

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

_____ О.І. Лапенко

“ _____ ” _____ 2020 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА «ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ
БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Напружено деформований стан рамних конструкцій в промислових будівлях»

Виконавець: студент ЦБ-204М гр. Ходаківський Андрій Анатолійович
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: к.т.н., доцент Омельченко Катерина Вікторівна
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»: _____ Гулевець В. Д.
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: _____ Гай А. Є.
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер: _____ Родченко О.В.
(підпис) (ПІБ)

Київ 2020

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітньо-професійна програма «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ О.І. Лапенко
« ____ » _____ 2020 р.

ЗАВДАННЯ
на виконання дипломної роботи

Ходаківський Андрій Анатолійович
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Напружено деформований стан рамних конструкцій в промислових будівлях»

затверджена наказом ректора від «10» листопада 2020 р. №2251/ст.

2. Термін виконання роботи: з 05 жовтня 2020р. по 13 грудня 2020р.

3. Вихідні дані роботи: Будівля I класу відповідальності будівель і споруд адміністративно-господарського призначення. Проект будівлі запроектувати із застосуванням індустріальних збірних залізобетонних конструкцій. Конструктивна схема блок-секцій – збірно-каркасна. Основні несучі елементи – залізобетонні колони, на які спираються монолітні залізобетонні плити перекриття. Перекриття – монолітна залізобетонна плита товщиною 200мм, вертикальні конструкції надземної частини будівлі – з сандвіч-панелей ТПК МВ 2-ПТС товщ. 150 мм.

4. Зміст пояснювальної записки:

Реферат

- 4.1. Науково-дослідницька частина..... ____
4.2. Архітектурний розділ..... ____
4.3. Розрахунково-конструктивний розділ..... ____
4.4. Основи і фундаменти..... ____
4.5. Охорона праці..... ____
4.6. Охорона навколишнього середовища..... ____
Список використаної літератури..... ____

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Науково-дослідницька частина: напружено-деформований стан залізобетонних просторових рамних конструкцій та просторові залізобетонні рамні конструкції, які розповсюджені при зведенні будівель і споруд різного призначення	жовтень 2020– листопад 2020	
2.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну форму, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції	жовтень 2020– листопад 2020	
3.	Виконати розрахунок основних залізобетонних несучих конструкцій.	листопад 2020– грудень 2020	
4.	На підставі аналізу матеріалів, отриманих при інженерно-геологічних вишукуваннях визначити глибину закладання будівлі та запроєктувати збірний залізобетонний фундамент.	грудень 2020	
5.	Розроблення заходів щодо подальшої експлуатації та поточного ремонту будівлі	грудень 2020	

7. Консультація з окремих розділів:

Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона праці	доцент Гулевець В.Д.		
Охорона навколишнього середовища	доцент Гай А.Є.		

8. Дата видачі завдання: «05» жовтня 2020 р.

Керівник дипломної роботи:

(підпис керівника)

Омельченко К.В.

(П.І.Б.)

Завдання прийняв до виконання:

(підпис випускника)

Ходаківський А.А.

(П.І.Б.)

ВСТУП

Актуальність теми. Переважним видом промислових будівель є одноповерхові (приблизно 64% промислових будівель). Це пояснюється вимогами технології, можливістю передачі навантажень від великогазового обладнання безпосередньо на ґрунт, порівняльної простотою і економічністю їх зведення. Завдяки широким можливостям об'ємно-планувальних рішень внутрішнього простору останнім часом в цивільному і промисловому будівництві стали розповсюджені каркасні будівлі.

Сучасні промислові будівлі незалежно від їх поверховості, як правило, є будівлями каркасного типу з залізобетонним, сталевим або змішаним несучим каркасом. Вибір типу каркаса промислові будівлі визначається умовами виробництва і міркуваннями економії основних будівельних матеріалів, а також класом капітальності будівлі.

Особливістю роботи конструкцій, виконаних з залізобетону, є наявність, виникнення і розвиток тріщин, які суттєво впливають на формування їх напружено-деформованого стану.

Великий внесок у вивчення напружено-деформованого стану та деформативності залізобетонних конструктивних елементів внесли роботи А.В.Александров, В.Н.Байков, В.М.Бондаренко, А.А.Гвоздев, О.С.Залесов, А.С.Калманок, Н.І.Карпенко, В.А.Клевцов, Е.Н.Кодиш, П.І.Кривошеев, С.М.Крилов, Л.Л.Лемиш, Л.Л.Панипін, Д.М.Подольській, А.Р.Ржаніцин, Е.Е.Сігалов, В.В.Ханджі, Н.Н.Шапошніков, П.П.Шагін та інших вчених.

Застосовувані методи розрахунку багатоповерхових каркасів ґрунтуються на плоских або просторова моделях, взаємодія елементів яких характеризується, як правило, фіксованими жорсткісними характеристиками. Реальна картина роботи багатоповерхових каркасів будівель достатньо складна і за багатьма параметрами відрізняється від прийнятої в існуючій практиці проектування.

Для отримання достовірних результатів необхідні методи, які дозволяють враховувати в процесі розрахунку зміну жорсткостей окремих

залізобетонних елементів в результаті процесів тріщиноутворення, які відбуваються у них.

При розвитку аналітичних методів був здійснений справжній прорив в розумінні і описі основ опору несучих систем багатоповерхових будинків навантажень і впливів.

Чисельно-аналітичний метод граничних елементів дозволяє враховувати в процесі розрахунку стрижневих статично невизначених залізобетонних конструкцій зміну жорсткостей окремих елементів. Розробка методик визначення напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій в просторових системах з урахуванням тріщиноутворення, за допомогою даного методу є актуальним завданням й необхідним для розвитку теорії розрахунку залізобетонних конструкцій.

РОЗДІЛ 1

НАУКОВО ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА

1.1. Загальні положення

В останні роки в практиці будівництва багатоповерхових житлових і громадських будівель широкого поширення набуло застосування монолітних залізобетонних каркасів з плоскими перекриттями. Такі будівлі за основними показниками (архітектурним, конструктивним, технологічним і економічним), як правило, перевершують будівлі зі збірних елементів, особливо їх переваги проявляються в будівлях підвищеної поверховості, що знаходяться під впливом значних горизонтальних і вертикальних навантажень.

Монолітні багатоповерхові будівлі мають суттєві особливості як з точки зору розрахунку і проектування як конструктивної системи в цілому, так і окремих їх елементів, серед яких:

- особливості розрахунку будівлі, різними методами, як просторової системи, з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності;
- особливості розрахунку просторових рамних конструкцій з комплексним урахуванням діючих на них силових впливів;
- особливості розрахунку вузлових сполучень стійок з ригелями і плитами перекриттів;
- розрахунок конструкцій з урахуванням тріщиноутворення і піддатливості вузлових сполучень;
- особливості конструювання монолітних елементів каркасу і їх армування.

Ці чинники комплексно не враховуються в існуючих нормативних документах в практиці проектування і будівництва, що призводить або до недостатньої надійності таких конструкцій, або до зайвої витрати матеріалів.

Несуча система багатоповерхового каркасного будинку є складною багатозв'язною просторовою конструкцією, що складається з окремих піддатливих вертикальних і горизонтальних конструктивних підсистем, що

спираються на піддатливу ґрунтову основу. За несучі підсистеми каркасного будинку прийняті плоскі поздовжні або поперечні багатоповерхові рами, диски перекриттів, плоскі або просторові вертикальні елементи жорсткості. Співвідношення жорсткостей цих підсистем і їх сполучень, поряд з навантаженнями і впливами, визначає напружено-деформований стан конструкцій будівлі. Вплив характеристик жорсткості окремих підсистем на розподіл зусиль в несучій системі вивчалось багатьма вченими.

Горизонтальні несучі підсистеми (диски перекриттів) в багатоповерхових будинках, поряд зі сприйняттям корисного навантаження і передачею його на вертикальні елементи, деформуючись в своїй площині, виконують роль горизонтальних діафрагм, що зв'язують вертикальні підсистеми в єдину просторову систему, перерозподіляючи між ними зовнішні навантаження. Крім того, при зсувах з площини внаслідок нерівних вертикальних переміщень різних точок елементів жорсткості, перекриття є зв'язками вигину і крутіння між вертикальними підсистемами.

Вертикальні навантаження розподілені зазвичай нерівномірно, тому їх дія в кожній вертикальній підсистемі викликає виникнення стискаючої сили і згинального моменту. Внаслідок цього, в елементах жорсткості виникають вертикальні і горизонтальні переміщення, які для різних «стовпів» будівлі в загальному випадку різні, так як «стовпи» неоднаково навантажені і мають неоднакову піддатливість при стисненні і вигині. Крім того, в деформованому стані виникає горизонтальна складова вертикального навантаження, яка також викликає горизонтальні і вертикальні переміщення системи.

В створення і розвиток методів розрахунку просторових рамних конструкцій великий внесок внесений роботами таких відомих вчених як В.М. Байкова, А.Н. Бамбури, А.Б. Голишева, А.С. Залесова, Н.І. Карпенко та багатьох ін.

На рис. 1.1 наведено класифікацію методів визначення напружено-деформованого стану багатоповерхових будівель. У ній виділено чотири

основні групи методів: аналітичні, практичні, чисельні та чисельно-аналітичні, які розглянемо нижче.

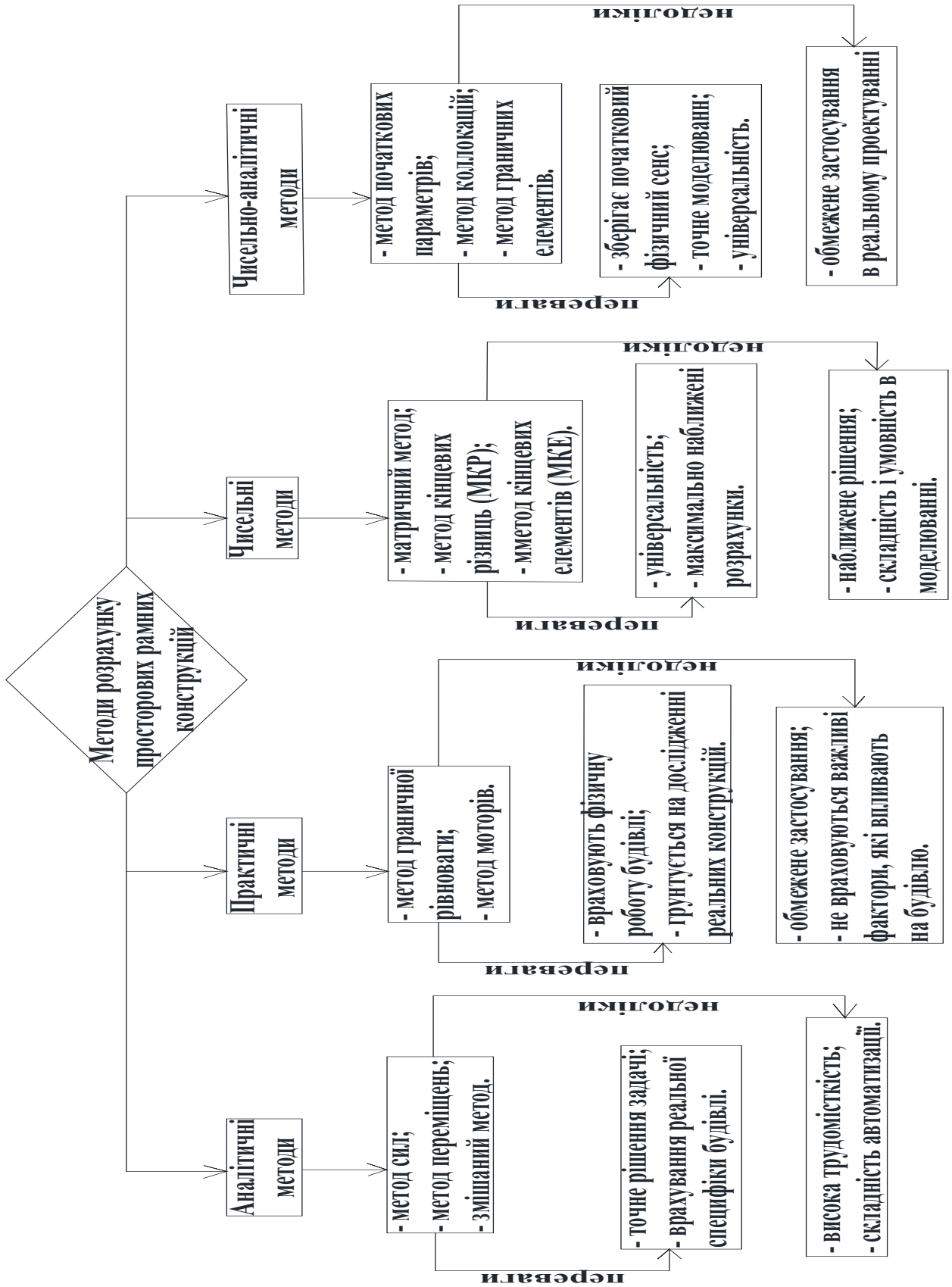


Рис. 1.1. Класифікація основних методів розрахунку просторових рамних конструкцій

1.2. Основні методи розрахунку статично невизначених рамних конструкцій. Аналітичні методи

Аналітичні методи ґрунтуються на методах будівельної механіки стрижневих систем, теорії пружності і теорії складових стрижнів для плоских і об'ємних конструкцій. Розрахунок зводиться до складання і вирішення систем рівнянь - алгебраїчних або диференціальних відповідно для стрижневих і континуальних конструкцій. В створення і розвиток аналітичних методів розрахунку багатопверхових каркасних конструкцій великий внесок внесли такі відомі вчені як В.П.Ільїн, Б.М.Жемочкін та ін.

Найбільш поширеними аналітичними методами є: метод сил, метод переміщень, змішаний метод і ін.

У методі сил основна система приймається шляхом виключення "зайвих" зв'язків у вихідній таким чином, щоб вона перетворювалася в статично визначену.

До основних недоліків методу сил відносять значну трудомісткість, пов'язану як з побудовою одиничних і вантажних епюр (визначення опорних реакцій і ординат епюр в характерних розрізах), так і з обчисленням коефіцієнтів канонічних рівнянь шляхом перемноження епюр.

В роботі ряду вчених розглядають рівняння методу сил для статично невизначеної просторової рамної системи. Метод розрахунку заснований на наступних припущеннях:

- поперечні рами моделюються умовним зсувними стрижнем, а збірні перекриття - згинально-зсувними або (для протяжних будівель) згинальним стрижнем;
- деформації кручення вертикальних і горизонтальних елементів не враховуються;
- дискретні зв'язки, що з'єднують перекриття і вертикальні елементи, замінюють розподіленими, континуальними;
- число поперечних рам не менше 4-5, а тому їх жорсткості приймаються рівномірно розподіленими по довжині будівлі;

$$K_{is} = \begin{vmatrix} K(x_1, y_i; x_1, y_s) & K(x_1, y_i; x_2, y_s) & \dots & K(x_1, y_i; x_n, y_s) \\ K(x_2, y_i; x_1, y_s) & K(x_2, y_i; x_2, y_s) & \dots & K(x_2, y_i; x_n, y_s) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ K(x_n, y_i; x_1, y_s) & K(x_n, y_i; x_2, y_s) & \dots & K(x_n, y_i; x_n, y_s) \end{vmatrix};$$

$$D_s = \begin{vmatrix} \delta_s(x_1, x_1) & \delta_s(x_1, x_2) & \dots & \delta_s(x_1, x_n) \\ \delta_s(x_2, x_1) & \delta_s(x_2, x_2) & \dots & \delta_s(x_2, x_n) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_s(x_n, x_1) & \delta_s(x_n, x_2) & \dots & \delta_s(x_n, x_n) \end{vmatrix};$$

За рахунок оптимального вибору статично невизначеної основної системи число невідомих значно знижено. Для найбільш поширених будівель підвищеної поверховості рівняння (1.1), на думку Егупова В.К., можна виконати розрахунок на комп'ютерах середнього класу.

Егупов В.К. вважав, що рівняння (1.1) має два суттєвих недоліки:

- одиничні переміщення каркаса визначаються шляхом розкриття статичної невизначеності складної просторової системи;
- матриця рівняння (1.1) погано обумовлена.

