Міністерство освіти і науки України
Луцький національний технічний університет

Залізобетонні конструкції промислових будівель

Методичні вказівки до практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія»
галузі знань 19 Архітектура та будівництво
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
денної та заочної форм навчання

ЛУЦЬК 2025

УДК 624 (07)
З 22

До друку
Голова вченої ради
факультету архітектури, будівництва та дизайну_____ О. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій ЛНТУ
Директор бібліотеки _____ Н. ПОЛІЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури,
будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № ___ від _____ 2025 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва
та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № ___ від _____ 2025 р.

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії _____ О. УЖЕГОВА

Укладачі: _____ С. УЖЕГОВ, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

_____ С. РОТКО, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Рецензент: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

Відповідальна за випуск: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

З 22 Залізобетонні конструкції промислових будівель [текст]: методичні вказівки до практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та будівництво спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання / уклад. С.О. Ужегов, С.В. Ротко – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 90 с.

Методична розробка містить рекомендації до практичних занять з вибіркової дисципліни «Залізобетонні конструкції промислових будівель». Наведено довідкову та нормативну літературу, необхідну для виконання практичних розрахунків, а також завдання і довідкові матеріали для виконання розрахунково-графічної роботи.

Видання призначене для здобувачів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання.

© С.О. Ужегов 2025
© С.В. Ротко, 2025

1. Загальні умови проєктування

Одноповерхові промислові будівлі каркасного типу поширені у багатьох галузях народного господарства. Основні елементи каркасу: колони, жорстко защемлені у фундаменті, та ригелі, шарнірно оперті на колони, які створюють поперечну раму будівлі (рис. 1.1).

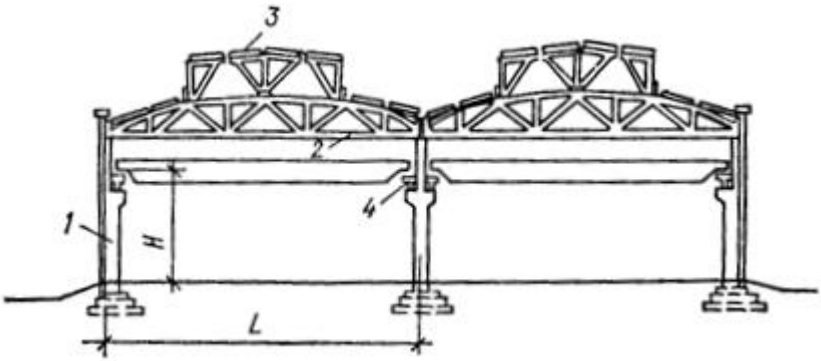


Рисунок 1.1 – Схема поперечної рами каркасу одноповерхової промислової будівлі з мостовими кранами:
1 – колона; 2 – ригель; 3 – плита покриття; 4 – підкранова балка

До каркасу одноповерхової промислової будівлі входять ще такі несучі конструкції – підкранові балки, оперті на консолі колон; фундаментні балки по периметру будівлі, оперті на виступи фундаментів; плити покриттів, оперті на кроквяні конструкції (балки або ферми, залежно від величини прольоту та інших конструктивних особливостей). Орієнтовна вага конструкцій наведена у додатку А.

З метою уникнення температурних деформацій залізобетонних конструкцій одноповерхові промислові будівлі значних розмірів у плані розбивають на окремі температурні блоки температурно-

деформаційними швами. Поперечні і поздовжні температурні шви виконують на спарених колонах.

Для забезпечення стійкості каркасу у поздовжньому напрямку та геометричної незмінності будівлі застосовують в'язі (рис. 1.2), виготовлені з парних гарячекатаних профілів, які кріплять на болтах з подальшим зварюванням накладок і вузлових фасонок до закладних деталей несучих залізобетонних елементів каркасу.

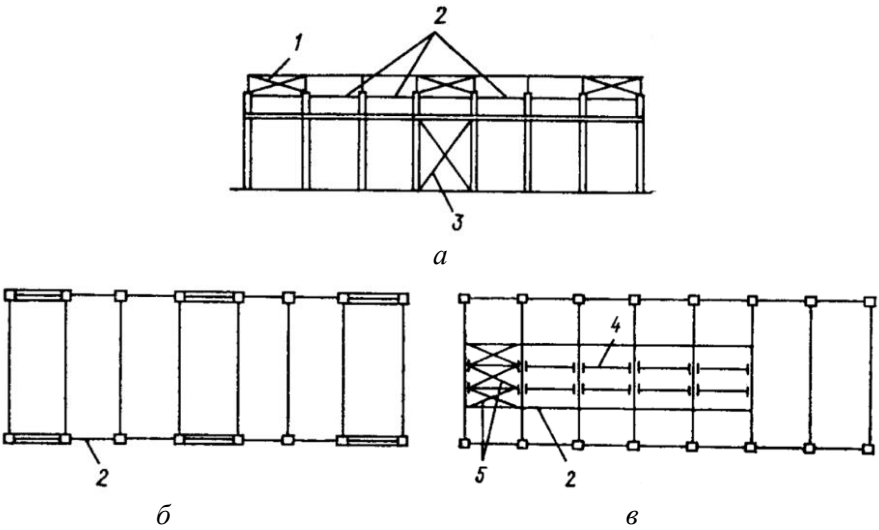
Горизонтальна сила від вітрового та гальмівного кранового навантажень може спричинити деформацію з площини ригелів поперечних рам (кроквяних балок або ферм), може призвести до втрати стійкості колон. Щоб цього уникнути, передбачають вертикальні в'язі:

- в'язі між кроквяними балками або фермами, щоб задіяти диск покриття до спільної роботи з поперечними рамами; ці в'язі у вигляді хрестових решіток з металевих кутиків встановлюють між кроквяними балками або фермами в площинах поздовжніх рядів колон в крайніх комірках кожного температурного блоку і кріплять зварюванням до закладних деталей опорних перерізів кроквяних балок або ферм. Якщо всі колони в поздовжньому напрямку будівлі мають однакову жорсткість, а також коли висота кроквяних конструкцій на опорах не перевищує 800 мм, то вертикальні в'язі між кроквяними балками або фермами не ставлять;

- сталеві розпірки, які встановлюють в решті комірок у тій же площині на рівні верху колон для передачі горизонтальних навантажень на всі колони в поздовжньому напрямку;

- вертикальні хрестові або портальні в'язі зі сталевих прокатних профілів встановлюють для збільшення загальної поздовжньої

стійкості будівлі в кожному поздовжньому ряду між двома суміжними колонами в середині температурних блоків. Їх кріплять зварюванням косинок до закладних деталей залізобетонних колон. Ці в'язі вгорі досягають підкранових балок. При кроці колон 6 м застосовують вертикальні хрестові в'язі, а при кроці 12 м – портальні.



а

б *в*

Рисунок 1.2 – Схеми в'язей:
а – поздовжні вертикальні в'язі; *б* – горизонтальні розпірки;
в – горизонтальні діафрагми; 1 – ферми з металевих кутиків;
2 – сталеві розпірки; 3 – хрестові в'язі з металевих кутиків;
4 – металеві стягелі; 5 – в'язеві ферми у площині покриття

У безпрогінних покриттях при відсутності ліхтарів залізобетонні плити монтують безпосередньо на кроквяні балки або ферми з дотриманням мінімальної довжини опирання плит 80 мм при довжині їх 6 м і 100 мм при довжині плит покриття 12 м. При цьому необхідно забезпечити зварювання не менш як у трьох кутах кожної плити покриття по всій довжині або ширині опирання закладної деталі

плити на закладну деталь ферми або балки покриття. В результаті утворюється жорсткий диск покриття і відпадає потреба в додаткових горизонтальних в'язях у площині покриття.

Влаштування ліхтаря у безпрогінних покриттях знижує жорсткість диска. В цьому випадку на підліхтарних ділянках покриттів по верхніх поясах кроквяних конструкцій для забезпечення їх стійкості з площини передбачають горизонтальні в'язі в крайніх підліхтарних кроках колон – в'язеві ферми з металевих кутиків. У решті підліхтарних кроків колон у тій же площині ставлять металеві розпірки і стягелі по гребню ферми або балки. Розпірки сприймають стискуючі зусилля, а стягелі – розтягуючі зусилля. Якщо ліхтар не доходить до кінця температурного блока, то в'язі по верхньому поясу кроквяних балок або ферм не ставлять, а стягелі і розпірки кріплять до елементів покриття крайнього кроку колон.

Функцію в'язей в поздовжньому напрямку додатково виконують ще підкранові балки та підкроквяні конструкції. Крайні підкроквяні конструкції з'єднують сталевими розпірками з верхніми поясами кроквяних ферм (додатково до зв'язку, створеного жорстким диском покриття). В торцях ліхтарних ферм встановлюють горизонтальні хрестові в'язі, які забезпечують стійкість їх верхнього поясу. Рядові ферми сполучають з в'язевими фермами розпірками по їх гребні.

Промислові будівлі укомплектовані мостовими кранами (рис. 1.3), які створюють вертикальні та горизонтальні змінні навантаження. Основні характеристики кранів наведені у додатку Б.

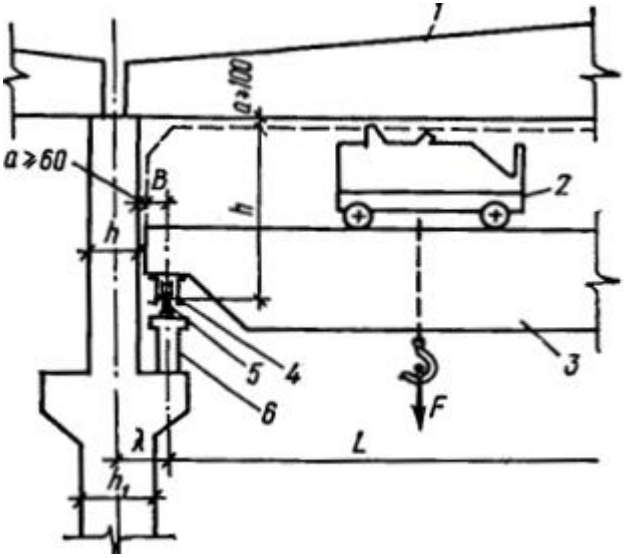


Рисунок 1.3 – Габарити мостового крана:
1 – ригель; 2 – візок крана; 3 – міст крана; 4 – колесо крана;
5 – підкранова рейка; 6 – підкранова балка; 7 - колона

Каркас одноповерхової промислової будівлі – просторова система, яку можна розглядати як поперечні та поздовжні рами, об'єднані жорстким диском покриття. Жорстким диск покриття стає у тому випадку, коли плити зварюють між собою не менш як у трьох точках, а шви між плитами замонолічують дрібнозернистим бетоном.

Одноповерхові промислові будівлі можуть мати один проліт, два прольоти або ж бути багатопролітними. Колони встановлюють зі стандартним кроком – 6 м або 12 м (додаток В). Бувають проєкти, коли крок колон у середніх рядах 12 м, а в крайніх рядах – 6 м, що викликано розташуванням габаритного технологічного обладнання, тоді у покритті застосовують підкрокв'яні конструкції – підкрокв'яні балки або підкрокв'яні ферми. Колони крайніх рядів з кроком 6 м з кранами

вантажністю до 300 кН мають нульову прив'язку, вісь співпадає з зовнішньою гранню колони. В будівлях з кранами вантажністю понад 300 кН крайні колони мають прив'язку 250 мм. Колони середніх рядів розташовують вздовж осей симетрично – геометрична вісь колон співпадає з поздовжніми осями рядів. Крайні торцеві колони зміщують на 500 мм в середину від поперечної осі.

Рама одноповерхової промислової будівлі статично невизначена. Для розрахунку створюють розрахункову схему, де вказують розміри в осях і прикладають усі навантаження. Якщо ухил кроквяної конструкції не перевищує 1/12, то в розрахунковій схемі ригель вважають горизонтальним. Стійки рам жорстко защемлені у фундаментах і шарнірно оперті на покриття з урахуванням або без врахування переміщення. Рами з трьома прольотами і більше розраховують на кранові навантаження без урахування переміщень. Розрахунок рам на навантаження від власної ваги також виконують без урахування переміщень.

Вітрове навантаження діє на кожну раму, диск покриття не вигинається, а зміщується, тому раму розраховують з урахуванням переміщень.

Якщо покриття влаштовують із застосуванням підкроквяних конструкцій, крок колон в середніх рядах 12 м, а в крайніх 6 м, то в розрахунках розглядають умовну блок-раму шириною 12 м, до якої входить по одній колоні середніх рядів і по дві колони крайніх рядів. У цьому випадку відмітка верху колони має бути на 600 мм нижча (з урахуванням висоти опорного перерізу підкроквяної конструкції).

Поперечна рама сприймає постійні навантаження від власної ваги конструкцій каркасу та змінні навантаження – кранові, снігові, вітрові. Для розрахунку елементів поперечної рами за граничними станами першої та другої груп потрібно враховувати найнесприятливіші сполучення навантажень та відповідних їм внутрішніх зусиль. Припускається, що всі навантаження в обраному сполученні одночасно впливають на об'єкт розрахунку.

Найбільш несприятливі сполучення навантажень встановлюють з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для певної стадії роботи конструкції з урахуванням різних схем прикладання змінних навантажень і впливів або при відсутності деяких з них. До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції.

В розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів – **основні та аварійні**. Для перевірки граничних станів **першої групи** використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

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

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

Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень ураховується множенням розрахункових значень навантажень, що ввійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,90$ для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,80$ для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=1,00$.

При виборі найневигідніших сполучень навантажень і впливів за одне змінне навантаження слід приймати

а) навантаження від одного джерела (від снігового навантаження, від вітрового навантаження, вертикальне і горизонтальне кранове навантаження);

б) навантаження від декількох джерел, якщо їхня спільна дія врахована у значенні навантаження (навантаження на перекриття, визначене з урахуванням коефіцієнтів $\psi_d = 1,0$ чи $\psi_n = 0,8$; навантаження від декількох кранів з урахуванням коефіцієнта ψ).

Для кожного сполучення навантажень розглядають такі комбінації зусиль:

найбільший додатній момент M_{max} і відповідна йому поздовжня сила N;

найбільший від'ємний момент M_{min} і відповідна йому поздовжня сила N;

найбільша поздовжня сила N_{max} і відповідний їй момент М.

Крім того, для кожної комбінації зусиль у перерізі колони в защемленні (на рівні обрізу фундаменту) визначають поперечну силу Q, а також зусилля при γ_f =1, необхідні для розрахунку фундаментів.

Перерізи колон розраховують як позацентрово навантажені.

2. Завдання до розрахунково-графічної роботи

Для одноповерхової промислової будівлі, обладнаної мостовими кранами по два в кожному прольоті, розрахувати і законструювати залізобетонні колони і фундаменти під них. Кліматичний район будівництва, глибина закладання фундаментів, кількість прольотів та їх ширина, висота приміщення до низу ригеля, вантажність кранів, крок колон, клас бетону і арматури задаються відповідно до варіанту на проєктування. Довжина будівлі відповідає довжині температурного блоку. Стінове огородження, віконні вставки та форму ригеля для заданого прольоту прийняти самостійно.

Перша цифра	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Кліматичний район будівництва	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Довжина температурного блоку, м	60	72	48	72	60	72	48	60	60	72
Величина прольоту, м	18	12	24	24	12	18	18	18	12	24
Кількість прольотів	4	3	2	1	4	3	2	1	2	3
Висота приміщення, м	8,4	9,6	10,8	12,6	9,6	10,8	8,4	9,6	10,8	12,6
Вантажність кранів, кН	100	150	200	300	100	150	200	300	200	300

Друга цифра	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Крок колон, м	6	12	6	12	6	12	6	6	12	12
Клас бетону колони	C16/20	C20/25	C25/30	C16/20	C20/25	C25/30	C16/20	C20/25	C25/30	C20/25
Клас арматури колони	A400C	A400C	A500C	A240C	A400C	A400C	A240C	A240C	A500C	A400C
Глибина закладання фундаментів, м	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
Характеристика ґрунту, R_o, МПа	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,31	0,32	0,33	0,34	0,32
Клас бетону фундаменту	C12/15	C16/20	C12/15	C16/20	C12/15	C16/20	C12/15	C16/20	C12/15	C16/20
Клас арматури фундаменту	A240C	A400C	A400C	A240C	A400C	A400C	A240C	A240C	A400C	A400C

3. Компонування каркасу будівлі

Згідно завдання за каталогами підібрати типові конструкції, виконати архітектурно-конструктивне рішення. Розпочинати варто з компонування поперечної рами одноповерхової промислової будівлі залежно від вихідних даних за варіантом.

У площині поперечної рами будівлі просторову жорсткість і геометричну незмінність каркасу забезпечують жорсткі з'єднання колон з фундаментами та шарнірні з'єднання ригелів з колонами. З площини рами (у поздовжньому напрямку) просторову жорсткість і геометричну незмінність забезпечують підкранові балки, конструктивні елементи покриття, стінове огородження та в'язі.

4. Визначення навантажень

Поперечну раму одноповерхової промислової будівлі розраховують на дію навантажень:

- постійного від ваги конструкцій покриття, стінового огородження, підкранових балок, колон;
- змінного від кранових навантажень, снігового навантаження на покриття і тиску вітру.

Повні значення снігового, вітрового і кранових навантажень – короткотривалі.

Для виконання статичних та конструкторських розрахунків у роботі слід врахувати такі навантаження:

- навантаження від конструкції покриття;
- власна вага ригеля покриття;
- власна вага колон;
- власна вага підкранових балок;
- власна вага стінових панелей;
- снігове навантаження по всьому покриттю;
- снігове навантаження на частині покриття;
- кранове вертикальне навантаження;
- кранове горизонтальне навантаження;
- вітрове навантаження.

Постійні навантаження

До постійних навантажень відносять навантаження від конструкції покриття, від ригеля покриття, вагу колон, вагу

підкранових балок, вагу стінових панелей. До розрахункової схеми будівлі входять стійки – колони каркасу та ригелі покриття. За завданням на проєктування вибирають клас бетону для кожної конструкції та відповідне значення його модуля пружності (додаток Г).

Навантаження від покриття прикладене розподіленим по площі, його зручно розраховувати в табличній формі. Приклад наведено в табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Навантаження від покриття

Елементи покриття	Експлуатаційне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності щодо дії навантаження	Граничне навантаження, Па
Водоізоляційний килим	80	1,3	104
Стяжка	400	1,3	520
Мінераловатний плитний утеплювач	380	1,2	456
Пароізоляція	30	1,3	39
Плита покриття	2100	1,1	2310
Всього	2990		3429

Вагу конструкції ригеля покриття можна визначити за його геометричними характеристиками, використати відкриті джерела або скористатися додатком А. За умови наявності ліхтаря, необхідно врахувати навантаження і від нього.

Вертикальне навантаження від усього покриття, враховуючи вагу ригеля, передається на колону у центрі опорного вузла з ексцентриситетом «e_1». Приклад визначення ексцентриситету наведено на рисунку 4.1. До середніх колон навантаження від покриття

прикладають у вигляді двох сил, окремо від кожного ригеля суміжних прольотів, ексцентриситет прикладання становить 0,15 м по обидві сторони від осі середньої колони.

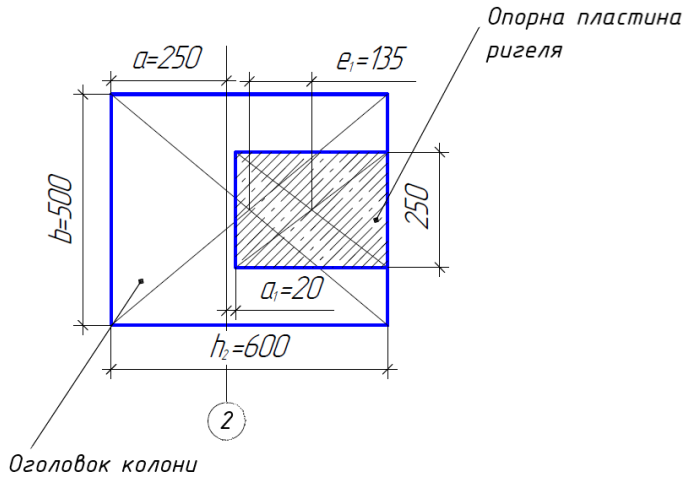


Рисунок 4.1 – Приклад опирання ригеля на колону

Навантаження від підкранових балок прикладають до підкранової частини колон на рівні їх опирання по вертикалях, що проходять через осі кранових шляхів, які мають прив'язку 750 мм (див. додаток В). Орієнтовна вага підкранових балок наведена в додатку А. Погонне навантаження від кранової рейки з кріпленнями орієнтовно становить 1,5 кН/м.

Навантаження від стінового огородження (з віконним заповненням) прикладається по вертикалі, що проходить через геометричну вісь стіни. Вага нижньої частини стін і віконного заповнення над ними (до відмітки +7,200 на рис. 4.2) передається безпосередньо на фундаментну балку і на колону не впливає. Потрібно

враховувати навантаження на рівні перемичкових панелей – у наведеному прикладі на рис. 5 це на відмітці +7,200 і +12,000.

Розрахункове стінове навантаження можна приймати 2,22 кН/м^2, а віконне заповнення – 0,5 кН/м^2.

