноповерхової промислової будівлі у поперечному напрямку забезпечується зацмленням колон у фундаментах, відповідними розмірами перерізу колон та жорсткістю усього диска покриття.

Розпірки (в площині поздовжніх рам) на верхніх кінцях колон та вертикальні металеві в'язі на кінцях крокв'яних конструкцій (рис. 1.4а) використовуються при висоті ригелів на опорах більше 900 мм. Ці в'язі і розпірки забезпечують передачу з горизонтального диска покриття зусиль (діючих в напрямку поздовжніх рам) на колони. Вертикальні в'язі між крокв'яними конструкціями встановлюються, як правило, тільки на кінцях температурних відсіків.

При висоті крокв'яних конструкцій на опорах менше 900 мм вертикальні в'язі та розпірки на рівні їх опорних частин не роблять. Останнє зауваження відноситься також до конструктивних схем з підкрокв'яними конструкціями.

Відносно горизонтальних в'язів існують такі рекомендації. Жорсткість диска покриття (для будівель з мостовими кранами режимів 3к-бк) забезпечується за рахунок застосування великорозмірних залізобетонних плит та приварки їх до крокв'яних конструкцій. Яких-небудь додаткових горизонтальних в'язів в цьому випадку не потрібно.

При значній висоті будівлі (16 м і більше від підлоги до низу крокв'яних конструкцій) і прольотах 30 м і більше у торцових стін будівлі можуть влаштовуватись горизонтальні в'язі по фермам, які слугують опорами для колон фахверку. Ці в'язі встановлюються або на рівні низа крокв'яних конструкцій, або, що трапляється частіше, на рівні підкранових колій (рис. 1.4б).

В прогонах будівель з світлоаераційними ліхтарями в середній частині крокв'яних конструкцій встановлюються сталеві розпірки і, окрім того, у двох чарунках кожного температурного відсіка крокв'яні ферми (на верхньому) поясу "розв'язуються" в границях ширини ліхтаря горизонтальними сталевими в'язями. Для забезпечення жорсткості ліхтарів у поздовжньому напрямку передбачаються вертикальні в'язі, як це показано на рис. 1.4в.

2. Послідовність розрахунку поперечної рами

2.1. Визначення навантажень на раму

Статичний розрахунок поперечної рами виконується на чотири види навантажень:

- 1) постійно діюче навантаження від власної ваги конструкцій;
- 2) змінне навантаження від снігового покриву;
- 3) змінне навантаження від кранового впливу;
- 4) змінне навантаження від вітру.

Інші навантаження (температурні, ожеледиця, сейсмічні, просадка ґрунту) в курсовому проекті не враховуються.

2.1.1. Постійне навантаження

Визначення навантажень від власної ваги покриття можна виконувати керуючись прикладом, наведеним у табл. 2.1, яка складена для теплового варіанту покриття. Якщо по вихідному завданню покриття виконується холодним, то в табл. 2.1 шар утеплювача не враховується, всі інші елементи покриття повинні бути присутніми в розрахунку.

Коефіцієнти надійності γ_f для кожного шару приймаються у відповідності до ДБН В.1.2-2:2006.

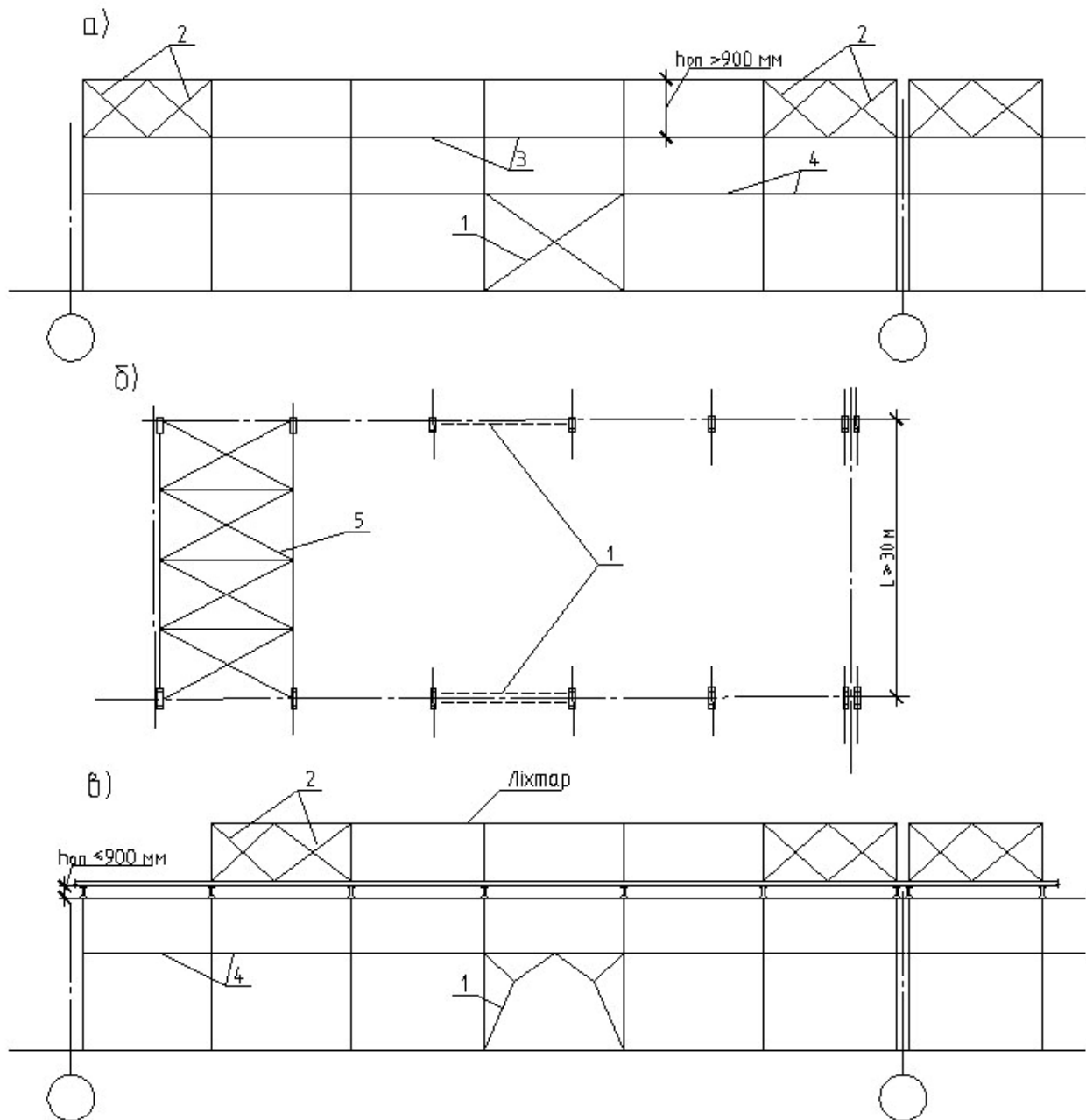


Рис. 1.4 – Схеми влаштування в'язів:

- а) в) вертикальні в'язі по колонах; б) горизонтальні в'язі;
- 1 – хрестоподібні та порталні в'язі;
- 2 – в'язі на опорах крокв'яних конструкцій та ліхтарів;
- 3 – поздовжні розпірки; 4 – підкранові балки;
- 5 – горизонтальні в'язі.

Таблиця 2.1 – Визначення навантажень на 1 м² покриття від власної його ваги

№№ п/п	Найменування елементів покриття	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	Два шари гравію на мастиці	0,50	1,3	0,65
2	Чотири шари рубероїду 4×0,04	0,16	1,2	0,19
3	Цементна стяжка $\delta=30$ мм, $\rho=20$ кН/м ³	0,66	1,3	0,86
4	Утеплювач $\delta=120$ мм, $\rho=6$ кН/м ³	0,72	1,3	0,94
5	Пароізоляція (1 шар)	0,05	1,2	0,06
6	Збірні залізобетонні плити 1,5×6 м з урахуванням замоноличення стиків	1,75	1,1	1,93
Усього		3,84		4,63

Таблиця 2.2 – Характеристичне навантаження на 1 м² від власної ваги плит покриття (з урахуванням заливки стикових швів)

Тип плити	Номинальні розміри в плані, м	Район по сніговому навантаженню	Характеристичне навантаження горизонтальної проекції покриття, кН/м ²
Ребристі типу П	3×6	Усі райони	1,57
	1,5×6	Усі райони	1,75
	3×12	1-2	1,70
		3-6	2,05
Ребристі плити великорозмірні з малим ухилом	1,5×12	Усі райони	3,00
	3×18	Усі райони	2,25
Ребристі склепінчасті типу ВЗС (великорозмірні залізобетонні склепінчасті)	3×24	Усі райони	2,65
	3×18	Усі райони	2,00
	3×24	Усі райони	2,25

Характеристичні навантаження від ваги плит покриття, крокв'яних та підкрукв'яних елементів, підкранових балок, а також вагу стінових панелей й склування можна приймати за даними, приведеними в таблицях 2.2; 2.3 і 2.4.

Таблиця 2.3 – Характеристичні навантаження від ваги крокв'яних та підкрокв'яних конструкцій, а також підкранових балок і рейок

Тип конструкції	Прольот, м	Крок колон, м	Район по сніговому навантаженню	Вага елемента, кН
Крокв'яні ферми	18 $h = 2,8$ м	6	1-3 4-6	45 60
		12	1-3 4-6	78 94
	24 $h = 3,3$ м	6	1-3 4-6	92 92 – 112
		12	1-3 4-6	149 186
	30 $h = 3,8$ м	6	1-3 4-6	162 180
		12	1-3 4-6	184 220
Арки	24 $h = 3,6$ м	6	Усі райони	90
		12		170
	30 $h = 4,5$ м	6	Усі райони	140
		12		280
36 $h = 5,2$ м	6	Усі райони	280	
	12		400	
Двоскатні балки $h = 1,54$ м	12	6-12	Усі райони	41
	18	6-12	Усі райони	91
	24	6-12	Усі райони	150 - 165
Крокв'яні поздовжні балки (під плити 18 і 24 м)	18/24	6	Усі райони	17/23
	18/24	12	Усі райони	109/148
Підкрокв'яні ферми	12	-	-	113
Підкрокв'яні балки	12	-	-	120
Залізобетонні підкранові балки	6	6	Вантажопідйомність кранів 150-500 кН	42
	12	12	-“-	115
Підкранові рейки КР-70	6; 12	6, 12	-“-	Вага 1 пог.м. 0,527
КР-80	6; 12	6, 12	-“-	0,635

Таблиця 2.4 – Характеристичне навантаження від ваги 1 м² стінових панелей та склування

Елемент	Характеристика будівлі	Довжина елемента, м	Характеристичне навантаження від ваги 1 м ² елемента, кН/м ²
Стінові панелі	Опалювальна	6	1,8 – 2,8
		12	2,2 – 3,2
	Неопалювальна	6	1,7
		12	2,15
Склування	-	-	0,4

Для визначення зосередженої сили на крайню колону від власної ваги покриття необхідно скласти вагу покриття з урахуванням площі завантаження з половиною ваги несучого ригеля будівлі

$$P = g_n A_n + \frac{G_r}{2} \gamma_f \quad (2.1)$$

В цій формулі

g_n – вага 1 м² покриття (береться аналогічно прикладу табл. 2.1);

A_n – площа завантаження;

G_r – вага ригеля (балки, ферми, арки і т.п.)

γ_f – коефіцієнт надійності ($\gamma_f = 1,1; 1,2; 1,3$).

Характеристичне навантаження від власної ваги колон підраховується у залежності від її геометричних розмірів. При цьому необхідно перемножити об'єм певної частини колони на середню щільність залізобетону $\rho = 25$ кН/м³. Визначається, як правило, вага надкранової верхньої частини колони: $P_в = b_в h_в H_в \rho$ і вага підкранової нижньої частини колони; для суцільних колон $P_н = b_н h_н H_н \rho$; для наскрізних колон:

$P_н = (h_н H_н - n_{пан} h_{пан} b_{пан}) b_н \rho$; де $b_в, h_в, H_в$ – розміри перерізу та висота верхньої частини колони; $b_н, h_н, H_н$ – відповідно нижньої частини колони, $n_{пан}, h_{пан}, b_{пан}$ – кількість, висота та ширина панелей в двогілкових колонах.

Вагу колони та її частин можна ще визначити, керуючись табл. 1.1 – 1.4. Вага верхньої частини визначається по геометричним розмірам, а нижня як різниця між загальною вагою колони та вагою верхньої частини.

Інші вагові характеристики конструктивних елементів одноповерхової промислової будівлі можна прийняти за таблицями 2.3; 2.4, а також використовуючи довідкову та технічну літературу і типові серії [2, 4, 5, 6]

2.1.2. Змінні навантаження

2.1.2.1. Снігове навантаження

Характеристичне снігове навантаження на 1 м^2 площі горизонтальної проєкції визначається по формулі

$$S_{ser} = S_0 \mu, \quad (2.2)$$

де S_0 – характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, що приймається у відповідності до ДБН В.1.2-2:2006, а також за табл. 2.5;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження по покрівлі будівлі.

Характеристичне значення S_0 залежить від району будівництва промислової будівлі. Усього умовно можна виділити шість районів для території України (гірська місцевість визначається за даними метеостанцій):

райони	1	2	3	4	5	6
S_0 (кН/м ²)	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8

Значення коефіцієнта μ залежить від форми покриття, наявності ліхтарів, перепаду висот будівлі, швидкості вітру та інших факторів. Для покривель з кутом нахилу $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu=1$. Це значення можна застосовувати і в курсовому проєкті.

Для окремих міст України характеристичні значення снігового покриву та вітрового тиску наведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Значення снігового навантаження та вітрового тиску для міст України (характеристичні величини) у відповідності до ДБН В.1.2-2:2006

Міста України	S_0 (кН/м ²)	W_0 (кН/м ²)	Коефіцієнт надійності при терміні експлуатації будівлі		Примітки
			60 років	100 років	
1	2	3	4	5	6
1. Алушта (АР Крим)	0,86	0,45	1,04	1,14	
2. Артемівськ (Донецька обл.)	1,38	0,48			
3. Бердичів (Житомирська обл.)	1,41	0,46			
4. Вінниця	1,36	0,47			
5. Васильків (Київська обл.)	1,53	0,38			
6. Ватутино (Черкаська обл.)	1,42	0,41			
7. Глухів (Сумська обл.)	1,77	0,39			
8. Горлівка (Донецька обл.)	1,50	0,50			
9. Дніпропетровськ	1,34	0,47			
10. Дніпродзержинськ	1,28	0,47			
11. Донецьк	1,50	0,50			
12. Дубно (Рівненська обл.)	1,27	0,53			
13. Добропіл'є (Донецька обл.)	1,41	0,48			
14. Євпаторія (АР Крим)	0,73	0,49			
15. Житомир	1,46	0,46			

Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6
16. Жовті Води (Дніпропетр. обл.)	1,17	0,44	1,04	1,14	
17. Знаменка (Кіровогр. обл.)	1,32	0,42			
18. Золотоноша (Черкаська обл.)	1,56	0,41			
19. Ізюм (Харківська обл.)	1,46	0,43			
20. Івано-Франківськ	1,41	0,50			
21. Ірпінь (Київська обл.)	1,56	0,39			
22. Київ	1,55	0,37			
23. Краматорськ (Донецька обл.)	1,40	0,47			
24. Кривий Ріг (Дніпропетр. обл.)	1,11	0,44			
25. Керч (АР Крим)	0,92	0,54			
26. Краснодар (Луганська обл.)	1,41	0,47			
27. Луганськ	1,35	0,46			
28. Львів	1,31	0,52			
29. Миколаїв	0,87	0,47			
30. Одеса	0,88	0,46			
31. Полтава	1,45	0,47			
32. Рівне	1,32	0,52			
33. Суми	1,67	0,42			
34. Тернопіль	1,39	0,52			
35. Харків	1,60	0,43			
36. Херсон	0,76	0,48			
37. Хмельницький	1,34	0,50			
38. Черкаси	1,52	0,42			
39. Чернівці	1,32	0,50			
40. Чернігів	1,72	0,41			
41. Ялта (АР Крим)	0,83	0,47			

Коефіцієнт надійності по завантаженню μ для снігового покриву приймається рівним 1,04 при тривалості експлуатації будівлі 60 років і 1,14 при тривалості – 100 років.

Снігове навантаження у вигляді зосередженої сили, яка діє на колону, визначається як добуток площі завантаження на розрахункове значення снігового навантаження:

$$P_s = A_n s_0 \mu \mu_f \quad (2.3)$$

Прикладається сила P_s в тому ж місці, де і сила від власної ваги покриття з тим самим ексцентриситетом.

2.1.2.2. Кранове навантаження

Характеристичні вертикальні навантаження, які передаються колесами кранів на підкранові балки, приймаються у відповідності до вимог нормативних документів для кранів та по довідковій літературі. Усі параметри режимів роботи кранів 3к–6к можна визначити, керуючись табл. 2.6 методичних вказівок. Якщо в довідковій літературі вказується тільки P_{max} – максимальний тиск колеса на підкранову рейку, то значення

P_{min} – мінімальний тиск колеса можна визначити за формулою:

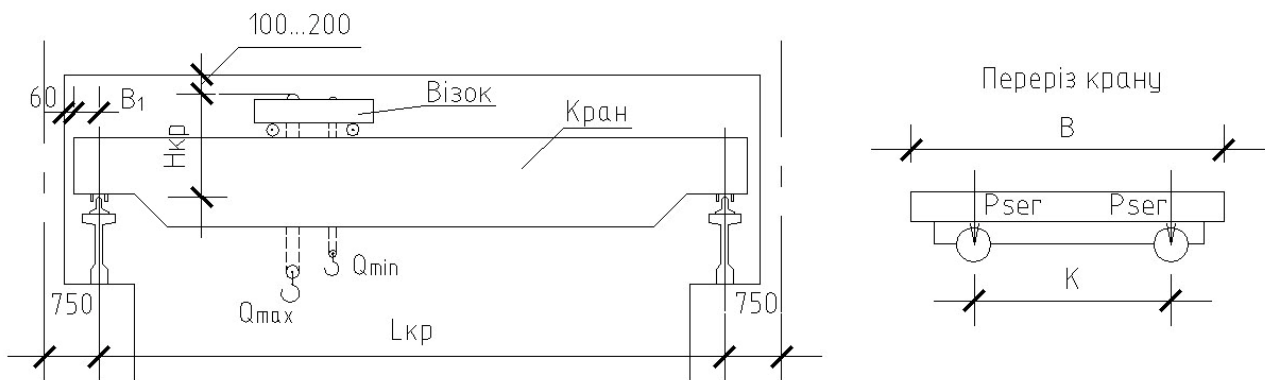
$$P_{min} = \frac{Q + G_M + G_e}{2} - P_{max}, \quad (2.4)$$

де Q – вантажопідйомність крану (якщо цей параметр задається дробом – 200/50, 500/100 і т.п., то слід розуміти ці числа таким чином: в чисельнику вантажопідйомність головного гака, а в знаменнику – вантажопідйомність додаткового гака); в формулу (2.4) вводиться тільки чисельник характеристики крану;

G_M - вага мосту;

G_e - вага візка (ці параметри приймаються за табл. 2.6 або за довідковою літературою).