У порівнянні з методом сил метод переміщень менш трудомісткий, особливо при розрахунках рамних систем. Невідомими в методі переміщень є кути повороту жорстких вузлів і незалежні лінійні переміщення всіх вузлів системи, основна система створюється накладенням зв'язків на вихідну систему.

Розглядаючи розрахунок просторових рам методом переміщень, слід зазначити, що ступінь кінематичної невизначеності просторової рами, тобто ступінь рухливості її вузлів, як і у випадку плоскої рами, дорівнює сумі невідомих кутів повороту і лінійних переміщень вузлів. Але на відміну від плоских рам, в кожному перетині яких виникають три компонента внутрішніх зусиль: M , Q і N , в стрижнях просторових систем їх виникають шість: M_x , M_y , M_z , N , Q_y , Q_z . Число невідомих кутів повороту дорівнює потрібному числу жорстких вузлів (не рахуючи опорних), а число незалежних лінійних переміщень вузлів дорівнює ступеню свободи

шарнірної схеми рами, отриманої з заданої системи шляхом введення в усі вузли рами (в тому числі і опорні) шарнірів. Канонічні рівняння мають той же вигляд і той же сенс, що і при розрахунку плоских рам.

В роботі Юдін В.К. розглядає розрахунок просторових рамних конструкцій методом переміщень (деформацій). Визначення невідомих переміщень зводиться до вирішення системи n лінійних рівнянь:

$$\left. \begin{aligned} Z_1 r_{11} + Z_2 r_{12} + \dots + Z_{n-1} r_{1,n-1} + Z_n r_{1n} + R_{1p} + R_{1t} + R_{1\Delta} &= 0; \\ Z_1 r_{21} + Z_2 r_{22} + \dots + Z_{n-1} r_{2,n-1} + Z_n r_{2n} + R_{2p} + R_{2t} + R_{2\Delta} &= 0; \\ &\dots\dots\dots \\ Z_1 r_{n,1} + Z_2 r_{n,2} + \dots + Z_{n-1} r_{n,n-1} + Z_n r_{n,n} + R_{n,p} + R_{n,t} + R_{n\Delta} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.2)$$

де $R_{np}, R_{nt}, R_{n\Delta}$ – реакції в'язі від зовнішнього навантаження, температури, осідань опор та ін.

Z_1, Z_2, Z_n – невідомі переміщення;

$r_{n,1}, r_{n,2}, r_{n,n-1}$ – реакції в'язі від одиничних переміщень.

Вирішуючи рівняння (1.2), Юдін В.К., знаходив шукані переміщення, а потім і затискаючі моменти, користуючись рівнянням

$$M_i = M_{ip} + \Sigma M_{i\Delta} \quad (1.3)$$

де M_{ip} - момент від зовнішнього навантаження;

$\Sigma M_{i\Delta}$ - момент від переміщень.

Для попереднього визначення переміщення вузлів, Юдін В.К., використовував рівняння

$$R_i = R_{ip} + \Sigma R_{i\Delta} \quad (1.4)$$

Рівняння (0.4) можна переписати в вигляді

$$R_i = r_{n1} Z_1 + r_{n2} Z_2 + \dots + r_{ni} Z_n + R_{np} + R_{nt} + R_{n\Delta} \quad (1.5)$$

У методі переміщень прийняті такі припущення:

- відстань між кінцевими точками стержня після навантаження приймається рівною довжині стрижня до навантаження;
- система є лінійно-пружною;

– має місце принцип незалежності як силових, так і кінематичних дій.

Одним з недоліків методу переміщень (деформацій), є значна рухливість вузлів рамних конструкцій.

Разом з цим метод переміщень, в порівнянні з іншими методами, найбільш практичний, так як збільшення числа стрижнів, які сходяться у вузлі, не призводить до збільшення числа невідомих.

Аналітичний підхід має велике методичне значення. При розвитку аналітичних методів був здійснений справжній прорив в розумінні і описі основ опору несучих систем багатоповерхових будинків навантажень і впливів. Якщо на початку ХХ століття, будівлі розглядалися як набір незалежних плоских елементів, то до кінця - як складні просторові системи, властивості яких в тій чи іншій мірі залежать від властивостей кожного елемента, а ці залежності якісно і, в більшості випадків, кількісно описані аналітично.

При вдосконаленні і розвитку аналітичних методів розрахунку багатоповерхових будівель, були накопичені унікальні експериментальні та теоретичні дані про властивості несучих систем, підсистем, елементів і їх сполучень. Слід зазначити, що основною перевагою аналітичних методів, в порівнянні з іншими методами, є висока точність отриманих результатів. Аналітичні методи є однією з теоретичних складових чисельних методів.

Практичні методи У розвитку аналітичних методів розрахунку багатоповерхових будівель поширення набули практичні методи, розроблені і вперше застосовані для розрахунку багатоповерхових будівель, такими відомими вченими як А.Р.Ржаніцин, А.А.Гвоздев, А.А.Диховічний та ін.

Більшість завдань будівельної механіки, пов'язаних з дослідженням напружено-деформованого стану конструкцій і їх елементів, зводиться, як правило, до одного або кількох диференціальних рівнянь.

Точні вирішення цих рівнянь, або рішення в замкнутому вигляді, вдається отримати не завжди. У деяких випадках точні рішення або принципово

неможливі, або доводиться стикатися з такими обсягами обчислень, що отримання аналітичних рішень стає недоцільним. У зв'язку з цим при вирішенні багатьох практичних завдань давно використовуються наближені методи розрахунку.

Історично першими з'явилися варіаційні методи вирішення - методи Релея, Ритца, Бубнова-Гальоркіна, Власова-Канторовича та ін. Ці методи найчастіше призводять до вирішення систем двох, трьох, рідше чотирьох рівнянь, проте їх застосування обмежене наявністю складних контурів або складних законів розподілу зовнішніх навантажень тому необхідно задавати, хоча і в наближеній формі, аналітичні вирази зовнішніх навантажень, деформованої пружної поверхні елементів.

За допомогою практичних методів створені розрахункові таблиці, графіки, формули, що полегшують визначення напружено-деформованого стану окремих конструкцій і систем з них. На їх основі розроблені вказівки, інструкції та рекомендації, які враховують особливості різних типів будівель і споруд і до останнього часу застосовуються для розрахунку.

До практичних методів відноситься відомий метод граничної рівноваги.

Розрахунок конструкцій за методом граничної рівноваги ґрунтується на аналізі процесів переходу конструкцій в граничний стан.

Велике значення для розробки методу граничної рівноваги мали пропозиції Н.С.Стрелецького за вибором системи і обґрунтування величин розрахункових коефіцієнтів, роботи А.А.Гвоздева з розрахунку несучої здатності конструкцій методом граничної рівноваги і по спільній розробці методу стосовно бетонних і залізобетонних конструкцій, а також роботи інших відомих вчених.

Теоретичне обґрунтування методу граничної рівноваги, що застосовується для розрахунку статично-невизначених конструкцій, зроблено А.А.Гвоздевим. Цей метод передбачає можливість появи пластичних шарнірів і враховує фактичний (відповідно до прийнятого армування) перерозподіл зусиль внаслідок пластичних деформацій.

Конструкція в методі граничної рівноваги розглядається як система елементів, які при певних заздалегідь відомих зусиллях або поєднаннях зусиль досягають граничного стану, тобто руйнуються, або набувають здатність сильно деформуватися без зміни величини діючих на них сил. Якщо елемент в граничному стані сильно деформується, то для повного вирішення задачі за методом граничної рівноваги необхідно знати не тільки співвідношення зусиль, що викликає граничний стан, але ще і характер (вид) деформації елемента при цьому поєднанні зусиль. Під характером (видом) деформацій Гвоздьов А.А. приймає співвідношення компонент приросту вільних деформацій елемента, тобто деформацій, що виникають в граничному стані елемента, коли діючі на нього сили залишаються незмінними.

Для складання розрахункового рівняння відшукуються місця можливої появи пластичних шарнірів (перетину або лінії зламу) і тим самим встановлюється схема руйнування конструкції. Потім, виходячи з раціонального розподілу арматури між опорними і пролітними розрізами, попередньо призначаються співвідношення згинальних моментів і записується рівняння рівноваги.

Щоб застосування методу граничної рівноваги було обґрунтованим, необхідні наступні властивості системи:

- аж до вичерпання несучої здатності системи її деформації залишаються настільки малими, що можна знехтувати зміною всіх геометричних величин, що входять в умови рівноваги;

- опір елементів системи діючим на них зусиллям характеризується нерівностями, порушення яких (включаючи і обернення в рівність) є необхідна і достатня умова настання граничного стану.

Практичні методи є наближеними. Вони спрямовані на спрощення розрахунків, заснованих на абстрагуванні від параметрів, які не можуть значно впливати на основні результати розрахунків. Як правило, в основі

практичних методів лежить спрощення закономірностей, побудованих на основі результатів експериментальних досліджень.

Основними перевагами практичних методів є те, що вони ґрунтуються на результатах досліджень реальних конструкцій і враховують фізичну роботу будівель і споруд.

Основні недоліки практичних методів:

- обмеженість застосування;
- можливе не врахування важливих факторів, що впливають на роботу конструкції;
- відсутність стимулювання розвитку точних аналітичних методів.

Особливе місце в літературі з розрахунку просторових рамних конструкцій займає рішення їх методом моторів.

Мотором називається гвинтова система векторів, що складається з наведених до початку координат головного вектора і головного моменту. Кротов Ю.В. ввів в методи поняття про мотори сил і мотори переміщень, що є просторовими векторіальними образами, які визначаються шістьма координатами:

$$M_i(\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z, \Delta_x, \Delta_y, \Delta_z)$$

$$M_c(N_x, N_y, N_z, M_x, M_y, M_z)$$

Ю.В.Кротов, Б.Н.Горбунов, Д.В.Вайнберг, В.Г.Чудновский вважали моторний метод розрахунку найбільш загальним і досконалим з усіх інших існуючих методів, що застосовуються для розрахунку просторових рамних конструкцій.

У 50-60 рр. через відсутність легких і досить точних методів розрахунку просторових рамних конструкцій, проектувальники застосовували наближені формули для визначення стискальних і крутних моментів.

До числа таких наближених формул можна віднести формулу професора Рудольфа Залігера для визначення стискального моменту на опорі балки або плити, забитих в прогоні.

$$M_{\bar{r}} = 2 / 3 m_0 \div 5 / 6 m_0 \quad (1.6)$$

де m_0 – стискальний момент при повному закладенні.

Порівнюючи результати, отримані за наближеними формулами з розрахунком за методом переміщень, видно, що наближені формули дають велику похибку обчислень, що призводить до збільшення витрати матеріалів, а в окремих випадках і навпаки до зниження, що призводить до зниження надійності та недостатній несучій здатності конструкції.

Недоліком наближених формул також є і те, що вони не враховують умов на опорах головних балок, жорсткості стійок, в які закладені головні балки, не враховують умов обпирання другорядних балок на опорах, наприклад, коли з одного боку прогин, а з іншого - вільне обпирання на цегляну стіну.

З огляду на низькі техніко-економічні показники застосування одних наближених формул і досить грубу неточність інших, не можна рекомендувати їх до практичного застосування.

Чисельні методи Прогрес комп'ютерної техніки та обчислювальної математики, зумовили зміну співвідношення аналітичних і чисельних підходів при аналізі складних конструкцій, будівель і споруд. Практика висуває на передній план завдання різноманітних досліджень двовимірних і тривимірних систем, адекватне вирішення яких іноді можливо тільки чисельним шляхом. Як правило, знайти замкнуте аналітичне рішення для більшості завдань не представляється можливим, а експериментальні дослідження часто виявляються досить дорогими, а часом і неповними. Цим, зокрема, і пояснюється надання переваги чисельним методам, що має місце, як у вітчизняній, так і в зарубіжній розрахунковій практиці.

Чисельні методи, стосовно просторовим розрахунками будівель, розвивалися і збагачувалися результатами експериментально-теоретичних досліджень в роботах П.Ф.Дроздова, Б.А.Косіцина, Л.Л.Паньшіна Ю.І. Немчинова та ін. В результаті була вироблена теорія для опису напружено-

деформованого стану багатоповерхових будівель, що дозволяє враховувати фактори, які впливають на просторову роботу несучої системи будівлі.

Найбільш поширені такі чисельні методи: матричний метод розрахунку стрижневих систем, метод кінцевих різниць для розрахунку плоских і об'ємних конструкцій, метод стрижневої апроксимації суцільних систем, метод кінцевих елементів.

Основні переваги чисельних методів полягають в їх універсальності, придатності до розрахунків будь-яких конструкцій, незалежно від навантажень, граничних умов, локальних і різких змін характеристик жорсткості та ін. Відсутня принципова різниця в розрахунках плоских і просторових систем.

Серед недоліків чисельних методів:

- наближене рішення задачі;
- ряд складнощів і умовностей в частині моделювання окремих залізобетонних елементів і ін.

В даний час найбільш розробленим чисельним методом, є метод скінченних елементів (МСЕ). Цей метод є потужним засобом вирішення завдань не тільки будівельної механіки, а й цілого ряду інших дисциплін. Основні концепції МСЕ були розроблені давно, однак по-справжньому реалізувати всі його можливості вдалося відносно недавно, з появою останніх поколінь комп'ютерної техніки, яка має великими обсягами пам'яті для виконання і зберігання значної кількості обчислень і швидкою обробкою вихідних даних.

Кількість комп'ютерних програм, що реалізують метод кінцевих елементів, в теперішній час, досить багато. Найбільш велике практичне застосування отримали такі програмні комплекси як: ЛІРА, SCAD Structure, ANSYS, Cosmos Works, Temper-3D та ін.

Основна ідея методу кінцевих елементів полягає в тому, що будь-яка безперервна величина (температура, тиск, переміщення) апроксимується дискретною моделлю, побудова якої виконується на безлічі частково-неперервних функцій, визначених на кінцевому числі підобластей. Алгоритм

побудови дискретної моделі досліджуваної безперервної величини полягає в наступному:

- в даній області фіксують кінцеве число точок. Ці точки в подальшому називають вузлами.

- досліджувана безперервна величина в кожному вузлі є змінною, що підпадає під визначення в процесі виконання завдання.

- область зміни безперервної величини розбивають на елементи.

Ці елементи мають між собою загальні вузли i , в сукупності, апроксимують форму області в цілому.

Безперервну величину апроксимують в межах кожного елемента поліномом, коефіцієнти якого розраховують на підставі значень цієї величини у вузлах. Кожен елемент апроксимують своїм поліномом, а коефіцієнти поліномів підбирають таким чином, щоб зберігалася безперервність величини уздовж кордонів сусідніх елементів.

Основна концепція МСЕ може бути наочно проілюстрована на одновимірному прикладі розтягування стрижня довжини L уздовж його осі, показаному на рис. 1.2. Розглядається безперервна величина $U(x)$ - переміщення точок стержня уздовж осі x . Область визначення $U(x)$ - відрізок OL уздовж осі x .

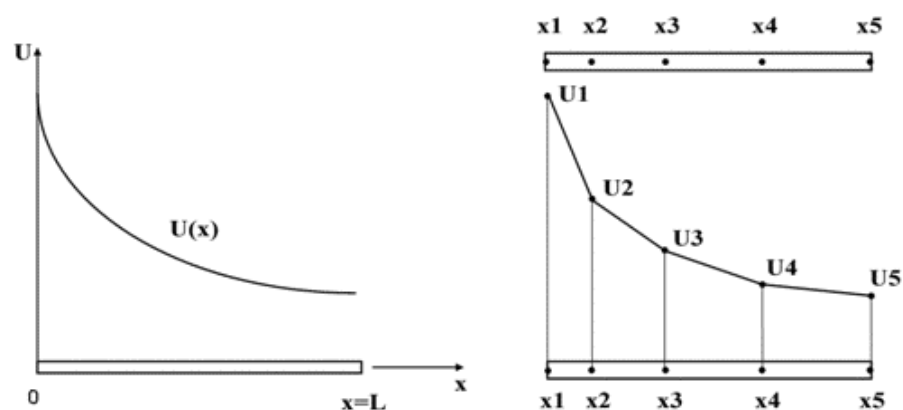


Рис. 1.2. Приклад розтягування стрижня уздовж його осі

Фіксуючи на осі x п'ять точок: x_1, x_2, x_3, x_4, x_5 . Розподіл переміщень $U(x)$ заздалегідь невідомо. У процесі виконання завдання необхідно визначити значення переміщення $U_1...U_5$ в кожній вузловій точці. Для цього

виконуються описані вище етапи побудови дискретної моделі. Розбиваючи область на елементи, на кожному з яких визначається відповідна функція елемента. Вузлові значення $U_1...U_5$ функції $U(x)$ повинні бути "відрегульовані" таким чином, щоб забезпечувалося "найкраще" наближення до істинного розподілу переміщень. Це "регулювання" виконується шляхом мінімізації деякої величини, пов'язаної з фізичною суттю завдання. В даному випадку розглядається задача розтягування тіла, а функціонал мінімізації пов'язаний з відповідним диференціальним рівнянням. Процес мінімізації в кінцевому підсумку зводиться до вирішення систем лінійних рівнянь щодо вузлових значень $U_1...U_5$ функції $U(x)$.