Навантаження від власної ваги колони прикладають вздовж геометричної осі відповідної її частини (див. додаток В), враховуючи питому вагу залізобетону 25 кН/м^3.

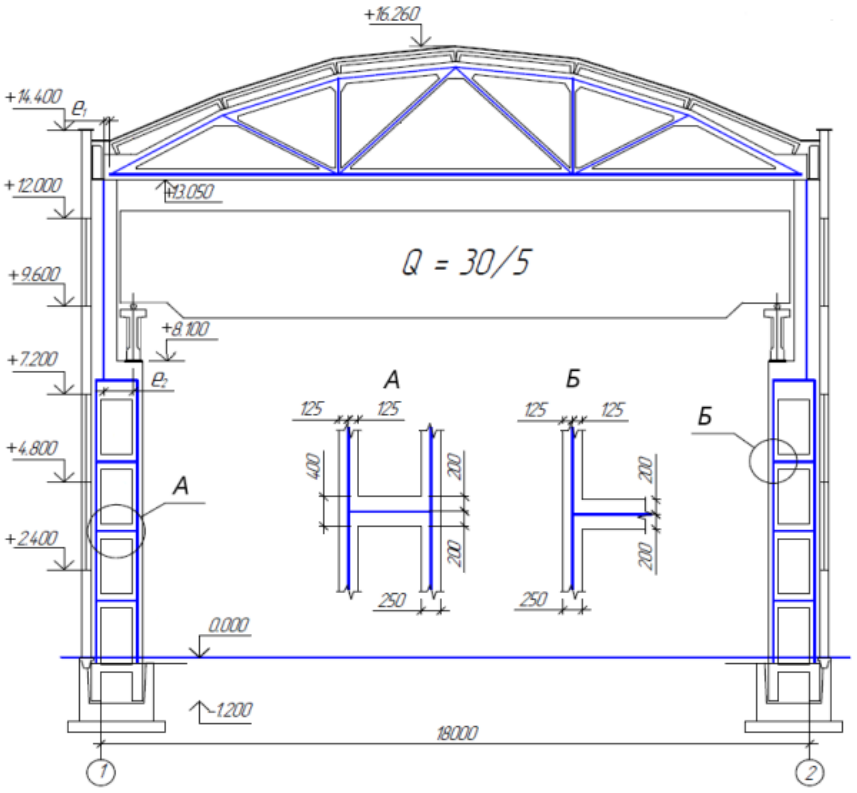


Рисунок 4.2 – Приклад поперечного розрізу будівлі з нанесеною схемою каркасу

Змінні навантаження

Снігове навантаження залежить від кліматичного району та форми ригеля.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюють за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C ,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності **T** за табл. 4.2; проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} визначають лінійною інтерполяцією; для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності **T** приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції $\mathbf{T_{ef}}$;

Таблиця 4.2 – Коефіцієнти надійності за граничним значенням снігового навантаження

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

$\mathbf{S_0}$ – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від снігового району по карті (рис. 4.3) або за додатком Е [5];

C – коефіцієнт, визначають за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt} ,$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначають за додатком Ж [5] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження;

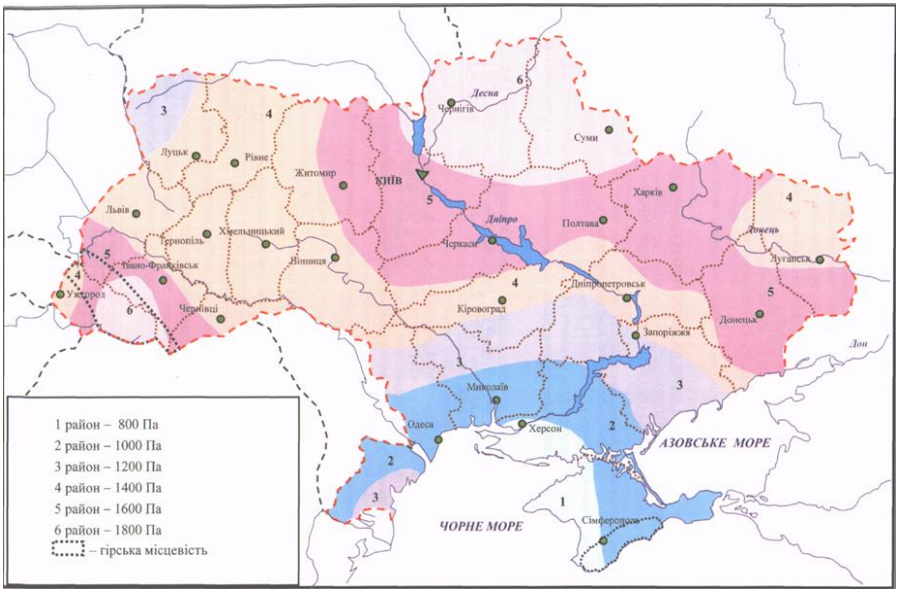


Рисунок 4.3 – Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву (рис. 8.1, [5])

$\mathbf{C_e}$ – коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо); для неутеплених покрівель цехів із підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води C_e=0,8, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі C_e=1;

$\mathbf{C_{alt}}$ – коефіцієнт географічної висоти; для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, визначають за формулою:

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

$\mathbf{C_{alt} = 1}$ (при H<0,5 км).

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C ,$$

тут γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначають за табл. 3, залежно від частки часу η, протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану; значення η приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати η **= 0,02**.

Таблиця 4.3 – Коефіцієнти надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Зосереджені сили від дії снігового навантаження отримують множенням на вантажну площу (пів прольоту * крок колон) і прикладають у тих же точках, що і навантаження від покриття. Для середніх колон – це дві окремі зосереджені сили з ексцентриситетом 150 мм по обидві сторони від осі колони.

Кранові навантаження. При роботі мостових кранів поперечна рама будівлі сприймає як вертикальні, так і горизонтальні кранові

навантаження. Відповідно до стандартів мостові електричні крани мають певні характеристики – вантажність, максимальний тиск колеса крана на кранову рейку, маса візка, загальна маса крана з візком, ширина крана, база крана, які наведені у додатку Б.

Для кранових навантажень нормами [5] встановлено чотири види розрахункових значень:

1) граничні розрахункові значення:

- для вертикального навантаження: $F_m = \gamma_{fm} \psi F_0$;
- для горизонтального навантаження, поперек кранової колії:

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01};$$

2) експлуатаційні розрахункові значення:

$$F_e = \gamma_{fe} F_{01}; \qquad H_e = H_{01};$$

3) циклічні розрахункові значення:

$$F_{c\,\max} = \gamma_{fc\,\max} F_{01}; \qquad F_{c\,\min} = \gamma_{fc\,\min} F_{01};$$

4) квазіпостійні розрахункові значення:

$$F_p = \gamma_{fp} F_{01}; \qquad H_p = \gamma_{fp} H_{01},$$

де F_{01} , F_0 – характеристичні значення вертикального навантаження відповідно від одного або двох найбільш несприятливих за впливом кранів, що передаються колесами кранів на балки кранової колії;

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

При врахуванні роботи двох зближених кранів навантаження від них визначають з урахуванням коефіцієнта сполучень $\psi = 0{,}85$ (для груп режимів роботи 1К – 6К відповідно до п. 7.22 [5]).

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} = 1,1 (при передбачуваному терміні експлуатації 50 років, відповідно до п. 7.9 [5]), γ_{fe} = 1,0 (п. 7.10 [5]).

Коефіцієнти надійності за циклічним розрахунковим значенням кранового навантаження визначаються залежно від вантажної характеристики $g=G/G_k$ (G – вантажопідйомність крана, G_k – вага візка і моста крана) за формулами

$$\gamma_{fc\,max} = 0{,}75 - 0{,}24\,g; \qquad \gamma_{fc\,min} = 0{,}34 - 0{,}24\,g.$$

Коефіцієнти надійності за квазіпостійним розрахунковим значенням кранового навантаження слід визначати за формулою

$$\gamma_{fp} = F^{\Pi}_{01} / F_{01},$$

де F^{Π}_{01}– характеристичне значення вертикального навантаження від одного крана без вантажу.

Вертикальні кранові навантаження. Вертикальний максимальний тиск на колону від двох зближених кранів визначають за лініями впливу. Приклад схеми для визначення вертикальних кранових навантажень від двох зближених кранів вантажністю 300/50 у будівлі з прольотами 24 м і кроком колон 12 м наведено на рис. 4.4. Значення ординат на цій схемі встановлюють за подібністю трикутників.

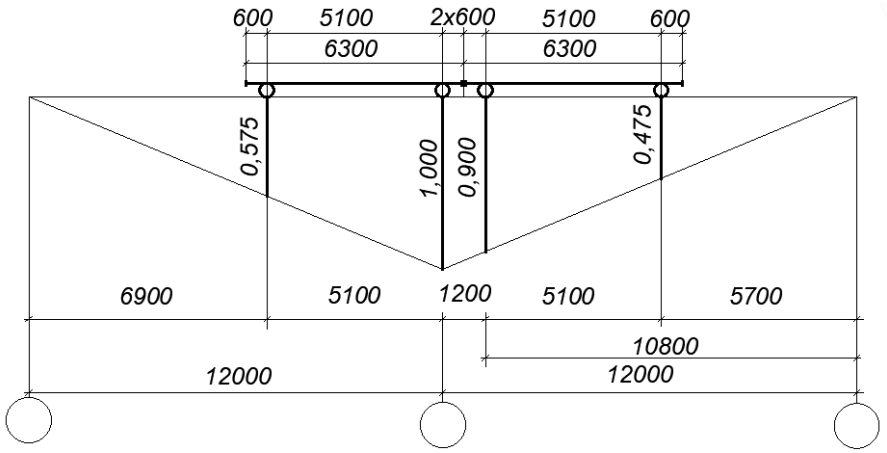


Рисунок 4.4 – Схема для визначення вертикальних кранових навантажень від двох зближених кранів на середню колону

Для цього крана (за додатком Б) характеристичне значення максимального тиску одного колеса на рейку підкранового шляху $F^{\max}$ становить 315 кН. А граничний розрахунковий вертикальний максимальний тиск на колону від двох таких зближених кранів:

$$F_{m,\max} = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 315 \cdot (0{,}575 + 1{,}000 + 0{,}900 + 0{,}475) = 869 \text{ кН}.$$

Граничний розрахунковий вертикальний мінімальний тиск на колону від цих двох зближених кранів:

$$F_{m,\min} = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 95 \cdot (0{,}575 + 1{,}000 + 0{,}900 + 0{,}475) = 262 \text{ кН},$$

де $F_{01}^{min} = (Q + G_к)/n - F^{\max} = (300 + 520)/2 - 315 = 95$ кН,

тут Q – вантажність крана, в даному випадку 300 кН;

$G_к$ – вага крана з візком, становить 520 кН, вибрано з додатка Б;

n – кількість коліс одного крана з однієї сторони $n = 2$ шт.;

$F^{\max}$ – характеристичне значення максимального тиску одного колеса на рейку підкранового шляху, становить 315 кН, вибрано з додатка Б.

Коефіцієнти надійності за квазіпостійним розрахунковим значенням кранового навантаження для цього крану

$$\gamma_{fp} = F^{П}_{01} / F_{01} = 190 / 315 = 0,6.$$

Максимальний тиск на колону від одного крана при коефіцієнті 0,6 (квазіпостійна частина навантаження):

$$F_{mp,\,\max} = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 315 \cdot (1,000 + 0,575) = 327,44\ кН.$$

Мінімальний тиск на колону від одного крана при коефіцієнті 0,6 (квазіпостійна частина навантаження):

$$F_{mp,\,\max} = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 95 \cdot (1,000 + 0,575) = 98,75\ кН.$$

Експлуатаційні навантаження визначаються як максимальний тиск на колону:

$$F_{e,\,\max} = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 315 \cdot (0,575 + 1,000 + 0,900 + 0,475) = 789,86\ кН$$

та мінімальний тиск на колону:

$$F_{e,\,\min} = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 95 \cdot (0,575 + 1,000 + 0,900 + 0,475) = 238,2 кН.$$

Горизонтальні кранові навантаження. Характеристичне значення горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, спрямованого поперек кранового шляху, яке спричиняється перекосами мостових електричних кранів і непаралельністю кранових колій (бічну силу), для колеса крана слід визначати за формулою:

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

де F^{n}_{max}, F^{n}_{min} – характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш або на менш навантаженій стороні крана; *B, L* – відповідно база і проліт крана; *α* – коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,03 при центральному приводі механізму руху моста і 0,01 – при роздільному приводі.

Для крана вантажністю 300/50 у будівлі з номінальними прольотами 24 м і кроком колон 12 м (див. додаток Б) обчислимо:

$$H_k^n = 0{,}1 \cdot 315 + 0{,}03 \cdot (315 + 95) \cdot 22{,}5 / 5{,}1 = 85{,}8 \text{ кН}.$$

Бічні сили можуть бути прикладені до коліс однієї сторони крана і спрямовані в різні сторони (рис. 4.5, *а*) або до коліс по діагоналі крана і спрямовані в різні сторони (рис. 4.5, *б*).

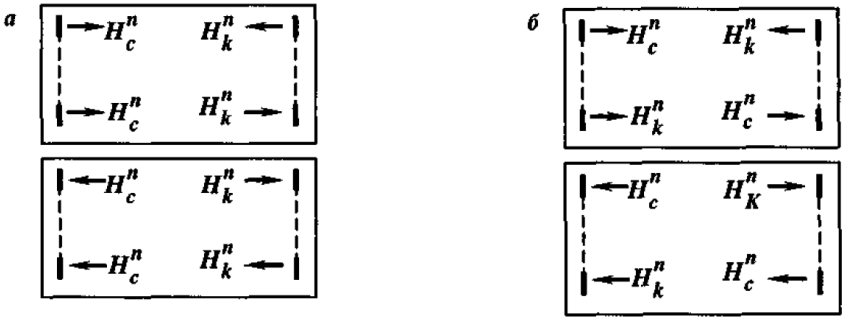


Рисунок 4.5 – Варіанти прикладення бічних сил для чотириколісних кранів (рис. 7.1, [5])

При цьому до інших коліс прикладаються сили, що дорівнюють $H_c^n = 0{,}1F^n_{max}$ або $H_c^n = 0{,}1F_{min}^n$ (приймається невигідний варіант), кожна з яких може бути спрямована як назовні, так і всередину прольоту. В даному прикладі

$$H_c^n = 0{,}1 \cdot 315 = 31{,}5 \text{ кН}; \text{ або } \quad H_c^n = 0{,}1 \cdot 95 = 9{,}5 \text{ кН}.$$

Для визначення горизонтальних кранових навантажень від двох зближених кранів на середню опору відповідно до положень пункту 7.5 [5] необхідно розглядати два можливих варіанти для врахування та визначення величини бічних горизонтальних кранових зусиль.

Визначення величин граничних горизонтальних бічних зусиль: (варіант 1 для колони, що розташована з правої сторони крана) – навантаження від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для правої сторони крана (рис. 4.6):

$$H_m^{1,n} = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 85{,}8 \cdot (0{,}575 - 1{,}000 - 0{,}900 + 0{,}475) = 68{,}19\ кН.$$

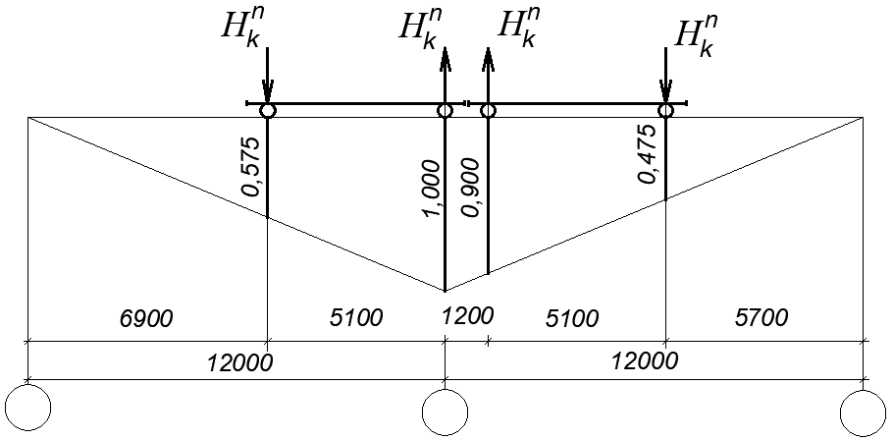


Рисунок 4.6 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для правої сторони крана

Для лівої сторони крана:

$$H_c^{1,\max} = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 31{,}5 \cdot (0{,}575 + 1{,}000 - 0{,}900 - 0{,}475) = 5{,}89\ кН.$$

$$H_c^{1,\min} = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 9{,}5 \cdot (0{,}575 + 1{,}000 - 0{,}900 - 0{,}475) = 1{,}78\ кН.$$

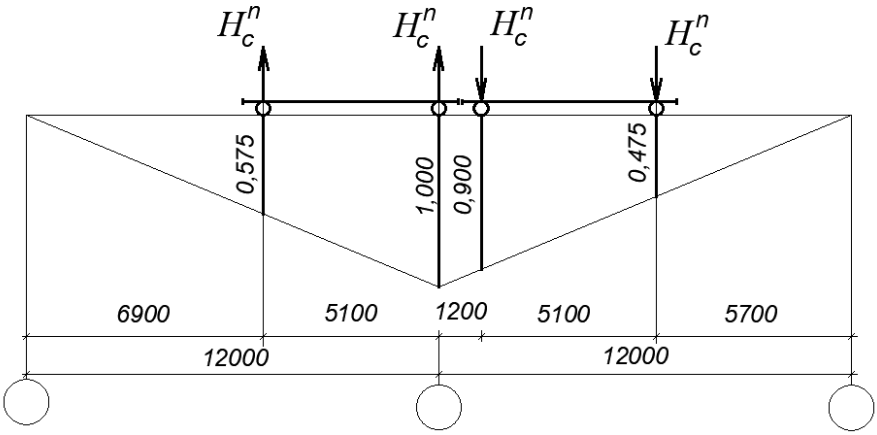


Рисунок 4.7 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для лівої сторони крана

Розглянемо варіант 2 для колони, що розташована з правої сторони крана.

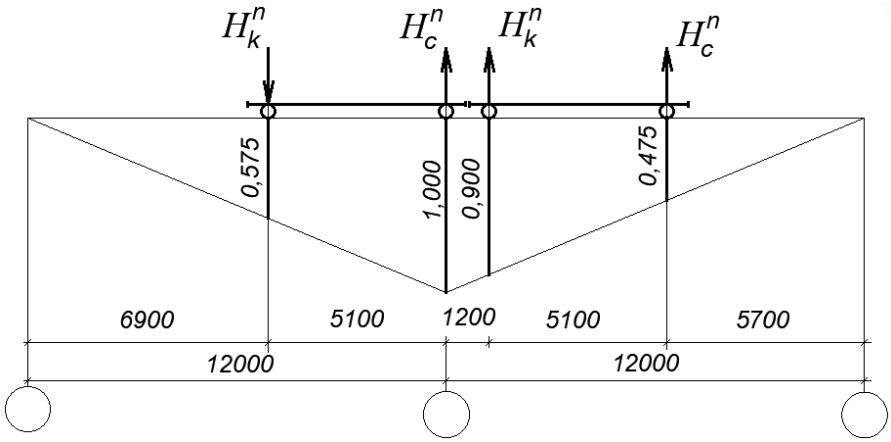


Рисунок 4.8 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за другим рекомендованим варіантом для правої сторони крана

$$H_m^{2,n} = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot (0{,}575 \cdot 85{,}8 - 1{,}000 \cdot 31{,}5\ (9{,}5) - 0{,}900 \cdot 85{,}8 +$$

$$+ 0{,}475 \cdot 31{,}5(9{,}5)) = 41{,}7(30{,}7)\ кН.$$

Варіант 2 для колони, що розташована з лівої сторони крана:

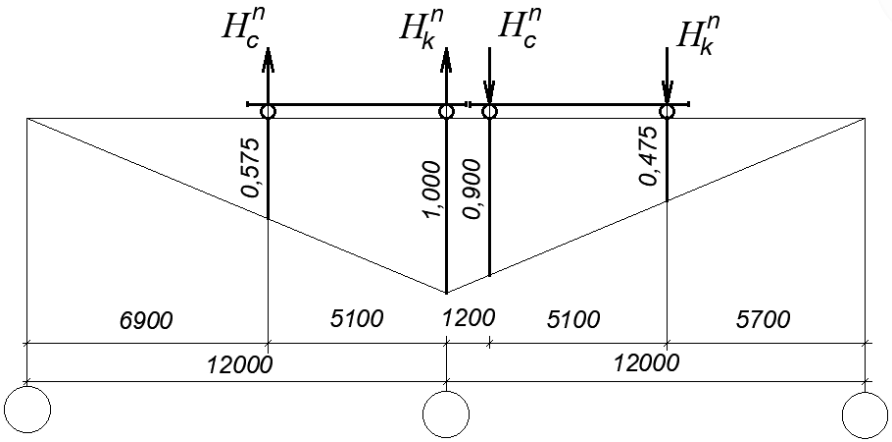


Рисунок 4.9 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за другим рекомендованим варіантом для лівої сторони крана

$$H_m^{2,л} = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot (- 0{,}575 \cdot 31{,}5\ (9{,}5) - 1{,}000 \cdot 85{,}8 +$$

$$+ 0{,}900 \cdot 31{,}5\ (9{,}5) + 0{,}475 \cdot 85{,}8) = 32{,}54\ (39{,}23)\ кН.$$

Зусилля спрямовано до центра рами.