Таблиця 2.6 – Основні характеристики кранів



Вантажопідйомність Q , кН	Прольот крану $L_{кр}$, м	Основні габаритні розміри, мм				Тиск колеса на підкранову рейку, кН		Вага, кН		Тип підкранової рейки
		Ширина крану B	База крану K	Висота крану H	Виліт B_1	P_{ser}^{max}	P_{ser}^{min}	Візка	Кран у з'язку	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1. Крани з одним гаком										
100	10,5	5300	4400	1900	260	115	23	40	175	КР-70
	16,5	6300	4400	1900	260	125	30	40	210	
	22,5	6300	4400	1900	260	145	40	40	270	
	28,5	6300	5000	1900	260	170	54	40	348	
150	10,5	6300	4400	2300	260	145	30	53	200	КР-70
	16,5	6300	4400	2300	260	165	35	53	250	
	22,5	6300	4400	2300	260	185	45	53	310	
	28,5	6300	5000	2300	260	210	70	53	410	
2. Крани з двома гаками										
150/30	10,5	6300	4400	2300	260	155	33	70	225	КР-70
	16,5	6300	4400	2300	260	175	33	70	265	
	22,5	6300	4400	2300	260	190	55	70	340	
	28,5	6300	5000	2300	260	220	73	70	435	

Продовження табл.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
200/50	10,5	6300	4400	2400	260	175	43	85	235	КР-70
	16,5	6300	4400	2400	260	195	48	85	285	
	22,5	6300	4400	2400	260	220	60	85	360	
	28,5	6300	5000	2400	260	255	78	85	465	
	31,5	6300	5000	2400	260	265	85	85	500	
300/50	10,5	6300	5000	2750	300	255	70	120	350	КР-70
	16,5	6300	5000	2750	300	280	82	120	425	
	22,5	6300	5100	2750	300	315	95	120	520	
	28,5	6300	5100	2750	300	345	115	120	620	
	31,5	6300	5100	2750	300	360	128	120	675	
500/100	10,5	6650	5250	3150	300	365	120	180	470	КР-80
	16,5	6650	5250	3150	300	425	108	180	565	
	22,5	6650	5250	3150	300	465	118	180	665	
	28,5	6650	5250	3150	300	490	145	180	770	
	31,5	6650	5250	3150	300	515	155	180	840	

Горизонтальне навантаження, викликане гальмуванням візка, і направлене поперек кранових колій, може визначатись за формулою:

$$T_k = \frac{Q + G_g}{40}, \quad (2.5)$$

де T_k – горизонтальне навантаження на одне колесо;

Q – вантажопідйомність крану;

G_g – вага візка.

Коефіцієнт надійності для кранового навантаження приймається рівним $\gamma_f = 1,1$.

При розрахунку поперечної рами враховується робота двох спарених кранів. При цьому навантаження від двох кранів зменшується за допомогою коефіцієнта сполучення $\gamma_s = 0,85$; якщо працюють чотири крани, то $\gamma_s = 0,7$.

Для визначення загального тиску двох кранів на одну колону поперечної рами, треба використати лінію впливу для опорних реакцій. На рис. 2.1 наводиться приклад завантаження лінії впливу для крана вантажопідйомністю 300/50 кН при кроці колон 12 м. Лінія впливу завантажується кранами таким чином, щоб зосереджені сили від дії колес були розташовані на лінії впливу, а одна з середніх сил на максимальній ординаті лінії впливу, тобто на $y = 1$. Тоді загальний тиск на колону визначиться за формулою:

$$D = \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot P_k \cdot \sum y_i, \quad (2.6)$$

де γ_s – коефіцієнт сполучення; $\gamma_s = 0,85$;

γ_f – коефіцієнт надійності; $\gamma_f = 1,1$;

P_k – максимальний (P_{max}) або мінімальний (P_{min}) тиск колеса крана на рейку, або сила гальмування (T);

$\sum y_i$ – сумарне значення ординат під колесами у відповідності до завантаження лінії впливу, рис. 2.1.

Значення y_2, y_3, y_4 визначаються з подібності трикутників: $y_1 = 1$;

$y_2 : 1 = 10,8:12,0$; $y_3 : 1 = 5,7:12,0$; $y_4 : 1 = 6,9:12,0$; $y_1 = 1$; $y_2 = 0,9$; $y_3 = 0,475$; $y_4 = 0,575$; $\sum y_i = 2,95$.

Для інших кранів та іншому кроці колон значення y_i та $\sum y_i$ буде іншим. При кроці колон 6 м можливий вихід одного з колесів крана за межі лінії впливу, тоді це колесо в навантаженні на колону не враховується і $\sum y_i$ зменшується.

Загальні значення навантажень можна визначити за формулами:

$$\left\{ \begin{array}{l} D_{\max} = \gamma_s \gamma_f P_{\max} \sum y_i; \\ D_{\min} = \gamma_s \gamma_f P_{\min} \sum y_i; \\ T = \gamma_s \gamma_f T_k \sum y_i, \end{array} \right.$$

(2.7)

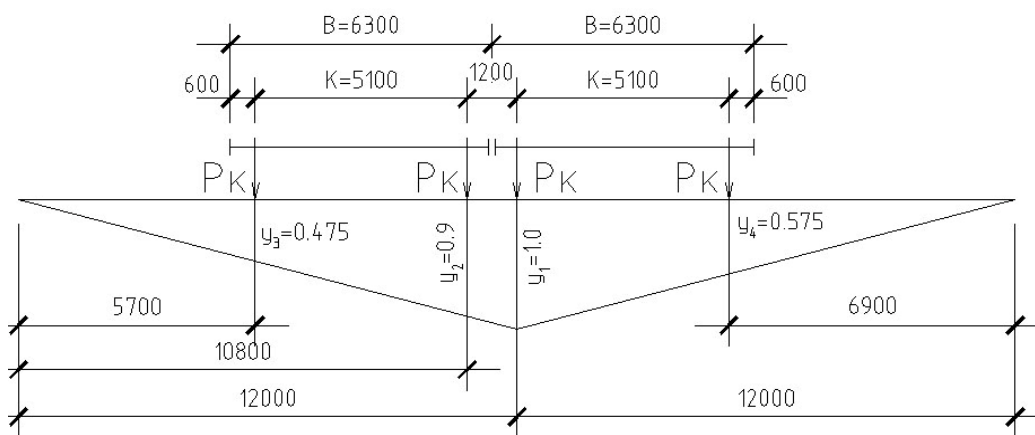


Рис. 2.1 – Навантаження двома кранами у не вигідному положенні лінії впливу опорної реакції для підкранової балки

Ці навантаження прикладаються до розрахункової схеми поперечної рами одноповерхової промислової будівлі.

2.1.2.3. Вітрове навантаження

Вітрове навантаження відноситься до змінного навантаження, для якого встановлені нормами два розрахункових значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення.

У курсовому проекті можна використовувати граничне розрахункове значення вітрового навантаження, користуючись формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, що приймається в межах від 0,55 до 1,45 в залежності від терміну повторності максимального значення вітрового тиску в роках (для терміну в 50 років $\gamma_{fm} = 1,00$, для 70 років – 1,07 та для 100 років – 1,14). Для проміжних значень термінів повторності γ_{fm} приймається за інтерполяцією. Тобто для терміну в 60 років γ_{fm} можна прийняти 1,04;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, залежне від району будівництва, приймається за табл. 2.5.

Коефіцієнт C визначається за формулою:

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

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт; визначається в залежності від форми споруди та направленості вітру;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, найбільш суттєвий в визначенні загального вітрового тиску; залежить від типу місцевості;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти над рівнем моря;

C_{rel} – коефіцієнт рел'єфа місцевості;

C_{dir} – коефіцієнт напрямку вітру;

C_d – коефіцієнт динамічності (якщо період власних коливань споруди не перевищує 0,25 сек $C_d = 1,0$).

В курсовому проекті для одноповерхової промислової будівлі значення коефіцієнта C_{aer} можна прийняти в зоні активного тиску величині +0,8, в зоні пасивного тиску, тобто за будівлею, величині –0,6.

При визначенні коефіцієнта C_h треба перш за все визначитись з типом місцевості. В нормах указані чотири типа: I, II, III, IV. До III типу віднесені приміські та промислові зони або протяжні лісові масиви. Цю місцевість і рекомендовано до застосування в курсовому проекті. В цьому випадку значення C_h в залежності від висоти над поверхнею землі приймаються наступними величинами:

- 1) на висоті 5 м $C_h = 0,4$;
- 2) на висоті 10 м $C_h = 0,6$;
- 3) на висоті 20 м $C_h = 0,85$;
- 4) на висоті 40 м $C_h = 1,15$.

Для промислової будівлі треба визначити значення вітрового тиску на характерних висотах, тобто на висоті верха колони, а також на висоті верха покрівлі, для цих точок вітровий тиск визначається по інтерполяції між заданими нормами висотах.

Таким чином, спочатку визначається тиск на висотах 5, 10, 20 або 40 м, а потім уточнюється на конкретних висотах, що відповідають конструктивному рішення будівлі.

На рис. 2.2 наведен приклад визначення вітрового тиску для одноповерхової промислової будівлі загальною висотою 16,7 м. Відмітка верха колони 12,80 м. Район будівництва м. Дніпропетровськ ($W_0 = 0,47$ кН/м², тип місцевості III).

На висоті $h = 5$ м, $W_5 = 0,47 \cdot 0,4 = 0,188$ кН/м²;

$h = 10$ м, $W_{10} = 0,47 \cdot 0,6 = 0,282$ кН/м²;

$h = 20$ м, $W_{20} = 0,47 \cdot 0,85 = 0,399$ кН/м².

Для верхньої точки колони, яка має висоту 12,80 м, вітровий тиск визначається за інтерполяцією між значеннями 0,282 та 0,399. Тоді вітровий тиск на висоті 12,80 буде мати таке значення:

$$W_{12,8} = W_{10} + \frac{W_{20} - W_{10}}{10} (12,8 - 10) = 0,282 + \frac{0,399 - 0,282}{10} 2,8 = 0,315 \text{ кН/м}^2,$$

на висоті $12,8 + 3,9 = 16,7$ м (верхня точка покрівлі).

$$W_{16,7} = W_{10} + \frac{W_{20} - W_{10}}{10} (16,7 - 10) = 0,282 + \frac{0,399 - 0,282}{10} 6,7 = 0,360 \text{ кН/м}^2.$$

Щоб виконати статичний розрахунок рами, отримані нерівномірні результати вітрового тиску перетворюють таким чином, щоб рама була завантажена до рівня верха колони рівномірно розподіленим навантаженням, а те вітрове навантаження, що знаходиться вище колони, прикладається до верху колони у вигляді зосередженої сили W .

Рівномірне навантаження отримують шляхом визначення еквівалентного впливу вітру у вигляді прямокутної епюри навантаження. Ця епюра отримується за допомогою визначення моменту у защемленні колони від ламаної епюри реального навантаження від вітру. Потім це значення моменту прирівнюється до теоретичного виразу моменту при рівномірно-розподільному завантаженні консолі колони.

Еквівалентне вітрове навантаження W_e може визначатись за формулою:

$$W_e = \frac{2M_3}{H^2}, \quad (2.10)$$

де M_3 – момент в защемленні від фактичної епюри вітрового тиску;

H – повна висота колони від верхнього обрізу фундаменту до низа крокв'яних конструкцій (в наведеному прикладі повна висота колони прийнята умовно 12,8 м замість 12,95 м).

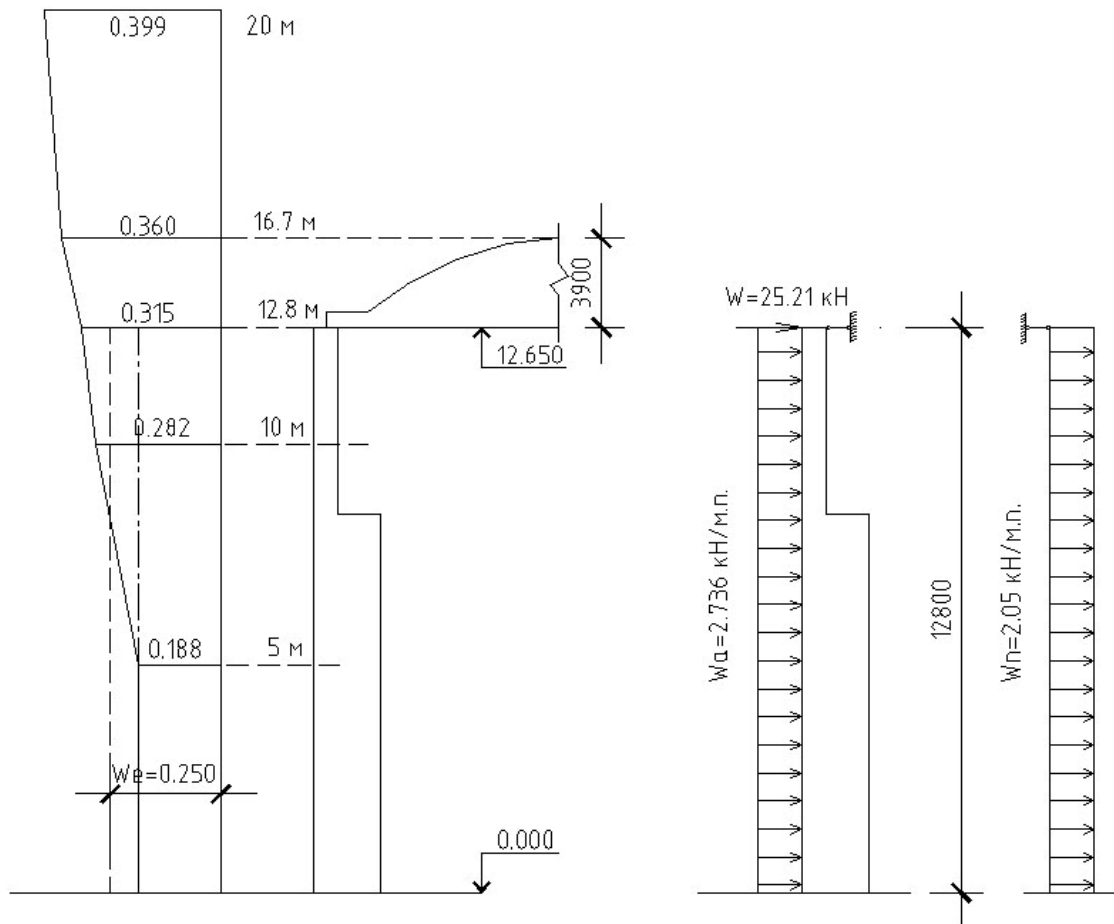


Рис. 2.2 – Визначення вітрового тиску в кН/м^2 для характерних відміток по висоті колони

Для рис. 2.2 момент в заземленні можна підрахувати таким чином (складна еюра тиску розділяється на прямокутну і трикутну):

$$M_s = \frac{0,188 \cdot 12,8^2}{2} + \frac{1}{2} (0,315 - 0,188) \cdot 7,8 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 7,8 + 5 \right) = 15,40 + 5,050 = 20,45 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Тепер визначаємо величину W_e :

$$W_e = \frac{2 \cdot 20,45}{12,8^2} = 0,250 \text{кН/м}^2.$$

Отримані значення вітрового тиску треба перетворити в рівномірне навантаження на 1 пог. метр з урахуванням кроку колон B , аеродинамічного коефіцієнта C_{aer} та коефіцієнта надійності γ_f . Для прикладу $B = 12$ м, $\gamma_f = 1,14$.

З навітренної сторони, тобто активний тиск вітру ($C_{aer} = 0,8$):

$$W_a = W_e \cdot B \cdot C_{aer} \cdot \gamma_f = 0,250 \cdot 12 \cdot 0,8 \cdot 1,14 = 2,736 \text{кН/п.м}.$$

З завітреної сторони, тобто пасивний тиск вітру ($C_{aer} = 0,6$):

$$W_n = 0,250 \cdot 12 \cdot 0,6 \cdot 1,14 = 2,05 \text{кН/п.м}.$$

Зосереджена сила на рівні верха колони визначається по середньому вітровому тиску між $0,315 \text{кН/м}^2$ і $0,360 \text{кН/м}^2$. При цьому загальна сила W

складається із сили активного вітрового тиску і сили пасивного вітрового тиску, що діють вище від верха колони при кроці колон 12 м та $\gamma_f = 1,14$.

$$W = \left(\frac{0,315 + 0,360}{2} \right) \cdot 12 \cdot 3,9 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 1,14 = 25,21 \text{ кН.}$$

Епюри вітрового навантаження у спрощеному вигляді на поперечну раму одноповерхової промислової будівлі приведені на рис. 2.2.

2.2. Сумарне завантаження поперечної рами, її розрахункова схема та принципи розрахунку

Приклад двопрольотної одноповерхової промислової будівлі зі схемою усіх навантажень, що діють на поперечну раму, показаний на рис. 2.3. На цьому рисунку прийняті такі позначення:

P_{n1}, P_{n2}, P_{n3} – вертикальне навантаження від ваги покриття на колони по вісям А, Б, В відповідно;

$P_{cn1}, P_{cn2}, P_{cn3}$ – вертикальне навантаження від снігу на колони по вісям А, Б, В відповідно;

$N_{ст}$ – навантаження від ваги навісних стінових панелей;

$P_{п.б.}$ – вага підкранової балки та підкранової рейки;

D_{max}, D_{min} – сумарний вертикальний тиск колес кранів на колону (максимальний і мінімальний відповідно);

T – горизонтальне навантаження від кранів;

W_a, W_n – рівномірно розподілене навантаження від активного та пасивного вітрового тиску;

W – зосереджене вітрове навантаження, що діє вище колони;

e_g – верхній ексцентриситет;

e_n – нижній ексцентриситет;

$e_{кр.}$ – крановий ексцентриситет.

Порядок визначення цих зусиль поданий раніше, а також приводиться нижче у прикладі розрахунку поперечної рами.

Окремої уваги заслуговують ексцентриситети, з якими прикладаються ці зусилля.

При визначенні ексцентриситета e_g слід враховувати, що тиск крокв'яної конструкції на колону відбувається на відстані однієї третини довжини опори від внутрішньої її грані. В курсовому проекті можна вважати, що тиск ферми або балки на колону відбувається на відстані 175...200 мм від поздовжніх розбивочних вісей (рис. 2.4). Для цього випадку $e_g = 250 + 175 - 0,5 h_g$.

Якщо нульова прив'язка колони до вісі, тоді $e_g = 175 - 0,5 h_g$.