Метод кінцевих елементів є наближеним методом і чим дрібніше розбиття конструкції на кінцеві елементи, тим ближче апроксимуюча модель до натурної конструкції і в той же час, як показує практика, будь-яке ускладнення розрахункових схем не завжди може привести до збільшення точності результатів розрахунку. Тому в загальному випадку процес дискретизації повинен ґрунтуватися на принципах максимального наближення до опису реальної картини напружено-деформованого стану.

Найбільш серйозною проблемою МСЕ, багато відомих учених вважають проблему збіжності отриманого рішення, оцінку похибки, пов'язаної з дискретизацією вихідної геометричної моделі, штучне обмеження області розрахунку, дискретизація навколишнього простору, виконання нової дискретизації при зміні положення елементів.

Аналіз літературних джерел, показує, що до теперішнього часу ресурси вдосконалення МСЕ практично вичерпані. Це підкреслює актуальність розробки нових, більш ефективних методів розрахунку, ніж МСЕ, а також програмних комплексів, які їх реалізують, що дозволяють впроваджувати нові методи розрахунку в реальне проектування.

Чисельно-аналітичні методи. Як зазначено в роботі Залесова А. С., «... потрібен розвиток і вдосконалення спрощених моделей для розрахунку конструктивних систем, що відображають фізичний характер їх роботи».

Існуючий інструментарій аналітичних моделей, в поєднанні з різноманітністю чисельних методів дає можливість розвивати чисельно-аналітичні методи розрахунку, які дозволяють отримувати рішення в аналітичній формі, що сприяє підвищенню якості дослідження аналізованих об'єктів. Знайдена з їх допомогою картина напружено-деформованого стану розвиває інтуїцію розраховувача і розуміння їм роботи конструкцій, характеру впливу на них різних локальних і глобальних чинників.

Чисельно-аналітичні підходи особливо ефективні в зонах так званого крайового ефекту, який виникає в результаті зосереджених впливів на краях конструкції або в проміжних зонах, бо при цьому частина складових рішення являє собою швидкоплинні функції, швидкість зміни яких не завжди може бути адекватно врахована при використанні традиційних чисельних методів. Крім того, при чисельному рішенні складних задач будівельної механіки попереднє аналітичне вивчення окремих локальних властивостей конструкцій може принести значну користь. Порівняння з аналітичними рішеннями складного завдання в більш простих і приватних випадках дозволяє дати оцінку прийнятої розрахункової схеми конструкції, використовуюваного методу, алгоритму та отриманого рішення, зокрема його точності.

Найбільш поширеними чисельно-аналітичними методами є:

- метод початкових параметрів;
- метод коллокацій;
- метод граничних елементів.

Метод коллокацій дозволяє знайти наближене рішення крайової задачі не у вигляді числового масиву, а за допомогою функцій. В цьому відношенні метод коллокацій близький до варіаційних методів.

Сутність методу початкових параметрів полягає в тому, що для характерного набору часткових навантажень загальний інтеграл диференціального рівняння лінії прогинів будується як набір відповідних часткових рішень, причому в якості довільних постійних вибираються

прогин, кут повороту, момент і поперечна сила на початку загальної системи координат, єдиної для всього стрижня. Рішення представляється у вигляді формули загального вигляду для довільного n -го ділянки стрижня, яку Александров А.В., Потапов В.Д., Державін Б.П. називають універсальною формулою.

$$v_n = v_1 + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta v_i = v_0 + \varphi_0 z - \frac{M_0 z^2}{2! EJ} - \frac{Q_0 z^3}{3! EJ} + \frac{q_0 z^4}{4! EJ} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(-\frac{\Delta M_i (z - a_i)^2}{2! EJ} - \frac{\Delta Q_i (z - a_i)^3}{3! EJ} + \frac{\Delta q_i (z - a_i)^4}{4! EJ} \right) \quad (1.7)$$

Для кутів повороту функція φ_n є диференціюванням $\varphi_n = dv_n / dz$:

$$\varphi_n = \varphi_0 - \frac{M_0 z}{1! EJ} - \frac{Q_0 z^2}{2! EJ} + \frac{q_0 z^3}{3! EJ} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(-\frac{\Delta M_i (z - a_i)}{1! EJ} - \frac{\Delta Q_i (z - a_i)^2}{2! EJ} + \frac{\Delta q_i (z - a_i)^3}{3! EJ} \right) \quad (1.8)$$

Величини v_0, φ_0, M_0, Q_0 називаються початковими параметрами. Залежно від закріплення балки і її навантаження частина з них - відома, а інші знаходять з граничних умов.

Алгоритм методу початкових параметрів дозволяє отримати дискретне рішення в точках, що розбивають балку по її довжині на задане число інтервалів. Для отримання рішення в проміжних точках слід зменшувати інтервали розбиття і знову будувати рівняння переносу граничних умов для більшого числа точок розбиття.

Якщо скористатися наявними можливостями системи аналітичних обчислень, розкласти в ряди функції, то за допомогою методу початкових параметрів отримуємо аналітичне (у формі степеневого ряду) рішення, яке дозволяє обчислювати необхідні для розрахунку величини не на дискретній множині точок, а в будь-якій точці по довжині балки.

На думку Матросова А.В., методом початкових параметрів (чисельний підхід) неможливо виконати розрахунок довгої балки на пружній основі, так

як алгоритм при певних співвідношеннях довжини і коефіцієнта постелі основи стає, обчислювально нестійким.

На достовірність результатів розрахунку по методу початкових параметрів впливають два фактори:

- забезпечення збіжності рядів рішення;
- довжина мантиси в поданні дійсних чисел.

Першим дослідженням за методом граничних елементів вважається робота Фредгольма, опублікована в 1905 році. Значно пізніше з'явилися роботи В.Д.Купрадзе, в найбільш відомою з яких розглядається додаток методу потенціалу до завдань теорії пружності.

Значний внесок у формування сучасних основ різних варіантів методів граничних елементів внесли дослідження світових вчених.

Незважаючи на глибину досліджень загальний чисельний алгоритм рішення для широкого класу задач запропонований не був, що можна пояснити відсутністю на той період відповідної обчислювальної техніки.

Поява сучасної комп'ютерної техніки дало новий поштовх розвитку ідей, викладених в цих роботах, в результаті з'явилися різні варіанти методів граничних елементів. Розробки і обґрунтування цих варіантів присвячені праці П.К.Бенерджі і Р.Батетерфілда і цілого ряду інших вчених.

Згідно цим роботам методи граничних елементів умовно ділять на три різні, але взаємопов'язані варіанти: прямий, напівпрямий і непрямий.

У прямому варіанті методу граничних елементів невідомі функції, що входять в інтегральне рівняння, які описують поведінку об'єкта на його границі, є реальними, що мають фізичний зміст. Такий підхід названий методом граничних інтегральних рівнянь.

У напівпрямих варіантах методу граничних елементів складаються і вирішуються інтегральні рівняння для невідомих функцій, аналогічні функціям напружень в теорії пружності. Диференціювання отриманих рішень дозволяє визначити реальні фізичні величини, наприклад, напруження в теорії пружності.

У непрямому варіанті методу граничних елементів інтегральні рівняння повністю виражаються через фундаментальне рішення вихідних диференціальних рівнянь, наприклад, через функцію Гріна для необмеженої області. Після чисельного рішення інтегральних рівнянь значення параметрів всередині даної області визначаються звичайною інтеграцією.

Переваги методів граничних елементів перед іншими методами чисельного моделювання полягає в дворазовому зниженні розмірності задачі, (оскільки дискретизації піддається не вся розрахункова область, а тільки її межа), в можливості проведення детального аналізу окремих зон, в спрощеному етапі підготовки даних, в алгоритмічній простоті і високій мірі універсальності.

Багато вчених в своїх роботах, розглядають розрахунок різних конструкцій за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів.

Як зазначено в цих роботах метод строго обґрунтований математично, так як використовує фундаментальні рішення диференціальних рівнянь, а значить, в рамках прийнятих гіпотез дозволяє отримати точні значення параметрів завдання (зусиль, переміщень, напружень, частот власних коливань, критичних сил втрати стійкості і т.д.) всередині області. Також автори зазначають простоту логіки алгоритму, хорошу збіжність рішення, високу стійкість і мале накопичення похибок при численних операціях.

Існуючим прогалиною в наявній літературі щодо методів граничних елементів, є недостатнє освітлення завдань будівельної механіки лінійних систем, а також розрахунків просторових рамних конструкцій, які мають важливе практичне значення.

1.3. Теоретичні основи чисельно-аналітичного методу граничних елементів

Для опису механічного впливу на елемент і побудови співвідношень між граничними параметрами приймається лівогвинтова система координат рис.1.

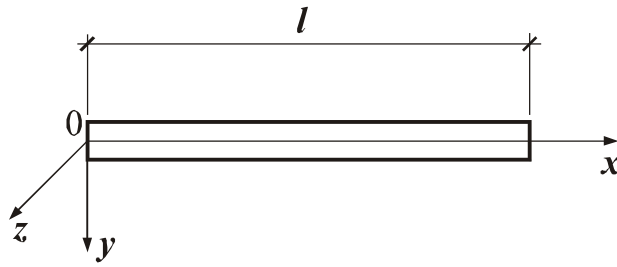


Рис. 1.3. Принята система координат

Елемент в загальному випадку зазнає чотири види деформування: розтягнення-стиснення, зсув, кручення і згин.

Використовуючи принцип незалежності дії сил, справедливий при малих переміщеннях і пружних деформаціях, при розрахунку просторових рамних конструкцій розглядаються спільно з деформаціями згину, кручення, розтягування і стиснення.

Прийняті додатні напрямки зовнішніх впливів і позначення представлені на рис. 1.4-1.6

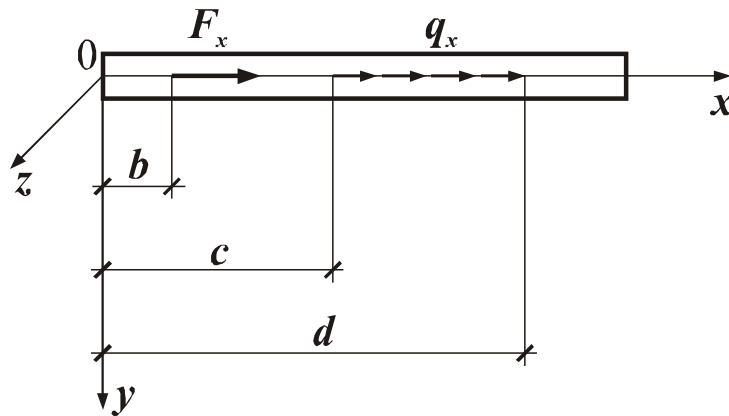


Рис. 1.4. Прийняті позначення для навантаження при розтягу-стиску

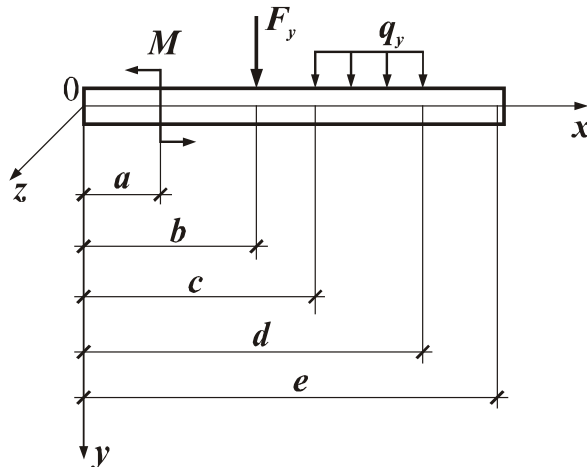


Рис. 1.5. Прийняті позначення для навантаження при згині

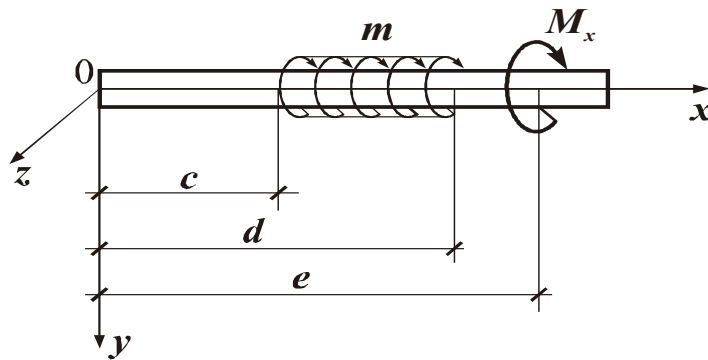


Рис. 1.6. Прийняті позначення для навантаження при крученні

При деформації елемента рамної конструкції в його граничних точках $x = 0$ і $x = l$ виникають наступні кінематичні і статичні параметри:

а) розтяг-стиск

$u(0)$; $u(l)$ – переміщення граничних точок в напрямку осі стрижня (осі x);

$N(0)$; $N(l)$ – поздовжні сили;

б) згин

$v(0)$; $v(l)$ – поперечні переміщення граничних точок (в напрямку осі y);

$\varphi(0)$; $\varphi(l)$ – кути повороту перерізів в граничних точках;

$M(0)$; $M(l)$ – згинальні моменти;

$Q(0)$; $Q(l)$ – поперечні сили.

Граничні параметри напружено-деформованого стану елемента мають додатні і від’ємні напрямки, які залежать від обраної локальної системи координат. У прийнятій системі координат додатні лінійні переміщення граничних точок вважаються співпадаючими з напрямками осей Ox , Oy , Oz . Кути повороту перетинів в граничних точках вважаються додатними, якщо вони спрямовані за годинниковою стрілкою з боку додатного напрямку координатних осей.

Прийняті додатні напрямки статичних і кінематичних граничних параметрів представлені рис. 1.7 та рис. 1.8.

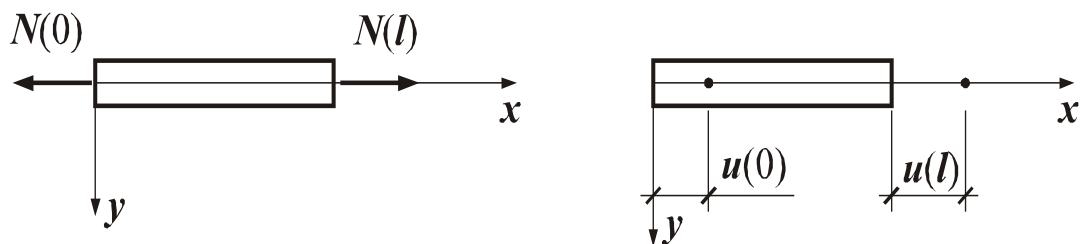


Рис. 1.7. Прийняті додатні напрямки граничних параметрів при розтягу-стиску

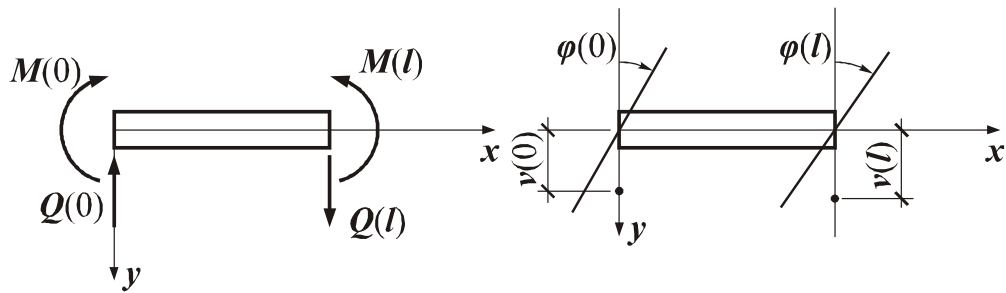


Рис. 1.8. Прийняті додатні напрямки граничних параметрів при вигині
 У граничних точках елемента зазнає кручення ($x = 0$ и $x = l$) при деформації виникають наступні кінематичні і статичні граничні параметри:

- $\theta(0), \theta(l)$ - кути закручування граничних точок;
- $M_x(0), M_x(l)$ - крутний момент.