Динамічний вплив кранового навантаження при розрахунку поперечної рами не враховують при режимах роботи крана від 1К до 6К. Частину кранового навантаження, відповідно до рекомендацій [5], відносять до категорії квазіпостійних.

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

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення: граничне та експлуатаційне.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

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

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності **T** за табл. 4.4; проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} визначають лінійною інтерполяцією. Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності **T** приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції $\mathbf{T_{ef}}$;

Таблиця 4.4 – Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження

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

$\mathbf{W_0}$ – характеристичне значення вітрового тиску, дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від вітрового району по карті (рис. 4.10) або за додатком Е [5];

C – коефіцієнт, визначений за формулою:

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

де $\mathbf{C_{aer}}$ – аеродинамічний коефіцієнт, який визначають за додатком І [5] залежно від форми споруди або конструктивного елемента. Цей

коефіцієнт прирівнюють до коефіцієнтів C_e, які слід враховувати при визначення вітрового тиску, прикладеного нормально до зовнішніх поверхонь споруди або елемента і віднесеного до одиниці площі цієї поверхні. Найчастіше коефіцієнт C_{aer} набуває значення +0,8 для навітряної сторони, а для підвітряної сторони коефіцієнт C_{aer} набуває значення -0,6. Знак «плюс» біля коефіцієнта відповідає напрямку тиску вітру на поверхню, знак «мінус» – від поверхні.

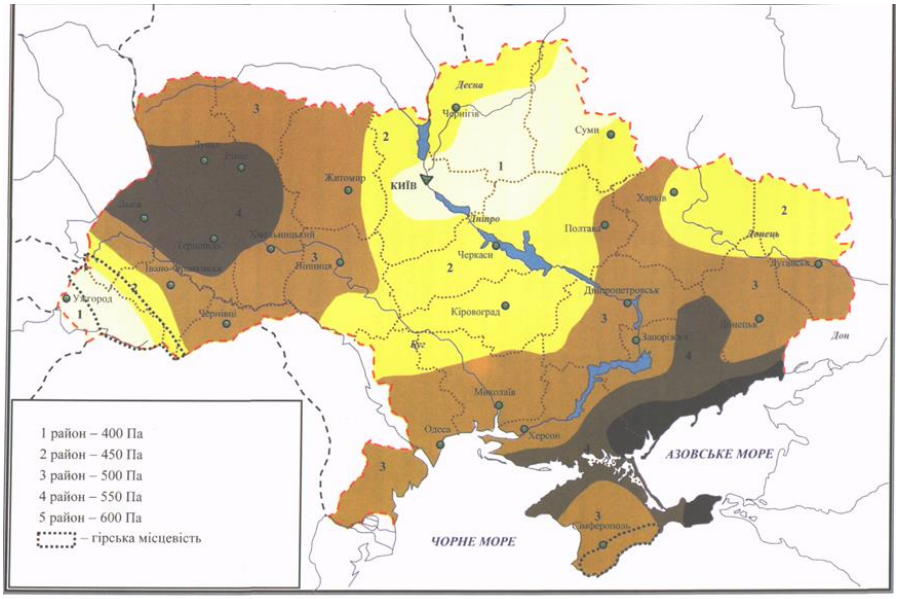


Рисунок 4.10 – Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску (рис. 9.1, [5])

C_h – коефіцієнт, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини над поверхнею землі (Z), типу навколишньої місцевості, визначають за рис. 4.11.

Типи місцевості, що оточує будівлю чи споруду, визначаються

для кожного розрахункового напрямку вітру окремо:

I - відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км;

II - сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами;

III – приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви;

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

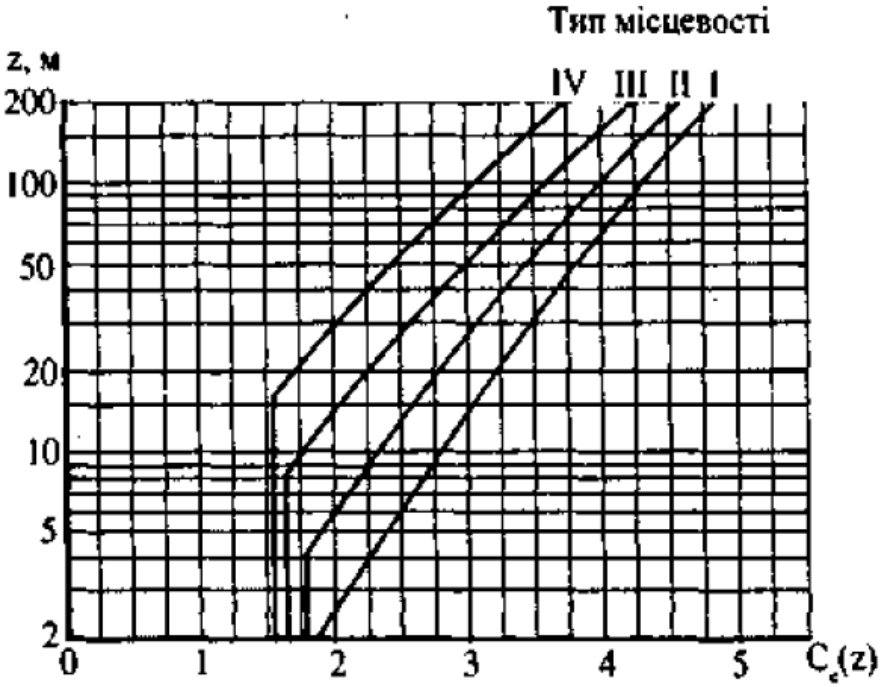


Рисунок 4.11 – Коефіцієнт висоти споруди C_h (рис. 9.2, [5])

Отже, за рис. 4.11 можна зробити висновок, що для будівель висотою до 16 м, споруджених на міських територіях, коефіцієнт C_h

становить 1,6; на висоті 20 м цей коефіцієнт вже має значення 1,75; на висоті 30 м коефіцієнт C_h становить 2,0.

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря; обчислюють за формулою:

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

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

Більшість населених пунктів України мають географічну висоту значно меншу за 0,5 км, тому коефіцієнт $C_{alt} = 1$.

C_{rel} – коефіцієнт, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

C_{dir} – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення C_{dir}, яке відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних;

C_d – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду; для будівель із залізобетонним каркасом визначають за графіком на рис. 4.12. Ширина і діаметр прийняті в перерізі, перпендикулярному до вітрового потоку. Значення C_d слід приймати за лівою кривою графіка.

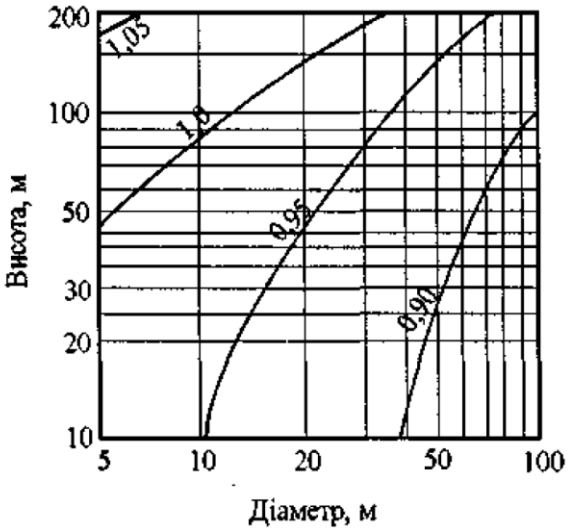


Рисунок 4.12 – Коефіцієнт C_d для кам'яних будівель і будівель із залізобетонним каркасом (рис. 9.5, [5])

Отже, для навітряної сторони коефіцієнт C для будівлі висотою до 16 м становитиме

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0{,}8 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}9 = 1{,}152.$$

Для навітряної сторони будівлі на висоті 20 м коефіцієнт C :

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0{,}8 \cdot 1{,}75 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}9 = 1{,}26.$$

Характеристичний швидкісний тиск вітру для міста Луцька W_0 = 480 Па. Тому для будівлі висотою до 16 м

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1{,}0 \cdot 480 \cdot 1{,}152 = 552{,}96 \text{ Па}.$$

На висоті 20 м:

$$W_m = 1{,}0 \cdot 480 \cdot 1{,}26 = 604{,}8 \text{ Па}.$$

З підвітряної сторони коефіцієнт C для будівлі висотою до 16 м становитиме

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0{,}6 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}9 = 0{,}864.$$

Для підвітряної сторони будівлі на висоті 20 м коефіцієнт C :

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0{,}6 \cdot 1{,}75 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}9 = 0{,}945.$$

Тому для будівлі висотою до 16 м у м. Луцьку

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1{,}0 \cdot 480 \cdot 0{,}864 = 414{,}72 \text{ Па.}$$

На висоті 20 м:

$$W_m = 1{,}0 \cdot 480 \cdot 0{,}945 = 453{,}6 \text{ Па.}$$

Вітрове навантаження, що діє на будівлю в межах кроквяної конструкції, має бути визначене як горизонтальна зосереджена сила і прикладене до верху колони (також для навітряної і підвітряної сторони будівлі). Цю горизонтальну силу отримують множенням середнього значення вітрового навантаження, що виникає на рівні верхньої та нижньої відміток ригеля, на висоту ригеля і на крок колон.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C \,,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. 4.5 залежно від частки часу η, протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 4.5 – Коефіцієнти надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження

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

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією. Величину η приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проєктування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0{,}02$, тому коефіцієнт $\gamma_{fe} = 0{,}21$.

5. Розрахунок і конструювання залізобетонних елементів у ПК ЛІРА-САПР 2024

5.1. Загальна характеристика прикладного комплексу LIRA

Комплекс призначений для чисельного дослідження міцності та стійкості конструкцій, що застосовуються в найрізноманітніших інженерних об’єктах будівництва, та включає модулі, що автоматизують ряд процесів проектування: вибір невигідних комбінацій навантажень, уніфікація елементів за міцністю, оптимальне армування перерізів залізобетонних конструкцій, підбір та перевірка перерізів сталевих конструкцій.

Підбір арматури та перевірку заданого армування у стержневих і пластинчатих елементах для різних випадків напруженого стану здійснюють за допомогою конструювальних систем АРМ-САПР і ЛАРМ-САПР.

Конструювальна система армування АРМ-САПР реалізує підбір площі перерізу арматури колон, балок, плит та оболонок за двома групами граничних станів згідно з чинними нормативами. Передбачено використання довільних характеристик бетону та арматури. Реалізовано алгоритми з раціональним розташуванням арматури по перерізу елемента. За результатами розрахунку формуються креслення балок і колон, а також створюються dxf-файли креслень.

Локальний режим армування ЛАРМ-САПР дозволяє конструювати окремий залізобетонний стержень чи окремий елемент пластини. Виконується підбір і перевірка заданого армування. Реалізовано ДБН В.2.6-98:2009 [1], ДСТУ 3760-2006, Єврокод [4].

Площі арматури за першою та другою групою граничних станів обчислюються за зусиллями від окремих завантажень, за розрахунковими сполученнями навантажень (РСН) і розрахунковими сполученнями зусиль (РСЗ), отриманими у результаті розрахунку конструкції.

Визначення армування здійснюється на базі нормативних даних, що містять відомості про розрахункові характеристики арматури та бетону, діаметри та площі арматурних стержнів тощо.

Для підбору армування в системі АРМ-САПР в інтерактивному режимі задають додаткові дані про:

- варіант конструювання (за окремими зусиллями, розрахунковими сполученнями зусиль чи завантажень), вказують нормативний документ;
- тип армування (*стержень, балка, колона, пілон* – для стержневих елементів або *стіна, плита, оболонка* – для пластинчастих), конструктивні вимоги, клас бетону та арматури тощо.

Для визначення та перевірки армування у локальному режимі ЛАРМ-САПР початкові дані можна ввести як у інтерактивному режимі, так і шляхом експорту даних із АРМ-САПР. У системі ЛАРМ-САПР можна багато разів змінювати параметри перерізу, геометричні характеристики, задане армування, інформацію про матеріали, зусилля і здійснювати підбір арматури.

При конструюванні **стержневих** елементів можлива реалізація двох алгоритмів підбору арматури (обирає користувач):

- ***алгоритм дискретної арматури*** з пріоритетним розташуванням стержнів у кутових зонах перерізу забезпечує найраціональніше розташування арматури, він чудово підходить для конструювання колон, оскільки кутові стрижні сприймають згинальні моменти обох напрямків. Наприклад, при перевірці позацентрово стиснутої колони із площини дії основного моменту зазвичай є достатньою площа кутових стержнів, підібрана при розрахунку в площині дії основного моменту. У порівнянні з алгоритмом розподіленої арматури цей підхід, як правило, дозволяє зменшити необхідну площу арматурних стержнів;
- ***алгоритм розподіленої арматури*** з рівномірним розташуванням розрахункових площ по сторонах перерізу можна застосовувати при конструюванні балок. У порівнянні з алгоритмом дискретного армування такий підхід призводить до перевитрат арматури, проте в цьому випадку користувач може здійснити вибір діаметрів і розстановку арматурних стержнів

самостійно.

У результаті підбору арматури програма видає такі величини (позначення – на рис. 5.1):

Поздовжня арматура (площа у см^2):

AU1 – площа кутової нижньої поздовжньої арматури (в лівому нижньому кутку перерізу);

AU2 – площа кутової нижньої поздовжньої арматури (в правому нижньому кутку перерізу);

AU3 – площа кутової верхньої поздовжньої арматури (в лівому верхньому кутку перерізу);

AU4 – площа кутової верхньої поздовжньої арматури (в правому верхньому кутку перерізу);

AS1 – площа нижньої поздовжньої арматури;

AS2 – площа верхньої поздовжньої арматури;

AS3 – площа бічної поздовжньої арматури (біля лівого краю перерізу);

AS4 – площа бічної подовжньої арматури (біля правого краю перерізу);

Поперечна арматура (площа у см^2):

ASW1 – вертикальна поперечна арматура;

ASW2 – горизонтальна поперечна арматура.

У таблицях із результатами армування програма видає також відсотки армування і ширину розкриття тріщин (короткочасну та тривалу, у мм).

При підборі арматури з пріоритетом *кутових стержнів* у таблиці результатів площі кутових стержнів будуть виведені в графах AU1, AU2, AU3, AU4, а в графах AS1, AS2, AS3, AS4 – площі арматури без кутових стержнів.

Якщо був використаний алгоритм *розподіленої арматури* з рівномірним розташуванням розрахункових площ уздовж сторін перерізу, то кутова арматура AU1, AU2, AU3, AU4 входитиме у величини AS1, AS2.

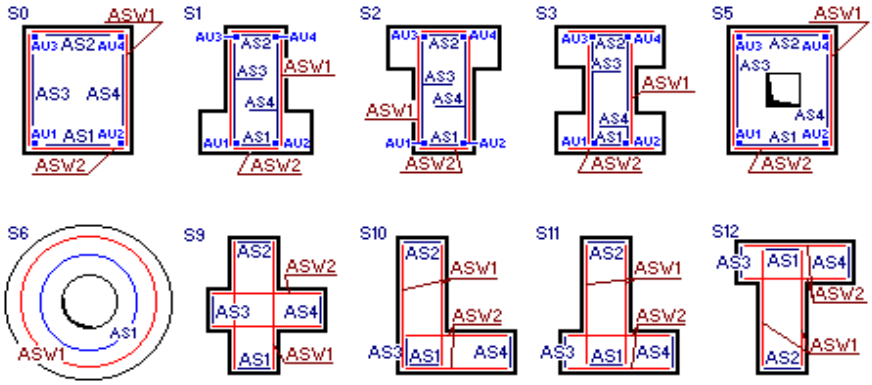


Рисунок 5.1 – Позначення армування у перерізах ЗБК

Для балок рекомендують призначати несиметричне армування відносно горизонтальної осі перерізу, а для колон – симетричне, оскільки в колонах згинальні моменти зумовлені, головним чином, знакозмінними впливами. Несиметричне армування колон може бути виправдане за наявності значних місцевих горизонтальних навантажень (наприклад, тиск грунту) або значних кранових навантажень. При цьому алгоритм автоматично вибирає тип несиметричного армування, відносно горизонтальної Y1 чи вертикальної Z1 осі перерізу, аналізуючи величини згинальних моментів. Несиметричне армування відносно осі Z реалізоване лише для прямокутного і коробчастого перерізів. У перерізах типу хрест (S9), кутик (S10), тавр зі зміщеною стінкою (S11, S12) армування завжди несиметричне.

При конструюванні **пластинчастих** елементів програмою передбачено визначення армування для:

- тонкостінних залізобетонних елементів, у яких діють згинальні та крутні моменти, осьові та поперечні сили – елементів ***оболонки***.
- плоских залізобетонних елементів, у яких діють згинальні та крутні моменти, а також поперечні сили – елементів ***плити.***
- залізобетонних елементів, що знаходяться у плоскому

напруженому стані – елементів ***стіни***.

Підбір поздовжньої арматури здійснюється із забезпеченням мінімуму сумарної витрати арматури у напрямках X1 і Y1 при задоволенні умов міцності та вимог із обмеження ширини розкриття нормальних тріщин.

Підбір поперечної арматури виконується із умови міцності за поперечною силою як для одновісного напруженого стану при врахуванні кожного з напрямків зусиль (Qx, Qy) окремо. Поперечна арматура для стін не обчислюється.

Виходячи з максимальних зусиль, що діють у напрямі координатних осей, які співпадають із напрямами розташування стержнів арматурної сітки, обчислюються максимальні площі перерізу арматури:

- у плиті (як для згину),
- у стіні (як для центрального стиску-розтягу),
- в оболонці (як для позацентрового стиску-розтягу в одному напрямку).

За умовами міцності обчислюються площі арматури, за яких забезпечується мінімум сумарної витрати сталі.

Після визначення армування за міцністю виконується перевірка ширини розкриття тріщин для всіх сполучень зусиль.

У результаті підбору арматури програма видає такі величини (позначення – на рис. 2):

Поздовжня арматура (площа у см^2 на погонний метр):

AS1 (ASx-н) – нижня арматура у напрямку X (для стінки посередині перерізу);

AS2 (ASy-н) – нижня арматури у напрямку У;

AS3 (ASx-в) – верхня арматура у напрямку X;

AS4 (ASy-в) – верхня арматура у напрямку У.

Поперечна арматура (площа у см^2 на погонний метр):

ASW1 – у напрямку X;

ASW2 – у напрямку У.

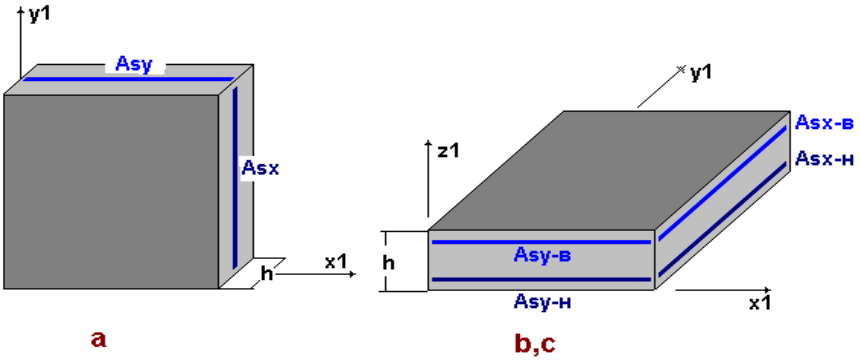


Рисунок 5.2 – Схеми розташування арматури для:
а – балок-стінок; b,c – плит і оболонок

Програма видає також ширину короткочасного і тривалого розкриття тріщин (мм).

5.2. Загальний алгоритм розрахунку ЗБК у ПК ЛІРА-САПР

1. Створення файлу (назва має містити до 30 символів, вибір ознаки розрахункової схеми, коментарі).
2. Налаштування програми (одиниці вимірювання, мова інтерфейсу, основні панелі).
3. Створення геометричної схеми конструкції.
4. Задання граничних умов.
5. Вибір варіанта розрахунку перерізів (за зусиллями від окремих завантажень, РСЗ чи РСН). Вибір варіанта конструювання – за ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
6. Створення і призначення жорсткостей. Призначення матеріалів (тип, бетон, арматура).
7. Візуальний 3D-контроль створеної моделі.
8. Задання навантажень.
9. Генерація таблиці РСЗ (РСН).
10. Повний (статичний і конструктивний) розрахунок моделі.

11. Аналіз результатів статичного розрахунку.
12. Перегляд та аналіз результатів армування.
13. Конструювання елементів.

5.3. Розрахунок залізобетонної рами промислової будівлі з конструюванням колон

Завдання

Виконати статичний розрахунок поперечної залізобетонної рами виробничої будівлі прольотом 24 м з двома мостовими кранами вантажопідйомністю Q=20/5 т. Відмітка голівки кранової рейки – 8,15 м. Висота підкранової балки – 1,4 м, кранової рейки – 0,15 м. Висота підкранової частини колони H_1 = 6,75 м, надкранової – H_2 = 4,2 м. Зовнішнє стінове огородження до відмітки 7,8 м – панелі самонесучі, вище – навісні. Район будівництва – м. Луцьк.