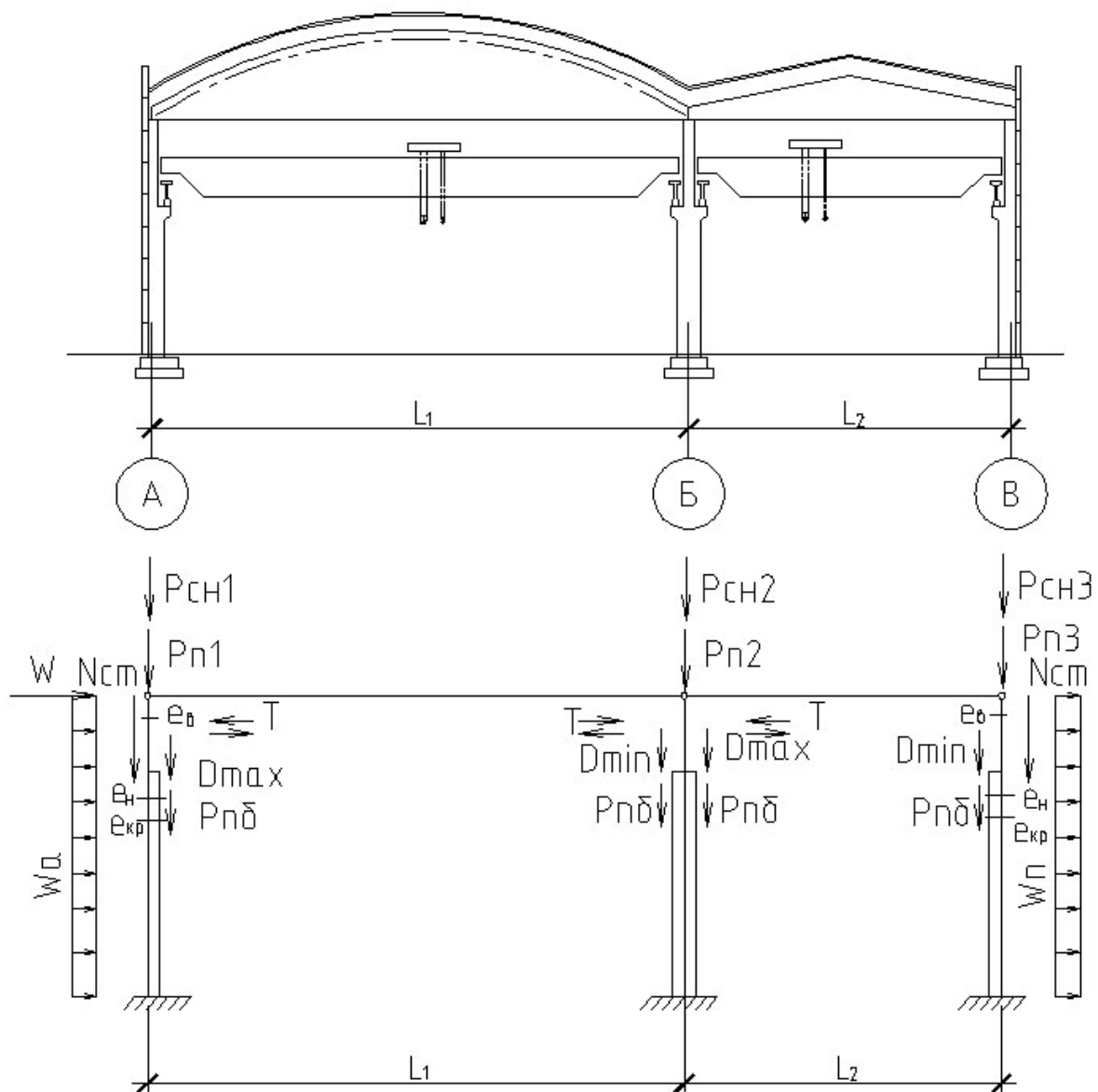


Рис. 2.3 – Приклад двопрольотної одноповерхової промислової будівлі зі схемою всіх навантажень

При цьому значення e_v може бути з від'ємним знаком, що означає, що зосереджена сила від покриття P_n створює інший напрямок моменту, тобто від'ємне значення.

Нижній ексцентриситет e_n для сили покриття та власної ваги верхньої частини колони ($P_n + G_{в.к.}$) визначається за формулою

$$e_n = \frac{h_n}{2} - \frac{h_v}{2}. \quad (2.11)$$

Крановий ексцентриситет при нульовій прив'язці визначається:

$$e_{кр.} = 750 - h_n/2 \text{ (в мм);}$$

при зміщенні розбивочної вісі на 250 мм:

$$e_{кр.} = 1000 - h_n/2 \text{ (в мм).}$$

Зусилля від стінових панелей або цегляної кладки розташоване посередині товщини стіни (рис. 2.4).

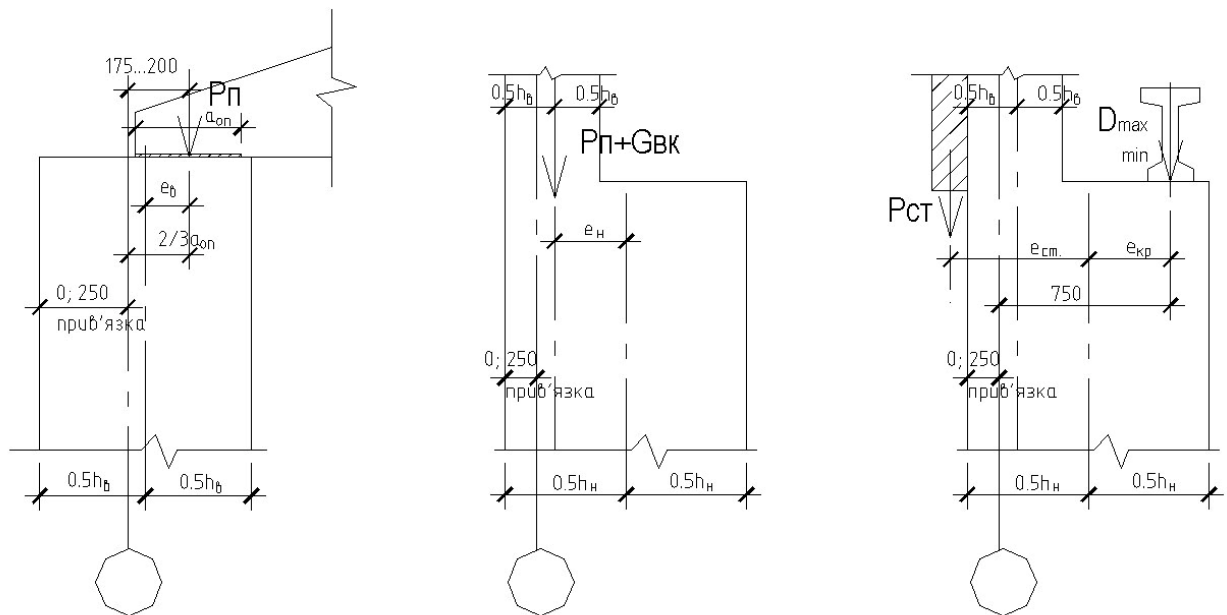


Рис. 2.4 – Визначення ексцентриситетів для верхньої та нижньої частини колони

Якщо в завданні на проектування зустрічаються схеми з боковими прибудовами, то можна вважати, що крокв'яні конструкції прибудов спираються на колони головного прольоту на рівні верха підкранових балок. При цьому допускається розглядати прибудову як додаткове навантаження на головний каркас з прикладанням додаткових P_n , $P_{сн}$, W від прибудови.

Розрахункова схема поперечної рами одноповерхової промислової будівлі є одноповерхова багатопрольотна статично невизначена стержньова система з вертикальними стійками, защемленими знизу, та шарнірно зв'язаних з ними абсолютно жорсткими ригелями.

В такій системі розрахунок ригелей (в виді ферм, балок, арок або оболонки) можна виконувати незалежно від розрахунку рами.

Розрахунок рами необхідний для визначення поздовжніх зусиль N , згинальних моментів M та поперечних сил Q в заданих перерізах колони.

На першому етапі розрахунку рами визначають горизонтальні пружні реакції (B_{np}) на рівні з'єднання стійок з ригелями. Маючи для кожної колони B_{np} і значення навантажень, діючих на них, знаходять M , N і Q в заданих перерізах колони, розглядаючи її як консольний елемент (рис. 2.5)

Розрахунок рам, які зустрічаються у даному курсовому проекті, рекомендується виконувати методом переміщень (деформацій).

Формули для визначення реакцій в горизонтальному зв'язку основної системи приведена в додатку II даних методичних вказівок. Загальна формула для визначення додаткових невідомих (переміщень) має такий вид:

$$C_{dim}\Delta_I r_{11} + R_{1p} = 0, \quad (2.12)$$

де Δ_I – додаткове невідоме, $\Delta_I = -\frac{R_{1p}}{C_{dim}r_{11}}$;

r_{11} – сумарна реакція у введеному зв'язку одиничних зміщень усіх колон; $r_{11} = \sum B \cdot \Delta_i$;

R_{1p} – реакція у введеному зв'язку від зовнішнього навантаження;

C_{dim} – коефіцієнт просторової роботи каркасу, який вводиться тільки для кранового навантаження (для кроку колон 6 м можна прийняти $C_{dim} = 4,5$; для кроку колон 12 м $C_{dim} = 3,7$). Загальна ж формула визначення C_{dim} має такий вигляд

$$C_{dim} = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2\sum_{i=1}^n x_i^2}}, \quad (2.13)$$

де x_0 – відстань від середини температурно-усадкового блока до другої від торця будівлі поперечної рами;

n – загальна кількість поперечних рам;

x_i – відстань кожної рами від середини блока до торцевої рами в одному напрямку.

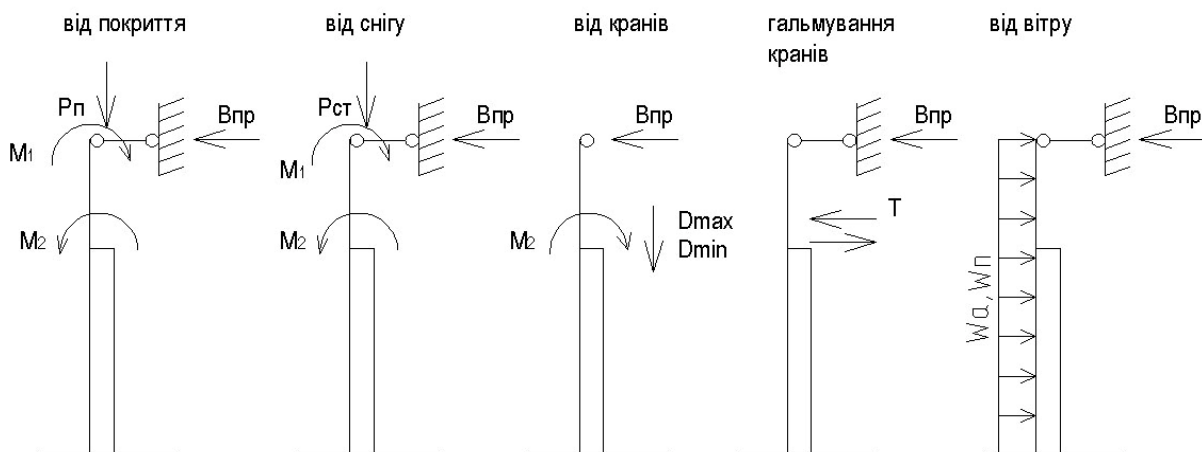


Рис. 2.5 – Розрахункові схеми для крайньої колони від різних навантажень для визначення в ній M, N, Q

Маючи величину Δ_I , можна визначити і пружну реакцію кожного навантаження (рис. 2.5) окремо.

$$B_{np} = B + \Delta_I B_{\Delta} \quad (2.14)$$

де B – реакція в зв'язку від зовнішнього навантаження у відповідності до додатка II;

B_{Δ} – одинична реакція зміщення колони при $\Delta = 1$.

Помітимо, що можна не враховувати зміщення верха колони, тобто не визначати Δ_I , в таких випадках:

- 1) коли кількість прольотів у рамі три і більше для кранових навантажень;
- 2) коли вантажопідйомність кранів у двопрольотних будівлях не більше 500 кН;
- 3) від навантажень від покриття та снігу, якщо розміри прольотів відрізняються не більше ніж на 6 м.

Для вітрових навантажень зміщення Δ_I враховується у кожному разі.

2.3. Приклад розрахунку поперечної рами

2.3.1. Вихідні дані для проектування

Одноповерхова промислова будівля має два прольоти по 24 м, опалюється. Довжина будівлі 96 м, крок колон 6 м. Місто будівництва – Івано-Франківськ. Місцевість забудована, відповідає III типу за нормами.

Кожний прогін має по два мостових крани режимів роботи 5к – 6к вантажопідйомністю 200/50 кН. Рейки типу КР-70 висотою 120 мм. Підкранові балки залізобетонні висотою 1 м, вага їх 42 кН. Покриття будівлі тепле. Плити покриття залізобетонні розміром 3×6 м, висотою 300 мм. Кров'яні конструкції – безроскісні ферми прольотом 24 м і вагою 92 кН.

Відмітка головки підкранової рейки 11,2 м.

Зовнішні стіни – панельні (товщина 300 мм). Навантаження від ваги стінових панелей разом з склуванням висотою 7,2 м передається безпосередньо на фундамент, навантаження від ваги стінових панелей вище 7,2 передається на колону. Термін експлуатації будівлі – 100 років.

Сніговий район для Івано-Франківська ($S_0 = 1,41$ кН/м²), вітровий район ($W_0 = 0,50$ кН/м², див. табл. 2.5).

2.3.2. Компоновка поперечної рами

Колони крайнього ряду можуть мати як нульову прив'язку до поздовжніх вісей, так і зі зміщенням на 250 мм. Для вихідних даних курсового проекту при кроці колон 6 м і прольотах 24 м та легких кранах можна використати нульову або зміщену прив'язку, але доцільніше буде нульова прив'язка, тому що спирання ферми на колону повинно бути максимальним при невеликій висоті перерізу колони 380 мм (див. Рис. 2.6).

У зв'язку з тим, що висота будівлі буде більше 12 м, тому що відмітка підкранової рейки становить 11,2 м, то колона має бути двогілковою (див. табл. 1.3).

Розміри колони (надкранової та підкранової частин) визначаються в залежності від габаритів крану, висоти підкранової балки та підкранової рейки.

Висота надкранової частини колони визначається за формулою 1.1:

$$H_B = 2400 + 1000 + (120 + 30) + 150 = 3700 \text{ мм.}$$

В дужках підсумовується висота підкранової рейки 120 мм та висота підкладок під рейки 30 мм, що складає 150 мм.

Основні параметри крану (на основі табл. 2.6)

Вантажопідйомність Q , кН	Прольот крану L , м	Габарити крану, мм			Макс. тиск колеса P_{max} , кН	Мінім. тиск колеса P_{min} , кН	Вага, кН		Тип рейки	Висота рейки мм/вага 1 п.м.
		ширина B	База K	Висота $H_{кр}$			візка	крана з візком		
200/50	22,5	6300	4400	2400	220	60	85	360	КР-70	120/0,527

Висота підкранової частини колони визначається за формулою 1.2:

$$H_H = 11200 - (120 + 30) - 1000 + 150 = 10200 \text{ мм.}$$

Загальна висота колони повинна бути дільною модулю 1,2 м або 0,6 м, в курсовому проекті можна прийняти висоту колони дільною 0,1 м.

$$H = H_B + H_H = 3,7 + 10,2 = 13,9 \text{ м (дільно 0,1 м).}$$

Для визначення загальних габаритів колони при заданих параметрах промислової будівлі необхідно скористатись табл. 1.3 та довідковою літературою [4, 5], рис. 2.6.

2.3.3. Визначення навантажень на поперечну раму

2.3.3.1. Постійне навантаження

До складу цих навантажень входять: вага покрівлі з урахуванням ваги ригеля, вага колони (окремо надкранова частина і окремо підкранова), вага підкранової балки з вагою підкранової рейки.

Таблиця навантаження від покрівлі

№ п/п	Найменування елементів покриття	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	4	5
1	3 шаровий рубероїдний килим 3×0,04	0,12	1,2	0,144
2	Цементна стяжка $\delta=25$ мм, $\rho=20$ кН/м ³	0,5	1,3	0,650

Продовження табл.

1	2	3	4	5
3	Утеплювач $\delta=100$ мм, $\rho=9$ кН/м ²	0,9	1,3	1,17
4	Шар пароізоляції	0,04	1,2	0,048
5	Залізобетонні плити покриття з заповнен- ням швів, 3×6 м	1,57	1,1	1,727
				$\Sigma = 3,739 \approx 3,74$

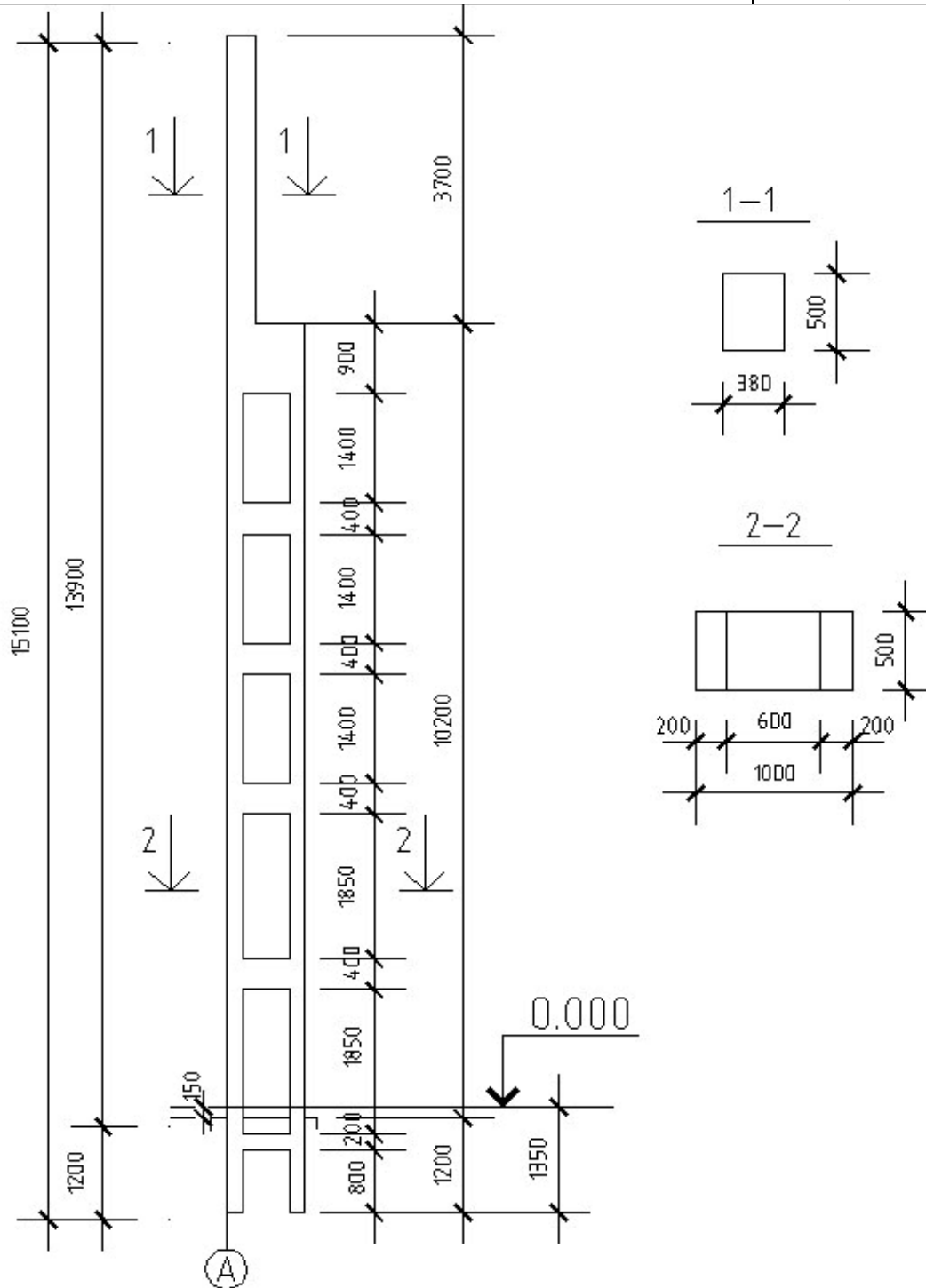


Рис. 2.6 – Визначення загальних габаритів колони промислової будівлі

Навантаження від покриття $g_n = 3,74 \text{ кН/м}^2$.