Прийняті додатні напрямки статичних і кінематичних граничних параметрів при крученні представлені рис. 1.9.

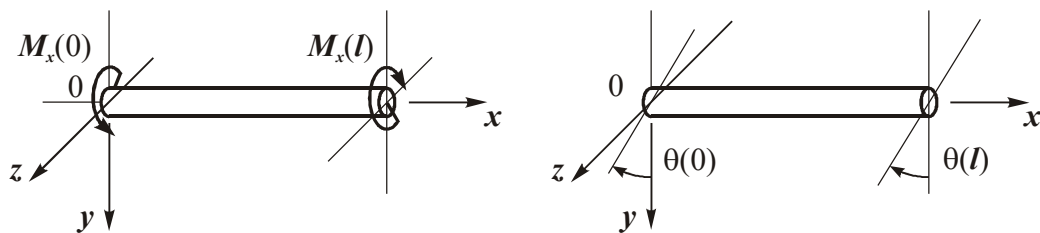


Рис. 1.9. Додатні напрямки граничних параметрів при крученні

Застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів для розрахунку статично визначених і статично невизначених стрижневих систем на статичні навантаження викладено в багатьох роботах.

Деформування згинальних елементів описує диференціальне рівняння

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} = q_y(x) \quad (1.9)$$

де: v – функція прогинів елемента; EI – жорсткість перетинів, яка в пружній стадії роботи елемента дорівнює добутку модуля пружності матеріалу на момент інерції поперечного перерізу.

Інтегрування диференціального рівняння вигнутої осі елемента (1.18) приводить до системи рівнянь

$$\begin{aligned}
EIv(x) &= EIv(0) + EI\varphi(0)x - \frac{M(0)}{2}x^2 - \frac{Q(0)}{6}x^3 - \int_0^x \int_0^x \int_0^x q_y(x) dx dx dx \\
EI\varphi(x) &= EI\varphi(0) - M(0)x - \frac{Q(0)}{2}x^2 - \int_0^x \int_0^x q_y(x) dx dx \\
M(x) &= M(0) + Q(0)x + \int_0^x q_y dx \\
Q(x) &= Q(0) + \int_0^x q_y dx
\end{aligned} \tag{1.10}$$

де $v(x), \varphi(x), M(x), Q(x)$ – відповідно прогин, кут повороту, згинальний момент і поперечна сила в перерізі на відстані x від початку координат; $v(0), \varphi(0), M(0), Q(0)$ – відповідно прогин, кут повороту, згинальний момент і поперечна сила на початку координат ($x = 0$).

Систему рівнянь (1.10) можна представити в матричному вигляді наступним чином:

$$Y(x) = A(x)X(0) + B(x) \tag{1.11}$$

где $Y(x)$ – матриця зусиль і переміщень в довільному перерізі;

$X(0)$ – матриця зусиль і переміщень на початку координат;

$A(x)$ – матриця коефіцієнтів системи рівнянь згину;

$B(x)$ – матриця зовнішнього навантаження.

Елементи матриці зовнішнього навантаження формуються за допомогою методу початкових параметрів. Правила знаків при цьому приймаються відповідно до рис. 1.7.

$$\begin{aligned}
B_{11} &= \left\|_{x>a} M \frac{(x-a)^2}{2} + \left\|_{x>b} F_y \frac{(x-b)^3}{6} + \left\|_{x>c} q_y \frac{(x-c)^4}{24} - \left\|_{x>d} q_y \frac{(x-d)^4}{24}; \\
B_{21} &= \left\|_{x>a} M(x-a) + \left\|_{x>b} F_y \frac{(x-b)^2}{2} + \left\|_{x>c} q_y \frac{(x-c)^3}{6} - \left\|_{x>d} q_y \frac{(x-d)^3}{6}; \\
B_{31} &= \left\|_{x>a} M + \left\|_{x>b} F_y(x-b) + \left\|_{x>c} q_y \frac{(x-c)^2}{2} - \left\|_{x>d} q_y \frac{(x-d)^2}{2}; \\
B_{41} &= \left\|_{x>b} F_y + \left\|_{x>c} q_y(x-c) - \left\|_{x>d} q_y(x-d).
\end{aligned} \tag{1.12}$$

Деформування елементів при розтягуванні-стиску описує диференціальне рівняння:

$$EA \frac{d^2 u}{dx^2} = q_x(x) \quad (1.13)$$

де: u – функція переміщень спрямованих уздовж осі елемента; EA – жорсткість перерізів, яка в пружній стадії роботи елемента дорівнює добутку модуля пружності матеріалу на площу поперечного перерізу.

Інтегрування диференціального рівняння (1.13) приводить до системи рівнянь:

$$EAu(x) = EAu(0) + N(0)x - \int_0^x \int_0^x q_x(x) dx dx \quad (1.14)$$

$$N(x) = N(0) - \int_0^x q_x(x) dx$$

де $u(x)$, $N(x)$ – відповідно переміщення та поздовжня сила в перерізі на відстані x від початку координат;

$u(0)$, $N(0)$ – відповідно переміщення та поздовжня сила на початку координат ($x = 0$).

Елементи матриці зовнішнього навантаження також формуються за допомогою методу початкових параметрів. Правила знаків при цьому приймаються відповідно до рис. А.4, Додаток А.

$$B_{11} = \parallel_{x>b} F_x(x-b) + \parallel_{x>c} q_x \frac{(x-c)^2}{2} - \parallel_{x>d} q_x \frac{(x-d)^2}{2}; \quad (1.15)$$

$$B_{21} = \parallel_{x>b} F_x + \parallel_{x>c} q_x(x-c) - \parallel_{x>d} q_x(x-d).$$

Для системи, що складається з декількох елементів, можна скласти матричне рівняння типу:

$$Y(l_i) = A(l_i)X(0) + B(l_i) \quad (1.16)$$

де $Y(l_i)$ – матриця зусиль і переміщень в кінці елементів;

$X(0)$ – матриця зусиль і переміщень на початку координат;

$A(l_i)$ – матриця коефіцієнтів, системи рівнянь, напружено-деформованого стану елемента;

$B(l_i)$ – матриця зовнішнього навантаження.

Для рівняння (1.16) можна виконати перетворення матриць за схемою:

$$Y(l_i) = \dot{A}(l_i)X(0) + B(l_i) \rightarrow \dot{A}(l_i)X(0) - Y(l_i) = -B(l_i) \rightarrow \dot{A}^* X^* = -B(l_i) \quad (1.17)$$

Деформування елемента при крученні описує диференціальне рівняння

$$\frac{d^2\theta}{dx^2} = \frac{m(x)}{GI_p} \quad (1.18)$$

де: θ - кут закручування;

$m(x)$ - інтенсивність розподілених крутних моментів, прикладених до елемента;

G - модуль зсуву, який визначається за формулою

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (1.19)$$

I_p - полярний момент інерції перерізу елемента.

Деформування елементів при крученні описує диференціальне рівняння

$$\frac{dM_x(x)}{dx} = -m(x) \quad (1.20)$$

де: $M_x(x)$ - крутні моменти, що виникають в поперечних перерізах елемента.

Інтегрування двічі рівняння (1.18) з урахуванням рівняння (1.20) і інтегрування рівняння (1.20) приводить до виразів:

$$GI_p\theta(x) = GI_p\theta(0) + M_x(0)x - \int_0^x \int_0^x m(x) dx dx \quad (1.21)$$
$$M_x(x) = M_x(0) - \int_0^x m(x) dx$$

де $\theta(x)$, $M_x(x)$ – відповідно кут закручування і крутний момент в перерізі на відстані x від початку координат;

$\theta(0)$, $M_x(0)$ – відповідно кут закручування і крутний момент на початку координат ($x = 0$).

Інтегрування прикладеного навантаження за допомогою методу початкових параметрів дозволяє визначити елементи вектора зовнішнього навантаження:

$$B_{11} = \sum_{i=1}^n \left\|_{c_i} M_{x_i} (x - e_i) + \sum_{i=1}^n \left\|_{f_i} \frac{m(x - g_i)^2}{2} \right. \right. \quad (1.22)$$

$$B_{21} = \sum_{i=1}^n \left\|_{e_i} M_{z_i} + \sum_{i=1}^n \left\|_{f_i} m(x - f_i) - \sum_{i=1}^n \left\|_{g_i} m(x - g_i) \right. \right.$$

Додатні напрямки зовнішніх впливів, що входять в рівняння (1.22), представлені на рис. попереду.

1.4. Визначення координат центру згину і центру кручення

При утворенні тріщини в перерізі залізобетонної балки змінюється площа бетонного перерізу і відповідно зміщується центр згину і кручення в поперечному перерізі балки, щодо якого слід шукати жорсткісні характеристики балки.

У роботах А.Ф.Яременко і Ю.А.Школа пропонують визначати координати центру згину наведеного по жорсткості поперечного перерізу балки з урахуванням зміни напруженого стану арматури в результаті утворення тріщин в такий спосіб:

$$Y_c = \frac{\sum_i A_{bi} y_{bi} E_{bi} + \sum_j A_{sj} y_{sj} E_{sj} / \psi_{sj}}{\sum_i A_{bi} E_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} / \psi_{sj}} \quad (1.23)$$

$$X_c = \frac{\sum_i A_{bi} x_{bi} E_{bi} + \sum_j A_{sj} x_{sj} E_{sj} / \psi_{sj}}{\sum_i A_{bi} E_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} / \psi_{sj}} \quad (1.24)$$

Координати центру кручення з урахуванням наявності поперечної арматури:

$$Y_c = \frac{\sum_i A_{bi} y_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} y_{sj} G_{sj} / \psi_{sj} + \sum_j A_{swk} y_{swk} E_{swk}}{\sum_i A_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} G_{sj} / \psi_{sj} + \sum_k A_{swk} E_{swk}} \quad (1.25)$$

$$X_c = \frac{\sum_i A_{bi} x_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} x_{sj} G_{sj} / \psi_{sj} + \sum_j A_{swk} x_{swk} E_{swk}}{\sum_i A_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} G_{sj} / \psi_{sj} + \sum_k A_{swk} E_{swk}} \quad (1.26)$$

де A_{bi} - площа бетону;

A_{sj} - площа поздовжньої арматури;

A_{swk} - площа поперечної арматури;

x_{bi} , y_{bi} - координати центрів ваги бетонних елементів відносно центру симетрії поперечного перерізу;

x_{si} , y_{si} - координати центрів ваги стрижнів поздовжньої арматури;

x_{swk} , y_{swk} - координати центрів ваги елементів стрижнів поперечної арматури;

ψ_{sj} - коефіцієнт В.І.Мурашева, який визначається за формулою

$$\psi_{sj} = 1 - 0,7 \frac{\sigma_{sj,erc}}{\sigma_{sj}} \quad (1.27)$$

де $\sigma_{sj,erc}$ - напруження в j стрижні в момент утворення тріщин; σ_{sj} - напруження в арматурі на розглядуваному рівні навантаження.

1.5. Залежність дотичні напруження - кутові деформації

Для побудови діаграми залежності дотичного напруження від кутової деформації Малінін М.М. використовує третю гіпотезу теорії пружно-пластичних матеріалів, яка полягає в тому, що інтенсивність напружень пов'язана з інтенсивністю деформацій однієї і тієї ж залежністю для всіх видів напружених станів. У зв'язку з цим діаграма зсуву бетону може бути побудована по діаграмі розтягування бетону.

Малінін М.М., Філін А.П., Терегулов І.Г. і багато інших, зв'язок між дотичними і нормальними напруженнями представляють у вигляді:

$$\tau = \frac{\sigma}{\sqrt{3}}; \quad \gamma = \sqrt{3} \left(\varepsilon - \frac{1-2\mu}{3E} \sigma \right) \quad (1.28)$$

де τ - дотичні напруження; σ - нормальні напруження в бетоні; γ - кутові деформації; ε - відносні лінійні деформації бетону; E - модуль пружності бетону; μ_b - коефіцієнт Пуассона для бетону.

Залежність для діаграми зсуву бетону А.Ф.Яременко і Ю.А.Школа записують наступним чином:

$$\tau_b = \frac{E_b \nu_b}{2(1 + \mu_b)} \gamma_b \quad (1.29)$$

де ν_b - коефіцієнт зміни січного модуля пружності при зсуві.

Для визначення параметра через рівень деформації, використовуються формули аналогічні відповідним, для діаграми одновісного розтягу бетону запропоновані Н.І.Карпенко.

$$\nu_b = P + \sqrt{P^2 + S} \quad (1.30)$$

де

$$P = \frac{\nu_b \left[2\bar{\nu}_b^2 - \omega_1 \eta_d (\nu_0 - \bar{\nu}_b)^2 \right]}{2 \left[\bar{\nu}_b^2 + \omega_2 \eta_d^2 (\nu_0 - \bar{\nu}_b)^2 \right]}; \quad S = \frac{\bar{\nu}_b^2 (\nu_0^2 - 2\nu_0 \bar{\nu}_b)}{\bar{\nu}_b^2 + \omega_2 \eta_d^2 (\nu_0 - \bar{\nu}_b)^2} \quad (1.31)$$

$$\eta_d = \frac{\gamma_b}{\bar{\gamma}_b}; \quad \bar{\gamma}_b = \frac{2(1 + \mu_b) \bar{\tau}_b}{E_b^0 \bar{\nu}_b}; \quad \bar{\tau}_b = R_{b.sh} \quad (1.32)$$

Коефіцієнт зміни січного модуля обчислюється за формулою

$$\bar{\nu}_b = (0,6 + 0,3 \times (1 + \mu_b) \times R_{b.sh} / 25) \quad (1.33)$$

де $R_{b.sh} = 0.7 \sqrt{R_{bt} R_b}$ - міцність бетону на зсув.

Для висхідної гілки діаграми

$$\nu_0 = 1; \quad \omega_1 = 2 - 2.5\bar{\nu}_b \quad (1.34)$$

Для спадної гілки діаграми

$$\nu_0 = 2.05\bar{\nu}_b; \quad \omega_1 = 1.95\bar{\nu}_b - 0.138 \quad (1.35)$$

В роботі А.Ф.Яременко показує можливість застосування даних залежностей для побудови діаграми зсуву бетону при розрахунку залізобетонних елементів просторових конструкцій, що піддаються впливу згинальних і крутних моментів.

1.6. Визначення напружено-деформованого стану просторових рамних конструкцій в пружній стадії за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів.

Формування розрахункової схеми чисельно-аналітичного методу граничних елементів При визначенні напружено-деформованого стану просторових рамних конструкцій з жорстким закріпленням і жорсткими вузлами, з використанням чисельно-аналітичного методу граничних елементів проводиться їх розбиття на окремі елементи:

- стійки на поверх;
- ригелі на проліт.

При розрахунку просторових рамних конструкцій пропонується прийняти лівогвинтову глобальну систему координат (рис. 1.10), яка розташована в лівому ближньому куті просторової рамної конструкції.

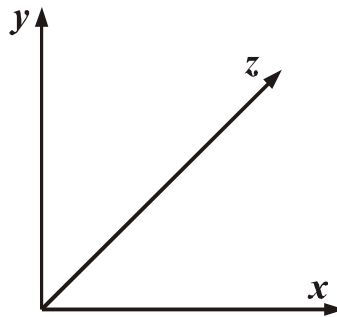


Рис. 1.10. Напрямок координатних осей глобальної системи координат для просторової рамної конструкції

Відповідно до прийнятої глобальної системи координат формується порядок нумерації вузлів і елементів просторової рамної конструкції.

Нумерація вузлів проводиться від початку глобальної системи координат.

При нумерації елементів в першу чергу нумеруються стійки, по додатному напрямку осі y , за принципом знизу вгору, зліва направо.

У другу чергу проводиться нумерація поздовжніх ригелів в додатному напрямку осі x .

Потім проводиться нумерація поперечних ригелів по осі z .

Приклад нумерації вузлів наведено на рис. 1.11.