Колони прийняти суцільного прямокутного перерізу розмірами:

- у надкрановій частині колони – b = 50 см, h = 60 см;
- у підкрановій – b = 50 см, h = 80 см.

Бетон колон – важкий, класу С16/20.

Ригель (ферму) можна не моделювати, а задати умовно (за допомогою числового описання жорсткості). Вагу сегментної ферми прольотом 24 м і кроком 12 м прийняти 160 кН.

Розрахунок рами виконати на дію таких завантажень:

- перше – від власної ваги конструкцій;
- друге – снігове;
- третє – кранове вертикальне 1;
- четверте – кранове вертикальне 2;
- п’яте – гальмівне 1;
- шосте – гальмівне 2;
- сьоме – вітер зліва;
- восьме – вітер справа.

Кожне завантаження задати окремо. Сформувати таблицю РСЗ.

Виконати аналіз результатів статичного розрахунку рами та

конструювання колон.

Алгоритм виконання завдання

Етап 1 Створення файлу

Щоб розпочати роботу з ЛІРА-САПР, виконують команду Windows: **Пуск ➤ Програми ➤ ЛІРА-САПР 2024.**

Для створення нового файлу потрібно відкрити **Меню Програми**

, обрати пункт **Новий**, далі – **Другу ознаку схеми** (рис. 5.3) – три степені вільності у вузлі (переміщення X, Z, Uy), площина XOZ.

У діалоговому вікні **Опис схеми** (рис. 5.4) задати назву файлу *«Рама виробничої будівлі»*, значення навантажень – *розрахункові* та (за бажанням) – коментар (наприклад, дату створення розрахункової моделі). Натиснути на кнопку – *Підтвердити.*

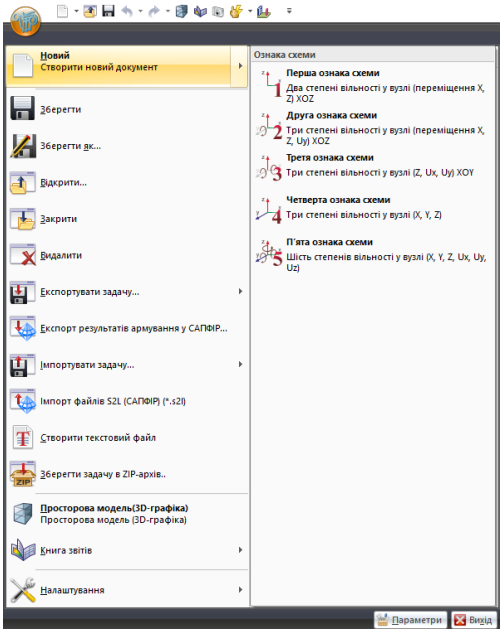


Рисунок 5.3 – *Меню Програми,* вибір ознаки схеми

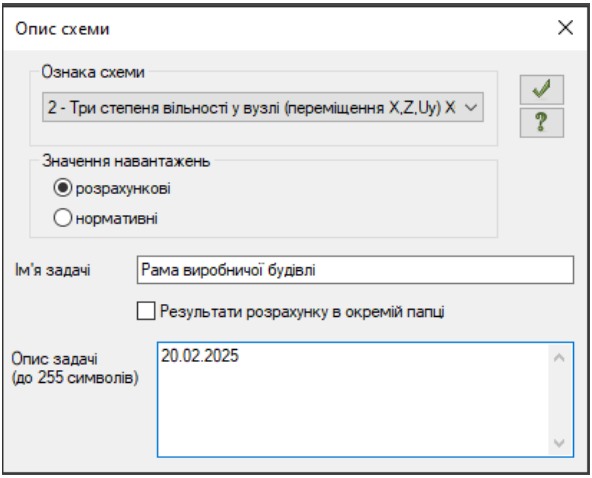


Рисунок 5.4 – Діалогове вікно *Опис схеми*

Етап 2 Налаштування програми. Щоб налаштувати одиниці вимірювання, потрібно зайти в **меню Програми** , обрати зі спадного списку **Налаштування – Одиниці виміру.** В однойменному діалоговому вікні виставити необхідні одиниці: на закладці *Схема* – навантаження і параметри матеріалів – кН, на закладці *Результати* (напруження – кПа, зусилля – кН) – рис. 5.5.

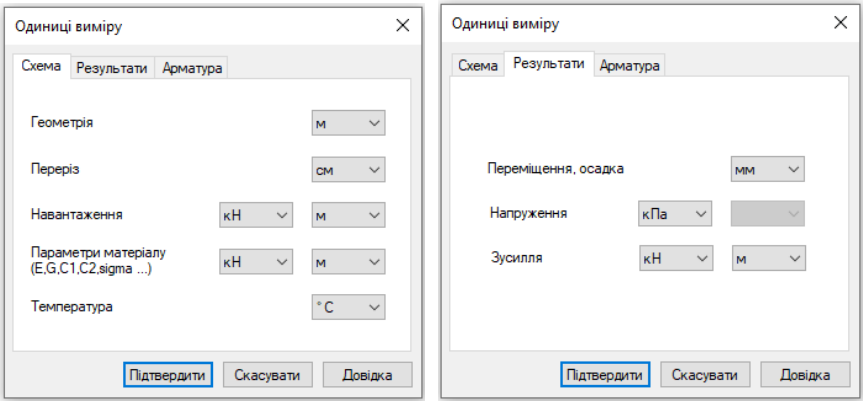


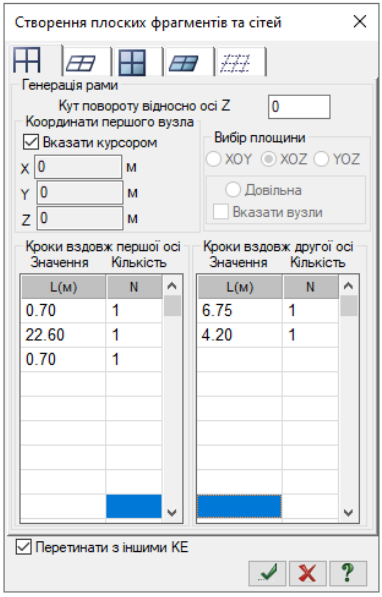
Рисунок 5.5 – Діалогове вікно *Одиниці виміру*

Щоб не загромаджувати робочий простір зайвими панелями, доречно за допомогою правої клавіші миші вивести на екран три найважливіші з них: *Панель вибору, Панель проекції* та *Помилки і попередження*.

Етап 3 Створення геометричної схеми рами

На панелі **Створення** (вкладка **Створення і редагування**) обирають кнопку – **Генерація рами** і у спадному списку – **Генерація рами.**

З'явиться діалогове вікно **Створення плоских фрагментів і сітей** (рис. 5.6), у якому задають параметри рами:



- крок уздовж першої осі (X) – L= 0.7 м; N=1;
  L= 22.6 м; N=1;
  L= 0.7 м; N=1;
- крок уздовж другої осі (Z) – L= 6.75 м; N= 1;
  L= 4.2 м; N=1;

Після натискання на кнопку – *Застосувати* з'явиться створена схема (рис. 5.7). Для того, аби привести схему до розрахункової, потрібно виконати її коригування, видаливши зайві та додавши потрібні елементи.

Рисунок 5.6 – Діалогове вікно *Створення плоских фрагментів і сітей*

Використовуючи елементи вибору, необхідно виділити вузли № 1, 10, 11, 4 та елемент № 10 і натиснути клавішу **Delete**. При цьому будуть видалені усі елементи, що сходяться у виділених вузлах.

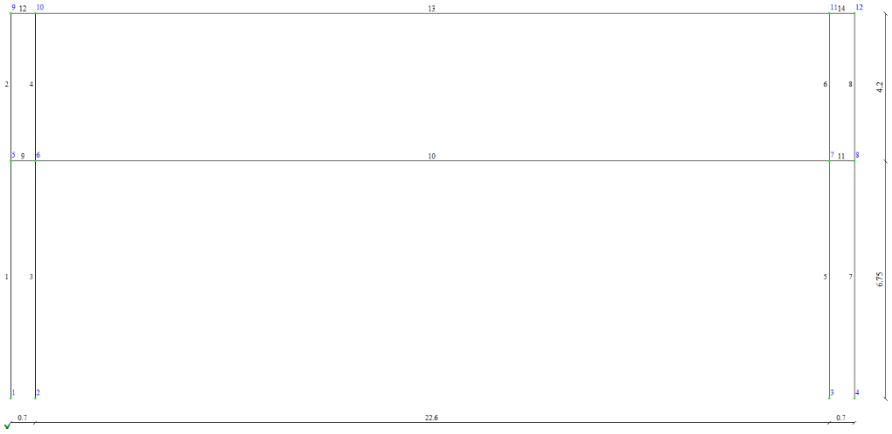
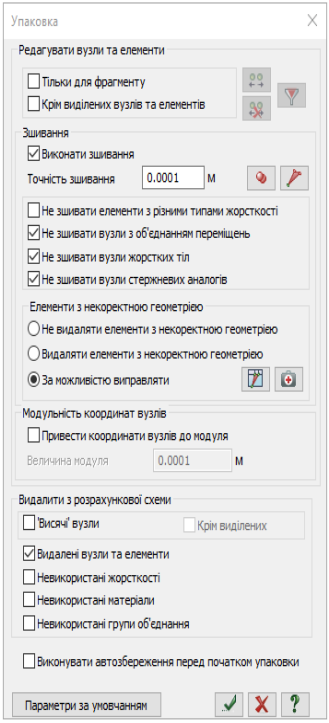


Рисунок 5.7 – Створена схема з розмірами, нумерацією вузлів та елементів



Для додавання ригеля необхідно з'єднати вузли № 9 і 12 за допомогою команди *Додати елемент – Додати стержень*.

Після коригування схеми рекомендовано виконати її упакування, натиснувши на кнопку

– *Упаковка схеми* на панелі **Редагування.**

У діалоговому вікні **Упаковка** (рис. 5.8) натискають кнопку – *Застосувати* – програма виконує перенумерацію вузлів та елементів схеми (рис. 5.9).

Упакування схеми можна виконувати багато разів, на будь-якому етапі створення і редагування розрахункової схеми.

Рисунок 5.8 – Діалогове вікно *Упаковка*

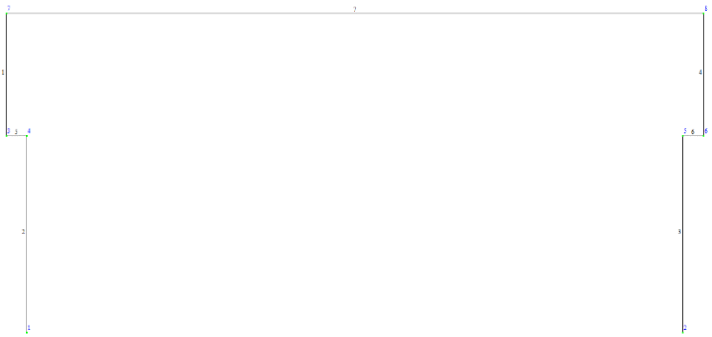
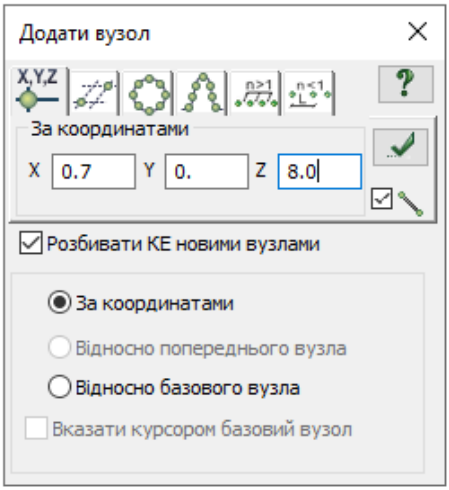


Рисунок 5.9 – Схема після коригування

Для створення деталізованої моделі розрахункової схеми необхідно ввести додаткові елементи для моделювання підкранової балки та рейки. Для цього потрібно ввести додаткові вузли за координатами *x*, *y*, *z* у відповідних полях діалогового вікна *Додати вузол* (рис. 5.10):



x=0; *z*=8,0;
x =0,7; *z*=8,0;
x=0,7; *z*=8,15;
x=23,3; *z*=8,0;
x=23,3; *z*=8,15;
x=24; *z*=8,0.

Після цього за допомогою команди *Додати елемент* (рис. 11) потрібно додати нові елементи, з'єднуючи відповідні вузли (див. рис.).

Рисунок 5.10 – Діалогове вікно *Додати вузол*

Для можливості задання навантаження від стін потрібно ввести додаткові вузли №15,17 (на лівій колоні) та №16,18 (на правій колоні) на відм. +7,8000 і +10,200 по висоті, координати яких відповідно:

x=0, *z*=7,8; *x*=0, *z*=10,8; *x*=24, *z*=7,8;.*x*=24, *z*=10,8).

.

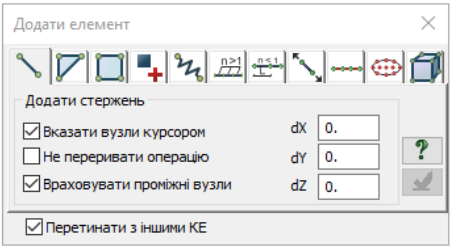


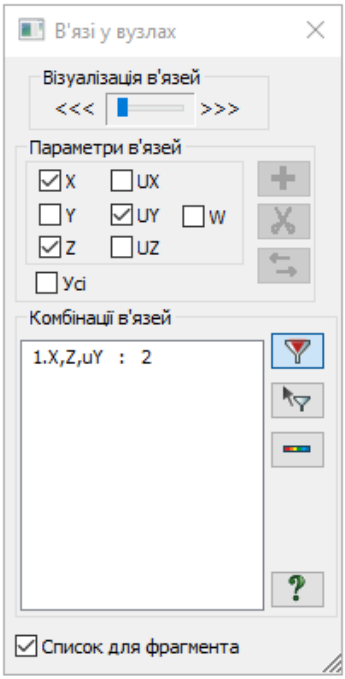
Рисунок 5.11 – Діалогове вікно *Додати елемент*

У результаті має бути побудована розрахункова схема рами, наведена на рис. 5.12.

Рисунок 5.12– Створена модель з нумерацією елементів рами

Етап 4 Задання граничних умов

Для відзначення вузлів №1,2 (вузлів стикування колон із фундаментами) потрібно клацнути по кнопці – *Відмітка вузлів* на **Панелі вибору** (за замовчуванням вона знаходиться у нижній області робочого вікна). Вузли забарвляться у червоний колір. Далі натискають командну кнопку – *В'язі* (панель **Жорсткості та в'язі** на вкладці **Створення і редагування**), з'являється діалогове вікно *В'язі у вузлах* (рис. 5.13).

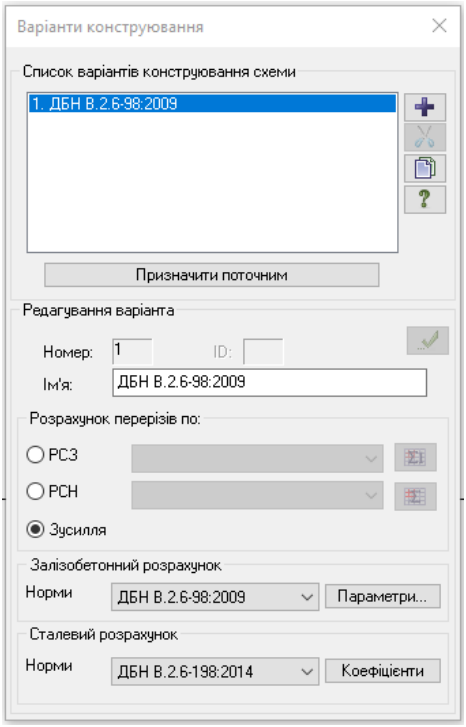


У цьому вікні активують параметри в’язів, тобто напрямки, за якими заборонені переміщення вузлів (X, Z, UY) і клацають по кнопці – *Додати в’язі у відзначених вузлах*. Вузли забарвляться у синій колір – це означатиме, що граничні умови (в’язі) задано.

Рисунок 5.13 – Діалогове вікно *В’язі у вузлах*

Етап 5 Вибір варіанта розрахунку та конструювання

Для конструктивних розрахунків за чинними нормативами потрібно натиснути кнопку – *Варіанти конструювання схеми* і в діалоговому вікні **Варіанти конструювання** (рис. 5.14) обрати потрібний норматив – *ДБН В.2.6-98:2009*. У цьому ж вікні зазначають *варіант розрахунку* (за окремими зусиллями чи розрахунковими сполученнями навантажень – РСН (або зусиль – РСЗ).



Принципова різниця між РСЗ і РСН полягає у тому, що система РСЗ перебирає усі можливі сполучення завантажень і записує в результати лише найнебезпечніші з них, а система РСН записує у результати всі сполучення, створені користувачем.

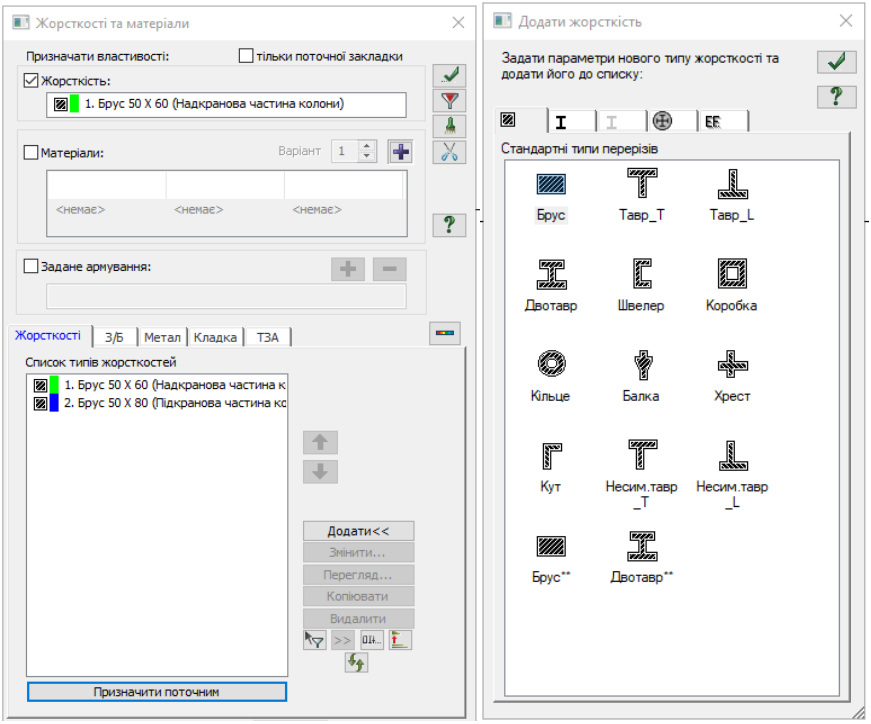
У даній задачі обирають РСЗ.

Рисунок 5.14 – Діалогове вікно *Варіанти конструювання*

Етап 6 Створення і призначення жорсткостей і матеріалів елементам схеми

Клацнувши по кнопці – *Жорсткості та матеріали* (панель **Жорсткості та в'язі** на вкладці **Створення і редагування**), викликають діалогове вікно **Жорсткості та матеріали** (рис. 5.15).

У цьому вікні клацають по кнопці *Додати* і у діалоговому вікні **Додати жорсткість** обирають першу закладку – **Стандартні типи перерізів**, активують переріз ***Брус***.



а *б*

Рисунок 5.15 – Діалогові вікна: *а – Жорсткості та матеріали, б – Додати жорсткість*

У діалоговому вікні *Задання стандартного перерізу* (рис. 5.16) потрібно ввести такі дані для колон:

- модуль пружності бетону класу С16/20 – E = 2.7e7 кН/м^2 (за англійської розкладки клавіатури);
- геометричні розміри – B = 50 см; H = 60 см – для надкранової частини та B = 50 см; H = 80 см – для підкранової;
- питома вага матеріалу - Ro = 25 кН/м^2.

Натисканням на копку … – *Застосувати* підтверджують введення даних.

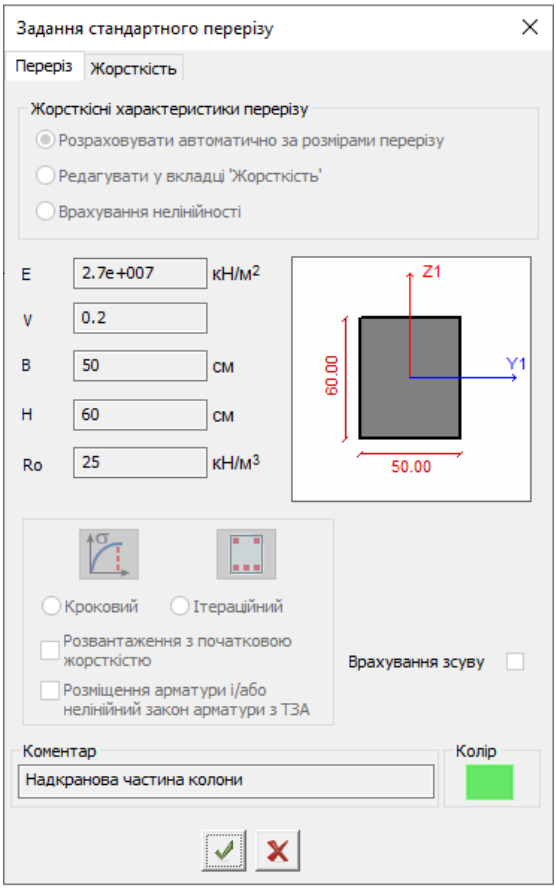


Рисунок 5.16 – Діалогове вікно *Задання стандартного перерізу (прямокутник)*

Елементи з великою жорстістю слугують для передачі зусиль (моделюють ексцентриситет). Для цього використовують числове задання жорсткості. У діалоговому вікні **Додати жорсткість** (рис. 5.17) потрібно перейти на вкладку - *Пластинчасті, обємні, чисельні* та натиснути іконку з надписом *КЕ-2 чисельний.*

У діалоговій панелі, що з’явиться, потрібно вказати необхідні жорсткісні характеристики – жорсткості елемента на осьовий

стиск/розтяг і згин відносно осі *y1* (рис. 5.18).