Площа завантаження для крайньої колони $A = 6 \times 12 = 72 \text{ м}^2$.

Вага ригеля за довідниками [4, 5] табл. 2.3 $G_r = 92 \text{ кН}$.

Користуючись формулою (2.1.) знаходимо загальну силу від покриття

$$P_n = 3,74 \cdot 72 + 92 / 2 \cdot 1,1 = 269,28 + 50,6 \approx 319,9 \text{ кН.}$$

Вага надкранової частини колони $P_g = 0,38 \cdot 0,5 \cdot 3,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 19,33 \text{ кН}$.

Вага підкранової частини колони

$$P_n = [10,2 \cdot 1,0 - 3 \cdot 1,4 \cdot 0,6 - 1,85 \cdot 0,6 - 1,65 \cdot 0,6] 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 76,72 \text{ кН.}$$

Вага підкранової частини колони може визначатись за спрощеним розрахунком. Від загальної ваги колони, вказаної в табл. 1.1 або 1.3, треба відняти вагу надкранової частини колони.

Вага підкранової балки з рейкою (див. табл. 2.3):

$$P_{n.б} = 42 \cdot 1,1 + 6 \cdot 0,527 \cdot 1,1 = 49,69 \text{ кН.}$$

2.3.3.2. Змінні навантаження

а) снігове навантаження

Для 4 району, де розташований Івано-Франківськ, $S_0 = 1,41 \text{ кН/м}^2$; $P_s = 1,41 \cdot 72 \cdot 1,14 = 115,73 \text{ кН}$. Снігове навантаження для 4 району вважається діючим як короткочасним, так і довгостроковим. Тривала складова снігового навантаження з'являється для 2, 3, 4, 5 і 6 районів. Визначається тривала складова за формулою $S_p = (0,4S_0 - 0,16) \cdot C$; C приймається $= 1,0$.

Тоді $P_{st} = (0,4 \cdot 1,41 - 0,16) \cdot 1 \cdot 72 \cdot 1,14 = 0,404 \cdot 72 \cdot 1,14 = 33,16 \text{ кН}$.

б) кранове навантаження

Керуючись вказівками п.2 для визначення кранового навантаження, треба спочатку побудувати лінію впливу опорної реакції на колону, а на ній розташувати два крани (рис. 2.7).

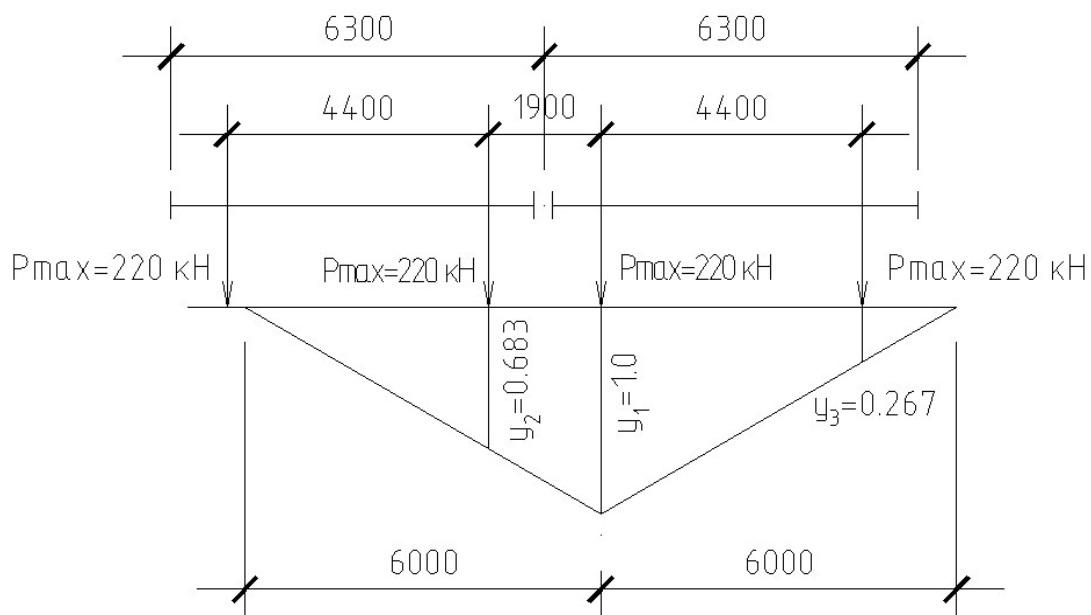


Рис. 2.7 – Лінії впливу опорних реакцій на колону

Одне колесо крана з чотирьох не потрапляє на лінію впливу, тому ордината під цим колесом приймається рівною нулю. Якщо на лінію впливу потрапляють 4 колеса, тоді визначають усі ординати під колесами.

Визначимо ординати під колесами і загальний тиск крану:

$$y_2 = \frac{6.0 - 1.9}{6} = 0.683; \quad y_3 = \frac{6.0 - 4.4}{6} = 0.267; \quad P_{max} = 220 \text{ кН}; \quad P_{min} = 60 \text{ кН}.$$

$$\Sigma y = 1 + 0.683 + 0.267 = 1.95;$$

$$P_{min} = \frac{Q + G_m + G_e}{2} - P_{max} = \frac{200 + 275 + 85}{2} - 220 = 60 \text{ кН}.$$

$$D_{max} = P_{max} \Sigma y \cdot \gamma_f = 220 \cdot 1.95 \cdot 1.1 = 471.9 \approx 472 \text{ кН}.$$

$$D_{min} = P_{min} \Sigma y \cdot \gamma_f = 60 \cdot 1.95 \cdot 1.1 = 128.7 \text{ кН}.$$

$$\text{Сила гальмування одного крану } T_{ser} = \frac{Q + G_e}{40}; \quad T_{ser} = \frac{200 + 85}{40} = 7.13 \text{ кН}.$$

Від гальмування двох кранів розрахункова сила:

$$T = T_{ser} \cdot \Sigma y_i \cdot \gamma_f = 7.13 \cdot 1.95 \cdot 1.1 = 15.3 \text{ кН}.$$

в) вітрове навантаження

У відповідності до кліматичного району Івано-Франківська $W_o = 0.50 \text{ кН/м}^2$. Висота колони 13,9 м, висота ферми прольотом 24 м – 3,3 м, висота плит покриття – 0,3 м, товщина шару покриття – 150 мм. Таким чином, загальна висота промислової будівлі складатиме $13,9 + 3,3 + 0,3 + 0,15 = 17,65 \text{ м}$.

Враховуючи зміну вітрового тиску в залежності від висоти будівлі, визначимо значення такого тиску на характерних висотах будівлі, тобто на висоті 5 м ($C_h = 0,4$); 10 м ($C_h = 0,60$) і 20 м ($C_h = 0,85$) для місцевості типу III. $W_5 = 0,4 \cdot 0,50 = 0,19 \text{ кН/м}^2$; $W_{10} = 0,60 \cdot 0,50 = 0,30 \text{ кН/м}^2$; $W_{20} = 0,85 \cdot 0,50 = 0,425 \text{ кН/м}^2$.

По інтерполяції визначимо значення вітрового тиску на рівні верха колони (13,9 м) та на висоті покрівлі (17,65 м).

$$W_{13,9} = 0,3 + \frac{0,425 - 0,30}{10} \cdot 3,9 = 0,349 \text{ кН/м}^2,$$

$$W_{17,65} = 0,3 + \frac{0,425 - 0,30}{10} \cdot 7,65 = 0,396 \text{ кН/м}^2.$$

Побудуємо епюру навантажень від дії вітру на поперечну раму (рис. 2.8). Для зручності розрахунків ламану епюру вітрового навантаження перетворюють на прямолінійну і знаходять еквівалентне вітрове навантаження W_e .

Щоб знайти еквівалентне вітрове навантаження від складної епюри вітрового тиску, знайдемо згинаючий момент у защемленні колони. При цьому епюру вітрового тиску розділяють на прямокутну частину та трикутну.

$$M_3 = \frac{0,20 \cdot 13,9^2}{2} + \frac{1}{2} \cdot 8,9(0,349 - 0,20) \left(\frac{2}{3} \cdot 8,9 + 5 \right) = 19,32 + 0,663 \cdot 10,93 = 26,57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Еквівалентний вітровий тиск визначається за формулою (2.10)

$$W_e = \frac{26,57 \cdot 2}{13,9^2} = 0,275 \text{ кН/м}^2.$$

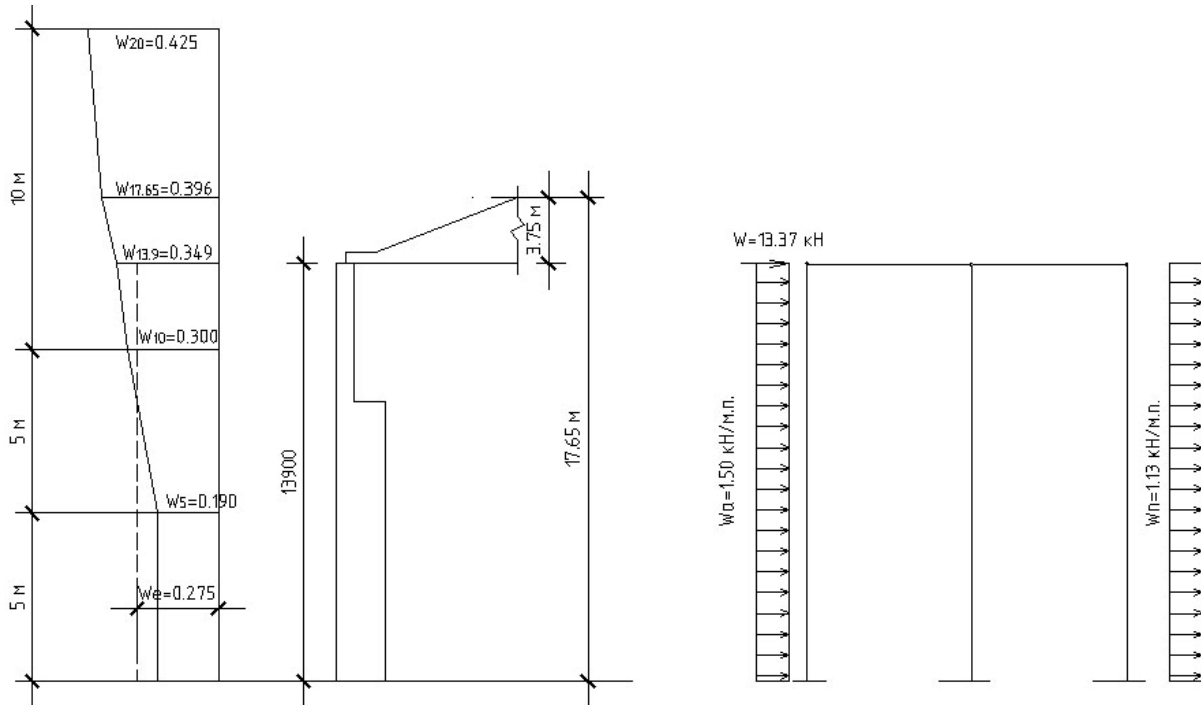


Рис. 2.8 – Вітрове навантаження рами

Аеродинамічні коефіцієнти приймаємо: з активної сторони $C_{aer} = 0,8$; з пасивної $C_{aer} = 0,6$. Перетворюємо вітрове навантаження з кН/м^2 в кН/пог.м . При цьому враховується крок колон 6 м та коефіцієнт надійності $\gamma = 1,14$.

$$W_a = 0,8 \cdot 0,275 \cdot 6 \cdot 1,14 = 1,50 \text{ кН/м}; \quad W_n = 0,6 \cdot 0,275 \cdot 6 \cdot 1,14 = 1,13 \text{ кН/м}.$$

Зосереджена сила від вітру вище рівня колони визначається як середнє арифметичне між тиском $W_{17,65} = 0,396 \text{ кН/м}^2$ та $W_{13,9} = 0,349 \text{ кН/м}^2$

$$W = \frac{0,349 + 0,396}{2} \cdot 6 \cdot 3,75(0,8 + 0,6) \cdot 1,14 = 13,37 \text{ кН}.$$

2.3.4. Визначення розрахункових ексцентриситетів

Прив'язка колони до вісі „А” нульова.

Верхній ексцентриситет $e_g = 190 - 175 = 15 \text{ мм} = 0,015 \text{ м}$. Направлення цього ексцентриситету вліво від середини перерізу колони, тобто момент від сили P_n буде від'ємним.

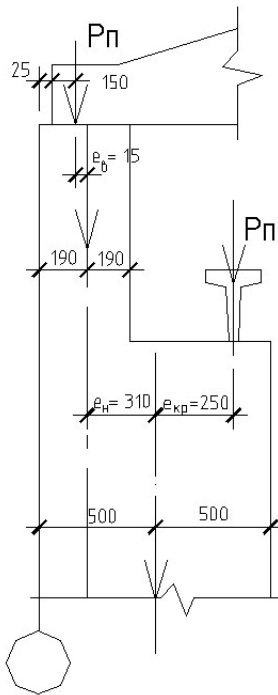
$$\text{Нижній ексцентриситет } e_n = \frac{h_n}{2} - \frac{h_g}{2} = 500 - 190 = 310 \text{ мм} = 0,31 \text{ м}.$$

Крановий $e_{кр.} = 750 - 500 = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м}$.

Схема визначення ексцентриситетів приведена на рис. 2.9.

2.3.5. Визначення зусиль в колоні крайнього ряду

На першому етапі треба визначити геометричні характеристики колони та допоміжні коефіцієнти.



$$I_b = \frac{b_b h_b^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,38^3}{12} = 0,0023 \text{ м}^4;$$

$$I_n = A_b \frac{c^2}{2} = 0,5 \cdot 0,2 \frac{0,8^2}{2} = 0,032 \text{ м}^4.$$

$$\alpha = \frac{H_e}{H} = \frac{3,7}{13,9} = 0,266;$$

$$I_{zil.} = \frac{0,5 \cdot 0,2^3}{12} = 0,00033 \text{ м}^4,$$

$$k = \alpha^3 \left(\frac{I_n}{I_b} - 1 \right) = 0,266^3 \left(\frac{0,032}{0,0023} - 1 \right) = 0,243,$$

$$k_1 = \frac{(1 - \alpha)^3 \cdot I_n}{8n^2 I_{вет}} = \frac{(1 - 0,243)^3 \cdot 0,032}{8 \cdot 5^2 \cdot 0,00033} = 0,210,$$

n – кількість панелей (вікон) в колоні,
 $n = 5$.

Рис. 2.9 – Визначення розрахункових ексцентриситетів

2.3.5.1. Зусилля від постійного навантаження

Згинальний момент в верхній частині колони (правило знаків: якщо момент від навантаження розтягує ліві волокна колони, то такий момент вважається додатнім, якщо праві – то від'ємним).

$$M_1 = -P_n e_b = -319,9 \cdot 0,015 = -4,79 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Згинальний момент на рівні підкранової консолі:

$$M_2 = -P_n e_n - P_e e_n + P_{н.б.} e_{кр} = -319,9 \cdot 0,31 - 19,33 \cdot 0,31 + 49,69 \cdot 0,25 = -92,735 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

У відповідності до таблиці додатку II знаходимо пружну реакцію у верхньому зв'язку від постійного навантаження. Зміщення $\Delta_l = 0$, тому що для симетричного навантаження $R_{ip} = 0$.

$$B_{np} = \frac{3M_1 \left(1 + \frac{\kappa}{\alpha} \right)}{2H(1 + \kappa + \kappa_1)} + \frac{3M_2 (1 - \alpha^2)}{2H(1 + \kappa + \kappa_1)} =$$

$$= \frac{-3 \cdot 4,79 \left(1 + \frac{0,243}{0,266} \right) - 3 \cdot 92,735 (1 - 0,266^2)}{2 \cdot 13,9 (1 + 0,243 + 0,210)} = -\frac{27,50 + 258,52}{40,39} = -7,08 \text{ кН}.$$

Знак „мінус” показує, що пружна реакція направлена зліва направо. Будуємо епюри внутрішніх зусиль M , N і Q в перерізах колони 1-1, 2-2, 3-3, 4-4.

$$\begin{aligned}
M_{1-1} &= -4,79 \text{ кН}\cdot\text{м}; & M_{2-2} &= -4,79 + 7,08 \cdot 3,7 = 21,406 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\
M_{3-3} &= -4,79 + 7,08 \cdot 3,7 - 92,735 = -71,33 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\
M_{4-4} &= -4,79 - 92,735 + 7,08 \cdot 13,9 = 0,887 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\
N_{1-1} &= P_n = 319,9 \text{ кН}; & N_{2-2} &= P_n + P_b = 319,9 + 19,33 = 339,23 \text{ кН}; \\
N_{3-3} &= P_n + P_b + P_{n.б.} = 339,23 + 49,69 = 388,92 \text{ кН}; \\
N_{4-4} &= P_n + P_b + P_{n.б.} + P_H = 388,92 + 76,72 = 465,64 \text{ кН}.
\end{aligned}$$

Знак поздовжньої сили приймається умовно додатним.

Знак поперечної сили приймається зі знаком "+", якщо сила направлена зліва направо. В даному випадку поперечна сила Q на всій довжині колони однакова і дорівнює $Q = 7,08$ кН.