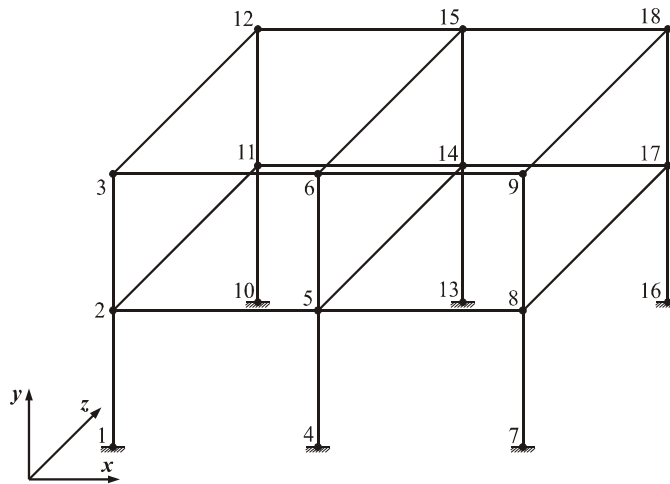


Рис. 1.11. Приклад нумерація вузлів

Нумерація елементів просторових рамних конструкцій проводиться аналогічно нумерації вузлів.

Приклад нумерації елементів наведено на рис. 1.12.

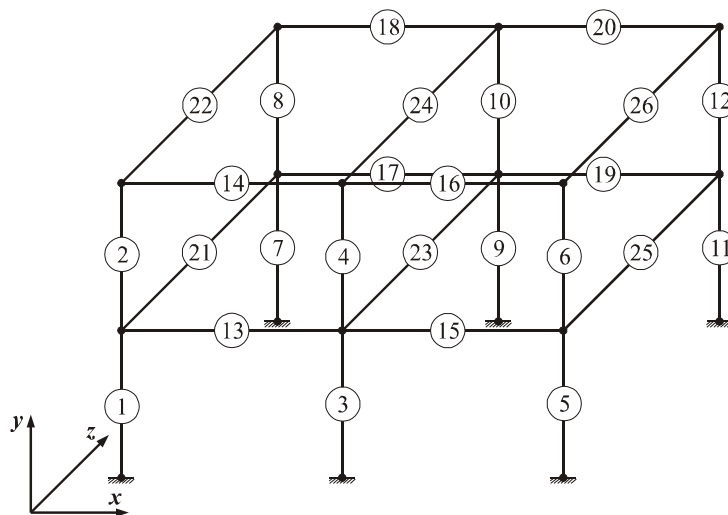


Рис. 1.12. Приклад нумерації елементів

Для кожного окремого елемента просторової рамної конструкції приймається локальна лівогвинтова система координат.

У прийнятій системі координат лінійні переміщення окремого елемента приймаємо додатними, якщо вони відбуваються в додатних напрямках осей x , y , z .

Кути повороту перетинів окремого елемента приймаємо додатними, якщо вони спрямовані за годинниковою стрілкою при погляді з боку додатних напрямків координатних осей.

Напрямки координатних осей для елементів стійок представлені на рис. 1.13.

Напрямки координатних осей для поздовжніх і поперечних ригелів на рис. 1.14 и 1.15.

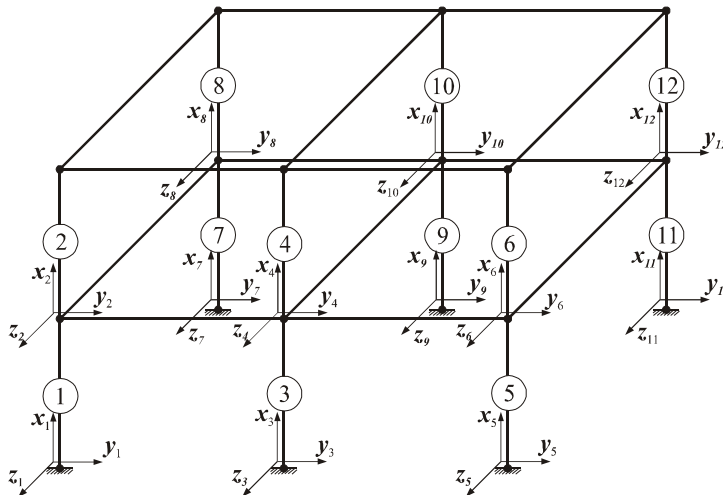


Рис. 1.13. Напрямок координатних осей локальних систем координат для елементів стійок

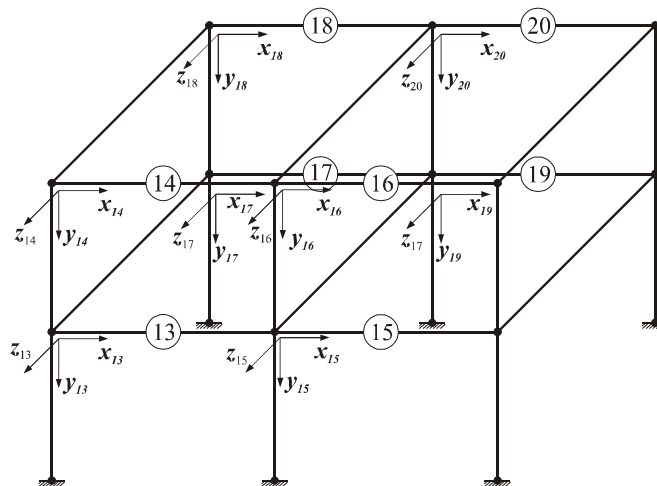


Рис. 1.14. Напрямок координатних осей локальних систем координат для елементів поздовжніх ригелів

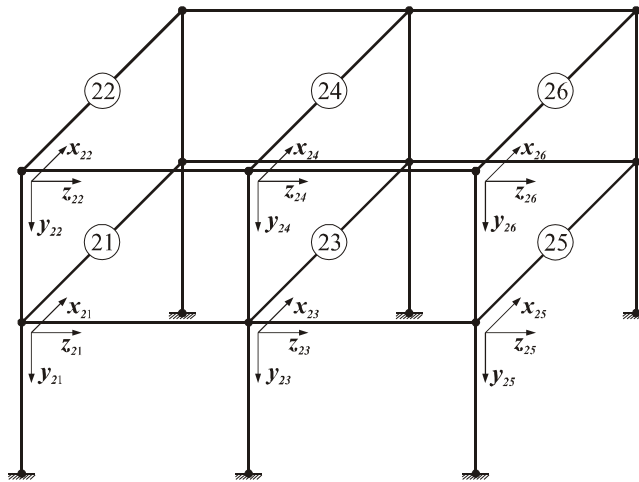


Рис. 1.15. Напрямок координатних осей локальних систем координат для елементів поперечних ригелів

Формування рівнянь, що описують напружено-деформований стан

Система рівнянь, що описує напружено-деформований стан окремого елемента просторової рамної конструкції, в матричній формі (1.19) має вигляд

$$Y(l_i) = \dot{A}(l_i)X(0) + B(l_i) \quad (1.36)$$

Вектори, які входять до системи $Y(l_i)$, $X(0)$, $B(l_i)$ мають наступний

вигляд:

$$Y(l_i) = \begin{pmatrix} EI_z v_y(l_i) \\ EI_z \varphi_z(l_i) \\ M_z(l_i) \\ Q_y(l_i) \\ EI_y v_z(l_i) \\ EI_y \varphi_y(l_i) \\ M_y(l_i) \\ Q_z(l_i) \\ EAu(l_i) \\ N(l_i) \\ GI_k \theta(l_i) \\ M_x(l_i) \end{pmatrix} \quad X(0) = \begin{pmatrix} EI_z v_y(0) \\ EI_z \varphi_z(0) \\ M_z(0) \\ Q_y(0) \\ EI_y v_z(0) \\ EI_y \varphi_y(0) \\ M_y(0) \\ Q_z(0) \\ EAu(0) \\ N(0) \\ GI_k \theta(0) \\ M_x(0) \end{pmatrix} \quad B(l_i) = \begin{pmatrix} B_1(l_i) \\ B_2(l_i) \\ B_3(l_i) \\ B_4(l_i) \\ B_5(l_i) \\ B_6(l_i) \\ B_7(l_i) \\ B_8(l_i) \\ B_9(l_i) \\ B_{10}(l_i) \\ B_{11}(l_i) \\ B_{12}(l_i) \end{pmatrix} \quad (1.37)$$

Елементи матриці зовнішнього навантаження можуть бути сформовані за допомогою методу початкових параметрів у відповідності до рівнянь (1.21), (1.24), (1.30).

Матриця коефіцієнтів окремого елемента просторової рамної конструкції A^* має вигляд:

$$A = \begin{pmatrix} 1 & l_i & -l_i^2/2 & -l_i^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -l_i & -l_i^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & l_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & l_i^2/2 & l_i^3/6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & l_i^2/2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.38)$$

Для просторової рамної конструкції, що складається з m елементів, формується система з $12m$ рівнянь.

Нижче наведені вектори $Y(l_i)$, $X(0)$, $B(l_i)$ і матриця коефіцієнтів $A(l_i)$, системи рівнянь, (1.36) що складаються з блоків, які формуються у відповідності до виразів (1.37) і (1.38).

$$Y(l_i) = \begin{pmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \dots \\ Y_i \\ \dots \\ Y_m \end{pmatrix} \quad X(0) = \begin{pmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \dots \\ X_i \\ \dots \\ X_m \end{pmatrix} \quad B(l_i) = \begin{pmatrix} B_1 \\ B_2 \\ \dots \\ B_i \\ \dots \\ B_m \end{pmatrix} \quad (1.39)$$

$$A(l_i) = \begin{pmatrix} A_1 & & & & & \\ & A_2 & & & & \\ & & \dots & & & \\ & & & A_i & & \\ & & & & \dots & \\ & & & & & A_m \end{pmatrix} \quad (1.40)$$

Невідомі граничні параметри визначаються з вирішального рівняння (1.26) чисельно-аналітичного методу граничних елементів:

$$A^* X^* = -B \quad (1.41)$$

Матриця коефіцієнтів A^* і вектор невідомих граничних параметрів X^* , що входять в рівняння (1.36), отримані в результаті характерного ланцюжка перетворень у відповідності зі схемою (1.26).

Граничні умови При виконанні перетворень в першу чергу розглядаються граничні умови елементів конструкції, що визначаються з умов закріплення.

При жорсткому защемленні стійок в перерізі елемента, суміжному з закріпленням, виникають згинальні і крутні момент, поперечні і поздовжні сили, переміщення перерізу відсутні (рис. 1.16).

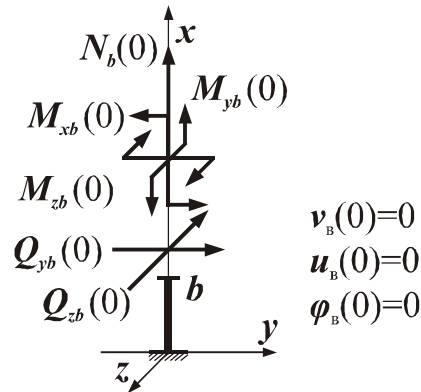


Рис. 1.16. Граничні умови в перерізі, суміжному з жорстким закріпленням

Відповідно до граничних умов у векторі початкових параметрів $X(0)$ анульовані граничні параметри переміщень, а в матриці коефіцієнтів $A(l_i)$ анульовують стовпці, номери яких відповідають номерам параметрів, які анульовуються (1.42) і (1.43).

$$X(0) = \begin{pmatrix} EI_z v_y(0) = 0 \\ EI_z \varphi_z(0) = 0 \\ M_z(0) \\ Q_y(0) \\ EI_y v_z(0) = 0 \\ EI_y \varphi_y(0) = 0 \\ M_y(0) \\ Q_z(0) \\ EAu(0) = 0 \\ N(0) \\ GI_k \theta(0) \\ M_x(0) \end{pmatrix} \quad (1.42)$$

$$A = \begin{pmatrix} 0 & 0 & -I_i^2/2 & -I_i^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -I_i & -I_i^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & I_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_i^2/2 & I_i^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_i & I_i^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.43)$$

Рівняння рівноваги Для формування матриць, що входять в рівняння (1.36) необхідно сформулювати граничні умови для основних типів вузлів просторової рами, беручи до уваги, що умови навантаження невідомі.

При рівновазі всієї системи елементів, об'єднаних в лінійну систему, будуть перебувати в рівновазі і окремі вузли. При цьому статичні граничні параметри будуть задовольняти рівнянням рівноваги вузлів.

Поздовжні і поперечні сили, що виникають в перерізах, що примикають до жорсткого вузла, в якому сходяться 6 елементів просторової рамної конструкції, наведені на рис. 1.17.

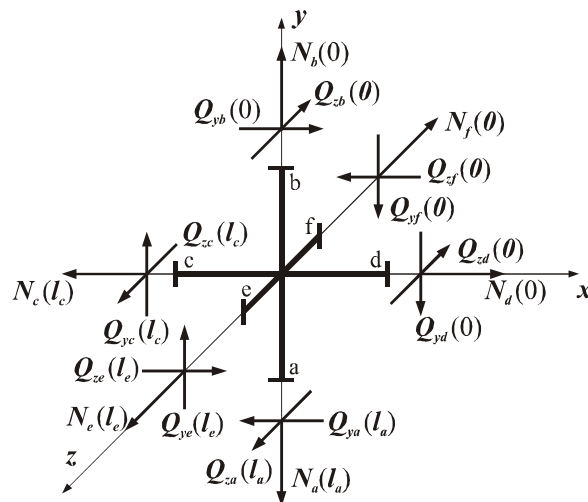


Рис. 1.17. Поперечні і поздовжні зусилля, що виникають в перетинах елементів, що примикають до жорсткого вузла просторової рами

Співвідношення між силами, що виникають в перерізах, що примикають до жорсткого вузла в якому сходяться шість елементів,

зображеного на рис. 1.17, можуть бути отримані з рівнянь рівноваги складених в глобальній системі координат, які мають такий вигляд:

$$\begin{aligned}
 \sum x &= 0; \\
 -Q_{ya}(l_a) + Q_{yb}(0) - N_c(l_c) + N_d(0) + Q_{ze}(l_e) - Q_{zf}(0) &= 0; \\
 Q_{ya}(l_a) &= Q_{yb}(0) - N_c(l_c) + N_d(0) + Q_{ze}(l_e) - Q_{zf}(0); \\
 \sum y &= 0; \\
 N_a(l_a) - N_b(0) - Q_{yc}(l_c) + Q_{yd}(0) - Q_{ye}(l_e) + Q_{yf}(0) &= 0; \\
 N_a(l_a) &= N_b(0) + Q_{yc}(l_c) - Q_{yd}(0) + Q_{ye}(l_e) - Q_{yf}(0); \\
 \sum z &= 0; \\
 Q_{za}(l_a) - Q_{zb}(0) + Q_{zc}(l_c) - Q_{zd}(0) + N_e(l_e) - N_f(0) &= 0; \\
 Q_{za}(l_a) &= Q_{zb}(0) - Q_{zc}(l_c) + Q_{zd}(0) - N_e(l_e) + N_f(0).
 \end{aligned}
 \tag{1.44}$$

Згинальні і крутні моменти, що виникають в перерізах, що примикають до жорсткого вузла, наведені на рис. 1.18.