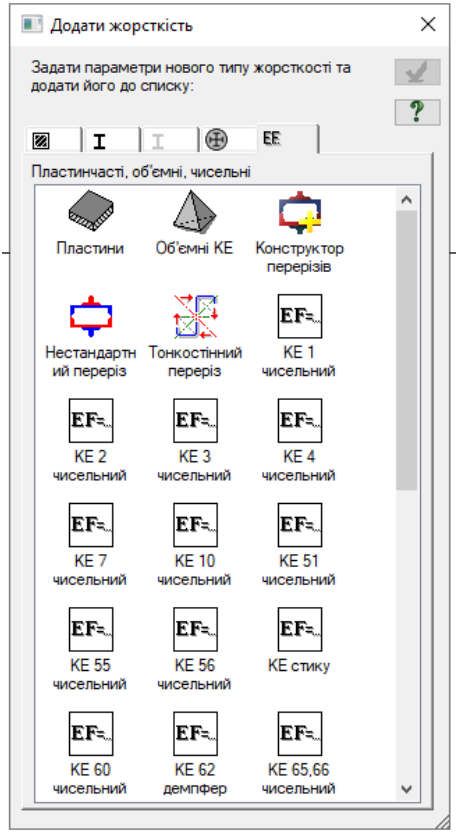


Рисунок 5.17 – Діалогове вікно *Додати жорсткість*, вкладка *EF*

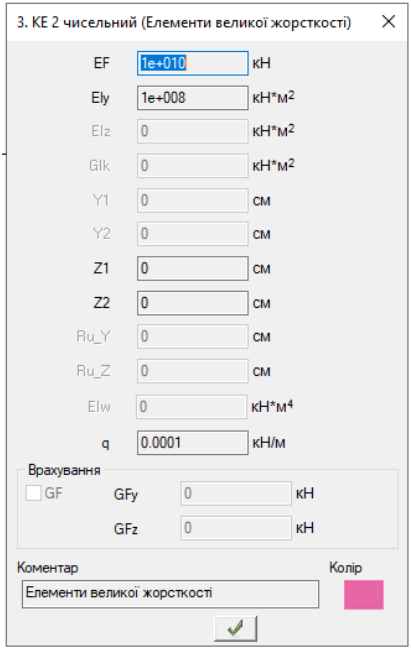


Рисунок 5.18 – Діалогова панель *КЕ 2 чисельний*

Жорсткість (4) підкраної балки задають типу Брус 1200х14; модуль пружності сталі E=2,1е8 кН/м^2, R_0=82,45 кН/м^3.

Жорсткість (5) кранової рейки задають типу Брус 1200х1,2; модуль пружності сталі E=2,1е8 кН/м^2, R_0=82,45 кН/м^3.

Переріз металевої пластини (жорсткість 6), що з'єднує підкранову балку з колоною, задають із бази типових сталевих перерізів (рис. 5.19).

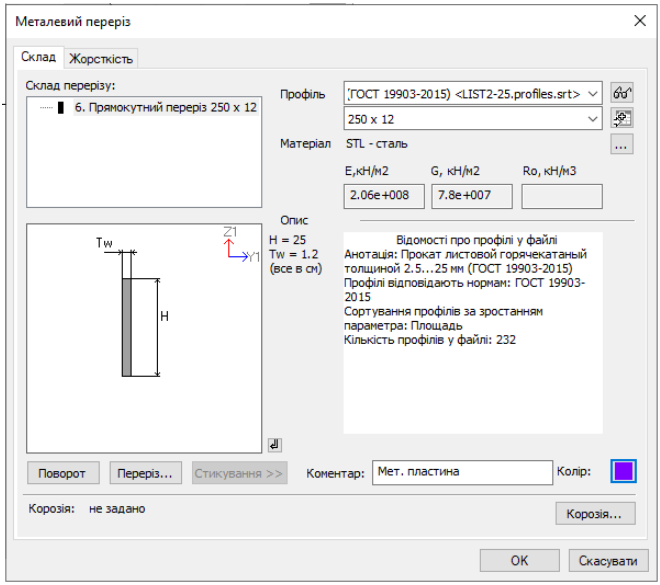


Рисунок 5.19 – Діалогове вікно *Задання*

Для ригеля задають числове описання жорсткості (№7 у списку жорсткостей).

Створений список жорсткостей для усіх елементів наведено на рис. 5.20.

Для того, аби виконати одразу статичний і конструктивний розрахунки елементів рами, необхідно при призначенні жорсткостей задати й матеріали. Оскільки у даній задачі потрібно законструювати лише колони, то матеріали задають лише для колон. Решту жорсткостей призначають без матеріалів. У діалоговому вікні **Жорсткості та матеріали** двічі клацають по стрічці із жорсткістю 1 і переходять на вкладку **З/б** (рис. 5.21) для задання матеріалів для залізобетонних колон.

Для цього відзначають радіо-кнопкою **Тип**, тоді натискають на кнопку *Редагувати*. При цьому з’явиться діалогове вікно **Матеріали для розрахунку з/б конструкцій**.

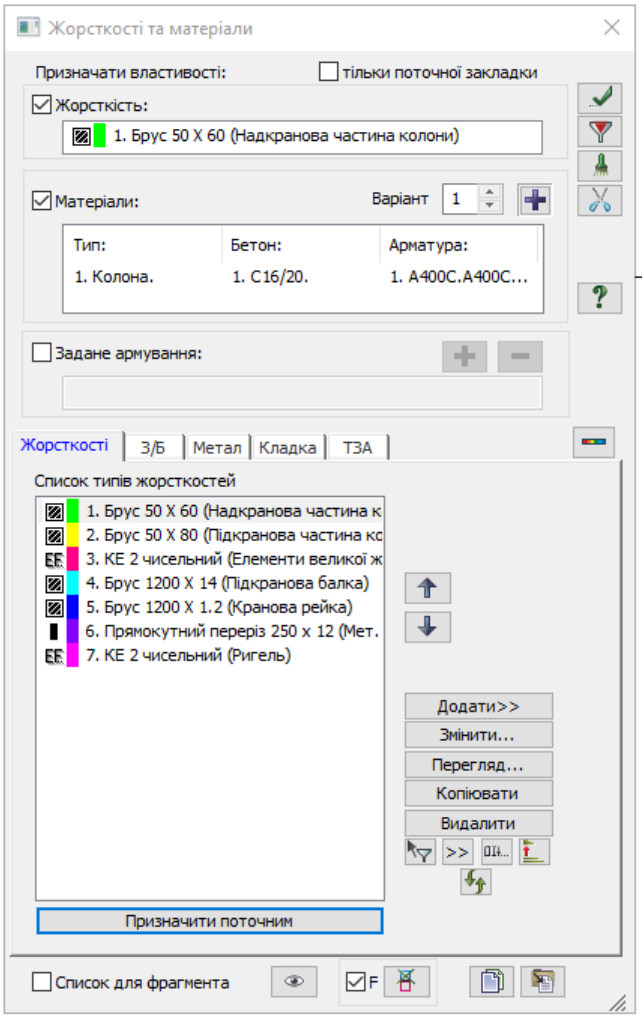


Рисунок 5.20 – Створений список жорсткостей для елементів рами

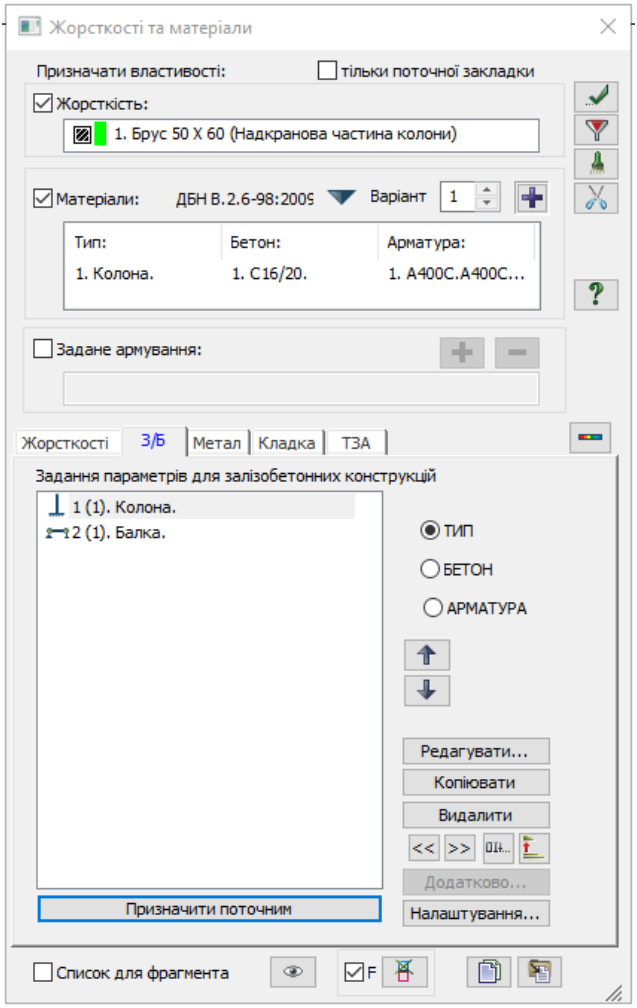


Рисунок 5.21 – Створений список матеріалів

У діалоговому вікні **Матеріали для розрахунку з/б конструкцій** (рис. 5.22) потрібно вказати такі параметри для колон:

- у полі *Тип (стержень)*:
  - назва – *Колона*;
  - армування – *симетричне й несиметричне* (для аналізу підібраного армування, оскільки колона позацентрово

стиснута);

- *виділяти кутові стержні*;

- у полі *Бетон* – вибрати зі списку клас *С16/20*;
- у полі *Арматура* – вибрати зі списку клас поздовжньої арматури *А400С*, поперечної – *А240С*.

Натисканням на копку … – *Застосувати* підтверджують введення даних.

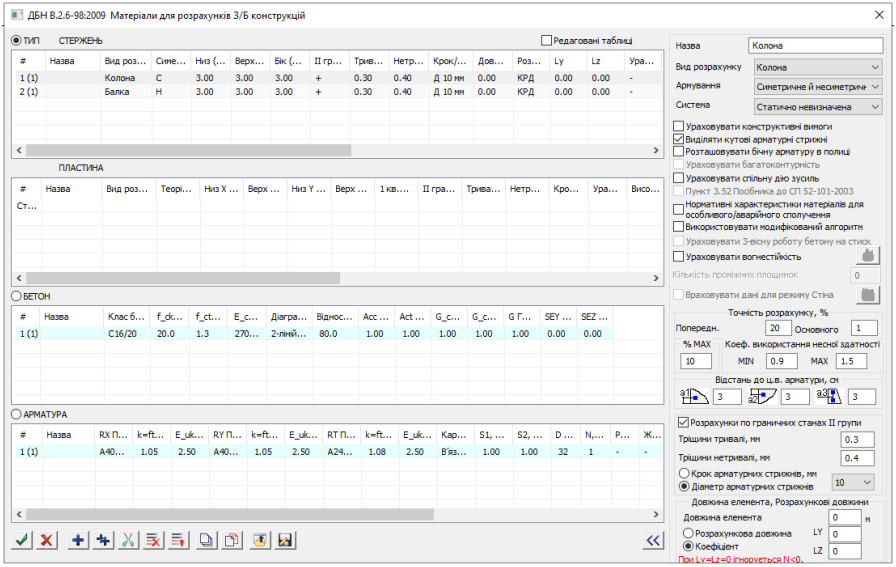


Рисунок 5.22 – Діалогове вікно *Матеріали для розрахунку з/б конструкцій (для колон)*

Для призначення жорсткостей і матеріалів надкрановим частинам колон відзначають відповідні елементи. У діалоговому вікні **Жорсткості та матеріали** натискають на кнопку … – *Призначити*. З елементів знімається виділення – це означає, що їм присвоєно перший тип жорсткості – *1. Брус 50х60 (надкранова частина колони)*. Ті ж самі матеріали призначають для підкранових частин колон – *2. Брус 50х80 (підкранова частина колони)*.

Для призначення жорсткостей усім іншим елементам

розрахункової схеми двічі клацають по стрічці з відповідним типом жорсткості, призначаючи поточним, виділяють відповідні елементи і натискають – *Призначити.*

Щоб проконтролювати призначені жорсткості, потрібно за допомогою кнопки – *Параметри відображення* викликати діалогове вікно **Показати,** поставити галочку біля команди – *Номери жорсткостей* на вкладці *Елементи* (рис. 5.23).

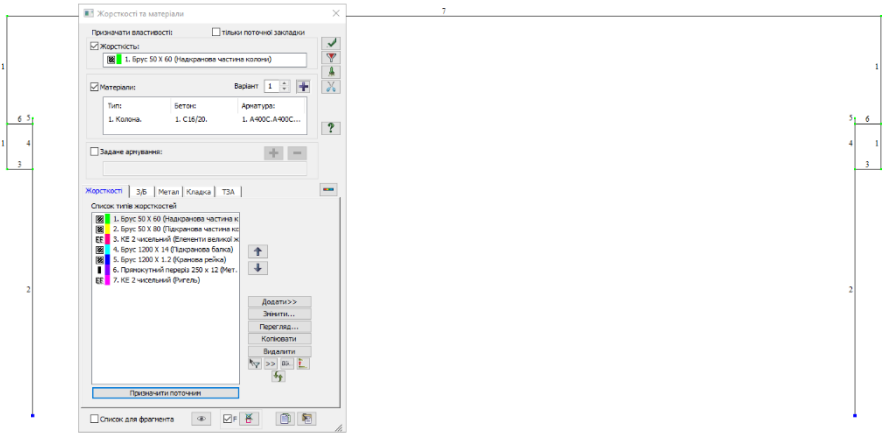


Рисунок 5.23 – Призначені жорсткості

Етап 7 Візуальний 3D-контроль створеної моделі

Щоб переглянути створену модель, потрібно за допомогою командної кнопки - *Просторова модель (3D графіка)* перейти у режим *3D вигляд,* на панелі **Вид** натиснути кнопку - *Показати перерізи елементів.* З'явиться просторова модель (рис. 5.24), яку можна покрутити, затиснувши ліву кнопку миші, керуючи курсором, щоб переконатись у правильності призначення жорсткостей. Щоб повернутись у режим розрахункової схеми, потрібно активувати команду - *Скінченноелементна модель*.

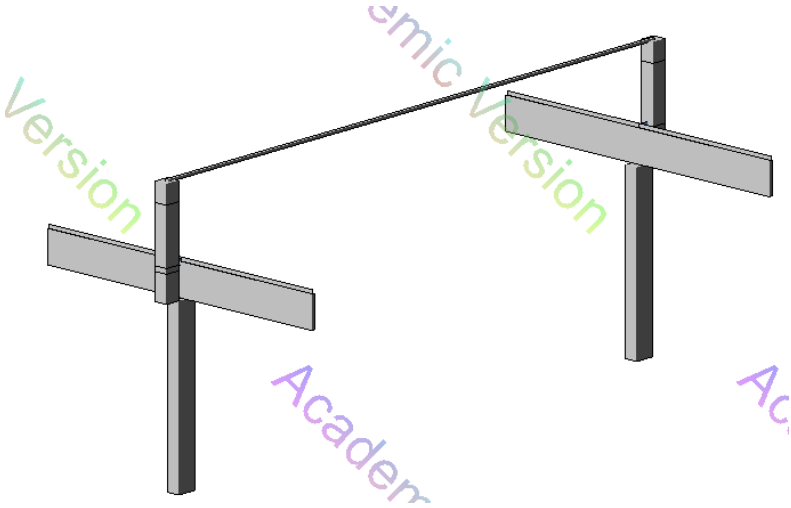


Рисунок 5.24 – Просторова модель

Етап 8 Задання навантажень

За умовою задачі необхідно розрахувати раму на вісім завантажень. Для зручності потрібно на панелі **Навантаження** командою – *Редактор завантажень* викликати однойменне діалогове вікно, у якому створити список усіх завантажень, при цьому вказавши назву кожного та тривалість його дії (рис. 5.25). Кожне наступне завантаження у список додають за допомогою кнопки .

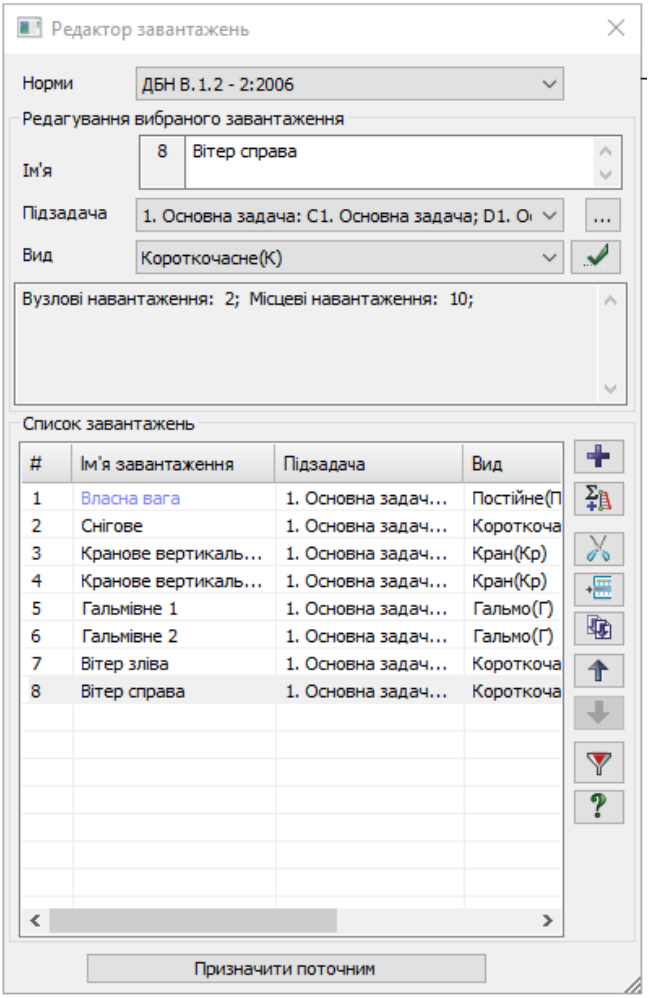


Рисунок 5.25 – Діалогове вікно *Редактор завантажень*

Формування завантаження №1

Завантаження 1 включає усі постійні навантаження. Для задання навантаження від власної ваги елементів рами потрібно натиснути кнопку – *Додати власну вагу* (панель **Навантаження** на вкладці **Створення і редагування**). З'явиться діалогове вікно **Додати власну**

вагу, у якому клацають по кнопці – *Застосувати* (залежно від заданої об'ємної ваги елементи розрахункової схеми завантажуються навантаженням від власної ваги).

Навантаження від ваги ригеля (у даному випадку – полігональної ферми прольотом 24 м), яке становить 160 кН, прикладають у вигляді зосередженої сили (160/2 = 80 кН) на вузли верху колон (№7,8).

Для цього на панелі **Навантаження** (вкладка **Створення і редагування**) обирають команду **Навантаження**. Зі спадного списку – команду **Навантаження на вузли** (рис. 26), вводять значення зосередженої сили (рис. 5.27).