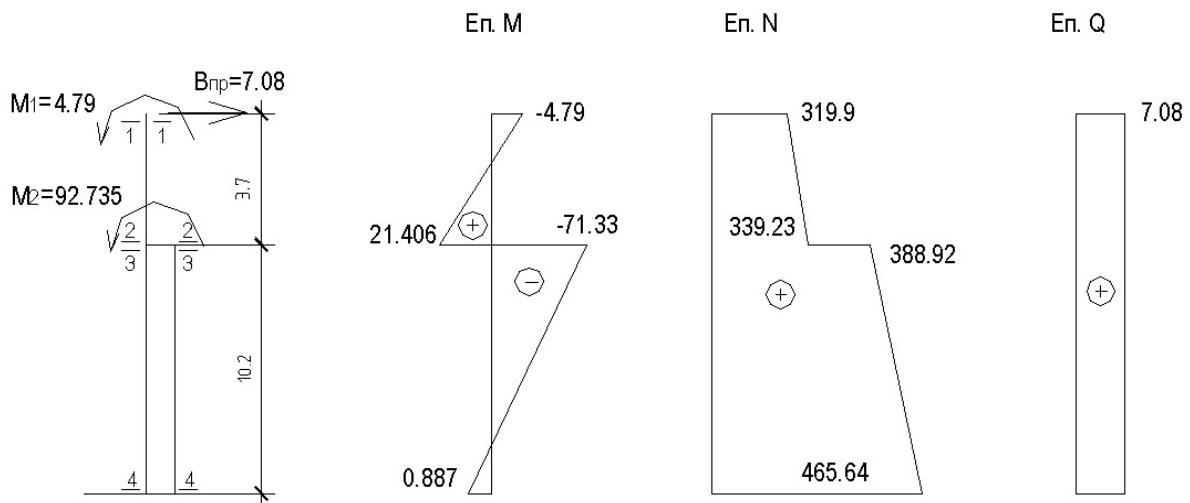


Рис. 2.10 – Епюри M , N , Q від постійного навантаження

2.3.5.2. Снігове навантаження

Зусилля від снігового навантаження отримаємо аналогічно постійному навантаженню. $P_s = 115,73$ кН. Прикладається вона так само, як і сила від покриття P_n .

$$M_1 = P_s e_s = -115,73 \cdot 0,015 = -1,736 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_2 = P_s e_n = -115,73 \cdot 0,31 = -35,88 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Снігове завантаження відноситься до симетричного, тому $R_{ip} = 0$ і $\Delta_1 = 0$.

Знаходимо пружну реакцію

$$\begin{aligned}
B_{np} &= \frac{3M_1 \left(1 + \frac{\kappa}{\alpha}\right) + 3M_2 (1 - \alpha^2)}{2H(1 + \kappa + \kappa_1)} = \\
&= \frac{-3 \cdot 1,736 \left(1 + \frac{0,243}{0,266}\right) - 3 \cdot 35,88 (1 - 0,266^2)}{2 \cdot 13,9(1 + 0,243 + 0,210)} = -2,72 \text{ кН}.
\end{aligned}$$

Будуємо епюри внутрішніх зусиль M , N , Q

$$\begin{aligned}
M_{1-1} &= -1,736 \text{ кН}\cdot\text{м}; & M_{2-2} &= -1,736 + 2,72 \cdot 3,7 = 8,328 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\
M_{3-3} &= -1,736 + 2,72 \cdot 3,7 - 35,88 = -27,55 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\
M_{4-4} &= -1,736 - 35,88 + 2,72 \cdot 13,9 = 0,45 \text{ кН}\cdot\text{м}; & N &= 115,73 \text{ кН}; & Q &= 2,72 \text{ кН}.
\end{aligned}$$

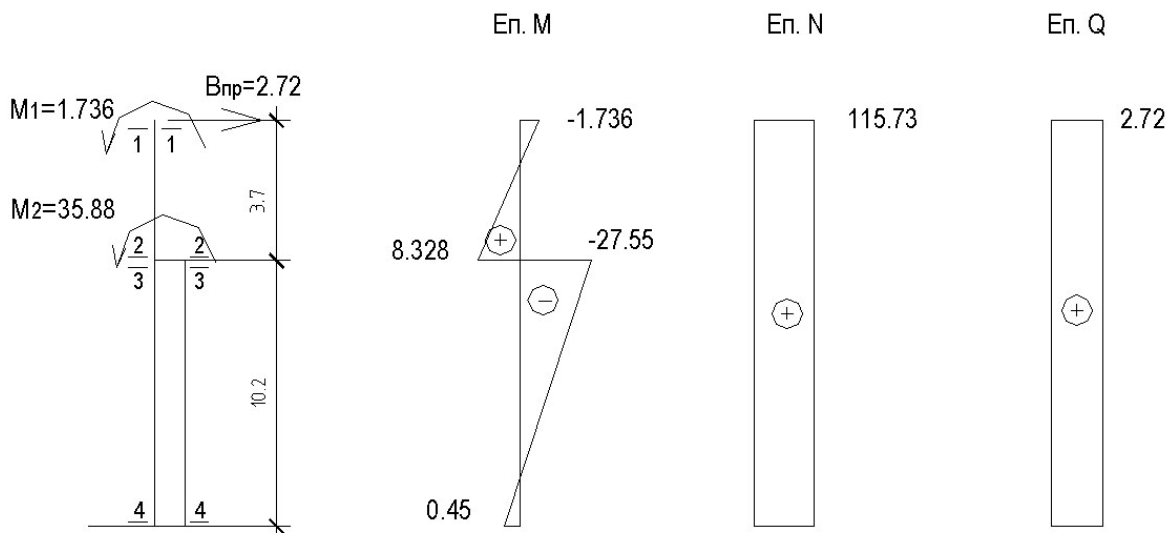


Рис. 2.11 – Епюри M , N , Q від снігового навантаження

2.3.5.3. Кранове навантаження

Спочатку розглянемо навантаження на крайню колону по вісі A силою D_{max} , а на середню по вісі B силою D_{min} . Таке навантаження несиметричне. Канонічне рівняння для визначення B_{np} має вигляд:

$$C_{dim} r_{11} \Delta_1 + R_{ip} = 0.$$

Оскільки поперечна рама має три колони, то $r_{11} = 3B_{\Delta}$:

$$B_{\Delta} = \frac{3EI_n}{H^3(1 + \kappa + \kappa_1)} = \frac{3EI_n}{13,9^3(1 + 0,243 + 0,210)} = \frac{3EI_n}{2685,6 \cdot 1,453};$$

$$r_{11} = 3B_{\Delta} = \frac{9EI_n}{2685,6 \cdot 1,453}.$$

Орієнтоване значення $C_{dim} = 4,5$ (для кроку колон 6 м) і $C_{dim} = 3,7$ (для кроку колон 12 м)

$R_{ip} = \sum B_i$, де B_i – реакції в горизонтальному зв'язку від сил $D_{max} = 472$ кН і $D_{min} = 128,7$ кН.

$$M_A = D_{max} e_{kr} = 472 \cdot 0,25 = 118,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = D_{min} e_{kr} = -128,7 \cdot 0,75 = -96,52 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ (для середньої колони } e_{kr} = 0,75 \text{ м)}.$$

$$B_A = \frac{3M_A(1 - \alpha^2)}{2H(1 + \kappa + \kappa_1)} = \frac{3 \cdot 118(1 - 0,266^2)}{2 \cdot 13,9(1 + 0,243 + 0,210)} = 8,14 \text{ кН}.$$

$$B_B = \frac{3M_B(1 - \alpha^2)}{2H(1 + \kappa + \kappa_1)} = -\frac{3 \cdot 96,52(1 - 0,266^2)}{2 \cdot 13,9(1 + 0,243 + 0,210)} = -6,78 \text{ кН}.$$

$$R_{ip} = B_A + B_B = 8,14 - 6,78 = 1,36 \text{ кН}.$$

Канонічне рівняння має вигляд

$$4,5 \frac{9EI_n}{2685,6 \cdot 1,453} \Delta_1 + 1,36 = 0; \quad \Delta_1 = -\frac{1,36 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{4,5 \cdot 9EI_n}.$$

Сумарна пружна реакція в верхньому зв'язку для крайньої колони по вісі „А”

$$B_{np} = B_A + \Delta_1 B_\Delta = 8,14 - \frac{1,36 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{4,5 \cdot 9EI_H} \cdot \frac{3EI_H}{2685,6 \cdot 1,453} = 8,14 - \frac{1,36}{13,5} = 8,04 \text{ кН}.$$

Маючи пружну реакцію B_{np} , можна будувати епюри внутрішніх зусиль M, N, Q .

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = -8,04 \cdot 3,7 = -29,75 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{3-3} = -29,75 + 118,0 = 88,25 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{4-4} = 118,0 - 8,04 \cdot 13,9 = 6,24 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$N_3 = N_4 = 472 \text{ кН}; Q = -8,04 \text{ кН}.$$

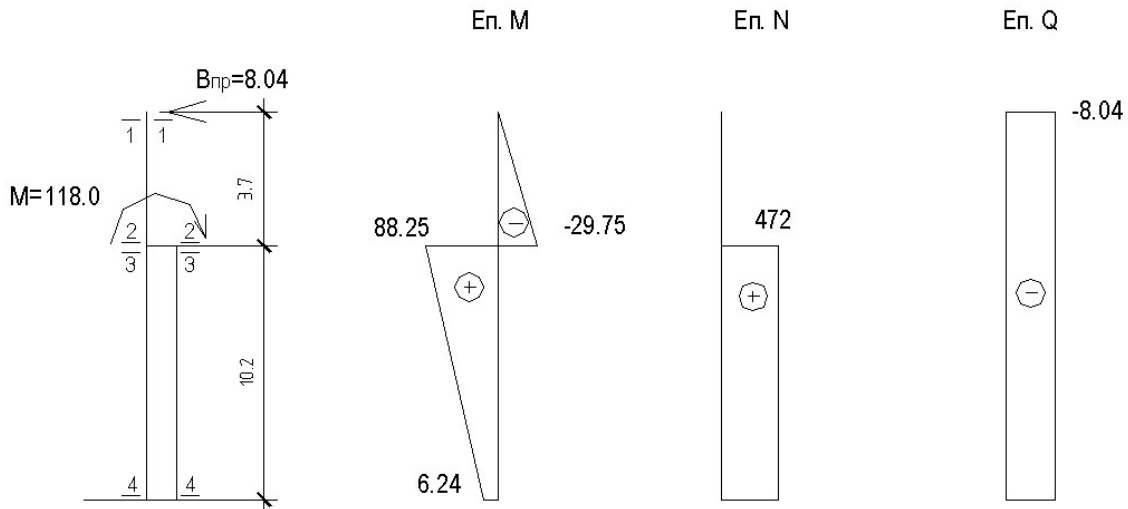


Рис. 2.12 – Епюри M, N, Q від кранового навантаження ($B_{np} = 8,04 \text{ кН}$)

Тепер завантажимо крайню колону по вісі „А” силою D_{min} , а середню колону по вісі B силою D_{max} .

Момент в колоні по вісі „А”: $M_A = D_{min} e_{kr} = 128,7 \cdot 0,25 = 32,18 \text{ кН}\cdot\text{м}$; по вісі „Б” $M_B = -D_{max} e_{kr} = -472 \cdot 0,75 = -354,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$B_A = \frac{3 \cdot 32,18 (1 - 0,266^2)}{2 \cdot 13,9 (1 + 0,243 + 0,210)} = 2,22 \text{ кН};$$

$$B_B = \frac{-3 \cdot 354,0 (1 - 0,266^2)}{2 \cdot 13,9 (1 + 0,243 + 0,210)} = -24,43 \text{ кН};$$

$$R_{ip} = 2,22 - 24,43 = -22,23 \text{ кН};$$

$$\Delta_1 = -\frac{R_{ip}}{C_{dim} r_{11}} = -\frac{-22,23 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{4,5 \cdot 9EI_H} = \frac{22,23 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{4,5 \cdot 9EI_H}.$$

Сумарна пружна реакція у верхньому зв’язку по вісі „А”:

$$B_{np} = B_A + \Delta_1 B_\Delta = 2,22 + 22,23 \frac{2685,6 \cdot 1,453}{4,5 \cdot 9EI_H} \cdot \frac{3EI_H}{2685,6 \cdot 1,453} = 3,86 \text{ кН}.$$

Будуємо епюри внутрішніх зусиль M, N, Q .

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = -3,86 \cdot 3,7 = -14,28 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{3-3} = -14,28 + 32,18 = 17,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{4-4} = 32,18 - 3,86 \cdot 13,9 = -21,47 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_3 = N_4 = 128,7 \text{ кН}; Q = -3,86 \text{ кН}.$$

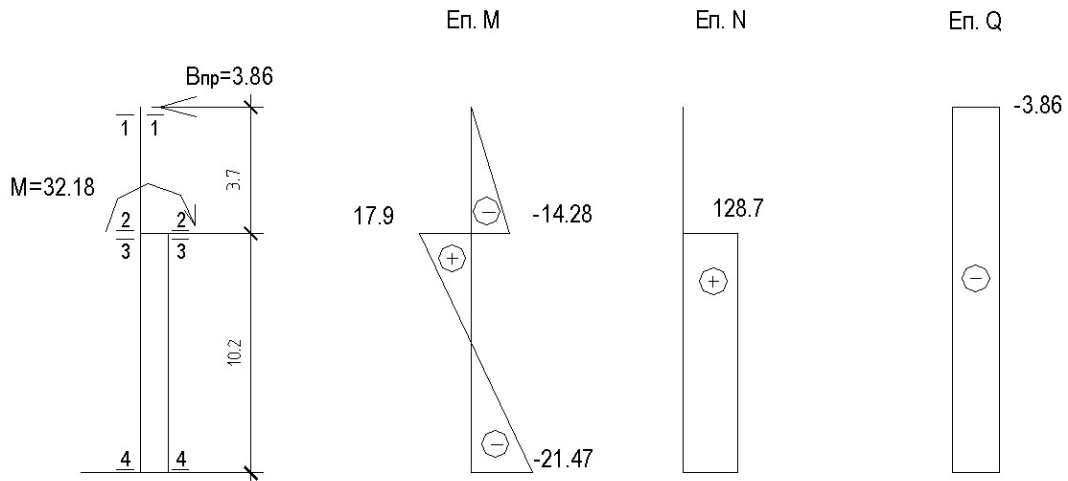


Рис. 2.13 – Епюри M , N , Q від кранового навантаження ($B_{пр} = 3,86$ кН)

Розглянемо завантаження гальмівною силою T .

Реакція в зв'язку від сили $T = 15,3$ кН визначається за формулою додатка II.

$$B_A = \frac{T(1 - \alpha + \kappa_1)}{1 + \kappa + \kappa_1} = \frac{15,3(1 - 0,266 + 0,210)}{1 + 0,243 + 0,210} = 9,94 \text{ кН.}$$

$$R_{ip} = 9,94 \text{ кН.}$$

Канонічне рівняння $C_{dim} \cdot r_{11} \cdot \Delta_1 + R_{ip} = 0$;

$$\Delta_1 = -\frac{9,94 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{4,5 \cdot 9 \cdot E \cdot I_n};$$

$$B_{пр} = 9,94 - \frac{9,94 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{4,5 \cdot 9 \cdot E \cdot I_n} \cdot \frac{3 \cdot E \cdot I_n}{2685,6 \cdot 1,453} = 9,94 - \frac{9,94}{13,5} = 9,20 \text{ кН}$$

$$M_{1-1} = 0; M_{m.c.} = -9,20(3,7-1) = -24,84 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{2-2} = M_{3-3} = -9,20 \cdot 3,7 + 15,30 \cdot 1 = -18,74 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{4-4} = -9,20 \cdot 13,9 + 15,30 \cdot 11,2 = 43,48 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{1-1} = Q_{2-2} = -9,20 \text{ кН}; Q_{3-3} = 15,30 - 9,20 = 6,1 \text{ кН}; N = 0.$$

Значення M , Q приймаються зі знаком „ \pm ”, тому що кран може гальмувати в двох напрямках.

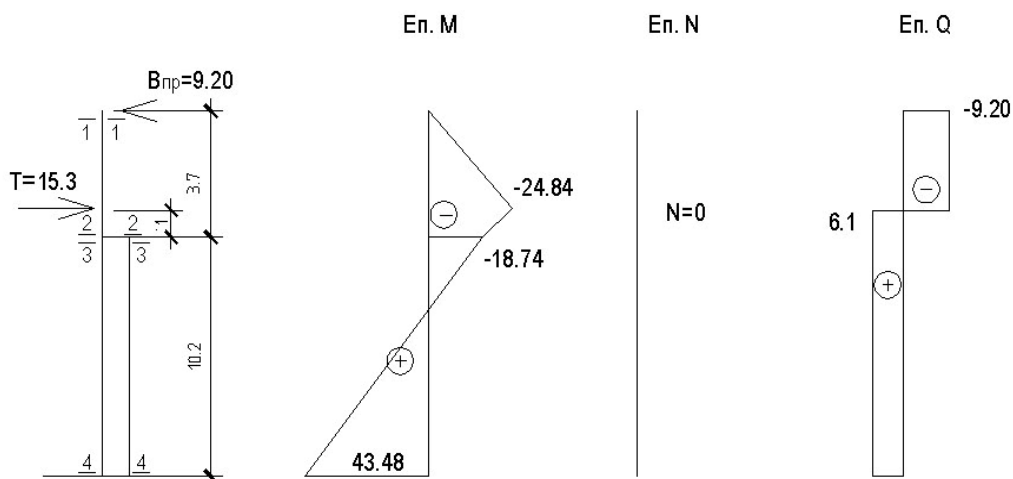


Рис. 2.14 – Епюри M , N , Q від навантаження гальмівною силою

2.3.5.4. Вітрове навантаження

Спочатку розглядаємо навантаження від дії вітру в напрямку зліва направо. Значення навантажень (див. рис. 2.15) $W_a=1,50$ кН/м, $W_n=1,13$ кН/м, $W = 13,37$ кН.

Реактивне зусилля в верхньому зв'язку від дії активного вітру W_a на колону по вісі „А” (таблиця додатку II):

$$B_A = \frac{3 \cdot W_a \cdot H [1 + \alpha \cdot k + 1.33(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)} =$$

$$= \frac{3 \cdot 1,50 \cdot 13,9 [1 + 0,266 \cdot 0,243 + 1,33(1 + 0,266) \cdot 0,210]}{8(1 + 0,243 + 0,210)} = 7,63 \text{ кН.}$$

Реактивне зусилля від дії пасивного вітру по вісі В:

$$B_B = \frac{7,63 \cdot 1,13}{1,50} = 5,75 \text{ кН};$$

$$R_{ip} = B_A + B_B + W = 7,63 + 5,75 + 13,37 = 26,75 \text{ кН.}$$

$$\Delta_1 = -\frac{26,753 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{9 \cdot E \cdot I_n};$$

Коефіцієнт C_{dim} для вітрового навантаження не враховується. $B_{npA} = B_A + \Delta_1 B_A$

$$B_{npA} = 7,63 - \frac{26,75 \cdot 2685,6 \cdot 1,453}{9 \cdot E \cdot I_n} \cdot \frac{3 \cdot E \cdot I_n}{2685,6 \cdot 1,453} = -1,28 \text{ кН}; ;$$

$$B_{npB} = 5,75 - \frac{26,75}{3} = -3,16 \text{ кН.};$$

Знак „мінус” вказує на те, що пружна реакція діє в тому ж напрямку, що і напрямок вітру.