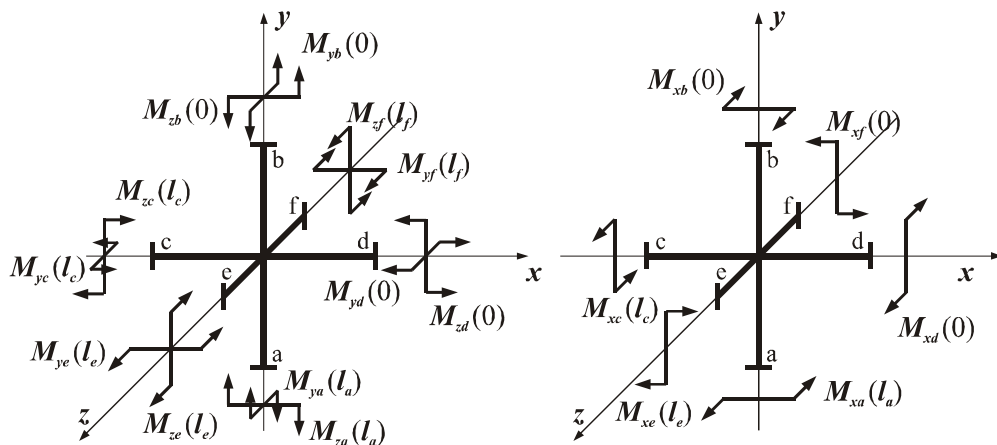


Рис. 1.18. Крутні і згинальні моменти, що виникають в перетинах елементів, що примикають до жорсткого вузла просторової рами

Співвідношення між моментами, що виникають в перерізах, що примикають до вузла можна отримати з рівнянь рівноваги вузла відносно осей глобальної системи координат:

$$\begin{aligned}
& \sum m_x = 0; \\
& M_{ya}(l_a) - M_{yb}(0) - M_{xc}(l_c) + M_{xd}(0) + M_{ze}(l_e) - M_{zf}(0) = 0; \\
& M_{ya}(l_a) = M_{yb}(0) + M_{xc}(l_c) - M_{xd}(0) - M_{ze}(l_e) + M_{zf}(0); \\
& \sum m_y = 0; \\
& M_{xa}(l_a) - M_{xb}(0) + M_{yc}(l_c) - M_{yd}(0) + M_{ye}(l_e) - M_{yf}(0) = 0; \\
& M_{xa}(l_a) = M_{xb}(0) - M_{yc}(l_c) + M_{yd}(0) - M_{ye}(l_e) + M_{yf}(0); \\
& \sum m_z = 0; \\
& M_{za}(l_a) - M_{zb}(0) + M_{zc}(l_c) - M_{zd}(0) + M_{xe}(l_e) - M_{xf}(0) = 0; \\
& M_{za}(l_a) = M_{zb}(0) - M_{zc}(l_c) + M_{zd}(0) - M_{xe}(l_e) + M_{xf}(0).
\end{aligned} \tag{1.45}$$

Незалежні кінцеві параметри внутрішніх зусиль переносяться в комірки матриці початкових параметрів $X(0)$, що звільнилися при розгляді граничних умов і рівнянь спільності переміщень початкових точок елементів. При цьому в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ вводяться компенсуючі елементи.

Для залежних кінцевих параметрів внутрішніх зусиль в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ відповідно до виразів (1.45) вводяться компенсуючі елементи.

В результаті рішення системи рівнянь (1.41) визначаються граничні параметри, що входять в вектор X^* , є невідомими внутрішніми зусиллями і переміщеннями елементів рамної конструкції.

Рівняння спільності переміщень При деформації стержневої системи вузли отримують лінійні, а стрижні, що примикають до них кутові переміщення, при цьому кінематичні граничні параметри будуть пов'язані в цих вузлах рівняннями спільності переміщень. Для встановлення зв'язку між кінематичними параметрами необхідно отримати картину деформованого стану елементів примикають до вузла.

Для жорсткого вузла, в якому сходяться шість елементів, картина деформування представлена на рис. 1.19.

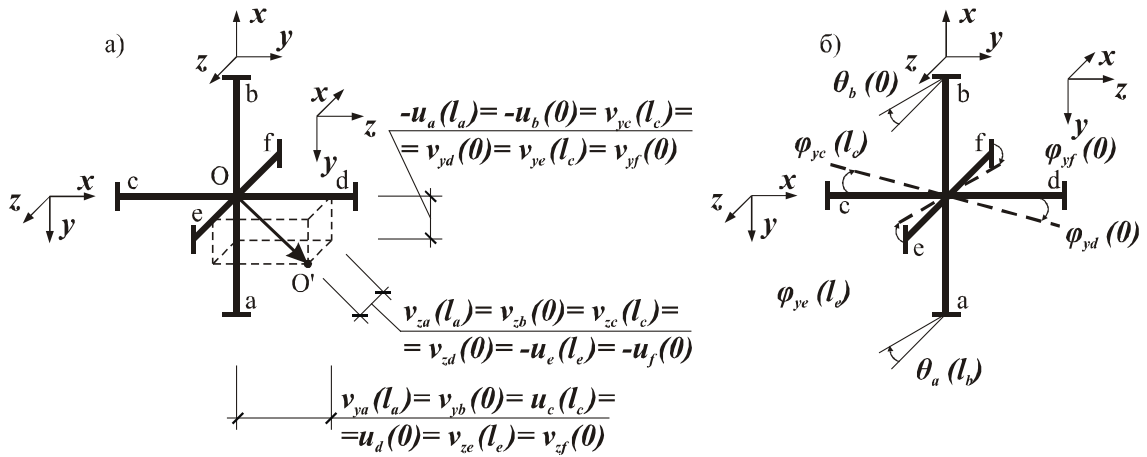


Рис. 1.19. Картина деформування жорсткого вузла просторової рами: а) лінійні переміщення жорсткого вузла і прилеглих перерізів; б) кутові переміщення перерізів елементів при повороті елемента **a-b**.

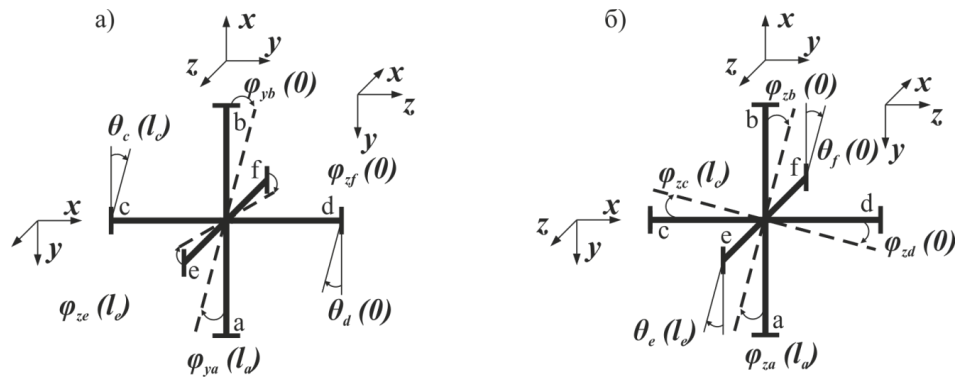


Рис. 1.20. Картина деформування жорсткого вузла просторової рами: а) кутові переміщення перерізів елементів, при повороті елемента **c-d**; б) кутові переміщення перерізів елементів при повороті елемента **e-f**.

Відповідно до рис. 1.19, 1.20 між лінійними переміщеннями елементів, що сходяться у вузлі, встановлюються такі залежності:

$$\begin{aligned}
 -u_a(l_a) &= -u_b(0) = v_{yc}(l_c) = v_{yd}(0) = v_{ye}(l_e) = v_{yf}(0); \\
 v_{za}(l_a) &= v_{zb}(0) = v_{zc}(l_c) = v_{zd}(0) = -u_e(l_e) = -u_f(0); \\
 v_{ya}(l_a) &= v_{yb}(0) = u_c(l_c) = u_d(0) = v_{ze}(l_e) = v_{zf}(0).
 \end{aligned}
 \tag{1.46}$$

Між кутовими переміщеннями перерізів елементів, що сходяться у вузлі, встановлюються такі залежності:

$$\begin{aligned}
 \varphi_{za}(l_a) &= \varphi_{zb}(0) = \varphi_{zc}(l_c) = \varphi_{zd}(0) = -\theta_e(l_e) = -\theta_f(0); \\
 -\varphi_{ya}(l_a) &= -\varphi_{yb}(0) = \theta_c(l_c) = \theta_d(0) = \varphi_{ze}(l_e) = \varphi_{zf}(0); \\
 \theta_a(l_a) &= \theta_b(0) = \varphi_{yc}(l_c) = \varphi_{yd}(0) = \varphi_{ye}(l_e) = \varphi_{yf}(0).
 \end{aligned}
 \tag{1.47}$$

Якщо у вузлі сходяться кілька початкових точок елементів, то в якості основних вибираються початкові параметри елемента з меншим порядковим номером, а початкові параметри інших елементів зв'язуються з основними за допомогою рівнянь спільності переміщень (1.46), (1.47).

При цьому в матриці початкових параметрів $X(0)$ звільняються комірки, відповідні початковим параметрам, що залежать від основних, а в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ вводяться компенсуючі елементи.

Кінцеві параметри елементів у векторі $Y(l_i)$, сходяться у вузлі, зв'язуються з основними початковими параметрами в векторі $X(0)$ за допомогою рівнянь спільності переміщень. При цьому в матрицю коефіцієнтів $A(l_i)$ вводяться компенсуючі елементи.

При формуванні матриць невідомих, слід враховувати наступну необхідну умову: кількість нульових параметрів у векторі $X(0)$ має суворо відповідати кількості невідомих граничних умов у векторі $Y(l_i)$.

Так як в рівняннях деформування елементів переміщення множаться на жорсткості, то для складання рівнянь спільності переміщень пропонується ввести такі відносні коефіцієнти:

$$\begin{aligned} N_{ij} &= \frac{E_i I_i}{E_j I_j}; & K_{ij} &= \frac{E_i A_i}{E_j A_j}; \\ R_{ij} &= \frac{G_i I_{pi}}{G_j I_{pj}}; & C_{ij} &= \frac{E_i A_i}{E_j I_j}; & D_{ij} &= \frac{E_i I_i}{E_j A_j}; \\ S_{ij} &= \frac{G_i I_{pi}}{E_j I_j}; & T_{ij} &= \frac{E_i I_i}{G_j I_{pj}}. \end{aligned} \quad (1.48)$$

де: i – номер елемента, для граничних параметрів якого складаються рівняння спільності переміщень; j – номер елемента, з граничними параметрами якого зв'язуються граничні параметри поточного елемента.

Приклад розрахунку просторової рамної конструкції Як приклад розглянемо порядок розрахунку просторової рамної конструкції, має один поверх, один проліт і один крок, розрахункова схема, якої представлена на рис. 1.21.

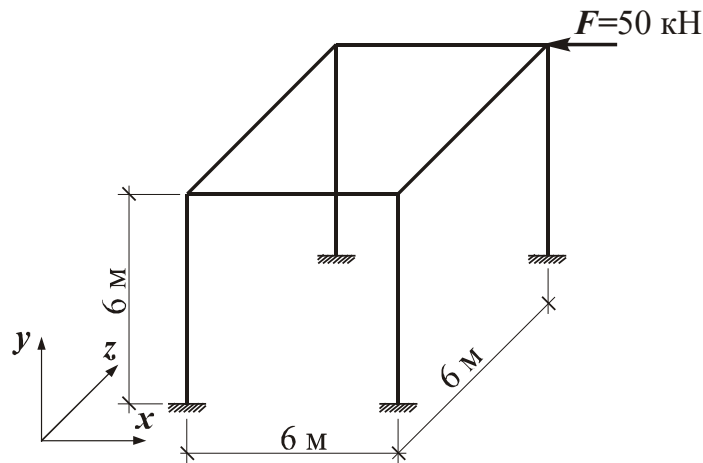


Рис. 1.21. Розрахункова схема просторової рамної конструкції

Порядок нумерації вузлів і елементів просторової рамної конструкції представлений на рис. 1.22.

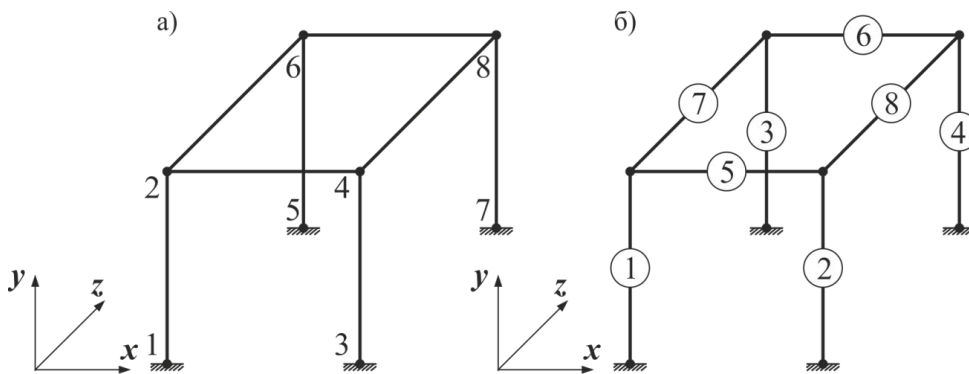


Рис. 1.22. а) - нумерація вузлів просторової рамної конструкції;

б) - нумерація елементів просторової рамної конструкції.

Система рівнянь, що описує напружено-деформований стан окремого елемента просторової рамної конструкції, в матричній формі має вигляд:

$$Y(l) = \dot{A}(l)X(0) + B(l) \quad (1.49)$$

Вхідні в неї вектори $Y(l)$, $X(0)$, $B(l)$ до перетворень мають такий вигляд:

$$Y(l) = \begin{Bmatrix} Y_{01} \\ Y_{02} \\ Y_{03} \\ Y_{04} \\ Y_{05} \\ Y_{06} \\ Y_{07} \\ Y_{08} \end{Bmatrix} \quad X(0) = \begin{Bmatrix} X_{01} \\ X_{02} \\ X_{03} \\ X_{04} \\ X_{05} \\ X_{06} \\ X_{07} \\ X_{08} \end{Bmatrix} \quad B(l) = \begin{Bmatrix} B_{01} \\ B_{02} \\ B_{03} \\ B_{04} \\ B_{05} \\ B_{06} \\ B_{07} \\ B_{08} \end{Bmatrix} \quad (1.50)$$

$$\text{де } Y_{0i} = \begin{pmatrix} EI_z v_y(l_i) \\ EI_z \varphi_z(l_i) \\ M_z(l_i) \\ Q_y(l_i) \\ EI_y v_z(l_i) \\ EI_y \varphi_y(l_i) \\ M_y(l_i) \\ Q_z(l_i) \\ EAu(l_i) \\ N(l_i) \\ GI_k \theta(l_i) \\ M_x(l_i) \end{pmatrix} \quad X_{0i} = \begin{pmatrix} EI_z v_y(0) \\ EI_z \varphi_z(0) \\ M_z(0) \\ Q_y(0) \\ EI_y v_z(0) \\ EI_y \varphi_y(0) \\ M_y(0) \\ Q_z(0) \\ EAu(0) \\ N(0) \\ GI_k \theta(0) \\ M_x(0) \end{pmatrix} \quad B_{0i} = \begin{pmatrix} B_1(l_i) \\ B_2(l_i) \\ B_3(l_i) \\ B_4(l_i) \\ B_5(l_i) \\ B_6(l_i) \\ B_7(l_i) \\ B_8(l_i) \\ B_9(l_i) \\ B_{10}(l_i) \\ B_{11}(l_i) \\ B_{12}(l_i) \end{pmatrix} \quad (1.51)$$

де, i змінюється від 1 до 8.

Матриця коефіцієнтів $A(I)$ до перетворень має вигляд:

$$A(I) = \begin{pmatrix} A_{01} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & A_{02} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & A_{03} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & A_{04} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & A_{05} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & A_{06} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & A_{07} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & A_{08} \end{pmatrix} \quad (1.52)$$

$$\text{де } A_{0i} = \begin{pmatrix} 1 & l_i & -l_i^2/2 & -l_i^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -l_i & -l_i^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & l_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & l_i^2/2 & l_i^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & l_i^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & l_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.53)$$

тут, i змінюється від 1 до 8.

Розглянемо граничні умови для заданої просторової рамної конструкції.

У вузлах 1, 3, 5, 7 жорстко защемлені стійки 1, 2, 3, 4. При цьому відповідно до прийнятих локальних систем координат, перераховані вузли розташовані на початку систем координат, відповідних елементів.

Таким чином, всі лінійні і кутові переміщення в блоках вектора початкових параметрів, даних елементів, дорівнюють нулю.