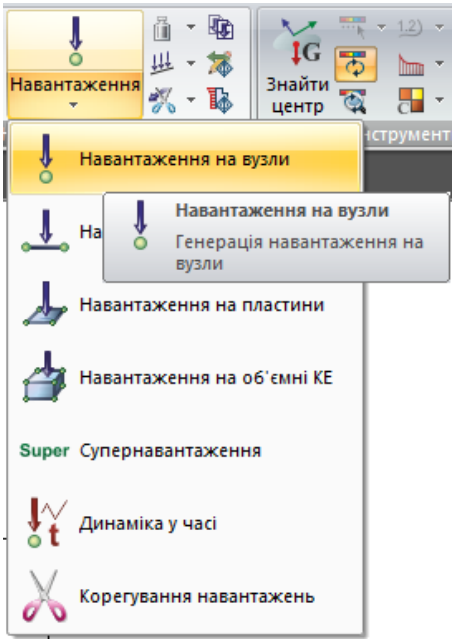


Рисунок 5.26 – Команда *Навантаження на вузли* у спадному списку

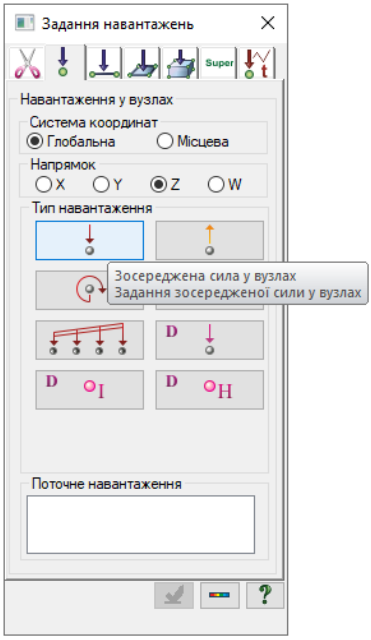


Рисунок 5.27 – Діалогове вікно *Задання навантажень*

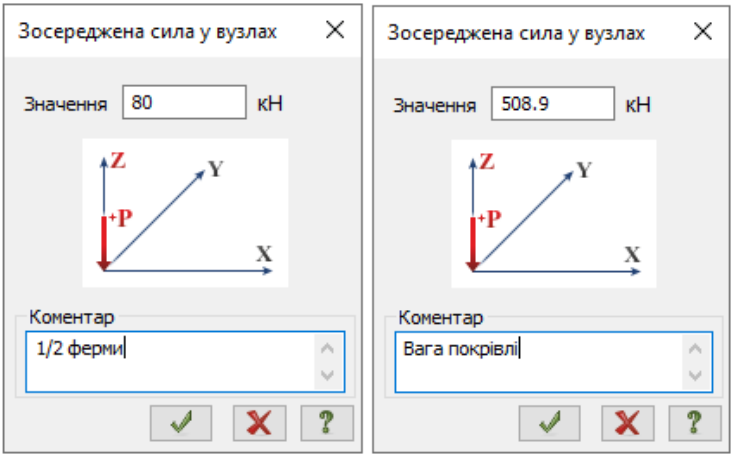


Рисунок 5.28 – Задання значення сили у вузлі

Навантаження від ваги покриття (табл. 5.1) можна звести до вузлового і прикласти у вигляді зосереджених сил у місцях обпирання ферми на колони (вузли №7,8) – рис. 5.28:

$$\mathbf{G_{покр} = 3{,}534 \times 12 \times 24/2 = 508{,}9\ кН.}$$

Таблиця 5.1. Постійне навантаження на покриття

Найменування навантаження	Нормативне, кН/м²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове, кН/м²
Постійне			
Рулонний килим „Уніфлекс”	0,150	1,2	0,180
Полімерно-цементна стяжка	0,540	1,2	0,648
Утеплювач	0,250	1,3	0,325
Пароізоляція	0,050	1,2	0,060
Плита покриття 3х12	2,110	1,1	2,321
Всього постійне	3,100		3,534

Розрахункове навантаження від стін за ваги 1м² панелей 2,22 кН та віконних перепльотів 0,5 кН становить:

- на ділянці між відмітками +7,800 і +10,200:

G_3 = (1,2 х 12 х 2,22 х 12 х 0,5) х 1,1 х 0,95 = 40,9 кН;

- між відмітками +10,200 і +12,600:

G_4 = 2,4 х 12 х 2,22 х 1,1 х 0,95 = 66,8 кН.

Відствнь від лінії дії навантаження до геометричної осі колони на відм. +7,800 і +10,200 (ексцентриситет) становить е= -0,4 м. Тоді моменти M_3, M_4 відповідно:

M_3 = 40,9 х (-0,4 = 16,4 кНм;

M_4 = 66,8 х (-0,4) = 26,7 кНм.

Навантаження від стін прикладають у вузлах №15,17 (на лівій колоні) та №16,18 (на правій колоні) у вигляді зосередженої сили та моменту (рис. 5.29). Ці вузли були додані на змодельовані колони за координатами (на відм. +7,8000 і +10,200).

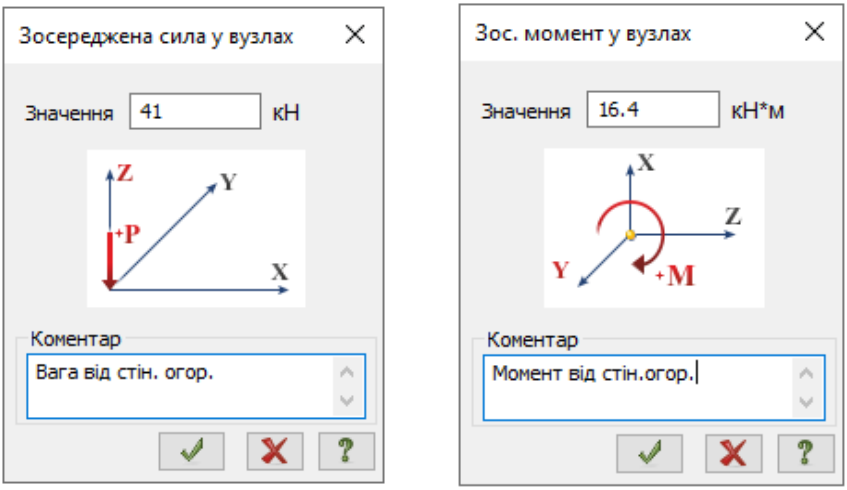


Рисунок 5.29 – Задання навантаження від стін

На рис. 30 показано фрагменти розрахункової схеми – завантаження колон усіма постійними навантаженнями. Обидві колони завантажені симетрично.

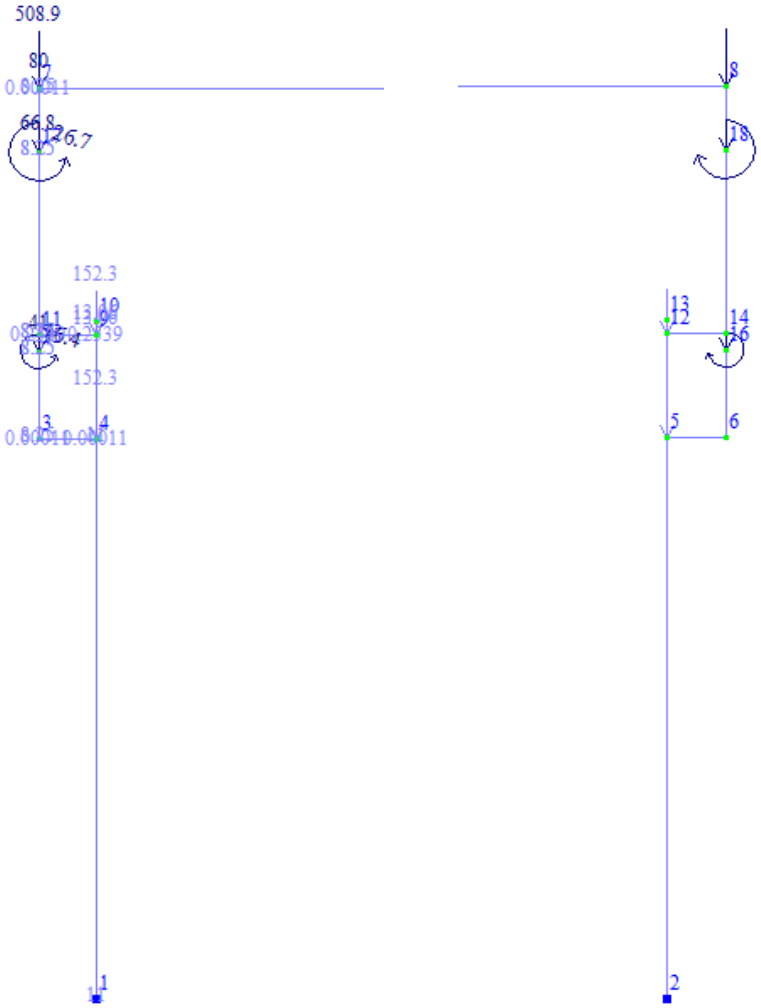


Рисунок 5.30 – Завантаження 1 – *Власна вага елементів (постійне)*

Формування завантаження №2

Згідно із завданням, друге завантаження – снігове (змінне короткочасне). Його можна задавати у вигляді погонного навантаження по довжині ригеля або у вигляді вузлового, зосередженого у вузлах

обпирання ригеля на колону (на вузли № 7,8).

Для м. Луцька характеристичне снігове навантаження становить 1,24 кПа. При кроці рам 12 м вузлове навантаження на кожну колону (рис. 5.31), що передаватиметься через ригель, становитиме:

P_2=(1,24 х 12 х 24)/2=178,56 кН.

Для переходу на наступне завантаження клацають по кнопці – *Наступне завантаження* у стрічці стану (у нижній області робочого вікна).

На панелі **Навантаження** (вкладка **Створення і редагування**) обирають команду **Навантаження**. Зі спадного списку – команду **Навантаження на вузли**. Величину зосередженої сили потрібно вписати в однойменне діалогове вікно і нитиснути на кнопку – *Застосувати.*

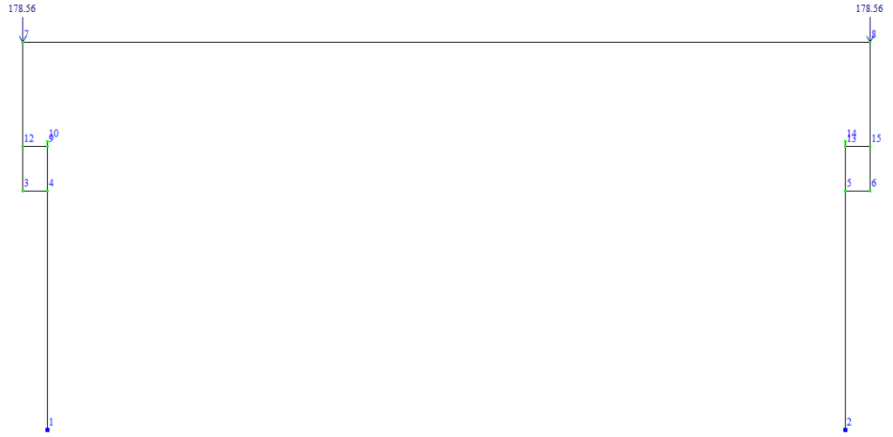


Рисунок 5.31 – Завантаження 2 – *Снігове (короткочасне)*

Формування завантажень № 3-4

Третє і четверте завантаження – кранові вертикальні, їх задають у вузлах №9 і 13, на рівні верху підкранової балки (на відм. +8,000).

Для крана вантажопідйомністю Q=196/49 кН максимальний тиск колеса на кранову рейку становить F_{max}=191 кН, маса візка G=8,5т. Розрахунковий максимальний тиск на колону від двох зближених

кранів визначають з урахуванням коефіцієнта сполучення ψ=0,85:

D_{max}=0,85x1,1x0,95(7,6+12+10,8+6,4)x191/12=520,3 кН.

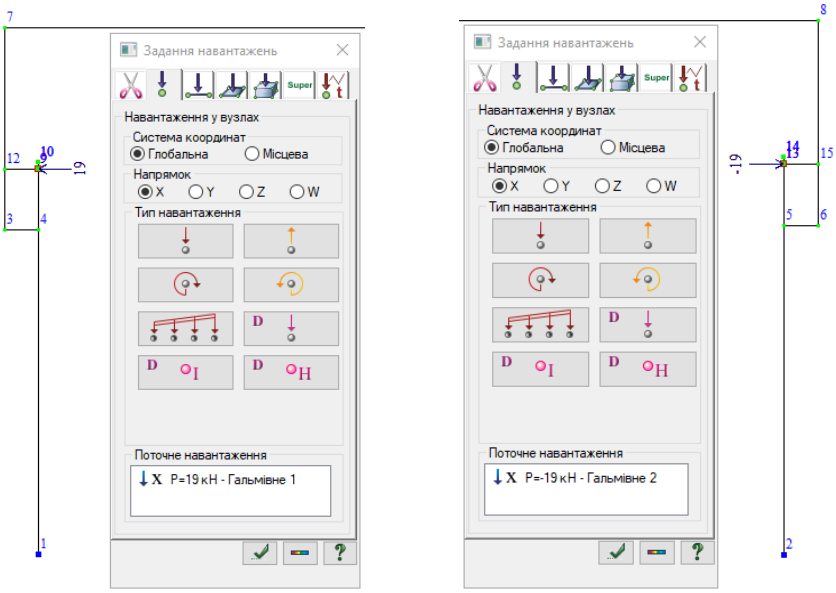
У *третьому* завантаженні прикладають вертикальне навантаження *по осі Z* на ліву колону (у вузол №9), у *четвертому* – на праву колону (у вузол №13) – рис. 5.32.

Формування завантажень № 5-6

П'яте і шосте завантаження – кранові горизонтальні (гальмівні) навантаження, вони є супутніми для вертикальних кранових навантажень, їх задають у тих самих вузлах №9 і 13, на рівні верху підкранової балки (рис. 5.33).

а) б)

Рисунок 5.32 – Завантаження 3 (а) і 4 (б) – *кранові вертикальні*



а) б)

Рисунок 5.33 – Завантаження 6 (а) і 7 (б) – *гальмівне 1 (2)*

Нормативне горизонтальне навантаження від кожного з двох коліс одного крана, що стоять на балці, направлена впоперек кранового шляху викликана гальмуванням візка при гнучкому підвісі вантажу:

$$\mathbf{F_T=0,5 \times 0,05(196+8,5 \times 9,81)=6,985\ кН.}$$

Розрахункове гальмівне поперечне навантаження, що передається на колону від діючих на кранову рейку сил від двох зближених кранів:

$$\mathbf{F=0,85 \times 1,1 \times 0,95(7,6+12+10,8+6,4)6,985/12=19\ кН.}$$

У *п'ятому* завантаженні прикладають горизонтальне навантаження *по осі X* на ліву колону (у вузол №9), у шостому – на праву колону (у вузол №13).

Формування завантажень № 7-8

Сьоме і восьме завантаження – вітрове (зліва / справа).

Характеристичний швидкісний тиск вітру для міста Луцька W_0 = 0,48 кПа ($кН/м^2$). Граничне розрахункове значення вітрового навантаження для навітряної сторони:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1{,}0 \cdot 0{,}48 \cdot 1{,}152 = 0{,}553 \ кН/м^2;$$

для підвітряної сторони:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1{,}0 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}864 = 0{,}415 \ кН/м^2.$$

Тоді при кроці колон b=12 м рівномірно розподілене вітрове навантаження до відмітки +10,800 становить:

- з навітряної сторон – 6,64 кН/м;
- з підвітряної сторони – 4,98 кН/м.

Щоб задати це навантаження по всій висоті колони, на панелі **Навантаження** (вкладка **Створення і редагування**) обирають команду **Навантаження**, зі спадного списку – команду **Навантаження на стержні.**

У діалоговому вікні **Задання навантажень** (рис. 5.34) вказують систему координат – *Глобальна*, напрямок дії навантаження – уздовж осі *X*. Для створення навантаження натискають командну кнопку – *Трапецієвидне на стержні*, з'являється однойменне вікно, у якому вказують інтенсивність тиску вітру з навітряної сторони – $P_1=P_2=-6{,}64$ ***кН/м***, обирають елементи надкранової і підкранової частин *лівої* колони та натискають на кнопку – *Підтвердити.* Для *правої* колони у *сьомому* завантаженні задають тиск вітру з підвітряної сторони – $P_1=P_2=-4{,}98$ ***кН/м,*** так само, зліва направо.

У цьому ж завантаженні необхідно прикласти зосереджену силу на рівні верху лівої колони (вузол №7) від вітрового навантаження, що діє на будівлю у межах крокв'яної конструкції, у тому ж напрямку (зліва направо). Цю силу визначають множенням середнього значення вітрового навантаження, що виникає на рівні верхньої та нижньої відміток ригеля, на висоту ригеля і на крок колон (для навітряної сторони будівлі $W_1= -18{,}1$ ***кН***, для підвітряної – і $W_2= -13{,}5$ ***кН*)**.

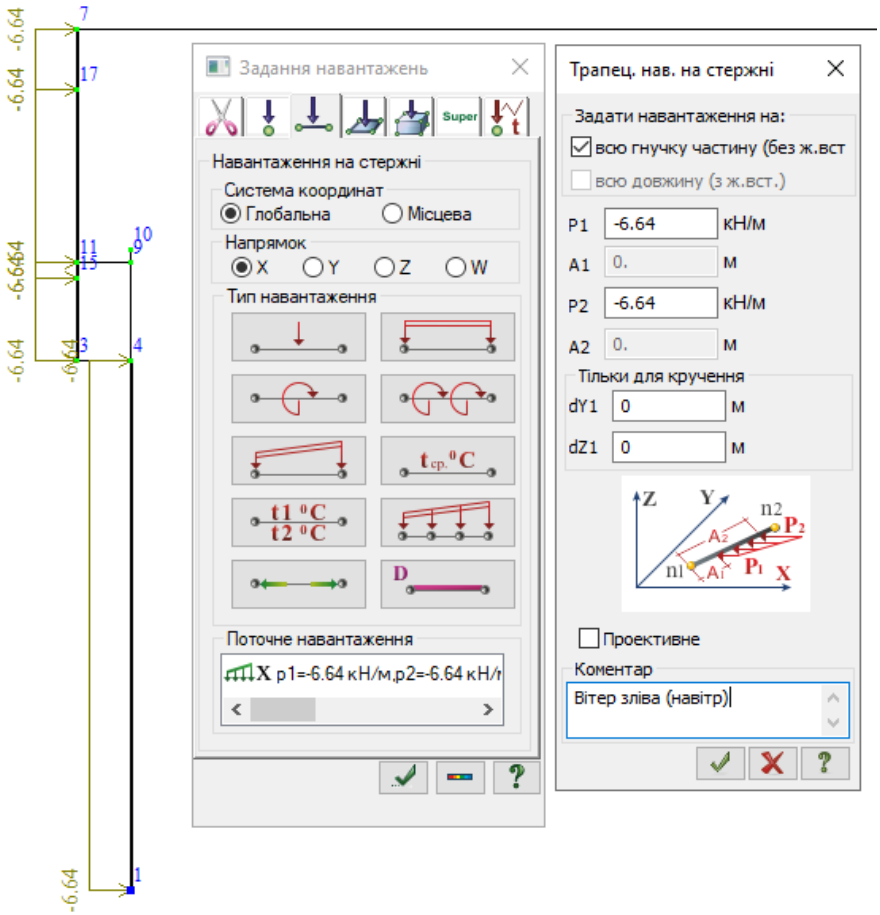


Рисунок 5.34 – Завантаження 7 – *Вітер зліва (короткочасне)*

У *восьмому завантаженні* потрібно виконати ті ж операції, що й сьомому, але навантаження прикладати справа наліво, з їх додатніми значеннями.

Етап 9 Генерація таблиці РСЗ

За умови завантаження розрахункової моделі кількома завантаженнями різної тривалості необхідно створити **таблицю РСЗ**

для подальшого розрахунку армування за найнебезпечнішими сполученнями зусиль.

Однойменне діалогове вікно викликають натисканням на кнопку – *Таблиця РСЗ* (панель **РСЗ** на вкладці **Розрахунок**) – рис. 5.35.

У цьому вікні за вибраних будівельних норм *ДБН В.1.2-2:2006* потрібно задати відповідні дані для кожного завантаження.

Для завантажень 3 і 4 у текстовому полі *№ групи взаємовиключаючих завантажень* задають ***1***, тоді програма буде розуміти, що потрібно враховувати одне з кранових завантажень для певної комбінації зусиль. Для завантаження 3 у текстовому полі *№ супутніх завантажень* задають ***5*** (це супутнє гальмівне завантаження для вертикального кранового на ліву колону), для завантаження 4 задають ***6*** (це супутнє гальмівне завантаження для вертикального кранового на праву колону),

Для завантажень 7 і 8 у текстовому полі *№ групи взаємовиключаючих завантажень* задають ***1***, тоді програма буде розуміти, що потрібно враховувати одне з вітрових завантажень для певної комбінації зусиль. Таблицю РСЗ потрібно зберегти, натиснувши на кнопку .