Будуємо епюри M , N і Q від завантаження вітром зліва направо для вісі „А” (рис. 2.15).

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = M_{3-3} = \frac{1,50 \cdot 3,7^2}{2} + 1,28 \cdot 3,7 = 15,00 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = \frac{1,50 \cdot 13,9^2}{2} + 1,28 \cdot 13,9 = 162,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

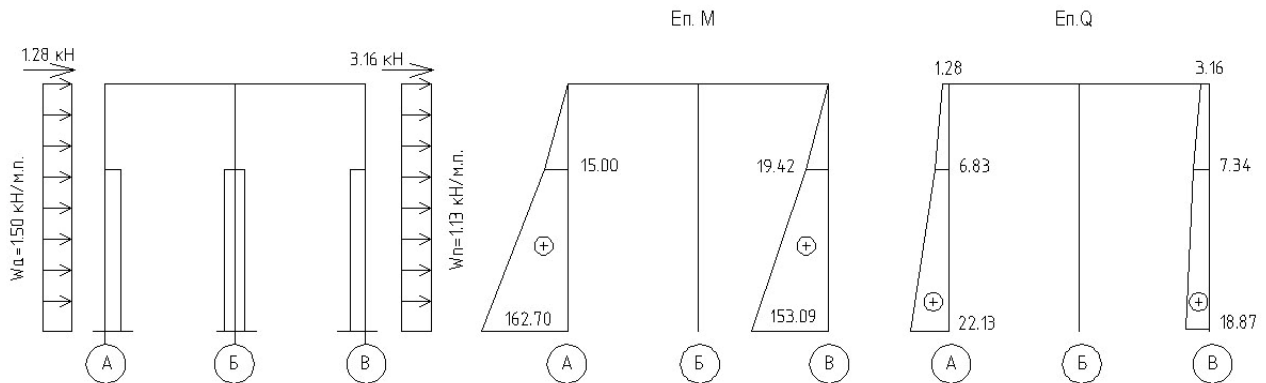


Рис. 2.15 – Епюри M , N , Q від дії вітру зліва направо

При завантаженні колони по вісі „В” реакцією $B_{npB} = 3,16$ кН та рівномірно-розподіленим навантаженням $W_n = 1,13$ кН/м

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = M_{3-3} = \frac{1,13 \cdot 3,7^2}{2} + 3,16 \cdot 3,7 = 19,42 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = \frac{1,13 \cdot 13,9^2}{2} + 3,16 \cdot 13,9 = 153,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вісь „А”: $Q_{1-1} = 1,28$ кН; $Q_{2-2} = Q_{3-3} = 1,50 \cdot 3,7 + 1,28 = 6,83$ кН;
 $Q_{4-4} = 1,50 \cdot 13,9 + 1,28 = 22,13$ кН; $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$.

Вісь „В”: $Q_{1-1} = 3,16$ кН; $Q_{2-2} = Q_{3-3} = 1,13 \cdot 3,7 + 3,16 = 7,34$ кН;
 $Q_{4-4} = 1,13 \cdot 13,9 + 3,16 = 18,87$ кН; $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$.

Тепер розглянемо завантаження вітром справа наліво (рис. 2.16).
 Значення зусиль будуть такі.

Знаки моментів та поперечних сил змінюються на протилежні.

По вісі „А”: $M_{1-1} = 0; M_{2-2} = M_{3-3} = - 19,42$ кН·м; $M_{4-4} = -153,09$ кН·м;

$Q_{1-1} = - 3,16$ кН; $Q_{2-2} = Q_{3-3} = - 7,34$ кН; $Q_{4-4} = -18,87$ кН;

$N_{1-1} = N_{2-2} = N_{3-3} = N_{4-4} = 0$.

По вісі „В”: $M_{1-1} = 0; M_{2-2} = M_{3-3} = - 15,0$ кН·м; $M_{4-4} = -162,56$ кН·м;

$Q_{1-1} = - 1,28$ кН; $Q_{2-2} = Q_{3-3} = - 6,83$ кН; $Q_{4-4} = -22,13$ кН;

$N_{1-1} = N_{2-2} = N_{3-3} = N_{4-4} = 0$.

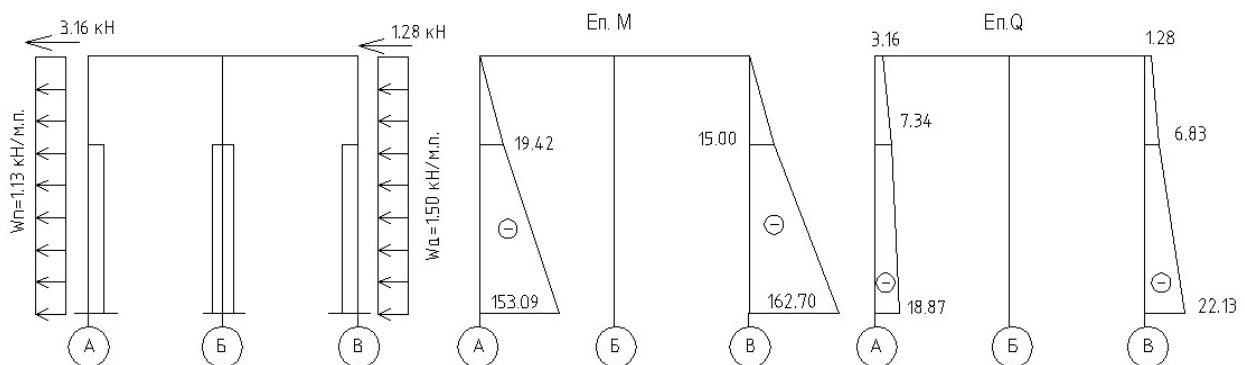


Рис. 2.16 – Епюри M, N, Q від дії вітру справа наліво

Значення зусиль по стояку вісі “В” не приводиться, тому що вони в подальших розрахунках не використовуються.

Складання таблиці комбінацій зусиль

На основі виконаного статичного розрахунку і побудованих епюр зусиль M, N і Q складається таблиця різних комбінацій усіх зусиль. Спочатку в таблицю заносяться значення M, N, Q від цих навантажень в перерізах колони 1-1, 2-2, 3-3, 4-4. Потім розглядається основне сполучення, яке може бути двох видів: основне сполучення I, основне сполучення II. Особливе сполучення не розглядається.

Основне сполучення I включає обов'язкове постійне навантаження та одне змінне, найбільш суттєве, тобто таке, що дає максимальне значення по заданому знаку “+” чи “-”.

Основне сполучення II включає також обов'язкове постійне навантаження та всі змінні навантаження в невігідному сполученні, тобто змінні можуть бути: снігове, кранове та вітрове навантаження разом або тільки окремі їх комбінації (сніг і вітер, кранове навантаження та вітер, кранове навантаження та сніг і інші). Якщо в склад комбінації входять два або більше змінних навантажень, то до змінних навантажень вводиться коефіцієнт 0,9.

При цьому слід мати на увазі, що у крановому навантаженні вертикальне навантаження (D_{max} , D_{min}) і горизонтальне навантаження ($\pm T$) вважається одним навантаженням. Знак “ \pm ” перед силою T показує, що гальмівна сила T може діяти зліва направо і справа наліво. В комбінації зусиль приймається той знак, що доповнює невігідну комбінацію.

Вітрове навантаження може також діяти на раму зліва направо або справа наліво. Тому в таблиці вводяться значення зусиль при дії вітру зліва та справа. Включати в комбінацію зусиль тільки одне гальмівне навантаження T не можна, до нього обов'язково додається вертикальне навантаження D_{max} чи D_{min} .

Вибрані значення зусиль для кожної комбінації складаються між собою. Якщо вже вибрані значення усіх моментів M , то для знаходження N та Q треба брати їх значення у відповідних колонках з відповідними знаками, тобто там, де вибрані значення моментів M .

Отримані комбінації зусиль аналізуються з точки зору їх максимальних значень. Для розрахунку колони приймаються, частіше усього, значення зусиль в перерізі 2-2 для розрахунку надкранової частини колони і значення зусиль в перерізах 3-3 або 4-4 для розрахунку підкранової частини колони.

Приклад складання комбінацій зусиль, що відповідає наведеному прикладу розрахунку рами, приведений в табл. 2.7.

Для кожної комбінації зусиль (основне I і основне II) проставлені зверху номери колонок, із яких отримані ці комбінації.

Таблиця 2.7 – Комбінації зусиль для крайньої колони (кН, м), вісь „А”

№№ перерізів	Зусилля	Навантаження							Сполучення навантажень					
		Постійні (власна вага)	Змінні						Основне I			Основне II		
			Снігове	Кранове			Вітрове		M_{max} $N_{відн.}$	M_{min} $N_{відн.}$	N_{max} $M_{відн.}$	M_{max} $N_{відн.}$	M_{min} $N_{відн.}$	N_{max} $M_{відн.}$
				D_{max}	D_{min}	$\pm T$	Зліва	Справа						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1-1	M	-4,79	-1,736	0	0	0	0	0	(3)	(3, 4)	(3, 4)	(3)	(3, 4)	(3, 4)
	N	319,90	115,73	0	0	0	0	0	-4,79	-6,53	-6,53	-4,79	-6,53	-6,53
	Q	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 9,20$	1,28	-3,16	319,90	435,63	435,63	319,90	435,63	435,63
2-2	M	21,406	8,328	-29,75	-14,28	$\pm 18,74$	15,00	-19,42	(3, 8)	(3,5,7)	(3, 4)	(3,4,6,7,8)	(3,5,7,9)	(3, 4)
	N	339,23	115,73	0	0	0	0	0	34,98	-27,08	29,73	46,42	-39,71	29,73
	Q	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 6,10$	6,83	-7,34	339,23	339,23	454,96	454,96	339,23	454,96
3-3	M	-71,33	-27,55	88,25	17,9	$\pm 18,74$	15,00	-19,42	(3,5,7)	(3, 9)	(3,5,7)	(3,5,7,8)	(3,4,6,7,9)	(3,4,5,7)
	N	388,92	115,73	472	128,7	0	0	0	35,66	-90,7	35,66	38,46	-114,36	-33,57
	Q	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 6,10$	6,83	-7,34	860,92	388,92	860,92	860,92	608,90	917,88
4-4	M	0,887	0,45	6,24	-21,47	$\pm 43,48$	162,70	-153,09	(3, 8)	(3, 9)	(3,5,7)	(3,4,5,7,8)	(3,6,7,9)	(3,4,5,7)
	N	465,64	115,73	472,0	128,7	0	0	0	163,59	-152,20	50,50	192,47	-195,35	46,04
	Q	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 6,1$	22,13	-18,87	465,64	465,64	937,64	994,60	594,34	994,60
									29,21	-11,79	5,14	27,70	-18,87	7,78

3. Порядок введення вихідних даних для розрахунку поперечної рами на ЕВМ з допомогою програми “SCAD”

Щоб скоротити час на виконання курсового проекту № 2 та раціонально використовувати комп'ютерну техніку, на кафедрі будівельних конструкцій існує програма статичного розрахунку рами “SCAD”. Ця програма дозволяє отримати внутрішні зусилля M , N , Q в стояках поперечної рами одноповерхової промислової будівлі з мостовими кранами. По кожному стояку видаються дані внутрішніх зусиль в чотирьох перерізах (1-1, 2-2, 3-3, 4-4). Ці дані заносяться в таблицю комбінацій зусиль, а потім студент самостійно складає варіанти можливих невігідних сполучень. Варіанти навантажень розглядаються тільки для крайньої колони по вісі “А”.

Перед запуском програми “SCAD” необхідно підготувати цілу групу вихідних даних, які частково беруться з завдання на курсовий проект, а частково готуються студентами після відповідних розрахунків. Головними параметрами для складання вихідних даних будуть значення зовнішнього навантаження на раму, тобто сила ваги покриття, власна вага надкранової і підкранової частин колони, вага підкранової балки та ін. Змінні навантаження розраховуються окремо – снігове, кранове, вітрове. Для їх знаходження можна використати рекомендації даних методичних вказівок або скористатись даними, закладеними в програмі “SCAD”. Паралельно визначаються геометричні параметри та розрахункова схема рами, її висота, прольоти, значення довжини надкранової та підкранової частин колони, параметри перерізу колон та ін.

Усі дані заносяться в інформаційний блок програми, з допомогою якої можна виконати статичний розрахунок рами. По висоті стійки бажано розділити на дві частини з призначенням довжини кожної – надкранової та підкранової. Підготовлені дані, користуючись діалоговими вікнами, заносяться в комп'ютерну програму у відповідні файли з обов'язковим дотриманням єдиної розмірності (довжина – м, сила – кН, напруження та модулі пружності в кН/см^2 , розміри перерізів в м, рівномірно розподілене навантаження в кН/м.п. , ексцентриситети в м, і тому подібне).

Спочатку в програму “SCAD” вводиться розрахункова схема, а потім усі навантаження на раму. При цьому навантаження 1 – постійне, навантаження 2 – снігове, навантаження 3 – кранове; навантаження 4 – вітрове.

4. Використання отриманих результатів у курсовому та дипломному проектуванні

Отримані дані в результаті розрахунку поперечної рами “вручну” або за програмою “SCAD” використовуються в першу чергу для подальшого виконання курсового проекту № 2. На основі невігідних комбінацій зусиль M , N , Q , які підбираються для надкранової частини колони і для підкранової

виконується розрахунок як позацентрово стиснутого елемента окремо надкранової частини і підкранової частини колони.

Слід звернути увагу на те, що при підборі не вигідної комбінації зусиль, якщо дві комбінації близькі по значенню M і N , то приймається для розрахунку та, в якій буде більший ексцентриситет e_0 .

Для розрахунку фундаменту під крайню колону треба приймати в таблиці комбінацій зусилля тільки для перерізу 4-4. При цьому аналізуються усі шість комбінацій (див. табл. 2.7) перерізу 4-4; вибирається та комбінація, де максимальні зусилля N та згинаючий момент M . В деяких випадках розрахункове сполучення зусиль в перерізі 4-4 співпадає як для колони, так і для фундаменту. Але це співпадіння не обов'язкове. Якщо вибрана комбінація зусиль для розрахунку фундаменту викликає сумнів і невпевненість, то у цьому разі треба проконсультуватись з викладачем.

Фундаменти розраховуються як позацентрово стиснуті елементи з урахуванням дії моменту M , поперечної сили Q і поздовжньої сили N . Напрямок дії поперечної сили Q може не співпадати з напрямком згинального моменту M , тому важливо враховувати знаки цих зусиль, коли їх вибирають з таблиці комбінацій зусиль.

У вибраних зусиллях треба обов'язково виділяти частину тривалої дії зусилля і короткочасну частину, особливо це важливо для розрахунку колони. Тривала частина складається з зусилля від постійного навантаження, кранового (50%) та снігового в залежності від району будівництва. Для спрощення розрахунку снігове тривале зусилля можна приймати 30% від загального значення.

Для розрахунку двогілкових колон треба виписати значення поперечної сили Q , яка входить у вибрану комбінацію зусиль, тому що це зусилля враховується при визначенні згинального моменту для гілок колони та моменту для розпірки.

При розробці дипломного проекту, тема якого відноситься до одноповерхової промислової будівлі, можна використати усю послідовність статичного розрахунку, який викладений у даних методичних вказівках. При цьому значення зусиль M , N і Q аналізуються не тільки для однієї колони по вісі A , а можуть аналізуватися і для колон інших вісей. Дуже зручно, маючи програму розрахунку "SCAD", визначити зусилля в колонах, а потім виконувати або увесь конструктивний розрахунок колони, або тільки його частину, в залежності від завдання на дипломне проектування. Можна по отриманим зусиллям розраховувати тільки фундамент, не виконуючи при цьому розрахунок колони.

5. Рекомендації щодо варіантного проектування та використання отриманих результатів в науково-дослідній роботі

При розробці курсового чи дипломного проекту виникають підчас задачі, пов'язані з урахуванням можливих варіантів вирішення тієї чи іншої проблеми. Наприклад, треба визначити зміну зусиль в колоні в залежності від висоти її, співвідношення висот надкранової та підкранової частин, вантажопідйомності кранів та ін. Ці задачі можна вирішити дуже швидко, якщо використовувати розроблену програму "SCAD", "Мономах" та інші. Отримані результати дозволять не тільки проаналізувати зусилля в заданих перерізах колони, але й знайти найбільш раціональні варіанти рішення, наблизитись до оптимальних значень цього рішення.

При варіантному проектуванні, а таке проектування повинно бути обов'язковим в розробці реальних проектів, треба будувати функціональні залежності якогось вибраного зусилля або усіх зусиль разом від вихідного параметру, який змінюється у заданій послідовності. Такою послідовністю може бути переріз надкранової частини колони 40×40, 40×50, 40×60 см, підкранової 40×60, 40×80, 40×100 см, або висота будівлі 8,2 м; 8,6 м; 8,8 м і таке інше. Змінних параметрів може бути 3, 4, 5 і більше. Після відповідних розрахунків можна будувати графіки залежності внутрішніх зусиль від зміни вихідних параметрів.

На основі отриманих графіків визначається найбільш економічне та раціональне рішення в проектуванні габаритних розмірів одноповерхової промислової будівлі та вибраних параметрів колон.

Доцільно використовувати результати статичного розрахунку поперечної рами в науково-дослідній роботі студентів. Зокрема, можна прослідкувати вплив жорсткості колон на розподілення зусиль по висоті колон, вплив кроку колон на витрачання арматури в перерізах колони при зміні вантажопідйомності кранів. При цьому треба вже окрім статичного розрахунку виконувати і конструктивний розрахунок.

В науково-дослідній роботі студентів проблем відносно одноповерхових промислових будівель можна знайти дуже багато. Успішним вирішенням цих проблем можна скористатись не тільки в дипломному проектуванні, але й в реальних задачах обстеження та підсилення промислових будівель і споруд.

Складовою частиною дипломного проектування є використання обчислювальної техніки та аналіз науково-дослідної роботи. Використання розрахункових програми "SCAD", "Мономах", "Ліра" дозволяє ці дві проблеми вирішити одночасно. Додатково можна обґрунтувати економічну доцільність вибраного варіанту проектного рішення. Все це суттєво підвищує не тільки учбову цінність виконаної роботи, але й привчає студентів до варіантного проектування і науково-дослідної роботи.

Список джерел

1. Барашиков А.Я., Буднікова Л.М. Залізобетонні конструкції – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991 – 767 с.
3. Дрозд Я.И., Пастушков Г.П. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – Минск: Высшая школа, 1984. – 208 с.
4. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. – М.: Стройиздат, 1974 – 398 с.
5. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. Учебное пособие для студентов строительных специальностей. – М.: Архитектура С, 2005 – 171 с.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К : Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
8. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
9. Вахненко П.Ф., Павликов А.М. та ін. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1999 – 508 с.