У вузлі 2 сходяться елементи 1, 5, 7. При цьому вузол є кінцевим для 1-го елемента і початковим для елементів 5-го і 7-го. Таким чином, кінцеві

параметри першого елемента, що відповідають внутрішнім зусиллям, зв'язуються з початковими параметрами 5-го і 7-го елемента, за допомогою рівнянь рівноваги:

$$\begin{aligned}
 Q_{y1}(l_1) &= N_5(0) - Q_{z7}(0); \\
 Q_{z1}(l_1) &= Q_{z5}(0) + N_7(0); \\
 N_1(l_1) &= -Q_{y5}(0) - Q_{y7}(0). \\
 M_{y1}(l_1) &= -M_{x5}(0) + M_{z7}(0); \\
 M_{x1}(l_1) &= M_{y5}(0) + M_{y7}(0); \\
 M_{z1}(l_1) &= M_{z5}(0) + M_{x7}(0).
 \end{aligned}
 \tag{1.54}$$

Кінцеві параметри 1-го елемента, відповідні лінійним і кутовим переміщенням, прирівнюються до початкових параметрів 5-го елемента, відповідним переміщенням.

$$\begin{aligned}
 u_1(l_1) &= -v_{y5}(0); \quad v_{z1}(l_1) = v_{z5}(0); \quad v_{y1}(l_1) = u_5(0). \\
 \varphi_{z1}(l_1) &= \varphi_{z5}(0); \quad \varphi_{y1}(l_1) = -\theta_5(0); \quad \theta_1(l_1) = \varphi_{y5}(0).
 \end{aligned}
 \tag{1.55}$$

Початкові параметри 7-го елемента, відповідні лінійним і кутовим переміщенням, прирівнюються до початкових параметрів 5-го елемента.

$$\begin{aligned}
 v_{y7}(0) &= v_{y5}(0); \quad u_7(0) = -v_{z5}(0); \quad v_{z7}(0) = u_5(0); \\
 \varphi_{z5}(0) &= -\theta_7(0); \quad \theta_5(0) = \varphi_{z7}(0); \quad \varphi_{y5}(0) = \varphi_{y7}(0).
 \end{aligned}
 \tag{1.56}$$

У вузлі 4 сходяться елементи 2, 5, 8. При цьому вузол є кінцевим для 2-го і 5-го елемента, і початковим для 8-го елемента. Таким чином, кінцеві параметри другого елемента, що відповідають внутрішнім зусиллям, зв'язуються з початковими параметрами 8-го елемента і кінцевими параметрами 5-го елемента, за допомогою рівнянь рівноваги.

$$\begin{aligned}
 Q_{y2}(l_2) &= -N_5(l_5) - Q_{z8}(0); \\
 Q_{z2}(l_2) &= -Q_{z5}(l_5) + N_8(0); \\
 N_2(l_2) &= Q_{y5}(l_5) - Q_{y8}(0). \\
 M_{y2}(l_2) &= M_{x5}(l_5) + M_{z8}(0); \\
 M_{x2}(l_2) &= -M_{y5}(l_5) + M_{y8}(0); \\
 M_{z2}(l_2) &= -M_{z5}(l_5) + M_{x8}(0).
 \end{aligned}
 \tag{1.57}$$

Кінцеві параметри 2-го і 5-го елемента, які відповідають лінійним і кутовим переміщенням, прирівнюються до початкових параметрів 8-го елемента, відповідним переміщенням.

$$\begin{aligned}
 -u_2(l_2) &= v_{y5}(l_5) = v_{y8}(0); \\
 v_{z2}(l_2) &= v_{z5}(l_5) = -u_8(0); \\
 v_{y2}(l_2) &= u_5(l_5) = v_{z8}(0). \\
 \varphi_{z2}(l_2) &= \varphi_{z5}(l_5) = -\theta_8(0); \\
 -\varphi_{y2}(l_2) &= \theta_5(l_5) = \varphi_{z8}(0); \\
 \theta_2(l_2) &= \varphi_{y5}(l_5) = \varphi_{y8}(0).
 \end{aligned} \tag{1.58}$$

У вузлі 7 сходяться елементи 3, 6, 7. При цьому, вузол є кінцевим для 3-го і 7-го елемента, і початковим для 6-го елемента. Таким чином, кінцеві параметри 3-го елемента, що відповідають внутрішнім зусиллям, зв'язуються з початковими параметрами 6-го елемента і кінцевими параметрами 7-го елемента, за допомогою рівнянь рівноваги.

$$\begin{aligned}
 Q_{y3}(l_3) &= N_6(0) + Q_{z7}(l_7); \\
 N_3(l_3) &= -Q_{y6}(0) + Q_{y7}(l_7); \\
 Q_{z3}(l_3) &= Q_{z6}(0) - N_7(l_7). \\
 M_{y3}(l_3) &= -M_{x6}(0) - M_{z7}(l_7); \\
 M_{x3}(l_3) &= M_{y6}(0) - M_{y7}(l_7); \\
 M_{z3}(l_3) &= M_{z6}(0) - M_{x7}(l_7).
 \end{aligned} \tag{1.59}$$

Кінцеві параметри 3-го і 7-го елемента, що відповідають лінійним і кутовим переміщенням, прирівнюються до початкових параметрів 6-го елемента, відповідним переміщенням.

$$\begin{aligned}
 -u_3(l_3) &= v_{y6}(0) = v_{y7}(l_7); \\
 v_{z3}(l_3) &= v_{z6}(0) = -u_7(l_7); \\
 v_{y3}(l_3) &= u_6(0) = v_{z7}(l_7). \\
 \varphi_{z3}(l_3) &= \varphi_{z6}(0) = -\theta_7(l_7); \\
 -\varphi_{y3}(l_3) &= \theta_6(0) = \varphi_{z7}(l_7); \\
 \theta_3(l_3) &= \varphi_{y6}(0) = \varphi_{y7}(l_7).
 \end{aligned} \tag{1.60}$$

У вузлі 8 сходяться елементи 4, 6, 8. При цьому вузол є кінцевим для 4-го, 6-го елемента і 8-го елемента. Таким чином, кінцеві параметри 4-го

елемента, що відповідають внутрішнім зусиллям, зв'язуються з кінцевими параметрами 6-го елемента і кінцевими параметрами 8-го елемента, за допомогою рівнянь рівноваги.

$$\begin{aligned}
 Q_{y4}(l_4) &= -N_6(l_6) + Q_{z8}(l_8); \\
 N_4(l_4) &= Q_{y6}(l_6) + Q_{y8}(l_8); \\
 Q_{z4}(l_4) &= -Q_{z6}(l_6) - N_8(l_8). \\
 M_{y4}(l_4) &= M_{x6}(l_6) - M_{z8}(l_8); \\
 M_{x4}(l_4) &= M_{y6}(l_6) - M_{y8}(l_8); \\
 M_{z4}(l_4) &= M_{z6}(l_6) - M_{x8}(l_8).
 \end{aligned} \tag{1.61}$$

Кінцеві параметри 4-го і 6-го елемента, що відповідають лінійним і кутовим переміщенням, прирівнюються до кінцевих параметрах 8-го елемента, відповідним переміщенням.

$$\begin{aligned}
 -u_4(l_4) &= v_{y6}(l_6) = v_{y8}(l_8); \\
 v_{z4}(l_4) &= v_{z6}(l_6) = -u_8(l_8); \\
 v_{y4}(l_4) &= u_6(l_6) = v_{z8}(l_8). \\
 \varphi_{z4}(l_4) &= \varphi_{z6}(l_6) = -\theta_8(l_8); \\
 -\varphi_{y4}(l_4) &= \theta_6(l_6) = \varphi_{z8}(l_8); \\
 \theta_4(l_4) &= \varphi_{y6}(l_6) = \varphi_{y8}(l_8).
 \end{aligned} \tag{1.62}$$

В результаті розгляду граничних умов в векторі початкових параметрів $X(0)$ утворюється 30 нульових рядків, а в векторі кінцевих параметрів $Y(l)$ залишилося 30 незалежних елементів.

Після перенесення з вектора $Y(l)$ незалежних кінцевих параметрів в нульові рядки вектора $X(0)$ отримаємо вектор невідомих граничних параметрів X^* , який має вигляд

$$X^* = \begin{pmatrix} X_{11} \\ X_{12} \\ X_{13} \\ X_{24} \\ X_{05} \\ X_{06} \\ X_{37} \\ X_{08} \end{pmatrix} \quad (1.63)$$

Блоки X_{1i} , X_{24} , відносяться до елементів, які мають нульові початкові параметри, що враховують граничні умови конструкції.

Блок X_{1i} складається з невідомих початкових параметрів для i -го елемента і незалежних кінцевих параметрів k -го елемента і формується відповідно до виразу

$$X_{1i} = \begin{pmatrix} M_{zk}(l) \\ Q_{yk}(l) \\ M_{zi}(0) \\ Q_{yi}(0) \\ M_{yk}(l) \\ Q_{zk}(l) \\ M_{yi}(0) \\ Q_{zi}(0) \\ N_k(l) \\ N_i(0) \\ M_{xk}(l) \\ M_{xi}(0) \end{pmatrix} \quad (1.64)$$

де, i змінюється від 1 до 3, k - змінюється від 5 до 7.

Блок X_{24} , складається з невідомих початкових параметрів для 4-го елемента і незалежних кінцевих параметрів 8-го елемента і формується відповідно до виразу

$$X_{24} = \begin{pmatrix} E_8 I_z v_y(I) \\ E_8 I_z \varphi_z(I) \\ M_{z4}(0) \\ Q_{y4}(0) \\ M_{z8}(I) \\ Q_{y8}(I) \\ M_{y4}(0) \\ Q_{z4}(0) \\ E_8 I_y v_z(I) \\ N_4(0) \\ E_8 I_y \varphi_y(I) \\ M_{x4}(0) \end{pmatrix} \quad (1.65)$$

Блок X_{0i} відноситься до елементів, всі початкові параметри яких є невідомими і не пов'язані з граничними параметрами інших елементів, і формуються відповідно до виразу

$$X_{0i} = \begin{pmatrix} E_i I_z v_y(0) \\ E_i I_z \varphi_z(0) \\ M_{zi}(0) \\ Q_{yi}(0) \\ E_i I_y v_z(0) \\ E_i I_y \varphi_y(0) \\ M_{yi}(0) \\ Q_{zi}(0) \\ EAu_i(0) \\ N_i(0) \\ G_i I_k \theta(0) \\ M_{xi}(0) \end{pmatrix} \quad (1.66)$$

де, i приймає значення 5,6,8.

Блок X_{37} складається з невідомих початкових параметрів для 7-го елемента і незалежних кінцевих параметрів 8-го елемента і формується відповідно до виразу

$$X_{37} = \begin{pmatrix} M_{y8}(I) \\ Q_{z8}(I) \\ M_{z7}(0) \\ Q_{y7}(0) \\ EAu_8(I) \\ N_8(I) \\ M_{y7}(0) \\ Q_{z7}(0) \\ G_8 I_k \theta(I) \\ N_7(0) \\ M_{x8}(I) \\ M_{x7}(0) \end{pmatrix} \quad (1.67)$$

Матриця коефіцієнтів A^* , для просторової рамної конструкції, наведеної на рис. 1.21, сформована в результаті ланцюжка рівносильних перетворень має вигляд

$$A^* = \begin{pmatrix} A_1 & 0 & 0 & 0 & A_5 & 0 & A_6 & 0 \\ A_{11} & A_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & A_7 \\ 0 & 0 & A_3 & 0 & 0 & A_5 & 0 & 0 \\ 0 & A_{11} & 0 & A_4 & 0 & 0 & A_8 & 0 \\ A_{15} & 0 & 0 & 0 & A_2 & 0 & 0 & A_9 \\ 0 & A_{15} & 0 & A_{12} & 0 & A_2 & A_{13} & 0 \\ 0 & 0 & A_{15} & 0 & A_{10} & A_{14} & A_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & A_{16} & 0 & 0 & A_{17} & A_2 \end{pmatrix} \quad (1.68)$$

Блоки A_1 відносяться до елементів, які мають нульові початкові параметри, що враховують граничні умови конструкції, і формуються відповідно до виразу

$$A_1 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & -I_1^2/2 & -I_1^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -I_1 & -I_1^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & I_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1^2/2 & I_1^3/6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 & I_1^2/2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.69)$$

Блоки A_2 відносяться до елементів, всі початкові параметри яких є невідомими і не пов'язані з граничними параметрами інших елементів, і формуються відповідно до виразу

$$A_2 = \begin{pmatrix} 1 & I_i & -I_i^2/2 & -I_i^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -I_i & -I_i^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & I_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_i & I_i^2/2 & I_i^3/6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_i & I_i^2/2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.70)$$

Блоки A_3 , A_4 відносяться до елементів, які мають нульові початкові параметри, що враховують граничні умови конструкції і містять компенсуючі елементи, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності

переміщень для кінцевих параметрів елементів стійки і кінцевих параметрів елементів поздовжнього ригеля, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразів:

$$A_3 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & -I_1^2/2 & -I_1^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -I_1 & -I_1^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & I_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1^2/2 & I_1^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 & I_1^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & I_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.71)$$

$$A_4 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & -I_1^2/2 & -I_1^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & -N & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -I_1 & -I_1^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & I_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1^2/2 & I_1^3/6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 & I_1^2/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & I_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ C & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -S & I_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (1.72)$$

Блок A_5 складається з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для кінцевих параметрів елементів стійки і початкових параметрів елементів поперечного ригеля, що сходяться в одному вузлі, і формується відповідно до виразу

$$A_5 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -D_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ C_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -S_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.73)$$

Блоки A_6 , A_7 складаються з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для кінцевих параметрів елементів стійок і початкових параметрів елементів поздовжніх ригелів, що сходяться в одному вузлі, і формуються відповідно до виразів:

$$A_6 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.74)$$

$$A_7 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{ij} & 0 & 0 \\ 0 & N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ C_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -S_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.75)$$

Блок A_8 складається з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для кінцевих параметрів елементів стійки і кінцевих параметрів елементів поздовжнього ригеля, що сходяться в одному вузлі, і формується відповідно до виразу

$$A_8 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.76)$$

Блок A_9 складається з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з спільності переміщень для кінцевих параметрів елементів поперечного ригеля і початкових параметрів елементів поздовжнього ригеля, що сходяться в одному вузлі і формується відповідно до виразу

$$A_9 = \begin{pmatrix} -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -S_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.77)$$

Блок A_{10} складається з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з рівнянь рівноваги і спільності переміщень для початкових параметрів елементів поздовжнього ригеля і початкових параметрів поперечного ригеля, що сходяться в одному вузлі, і формується відповідно до виразу

$$A_{10} = \begin{pmatrix} N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & IT_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & IN_{ij} & 0 & 0 & D_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -S_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.78)$$

Блоки A_{11} , A_{12} , A_{13} складаються з компенсуючих елементів, які вводяться в зв'язку з участю незалежних кінцевих параметрів в рівняннях рівноваги і спільності переміщень, і формуються відповідно до виразів:

$$A_{11} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.79)$$

$$A_{12} = \begin{pmatrix} -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -N_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -S_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.80)$$

$$A_{13} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.81)$$

Блок A_{14} складається з компенсуючих елементів, які вводяться виходячи з спільності переміщень для кінцевих параметрів елементів поздовжнього ригеля і початкових параметрів елементів поперечного ригеля, що сходяться в одному вузлі, і формується відповідно до виразу

$$A_{14} = \begin{pmatrix} -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -T_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -D_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -N_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_{ij} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.82)$$

Блоки A_{15} , A_{16} и A_{17} складаються з компенсуючих елементів, які вводяться в зв'язку з перенесенням незалежних кінцевих параметрів в матрицю початкових параметрів, і формуються відповідно до виразів:

$$A_{15} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.83)$$

$$A_{16} = \begin{pmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.84)$$

$$A_{17} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (1.85)$$

Порівняння результатів розрахунків Відповідно з проведеними дослідженнями формування матриць вирішального рівняння чисельно-аналітичного методу граничних елементів складена програма в системі комп'ютерної математики MATLAB, що дозволяє визначати внутрішні зусилля і переміщення в найпростішій просторової рамної конструкції, розрахункова схема якої приведена на рис. 1.21.

В результаті роботи програми визначені внутрішні зусилля, для найпростішій просторової рамної конструкції, для порівняння результатів рама була розрахована за допомогою проектно-обчислювального комплексу SCAD.