Етап 10 Повний розрахунок рами

Перед запуском на розрахунок потрібно задачу зберегти (кнопка на панелі швидкого доступу). Для розрахунку клацають по кнопці – *Виконати розрахунок***.**

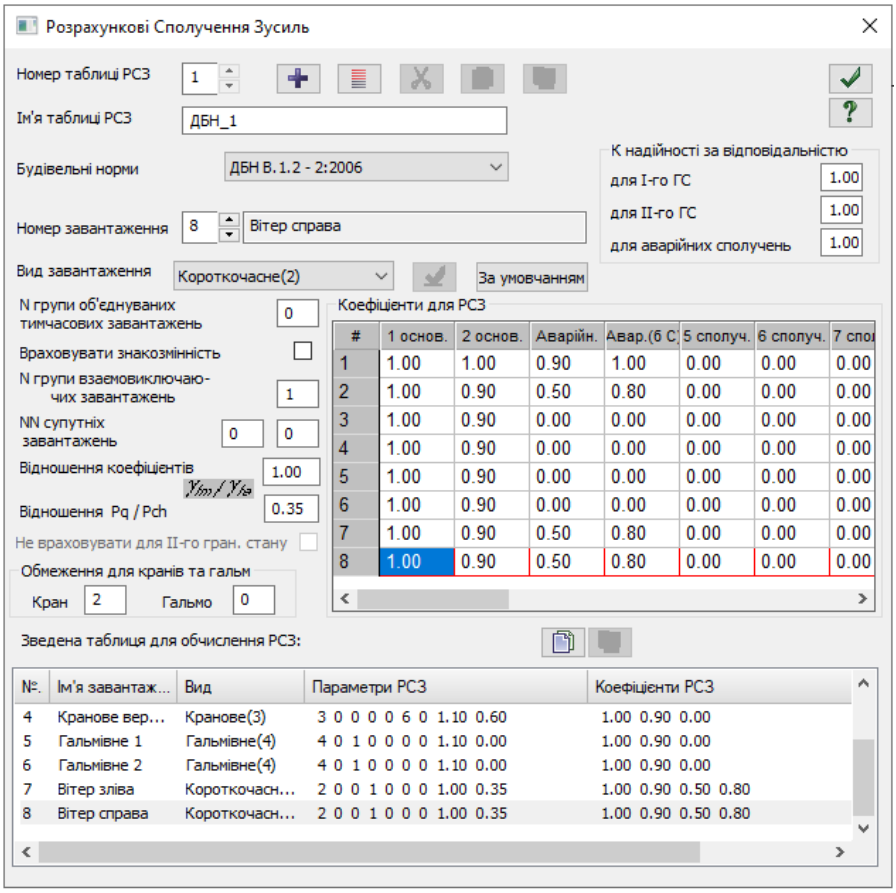


Рисунок 5.35 – Діалогове вікно *Розрахункові сполучення зусиль*

Етап 11 Аналіз результатів статичного розрахунку

Після виконання розрахунку переходять на вкладку **Аналіз** і здійснюють перегляд результатів статичного розрахунку

У режимі перегляду результатів за замовчуванням розрахункова схема відображається з урахуванням переміщень вузлів (деформованою). Для відображення схеми без урахування переміщень вузлів клацають по кнопці – *Початкова схема* (панель **Деформації** на вкладці **Аналіз**).

Виведення на екран епюр внутрішніх зусиль

Щоб вивести на екран епюру поздовжніх сил в елементах рами **N**, натискають кнопку – *Епюри поздовжніх сил N* (панель **Зусилля у стержнях** на вкладці **Аналіз**) – рис. 5.36. Щоб заштрихувати епюри та вивести значення зусиль, за допомогою кнопки – *Параметри відображення* виводять на екран діалогове вікно **Показати**. На закладці – *Значення* ставлять галочки біля команд – *Показати епюри зі штриховкою* і – *Значення на епюрах.*

Для того, щоб вивести на екран епюри згинальних моментів **My** і поперечних сил **Qz**, натискають відповідну кнопку: – *Епюри згинальних моментів My*; – *Епюри поперечних сил Qz* (панель **Зусилля у стержнях** на вкладці **Аналіз**).

Рисунок 5.36 – Епюра поздовжніх сил в елементах рами (завантаження 1 – *Власна вага*)

Іноді буває корисною команда **Мозаїка зусиль у стержнях**, виклик якої здійснюють зі спадного списку (рис. 5.37). Команда

дозволяє швидко зорієнтуватись у НДС конструктивних елементів розрахункової схеми за допомогою кольорової шкали (рис. 5.38).

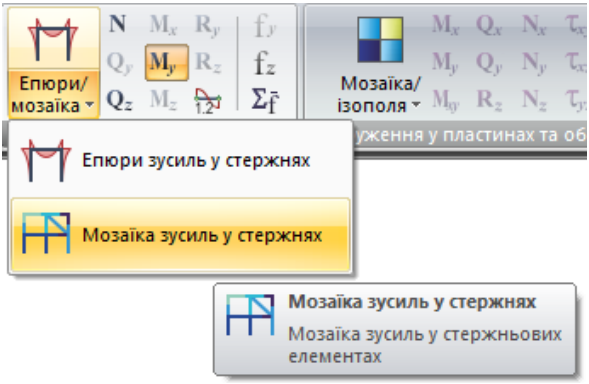


Рисунок 5.37 – Виклик команди *Мозаїка зусиль у стержнях*

Рисунок 5.38 – Відображення результатів розрахунку у режимі *Мозаїка зусиль у стержнях*

Зміна номеру поточного завантаження

Для перегляду епюр зусиль від наступного завантаження у стрічці стану в списку **Змінити номер завантаження** обирають рядок, що відповідає другому завантаженню, натискають кнопку – *Застосувати.*

Примітка. Програма виводить на екран епюри зусиль для

конкретного завантаження, яким керують за допомогою кнопки – *Наступне завантаження* у стрічці стану (у нижній області робочого вікна). Епюри зусиль від РСЗ програма вивести на екран не може, тому що їх (РСЗ) досить багато. Якщо є потреба переглянути епюри конкретних комбінацій зусиль, користувач має їх сформувати за допомогою команди Таблиця РСН - *Розрахункові сполучення навантажень* на вкладці **Розрахунок.**

Формування і перегляд таблиць результатів розрахунку

Щоб вивести на екран таблицю зі значеннями розрахункових зусиль в елементах схеми, натискають кнопку Докумен-тація – *Документація* (панель **Таблиці** на вкладці **Аналіз**), у спадному списку **Документація** обирають команду *Інтерактивні таблиці* (рис. 5.39).

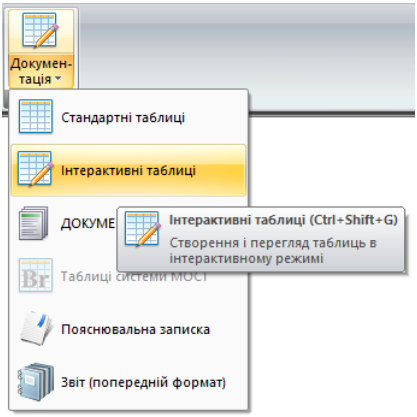


Рисунок 5.39 – Виклик команди *Інтерактивні таблиці*

З’явиться діалогове вікно **Редактор форм**, у якому виділяють стрічку **РСЗ стержні** (рис. 5.40), у вікні **Створення таблиці РСЗ** відзначають потрібну опцію – для усіх елементів

або лише для вибраних (тоді ці елементи потрібно попередньо виділити). Підтверджують операцію.

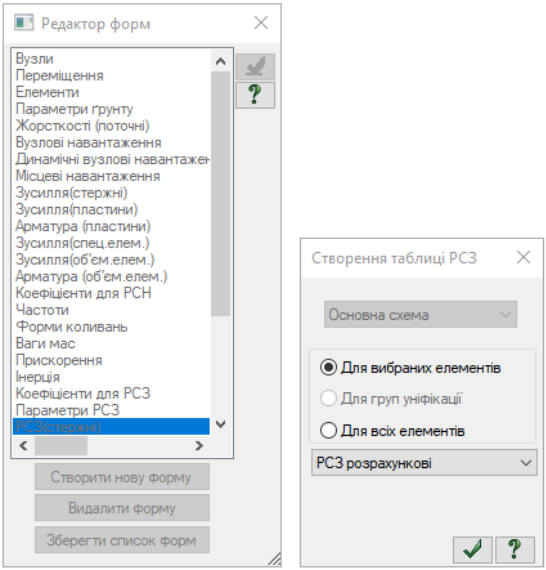


Рисунок 5.40 – Діалогові вікна *Редактор форм* і *Створення таблиці РСЗ*

Програма сформує таблицю розрахункових сполучень зусиль (рис. 5.41).

Етап 12 Перегляд та аналіз результатів армування

Розрахунок армування

Для перегляду та аналізу результатів армування переходять на вкладку **Залізобетон**. Для підбору арматури в елементах схеми клацають по кнопці

– *Розрахунок арматури* (панель **Розрахунок** на вкладці **Залізобетон**). У діалоговому вікні **Розрахунок і конструювання з/б елементів,** яке з'явиться, натискають кнопку *Підтвердити.*

РСЗ(стержні)-Academic Version

№ елем	№ перер	№ стовпця	Кран/сейсм	Група РСЗ	Критерій	Зусилля						№№ завант
						N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	
1	1	1	-	A1	1	- 985.292	0.000	565.311	- 156.654	0.000	0.000	1 7
1	1	1	-	A1	2	- 1010.989	0.000	- 186.966	2.185	0.000	0.000	1 8
1	1	2	-	A1	6	- 1147.281	0.000	563.874	- 163.409	0.000	0.000	1 2 7
1	1	1	-	A1	18	- 1176.701	0.000	221.055	- 89.284	0.000	0.000	1 2
1	1	2	K	B1	1	- 1147.321	0.000	564.328	- 163.409	0.000	0.000	1 2 4 7
1	1	2	K	B1	2	- 1477.933	0.000	- 150.745	- 5.275	0.000	0.000	1 3 8
1	1	2	K	B1	6	- 1615.510	0.000	563.416	- 163.409	0.000	0.000	1 2 3 7
1	1	2	K	B1	18	- 1627.074	0.000	216.473	- 87.598	0.000	0.000	1 2 3
1	2	2	-	A1	2	- 1073.031	0.000	- 402.994	- 123.071	0.000	0.000	1 2 7
1	2	1	-	A1	18	- 1102.451	0.000	- 381.613	- 89.284	0.000	0.000	1 2
1	2	2	K	B1	2	- 1552.824	0.000	- 374.814	- 87.598	0.000	0.000	1 2 3
1	2	2	K	B1	14	- 1541.260	0.000	- 403.455	- 123.071	0.000	0.000	1 2 3 7
16	1	2	-	A1	1	- 852.307	0.000	228.769	- 56.310	0.000	0.000	1 2 8
16	1	1	-	A1	2	- 667.191	0.000	43.975	- 103.534	0.000	0.000	1 7
16	1	2	-	A1	14	- 829.180	0.000	80.643	- 115.601	0.000	0.000	1 2 7
16	1	1	-	A1	18	- 858.600	0.000	160.182	- 89.284	0.000	0.000	1 2
16	1	2	K	B1	1	- 852.348	0.000	229.249	- 56.310	0.000	0.000	1 2 4 8
16	1	2	K	B1	2	- 668.435	0.000	51.975	- 100.423	0.000	0.000	1 3 7
16	1	2	K	B1	14	- 829.139	0.000	80.154	- 115.601	0.000	0.000	1 2 3 7
16	2	1	-	A1	1	- 674.738	0.000	113.668	- 48.611	0.000	0.000	1 8
16	2	2	-	A1	2	- 811.030	0.000	- 159.216	- 102.453	0.000	0.000	1 2 7
16	2	1	-	A1	5	- 649.041	0.000	- 167.731	- 88.926	0.000	0.000	1 7
16	2	1	-	A1	18	- 840.450	0.000	- 36.243	- 89.284	0.000	0.000	1 2
16	2	2	K	B1	1	- 673.493	0.000	99.735	- 50.992	0.000	0.000	1 4 8
16	2	2	K	B1	2	- 810.989	0.000	- 159.706	- 102.454	0.000	0.000	1 2 3 7
16	2	2	K	B1	5	- 650.285	0.000	- 154.493	- 87.275	0.000	0.000	1 3 7
16	2	2	K	B1	6	- 834.198	0.000	94.521	- 66.170	0.000	0.000	1 2 4 8

Рисунок 5.41 – Таблиця РСЗ в елементах рами (фрагмент)

Перегляд результатів армування

Для перегляду інформації про підібрану арматуру в одному з елементів, потрібно клацнути по кнопці *– Інформація про вузол або елемент* на панелі інструментів **Панель вибору,** вказавши курсором на потрібний елемент.

У діалоговому вікні, що з'явилось (рис. 5.42), міститься уся інформація про вибраний елемент, у т.ч. – результати підбору арматури).

У віконечку **Переріз** можна обирати переріз елемента (для колони їх два).

Щоб установити режим відображення симетричного/несиметричного армування у перерізах колон, обирають відповідну команду у спадному списку на панелі **Армування стержнів** у вкладці **Залізобетон** (рис. 5.43).

Користувач може налаштувати режим відображення армування на свій розсуд – у вигляді *мозаїки або епюри армування* (рис. 5.44).

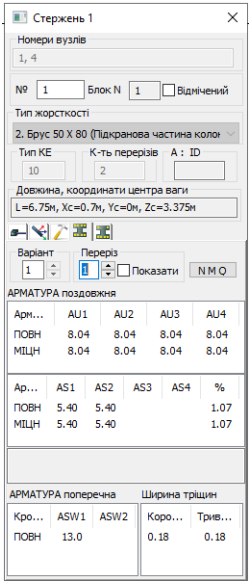


Рисунок 5.42 – Інформація про елемент

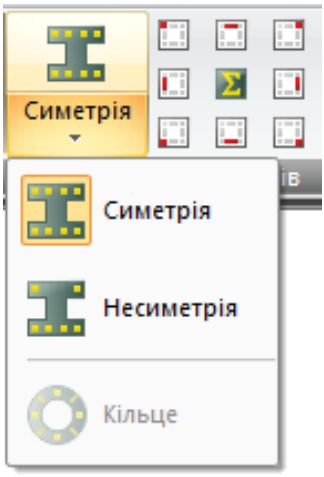


Рисунок 5.43 – Вибір команди *Симетрія* на панелі *Армування стержнів*

Для колон був встановлений алгоритм підбору кутових стержнів. Щоб переглянути площі поздовжньої арматури у нижньому лівому кутку перерізу стержня AU1, натискають кнопку – *Кутова арматура AU1*.

Щоб переглянути площі поздовжньої арматури у нижньому правому кутку перерізу стержня AU2, натискають кнопку – *Кутова арматура AU2*.

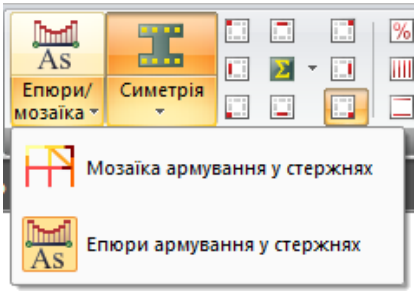


Рисунок 5.44 – Вибір режиму відображення підібраного армування

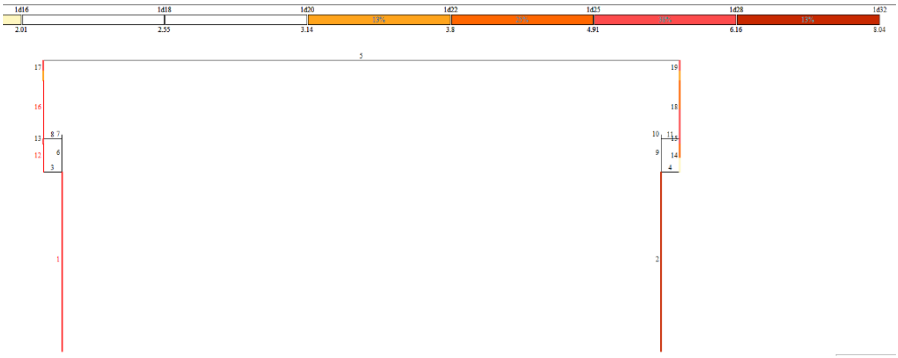


Рисунок 5.45 – Відображення кутової арматури *AU1 – AU4* *у режимі «мозаїка армування у стержнях»*

Рисунок 5.46 – Відображення кутової арматури *AU1 – AU4* *у режимі «епюри армування у стержнях»*

Формування і перегляд таблиць результатів підбору арматури

На вкладці **Конструювання**, з панелі **Таблиці**

– *Документація* зі спадного списку активують команду **Таблиці результатів для з/б.** У діалоговому вікні **Таблиці** (рис. 5.47) обирають команду *Арматура в елементах* і виводять на екран таблицю з результатами підібраного армування (рис. 5.48).

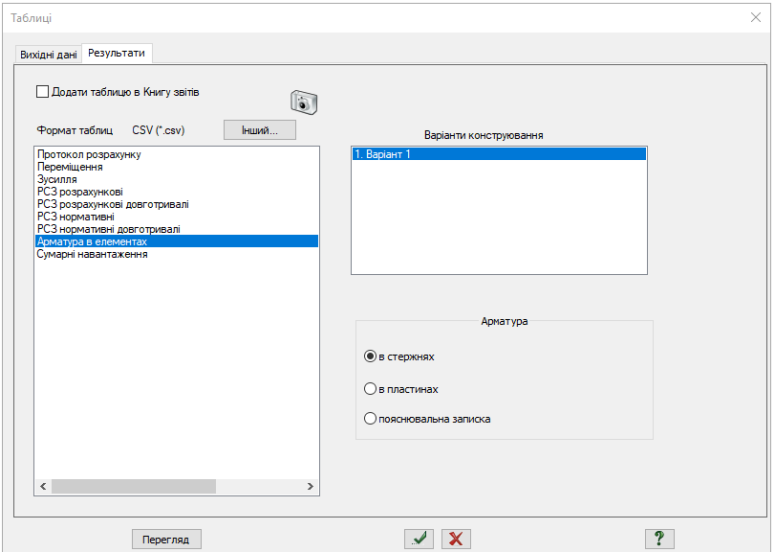


Рисунок 5.47 – Виклик команди *Арматура в елементах*

Результати армування у стержнях, ДБН В.2.6-98:2009, Варіант 1, Підбір армування
Підбір армування

ГР	Елемент	Переріз	C/HC	AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	ASW1	ASW2	Корот.	Трив.
1 - Колона / Прямокутник/ B=50.00/ H=80.00 см/ L=6.75 м/ Бетон C16/20/ Арматура: поздовжня A400C/ поперечна A240C																
1	1	1	C	8.04	8.04	8.04	8.04	5.40	5.40			1.07	12.99		0.18	0.18
1	1	1	C	8.04	8.04	8.04	8.04	5.40	5.40			1.07				
1	1	1	H	8.04	8.04	3.80	3.80	5.91				0.74	0.05		0.18	0.20
1	1	1	H	8.04	8.04	3.80	3.80	5.91				0.74				
1	1	2	C	7.80	7.80	7.80	7.80					0.78	0.05		0.18	0.18
1	1	2	C	7.80	7.80	7.80	7.80					0.78				
1	1	2	H			8.00	8.00					0.40	0.05		0.17	0.18
1	1	2	H			8.00	8.00					0.40				
2 - Колона / Прямокутник/ B=50.00/ H=60.00 см/ L=2.20 м/ Бетон C16/20/ Арматура: поздовжня A400C/ поперечна A240C																
2	16	1	C	6.00	6.00	6.00	6.00					0.80	0.04		0.19	0.20
2	16	1	C	6.00	6.00	6.00	6.00					0.80				
2	16	1	H	6.15	6.15							0.41	0.04		0.19	0.20
2	16	1	H	6.15	6.15							0.41				
2	16	2	C	4.35	4.35	4.35	4.35					0.58	0.04		0.21	0.22
2	16	2	C	4.35	4.35	4.35	4.35					0.58				
2	16	2	H	3.00	3.00	4.35	4.35					0.49	11.16		0.21	0.24
2	16	2	H	3.00	3.00	4.35	4.35					0.49				

Рисунок 5.48 – Таблиця з результатами підібраного армування в підкрановій і надкрановій частинах колони К1

Висновок. При заданні команди *Симетричне і несиметричне армування* у діалоговому вікні **Матеріали для залізобетонних конструкцій** (рис. 5.22) програма видає результати, за якими можна обрати економніший варіант армування.

Так, за результатами підібраного симетричного армування підкранову частину колони перерізом 50×80 см потрібно заармувати вертикальною робочою арматурою уздовж кожної з коротших сторін по 2∅32А400С+1∅28А400С (у площині дії згинальних моментів); уздовж довших сторін приймають конструктивно по одному вертикальному стержню ∅16А400С для забезпечення стійкості колони. Надкранову частину перерізом 50х60 см – армують по 2∅28А400С+1∅16А400С уздовж кожної з коротших сторін; уздовж довших сторін – по одному вертикальному стержню ∅16А400С (див. переріз 1 ел. №1 – рис. 5.47).

Несиметричне армування програма пропонує таке. Для підкранової частини – уздовж розтягнутої (менш стиснутої) з коротших сторін –2∅32А400С+1∅28А400С, уздовж більш стиснутої – 2∅22А400С+1∅16А400С, уздовж довших сторін приймають по одному вертикальному стержню ∅16А400С; для надкранової частини, відповідно, – 2∅28А400С+1∅16А400С і 3∅16А400С уздовж коротших сторін, уздовж довших сторін – по одному вертикальному стержню ∅16А400С (див. переріз 1 ел. №16 – рис. 5.47).

2∅25А400С+1∅16А400С і 2∅20А400С+1∅16А400С (переріз 2 ел. №16).