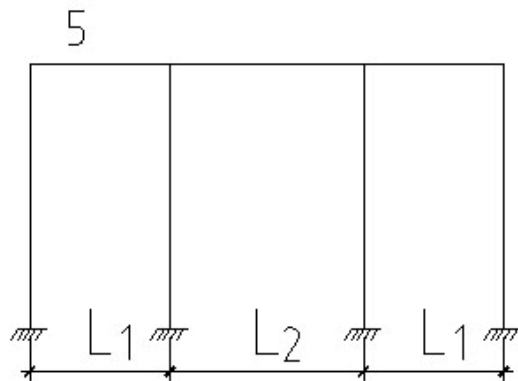
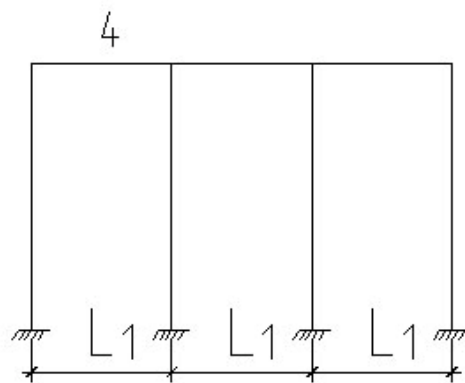
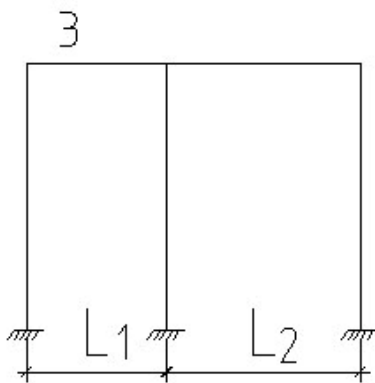
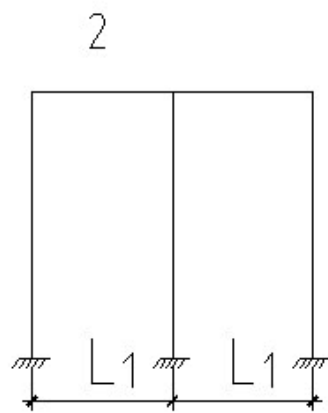
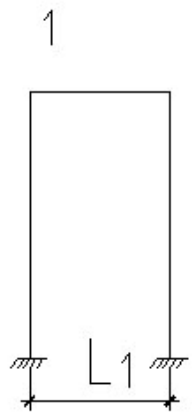
Завдання на курсовий проект

№ п/п	Схема	Прольоти, м		Крок колон	Довжина будівлі, м	Відм. головки підкр. рейки, м	Вантажопідйомність кранів, кН	Опір ґрунту, кПа	Тип покрівлі	Містобудівництва
		L1	L2							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	1	24		6	72	7,2	150	150	хол.	Харків
2.	2	18		12	96	8,4	200/50	200	теп.	Львів
3.	3	18	24	6	108	8,2	300/50	250	хол.	Чернігів
4.	4	24	24	12	120	8,8	500/100	300	теп.	Луганськ
5.	5	18	24	6	132	9,6	100/30	150	хол.	Луцьк
6.	1	18		12	12	10,8	100	180	теп.	Тернопіль
7.	2	24		6	96	11,4	150/30	200	хол.	Івано-Франківськ
8.	3	18	24	12	84	6,8	150/30	250	теп.	Донецьк
9.	4	18	18	6	60	7,2	300/50	300	хол.	Черкаси
10.	5	24	18	12	132	7,2	500/100	350	теп.	Суми
11.	1	30		6	84	8,0	500/100	320	хол.	Ізюм (Харківської)
12.	2	30	30	6	96	8,4	100/30	180	теп.	Одеса
13.	3	18	30	6	108	10,8	200/50	200	хол.	Рівне
14.	4	30	30	12	120	12,0	300/50	280	теп.	Житомир
15.	5	30	18	6	114	8,6	500/100	350	хол.	Ужгород
16.	1	24		12	72	8,8	500/100	360	теп.	Краматорськ (Донецької)
17.	2	18	18	6	84	7,2	100	170	хол.	Полтава
18.	3	24	30	12	96	8,4	150/30	220	теп.	Київ
19.	4	18	18	6	108	9,6	200/30	240	хол.	Запоріжжя
20.	5	18	24	12	120	10,8	300/50	260	теп.	Миколаїв
21.	1	18		6	132	9,8	500/100	320	хол.	Херсон
22.	2	24		12	72	7,6	100/30	180	теп.	Глухів (Сумської)
23.	3	18	24	6	108	9,6	150/30	280	хол.	Хмельницький
24.	4	24	24	12	96	7,8	200/30	300	теп.	Дніпропетровськ
25.	5	18	24	6	96	8,4	300/50	350	хол.	Ялта (Крим)
26.	1	30		12	120	9,6	500/100	300	теп.	Керч (Крим)
27.	2	24	24	6	72	10,8	300/50	300	хол.	Сімферополь
28.	3	18	24	12	96	12,0	500/100	350	теп.	Кіровоград
29.	4	24	24	6	132	9,0	150	210	хол.	Дніпродзержинськ
30.	5	18	24	12	114	7,8	100	300	теп.	Євпаторія (Крим)

Продовження додатку 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
31.	1	24	-	12	96	12,0	300/50	260	хол.	Артемівськ (Донецької)
32.	2	18	18	6	108	10,8	150	190	теп.	Вінниця
33.	3	24	30	6	72	9,6	200/50	220	хол.	Ватутіно (Черкаської)
34.	4	30	30	12	96	10,8	150	250	теп.	Краснодон (Луганської)
35.	5	18	24	6	114	9,8	500/100	270	хол.	Чернівці

Схеми



Формули для розрахунку двогілкових і ступінчатих колон

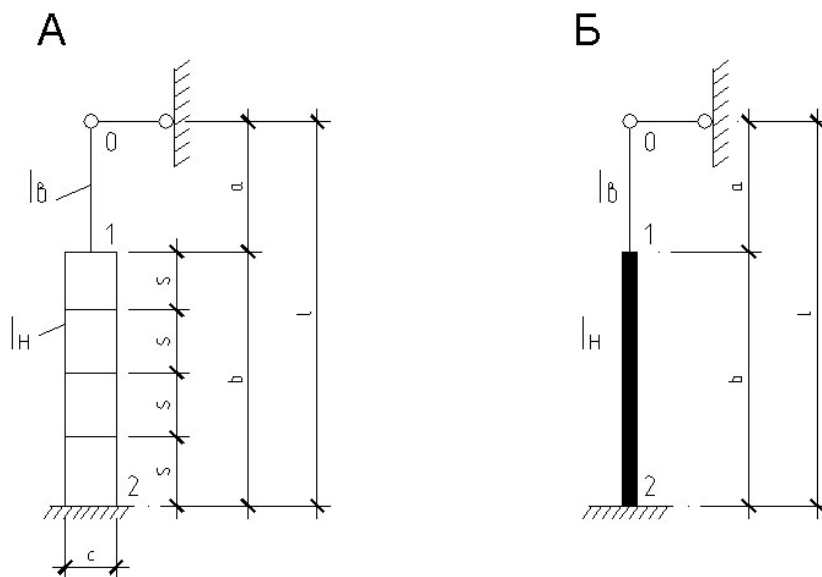
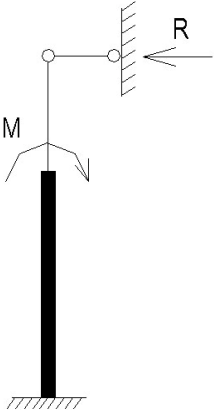
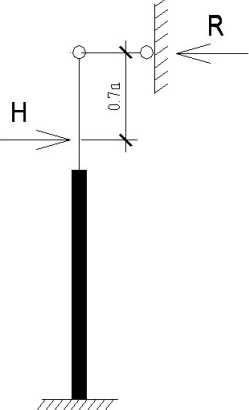
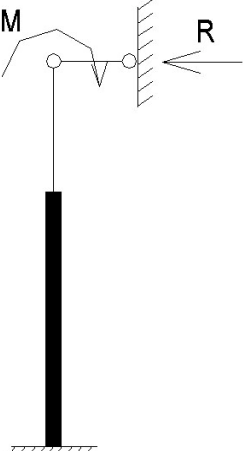
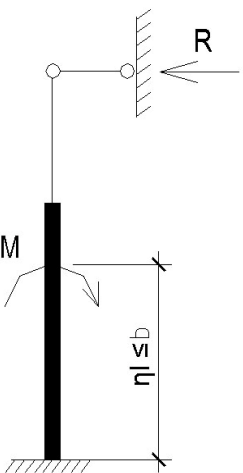
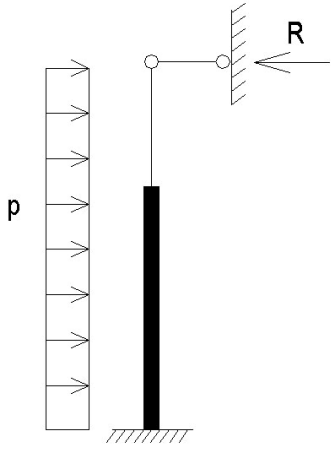
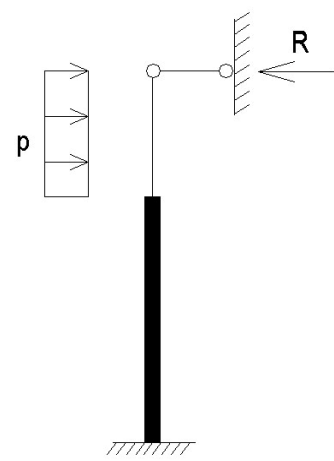


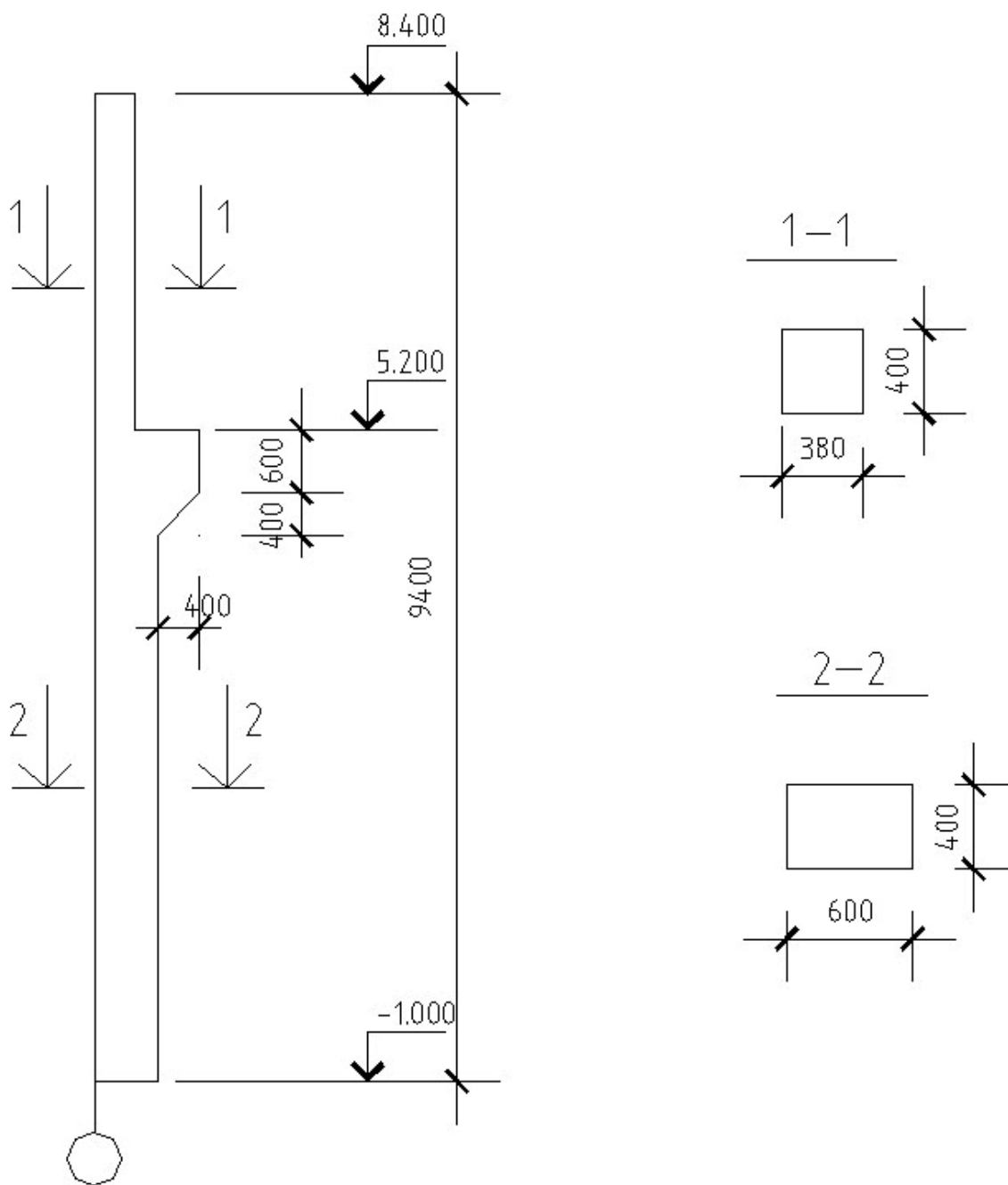
Схема завантаження	Опорна реакція R
<p style="text-align: center;">1</p>	$R_{\varphi} = \frac{3E_b I_B}{l^2 (1 + k + k_1)}$
	$R_{\Delta} = \frac{3E_b I_B}{l^3 (1 + k + k_1)}$

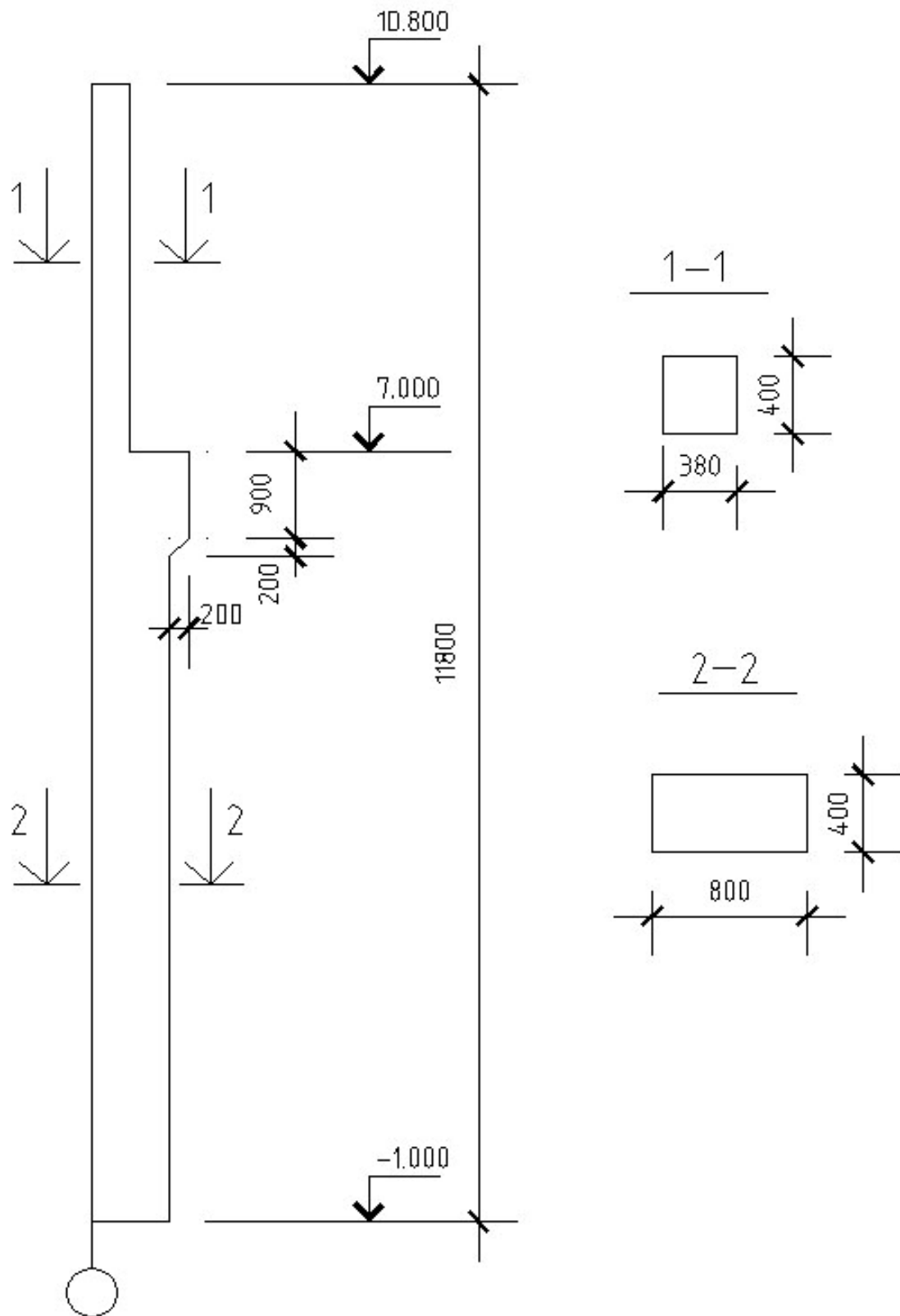
1	2
	$R = \frac{3M(1 - \alpha^2)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{H(1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1}$
	$R = \frac{3M(1 + k/\alpha)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{3M\eta(2 - \eta)}{2l(1 + k + k_1)}$

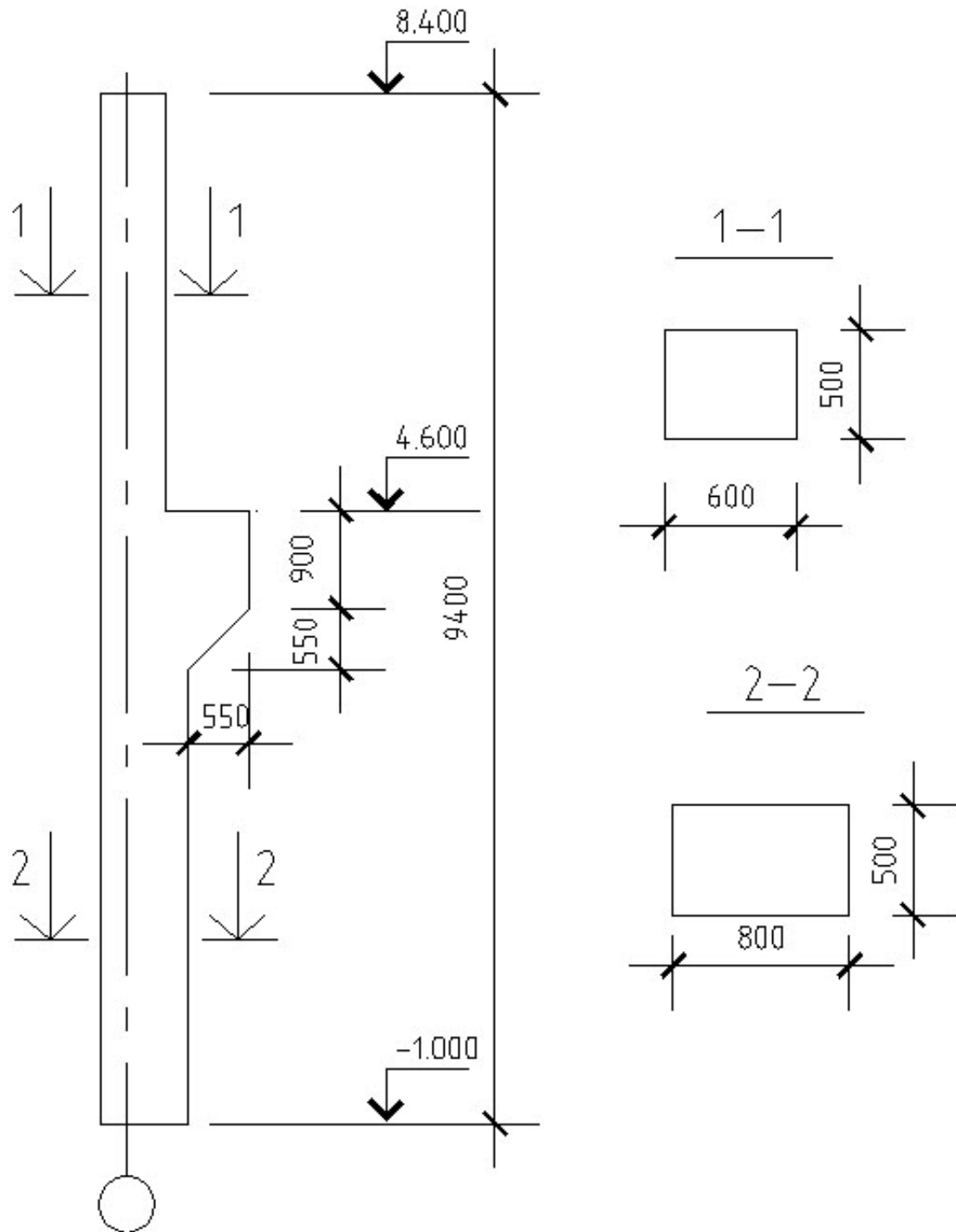
1	2
	$R = \frac{3pl[1 + \alpha \cdot k + 1.33(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{pl[3(1 + \alpha \cdot k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^3 + k_1]}{8(1 + k + k_1)}$

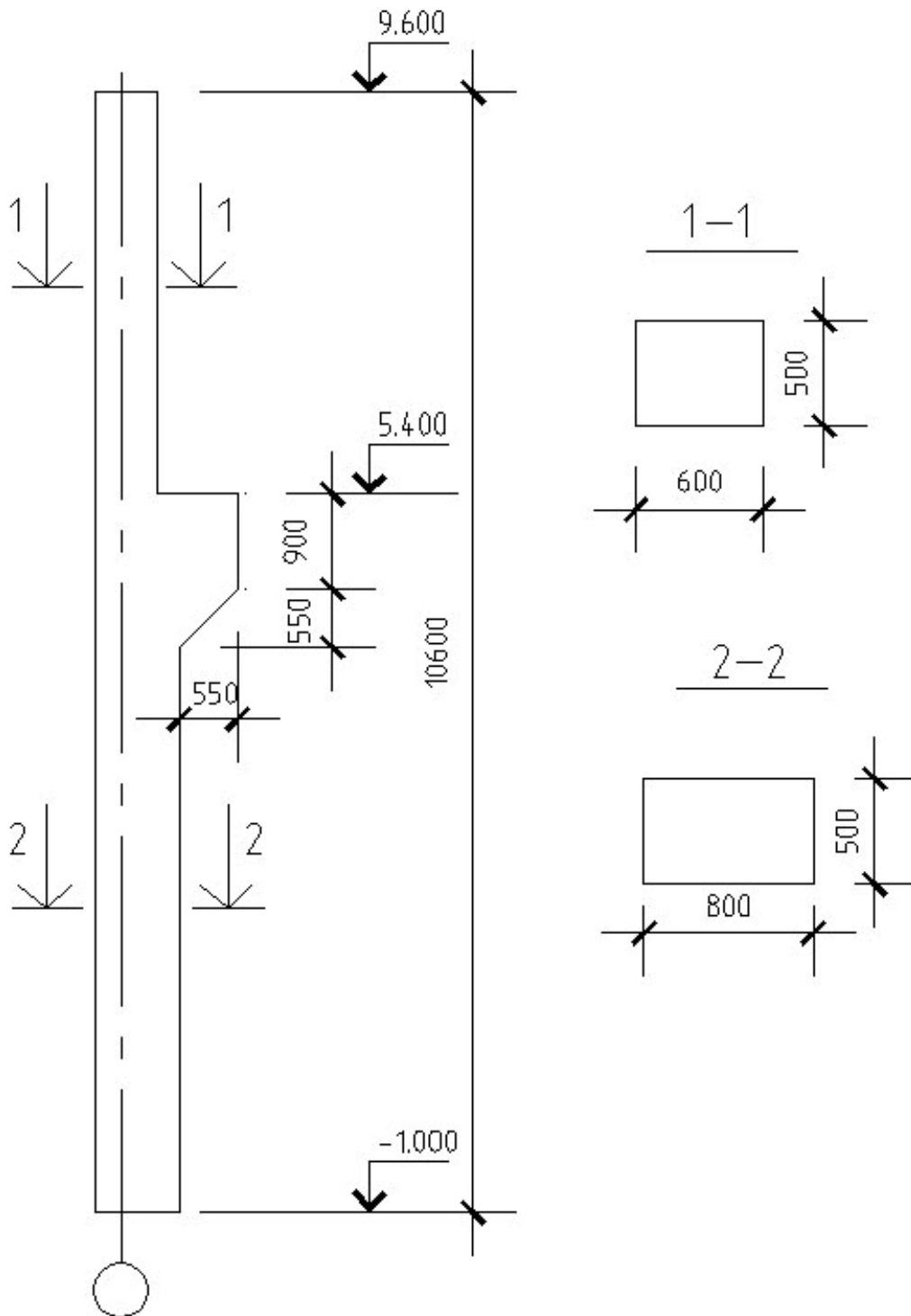
Позначення: $\alpha = a/l$; $k = \alpha^3(I_n/I_e - 1)$; $k_1 = (1 - a)^3 I_n / 8n^2 I_{z_{il}}$; $I_n = Ac^2/2$ (для двогілкових колон); A – площа перерізу гілки; n – кількість панелей двогілкової колони; $I_{z_{il}}$ – момент інерції гілки. Інші позначення на рис. А. У розрахунку ступінчатих колон (рис. Б) при визначенні реакції R для суцільних ступінчатих колон треба у формулах, наведених вище для двогілкових колон, прийняти $k_1 = 0$, а момент інерції I_n нижньої підкранової частини колони визначати як для суцільного прямокутного перерізу.

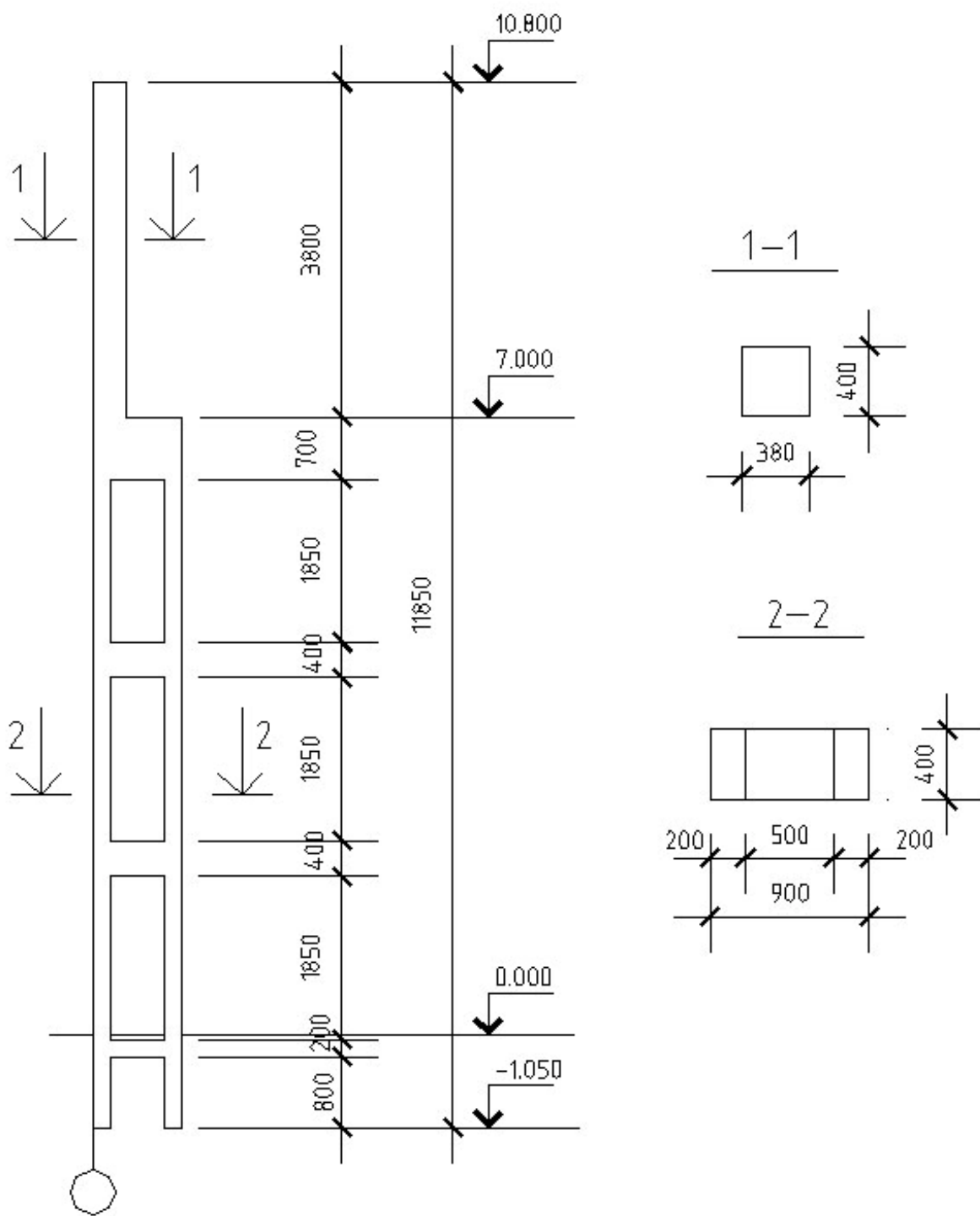
Конструктивні рішення колон промислових будівель

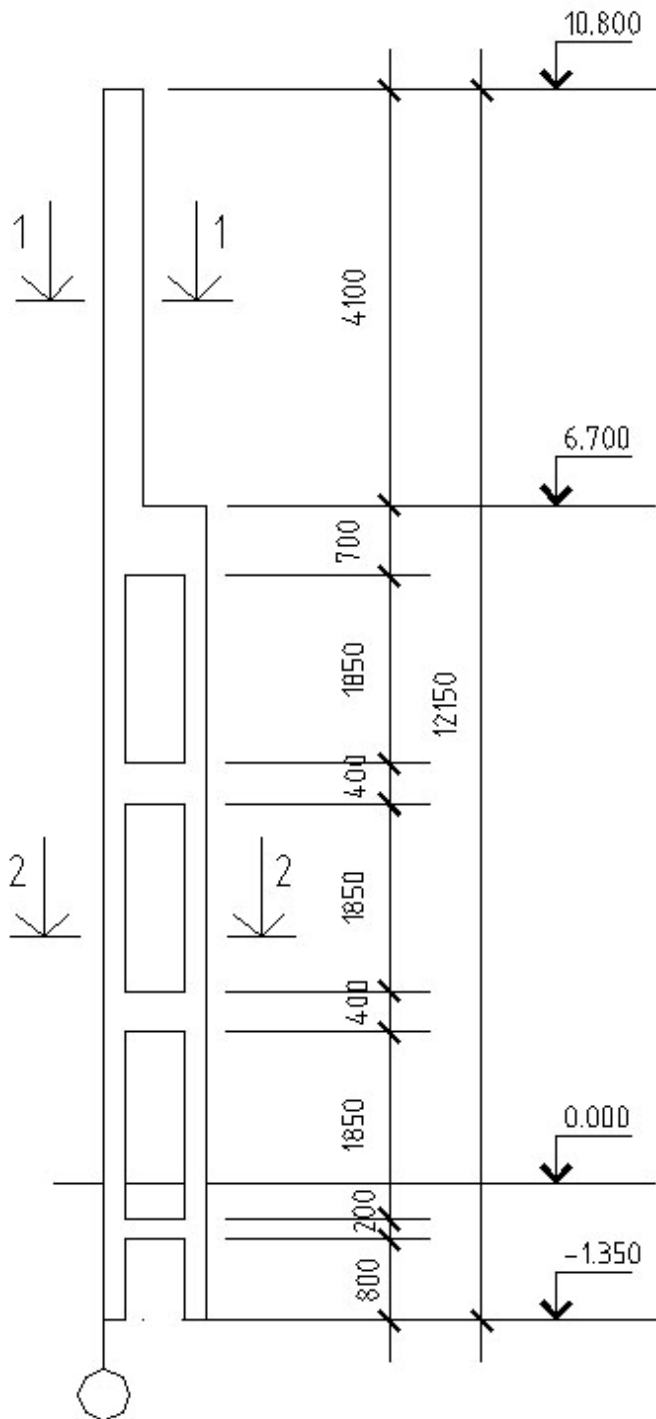




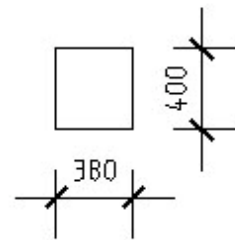




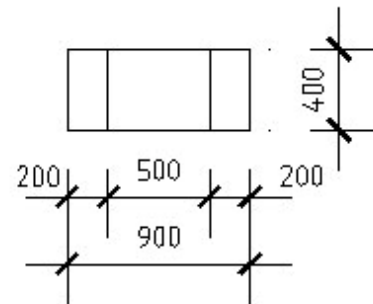


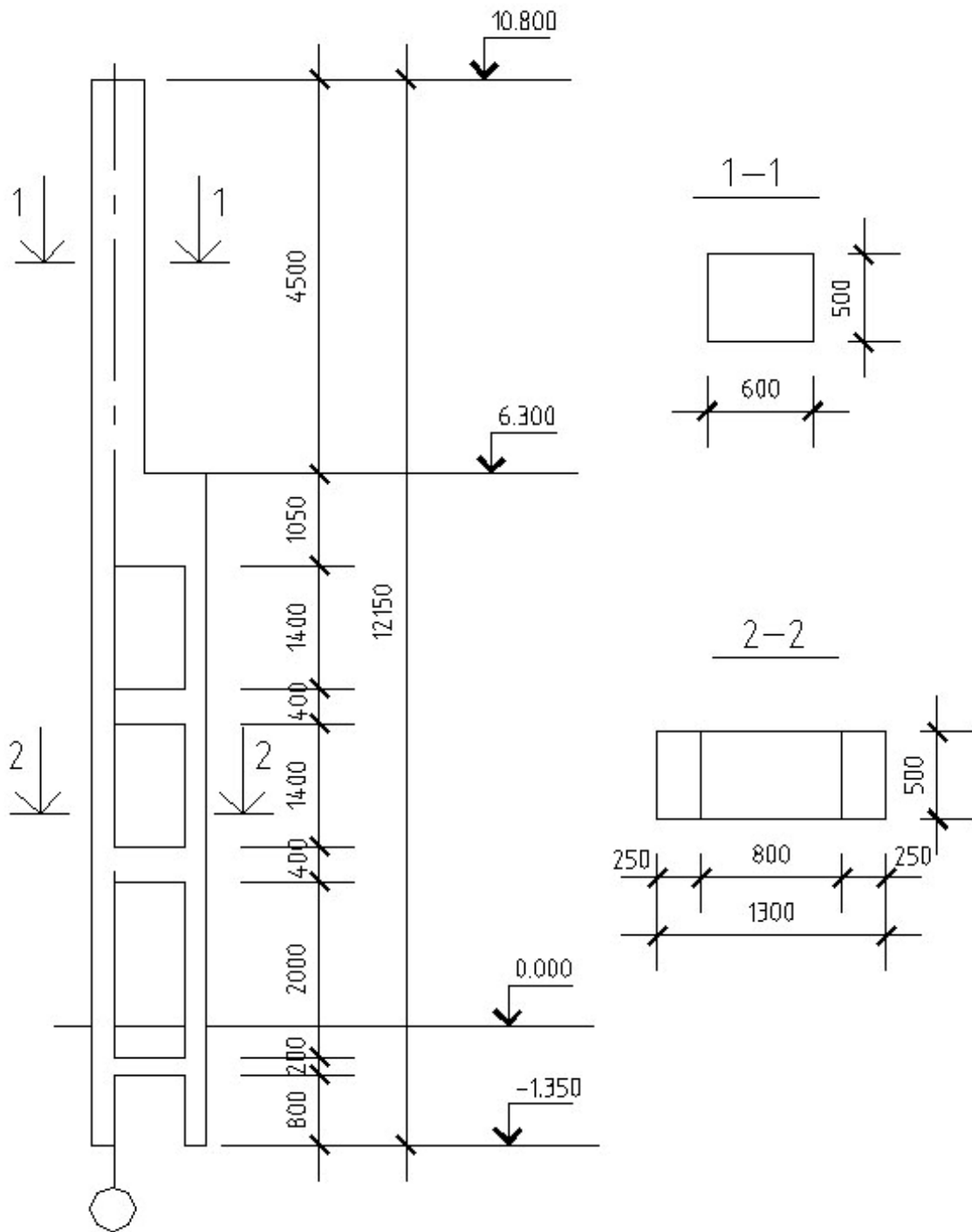


1-1



2-2





НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ до виконання курсового проекту № 2 з дисципліни

„Проектування залізобетонних конструкцій”

Розділ 1. Компоновка конструктивної схеми будівлі і статичний розрахунок поперечної рами

(для студентів 4, 5 курсів денної і заочної форм навчання
та НКЦ напрямку 6.060101 – „Будівництво” спеціальності
„Промислове і цивільне будівництво”)

Укладачі: **ШАПОВАЛОВ** Олександр Микитович,
ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна

Відповідальний за випуск к.т.н., доц. *Є. Г. Стоянов*

За авторською редакцією

Комп’ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2011, поз. 3 М

Підп. до друку 07.12.2011р.
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60×84 /16
Ум. друк. арк. 1,6
Тираж 100 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідоцтво суб’єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011р.