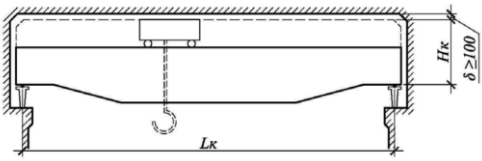
ДОДАТКИ

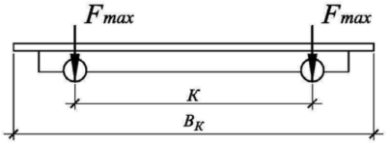
Додаток А – Вага залізобетонних типових конструкцій (з відкритих джерел)

№ з/п	Назва конструкції	Вага, кН
1	Ребриста плита покриття, розмірами 3×6 м	29
2	Ребриста плита покриття, розмірами 3×12 м	74
3	Ребриста плита покриття типу 2Т, розмірами 3×12 м	70
4	Плита покриття типу КЗС, розмірами 3×12 м	62
5	Балка покриття двосхила прольотом 12 м, крок 6 м	41
6	Балка покриття двосхила прольотом 12 м, крок 12 м	50
7	Балка покриття двосхила прольотом 18 м, крок 6 м	91
8	Балка покриття двосхила прольотом 18 м, крок 12 м	136
9	Балка покриття двосхила прольотом 24 м, крок 6 м	182
10	Балка покриття двосхила прольотом 24 м, крок 12 м	228
11	Балка з паралельними поясами прольотом 12 м	56
12	Балка з паралельними поясами прольотом 18 м	72
13	Балка покриття гратчаста прольотом 12 м, крок 6 м	52
14	Балка покриття гратчаста прольотом 18 м, крок 6 м	104
15	Балка покриття гратчаста прольотом 18 м, крок 12 м	121
16	Ферма з паралельними поясами на 18 м, крок 6 м	60
17	Ферма з паралельними поясами на 18 м, крок 12 м	90
18	Ферма з паралельними поясами на 24 м, крок 6 м	105
19	Ферма з паралельними поясами на 24 м, крок 12 м	165
20	Ферма сегментна прольотом 18 м, крок 6 м	50
21	Ферма сегментна прольотом 18 м, крок 12 м	80
22	Ферма сегментна прольотом 24 м, крок 6 м	92
23	Ферма сегментна прольотом 24 м, крок 12 м	160
24	Ферма безкісцева прольотом 18 м, крок 6 м	65
25	Ферма безкісцева прольотом 18 м, крок 12 м	94
26	Ферма безкісцева прольотом 24 м, крок 6 м	142
27	Ферма безкісцева прольотом 24 м, крок 12 м	182
28	Арка прольотом 30 м	175
29	Ферма підкроквяна	38
30	Підкранова балка прольотом 6 м	44
31	Підкранова балка прольотом 12 м	102
32	Фундаментна балка прольотом 6 м	14
33	Фундаментна балка прольотом 12 м	28
34	Конструкції ліхтаря	73

Додаток Б – Характеристики мостових кранів (з відкритих джерел)

Вантажність, Q, кН	Проліт, $L_К$, м	Розміри, мм			F^{max}, кН	Вага, кН	
		ширина, $B_К$	база, K	висота, $H_К$		візка, $G_В$	крана з візком, $G_К$
100	10,5	6300	4400	1900	115	40	175
	16,5	6300	4400	1900	125	40	210
	22,5	6300	4400	1900	145	40	270
	28,5	6300	5000	1900	170	40	348
	34,5	6300	5000	1900	180	40	400
150	10,5	6300	4400	2300	145	53	200
	16,5	6300	4400	2300	165	53	250
	22,5	6300	4400	2300	185	53	310
	28,5	6300	5000	2300	210	53	410
	34,5	6300	5000	2300	220	53	450
150/30	10,5	6300	4400	2300	155	70	225
	16,5	6300	4400	2300	175	70	265
	22,5	6300	4400	2300	190	70	340
	28,5	6300	5000	2300	220	70	435
	34,5	6300	5000	2300	230	70	475
200/50	10,5	6300	4400	2400	175	85	235
	16,5	6300	4400	2400	195	85	285
	22,5	6300	4400	2400	220	85	360
	28,5	6300	4400	2400	255	85	465
	34,5	6300	4400	2400	265	85	500
300/50	10,5	6300	5000	2750	255	120	350
	16,5	6300	5000	2750	280	120	425
	22,5	6300	5100	2750	315	120	520
	28,5	6300	5100	2750	345	120	620
	31,5	6300	5100	2750	360	120	675
	34,5	6860	5600	3000	380	120	740
500/50	10,5	6650	5250	3150	425	180	565
	16,5	6650	5250	3150	450	180	615
	22,5	6650	5250	3150	465	180	665
	28,5	6650	5250	3150	480	180	720
	31,5	6650	5250	3150	490	180	770
	34,5	6650	5250	3150	515	180	840





Додаток В

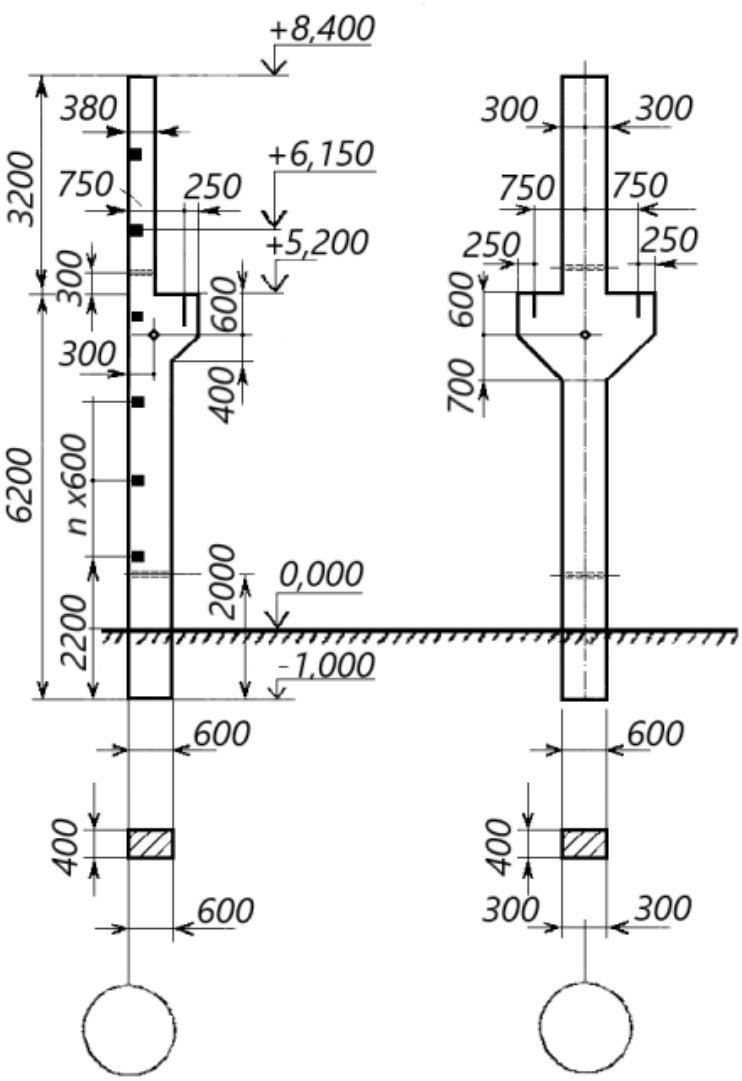


Рисунок В.1 – Типові колони для будівель висотою 8,4 м, з кранами вантажністю 100 кН, прольотами 18 м або 24 м, з кроком колон 6 м

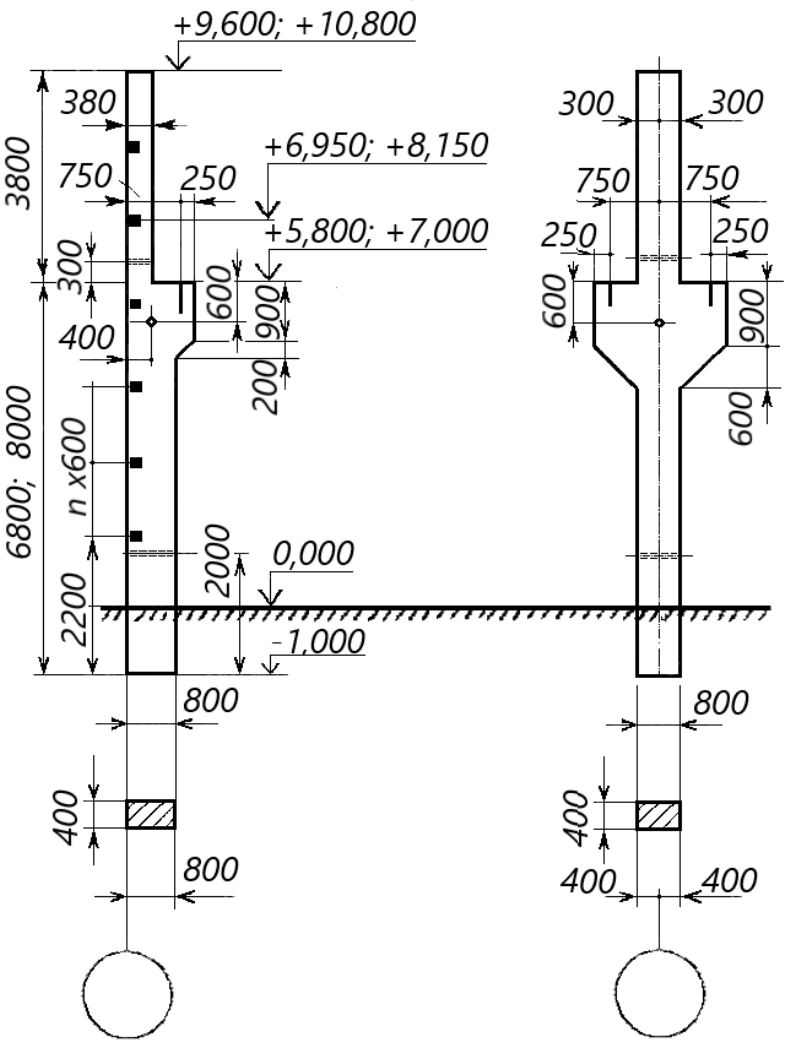


Рисунок В.2 – Типові колони для будівель висотою 9,6 м або 10,8 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, прольотами 18 м або 24 м, з кроком колон 6 м

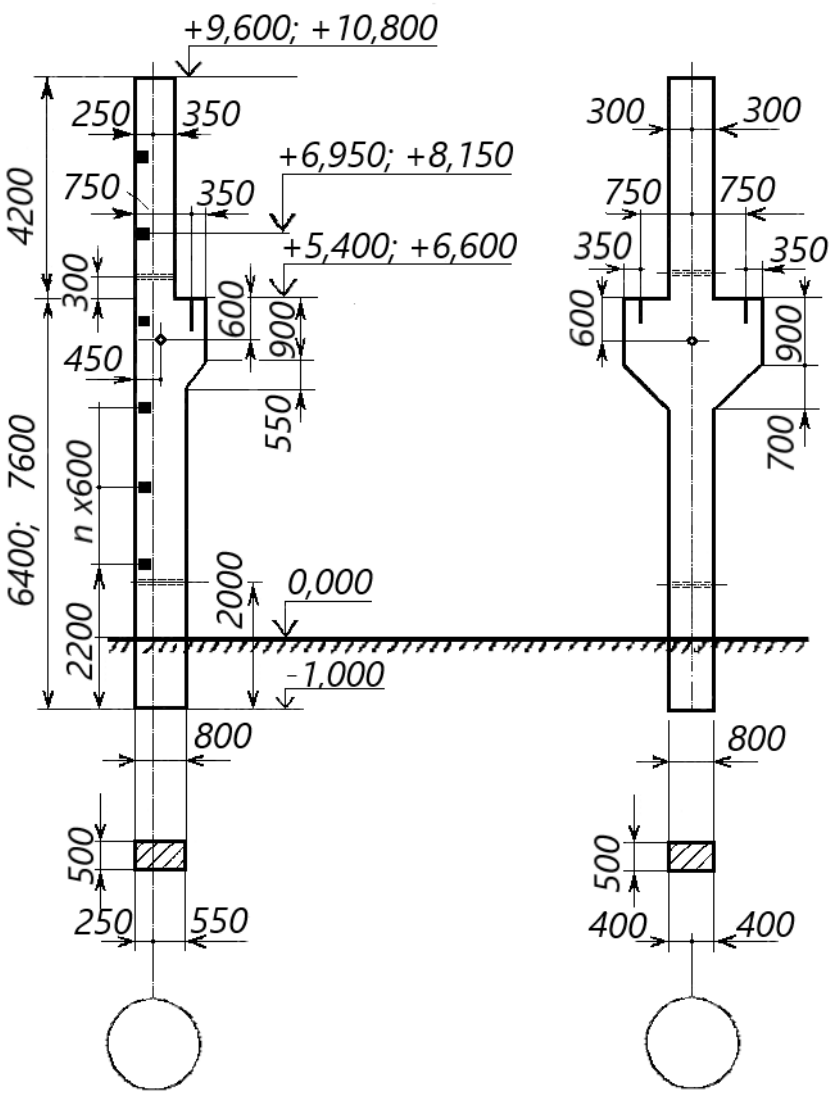


Рисунок В.3 – Типові колони для будівель висотою 9,6 м або 10,8 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, прольотами 18 м або 24 м, з кроком колон 12 м

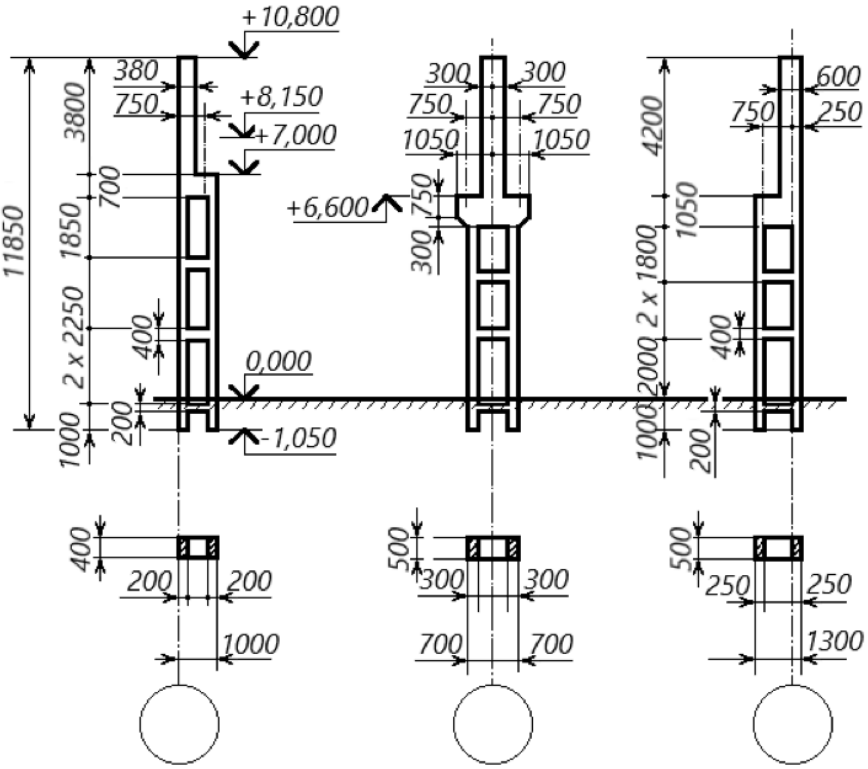


Рисунок В.4 – Типові двовіткові колони для будівель висотою 10,8 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, прольотами 18 м або 24 м; *а* – крайня колона з кроком 6 м, *б* – середня колона з кроком 12 м, *в* – крайня колона з кроком 12 м

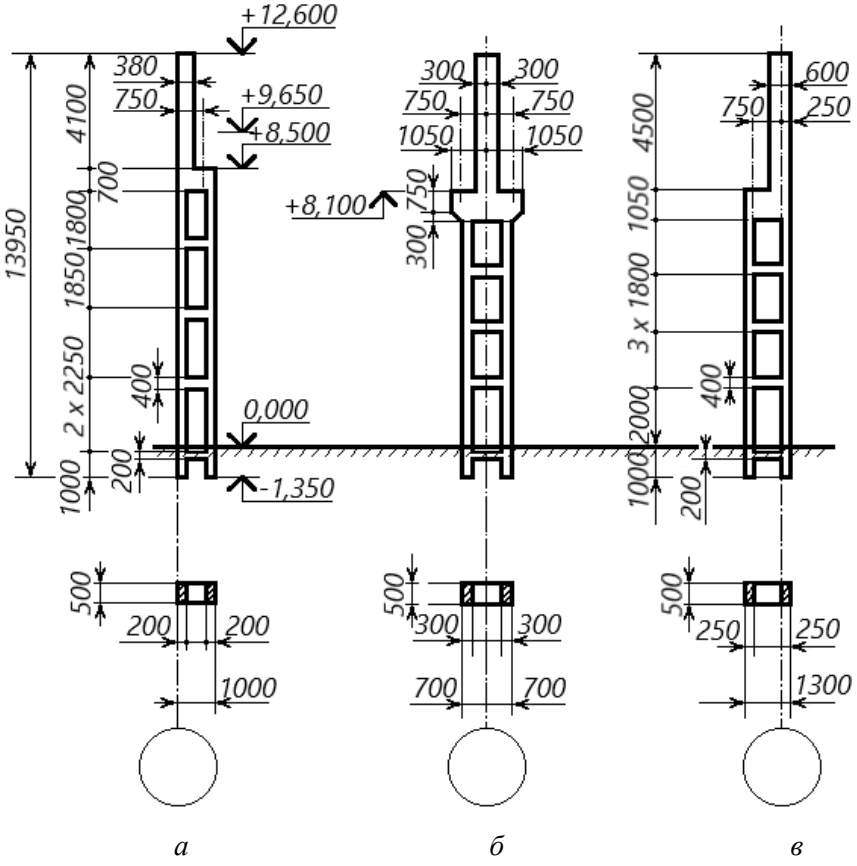


Рисунок В.5 – Типові двовіткові колони для будівель висотою 12,6 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, або 300/50 кН прольотами 18 м або 24 м, або 30 м; *а* – крайня колона з кроком 6 м, *б* – середня колона з кроком 12 м, *в* – крайня колона з кроком 12 м

Додаток Г – Характеристики міцності і деформативності бетону [1]

	Клас міцності бетону										
	C8/10	**C12/15**	**C16/20**	**C20/25**	**C25/30**	**C30/35**	**C32/40**	**C35/45**	**C40/50**	**C45/55**	**C50/60**
$f_{ck,\,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{cm,\,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77
$f_{ck,\,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
f_{cd} (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,\,0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0
$f_{ctk,\,0,95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34
$\varepsilon_{c1,\,ck}$ ($^0/_{00}$)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02
$e_{c1,\,cd}$ ($^0/_{00}$)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91
$\varepsilon_{cu1,\,ck}$ ($^0/_{00}$)	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40
$\varepsilon_{cu1,\,cd}$ ($^0/_{00}$)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29
$\varepsilon_{c3,\,ck}$ ($^0/_{00}$)	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16
$\varepsilon_{c3,\,cd}$ ($^0/_{00}$)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97
$\varepsilon_{cu3,\,ck}$ ($^0/_{00}$)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16
$\varepsilon_{cu3,\,cd}$ ($^0/_{00}$)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06

ЛІТЕРАТУРА

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.

3. ДБН В.1.2-14-2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною №1. – К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 34 с.

4. Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт.

5. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 72 с.

6. ДСТУ EN 13001-1:2018 (EN 13001-1:2015, IDT) Крани вантажопідіймальні. Загальні положення конструювання. Частина 1. Загальні принципи та вимоги. ДП «УкрНДНЦ», 2018.

7. ДСТУ 3760-2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – К: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 18 с.

8. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-2:2006. Зміна №1 – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 43 с.

ЗМІСТ

1 Загальні умови проєктування ……... 3
2 Завдання до розрахунково-графічної роботи ……. 11
3 Компонування каркасу будівлі …… 12
4 Визначення навантажень ……... 13
Постійні навантаження ……. 13
Змінні навантаження ……. 17
Снігове навантаження …… 17
Кранові навантаження …… 19
Вертикальні кранові навантаження …….. 21
Горизонтальні кранові навантаження ….. 23
Вітрове навантаження ……. 28
5 Розрахунок і конструювання залізобетонних елементів у ПК ЛІРА-САПР 2024 …… 34
5.1 Загальна характеристика прикладного комплексу LIRA …… 34
5.2 Загальний алгоритм розрахунку ЗБК у ПК ЛІРА-САПР …….. 39
5.3 Розрахунок залізобетонної рами промислової будівлі з конструюванням колон ……. 40
Завдання ……. 40
Етап 1 Створення файлу …….. 41
Етап 2 Налаштування програми …….. 42
Етап 3 Створення геометричної схеми рами …… 43
Етап 4 Задання граничних умов ……. 46

Етап 5 Вибір варіанта розрахунку та конструювання …….. 47

Етап 6 Створення і призначення жорсткостей і матеріалів елементам схеми ……. 48

Етап 7 Візуальний 3D-контроль створеної моделі … 56

Етап 8 Задання навантажень …… 57

Етап 9 Генерація таблиці РСЗ …… 67

Етап 10 Повний розрахунок рами …….. 68

Етап 11 Аналіз результатів статичного розрахунку .. 69

Етап 12 Перегляд та аналіз результатів армування . 73

Додатки …….. 79

Література …….. 87

Залізобетонні конструкції промислових будівель [текст]: методичні вказівки до практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та будівництво спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання / уклад. С.О. Ужегов, С.В. Ротко – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 90 с.

Комп'ютерний набір: С.О. Ужегов, С.В. Ротко

Редактор: С.О. Ужегов, С.В. Ротко

Підп. до друку «___» _____ 2025 р. Формат 60х84/16. Папір офс.
Гарнітура Таймс. Ум. друк. арк. 5,62.
Тираж 50 прим.

Відділ іміджу та промоції
Луцького національного технічного університету
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75
Друк – ЛНТУ