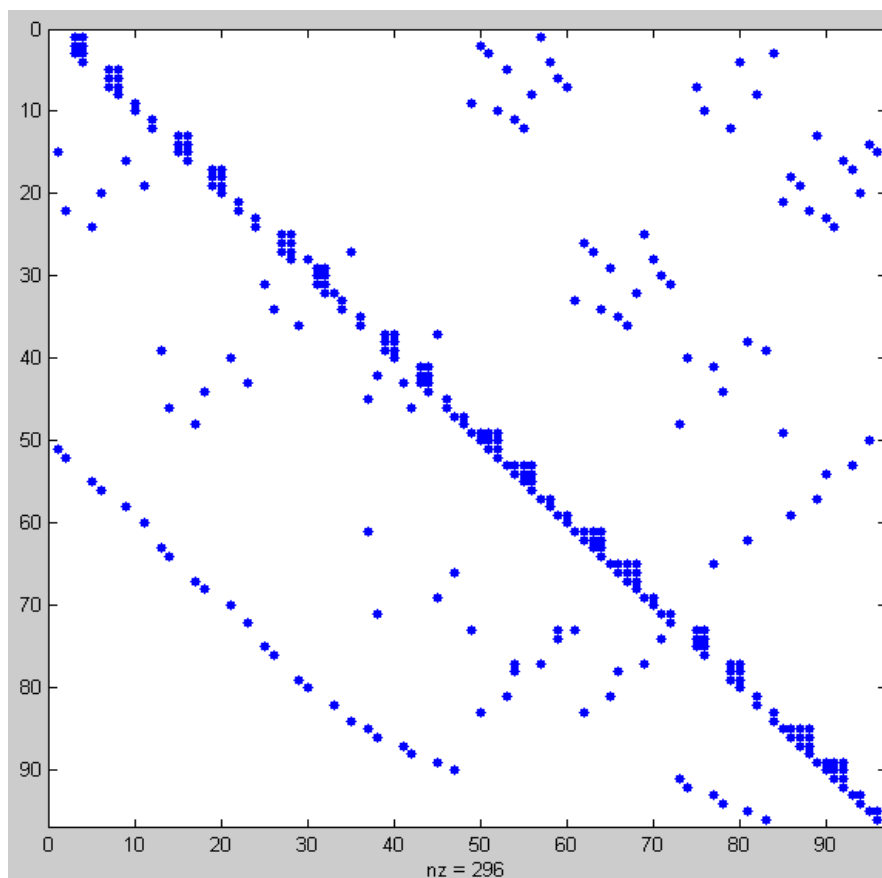


Рис. 1.22. Структура матриці A^* сформованої в системі комп'ютерної математики MatLab

Таблиця 1.1

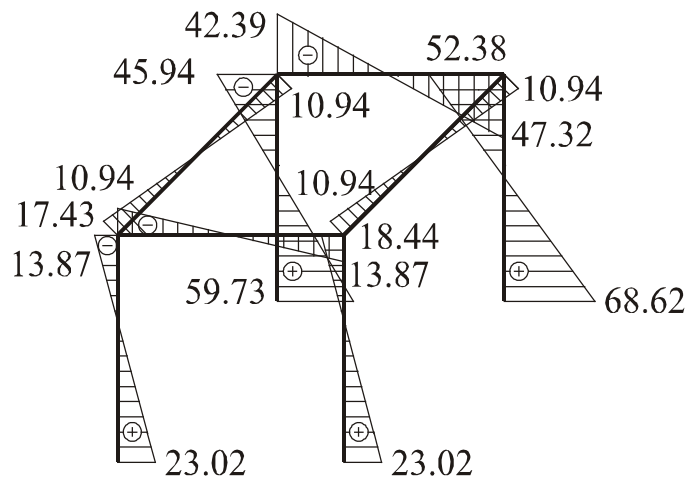
Порівняння значень результатів розрахунків

Номер елемента	Номер переріз	Згинальний момент M_z , кНм			Згинальний момент M_y , кНм			Кругний момент M_x , кНм		
		ЧА МГЕ	ПК SCAD	Δ %	ЧА МГЕ	ПК SCAD	Δ %	ЧА МГЕ	ПК SCAD	Δ %
1	1	23.023	23.023	0	14.146	14.146	0	-4.321	-4.321	0
	2	4.576	4.576	0	0.631	0.631	0	-4.321	-4.321	0
	3	-13.870	-13.870	0	-12.882	-12.882	0	-4.321	-4.321	0
2	1	23.047	23.047	0	-14.146	-14.146	0	-5.313	-5.313	0
	2	4.830	4.830	0	-0.631	-0.631	0	-5.313	-5.313	0
	3	-13.385	-13.385	0	12.882	12.882	0	-5.313	-5.313	0
3	1	59.730	59.730	0	14.146	14.146	0	-4.321	-4.321	0
	2	6.890	6.890	0	0.631	0.631	0	-4.321	-4.321	0
	3	-45.949	-45.949	0	-12.882	-12.882	0	-4.321	-4.321	0
4	1	68.617	68.617	0	-14.146	-14.146	0	-5.313	-5.313	0
	2	8.121	8.121	0	-0.631	-0.631	0	-5.313	-5.313	0
	3	-52.375	-52.375	0	12.882	12.882	0	-5.313	-5.313	0
5	1	-17.430	-17.430	0	10.934	10.934	0	1.944	1.944	0
	2	0.508	0.508	0	-2.580	-2.580	0	1.944	1.944	0
	3	18.447	18.447	0	-16.094	-16.094	0	1.944	1.944	0
6	1	-42.389	-42.389	0	10.934	10.934	0	1.944	1.944	0
	2	2.461	2.461	0	-2.580	-2.580	0	1.944	1.944	0
	3	47.313	47.313	0	-16.094	-16.094	0	1.944	1.944	0
7	1	-10.938	-10.938	0	-15.255	-15.255	0	3.559	3.559	0
	2	0	0	0	0	0	0	3.559	3.559	0
	3	10.938	10.938	0	15.255	15.255	0	3.559	3.559	0
8	1	10.938	10.938	0	-21.408	-21.408	0	5.062	5.062	0
	2	0	0	0	0	0	0	5.062	5.062	0
	3	-10.938	-10.938	0	21.408	21.408	0	5.062	5.062	0

Таблиця 1.2

№ ел	№ пер	Поперечна сила Q_y , кН			Поперечна сила Q_z , кН			Повздовжня сила N , кН		
		ЧА МГЕ	ПК SCAD	Δ %	ЧА МГЕ	ПК CAD	Δ %	ЧА МГЕ	ПК SCAD	Δ %
1	1	-6.149	-6.149	0	-4.504	-4.504	0	-9.625	-9.625	0
	2	-6.149	-6.149	0	-4.504	-4.504	0	-9.625	-9.625	0
	3	-6.149	-6.149	0	-4.504	-4.504	0	-9.625	-9.625	0
2	1	-6.072	-6.072	0	4.504	4.504	0	9.625	9.625	0
	2	-6.072	-6.072	0	4.504	4.504	0	9.625	9.625	0
	3	-6.072	-6.072	0	4.504	4.504	0	9.625	9.625	0
3	1	-17.613	-17.613	0	-4.504	-4.504	0	-11.304	-11.304	0
	2	-17.613	-17.613	0	-4.504	-4.504	0	-11.304	-11.304	0
	3	-17.613	-17.613	0	-4.504	-4.504	0	-11.304	-11.304	0
4	1	-20.165	-20.165	0	4.504	4.504	0	11.304	11.304	0
	2	-20.165	-20.165	0	4.504	4.504	0	11.304	11.304	0
	3	-20.165	-20.165	0	4.504	4.504	0	11.304	11.304	0
5	1	5.979	5.979	0	-4.504	-4.504	0	-1.064	-1.064	0
	2	5.979	5.979	0	-4.504	-4.504	0	-1.064	-1.064	0
	3	5.979	5.979	0	-4.504	-4.504	0	-1.064	-1.064	0
6	1	14.950	14.950	0	-4.504	-4.504	0	-22.698	-22.698	0
	2	14.950	14.950	0	-4.504	-4.504	0	-22.698	-22.698	0
	3	14.950	14.950	0	-4.504	-4.504	0	-22.698	-22.698	0
7	1	3.646	3.646	0	5.085	5.085	0	0	0	0
	2	3.646	3.646	0	5.085	5.085	0	0	0	0
	3	3.646	3.646	0	5.085	5.085	0	0	0	0
8	1	-3.646	-3.646	0	7.136	7.136	0	0	0	0
	2	-3.646	-3.646	0	7.136	7.136	0	0	0	0
	3	-3.646	-3.646	0	7.136	7.136	0	0	0	0

За значеннями згинальних моментів M_z , M_y , і крутних моментів M_x , визначених для просторової рами за допомогою чисельно-аналітичного методу граничних елементів, побудовані відповідні епюри, представлені на рис. 1.23, 1.24, 1.25.

Рис. 1.23. Епюра згинальних моментів M_z (кНм)

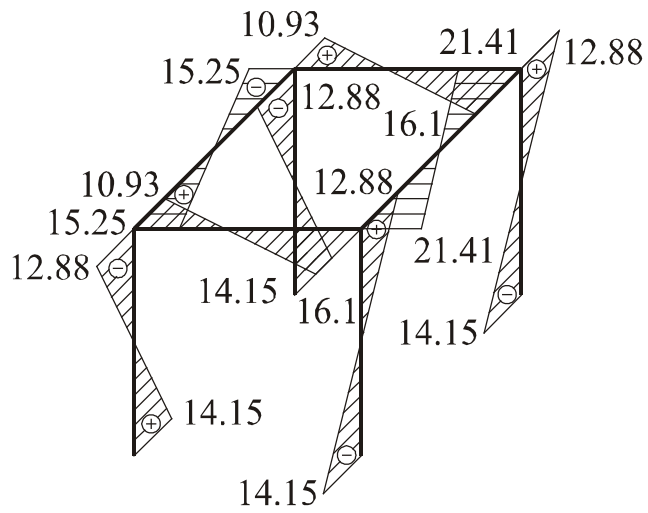


Рис. 1.24. Епюра згинальних моментів M_y (кНм)

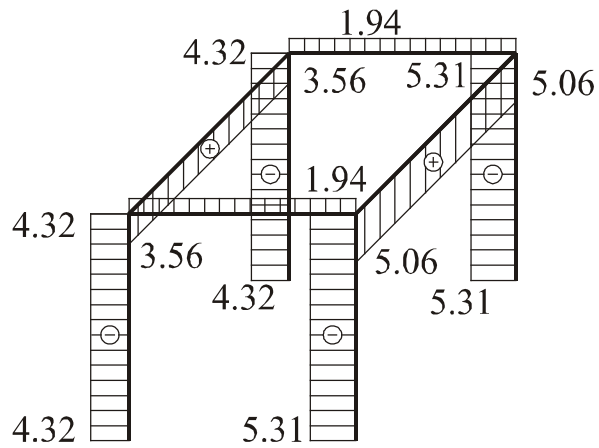


Рис. 1.25. Епюра крутних моментів M_x (кНм)

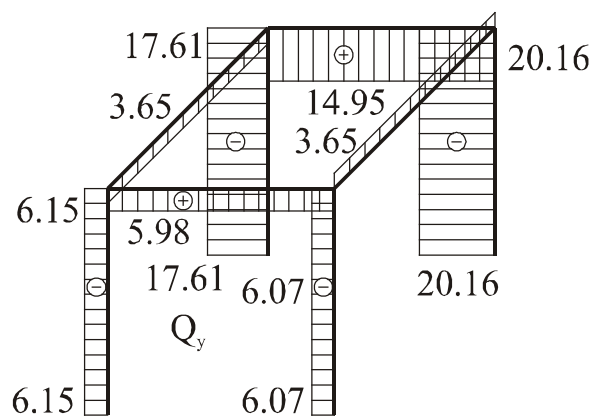


Рис. 1.26. Епюра поперечних сил Q_y (кН)

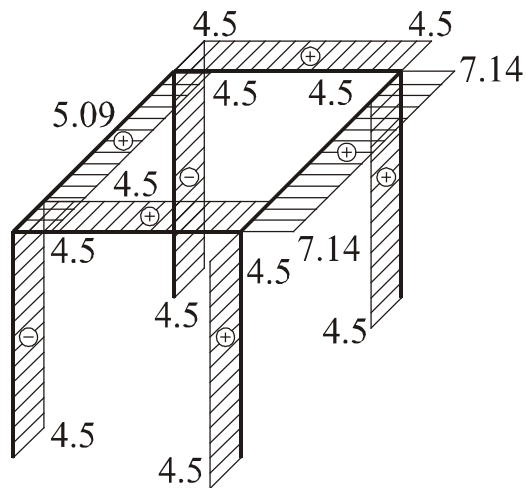


Рис. 1.27. Епюра поперечних сил Q_z (кН)

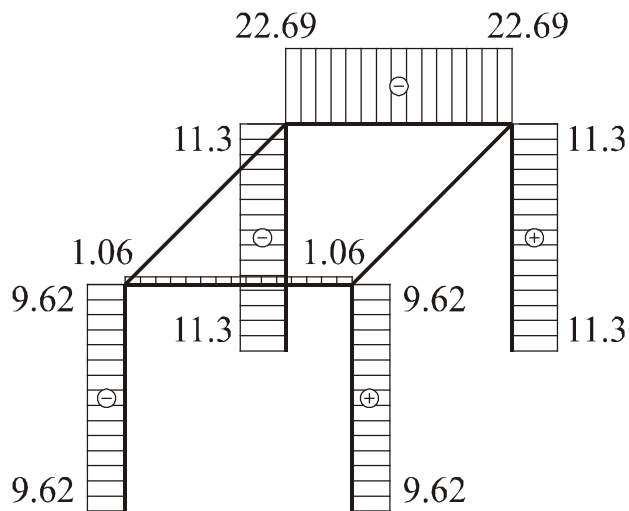


Рис. 1.28. Епюра поздовжніх сил N (кНм)

За значеннями певних поперечних сил Q_y , Q_z , поздовжніх сил N , побудовані відповідні епюри, представлені на рис. 1.26, 1.27, 1.28.

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Архітектурно-планувальні рішення

Проектом передбачено будівництво споруд:

- Виробнича споруда з вбудованими приміщеннями для зберігання і технічного обслуговування сільгосптехніки;
- Контрольно-пропускний пункт;
- Будівля котельні з господарським приміщенням;
- Навіс.

Виробнича споруда в плані має прямокутну форму розміром в осях 53,0х24,5 м., висота до низу конструкцій 7,25 м. За умовну позначку 0.000 прийнято позначку рівня чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній 186,70 в системі Балтійських висот.

Споруда має змішану каркасну структуру та запроектована одноповерховою з двоповерховою вставкою по всій ширині будівлі.

На першому поверсі розташовані сервісний зал, виставковий зал, склад та адміністративно-побутові приміщення. На другому поверсі вставки розташовані кухня-їдальня, навчальний зал, кімната відпочинку, адміністративно-побутові приміщення. Висота першого поверху адміністративних приміщень та складу – 3,2м. Висота другого поверху вставки – 3,3м. Приміщення сервісного залу та виставкового залу мають друге світло, висота цих приміщень – 7,25 м.. В будівлі запроектовані міжповерхові внутрішні сходи типу С2, та зовнішні сходи типу С3.

Покрівля запроектована з перепадом по висоті, передбачене огороження покрівлі відповідно до ДСТУ Б В.2.6-49:2008, висотою 600 мм.

З покрівлі влаштовано організований зовнішній водовідвід. Передбачено зовнішню водовідвідну систему. Вода по ринвах відводиться до зовнішніх водостічних труб. Система зовнішнього водовідводу складається з горизонтальних підвісних ринв, вертикальних водостічних труб і зливів, за

допомогою яких вертикальні елементи водостічної системи з'єднуються з горизонтальними елементами.

Огороджуючі конструкції:

Зовнішні не несучі стіни з сендвіч-панелей ТПК МВ 2-ПТС товщ. 150 мм.

Зовнішній профіль панелі - М (micro), внутрішній профіль панелі – Q (minibox). Колір внутрішньої поверхні - RAL 9010. Колір зовнішньої поверхні - RAL 9006 та RAL 7016.

Покрівля – металева ферма, металеві прогони, профільований металевий лист Н75 75мм, мінераловатний утеплювач товщ. 200мм., фінішне покриття -ПВХ мембрана.

Внутрішні стіни – з газоблоків АЕРОС товщиною 250мм; 400.

Перегородки – ГКЛ товщ. 100мм.

Перекриття – монолітна залізобетонна плита товщ. 200мм.

Внутрішнє опорядження:

- внутрішні стіни – штукатурка, шпаклівка, фарбування, приміщення душової та санвузлів – керамічна плитка;

- перегородки ГКЛ – шпаклівка, фарбування, приміщення санвузлів – керамічна плитка;

- стеля – підвісна грільято в приміщенні виставкової зали та навчальній залі, панелі «Армстронг» та ГКЛ в адміністративно-побутових приміщеннях.

- підлога – керамічна плитка, ПВХ плитка, бетонна з фарбуванням в два шари фарбою АК-11.

Вікна – металопластикові з двокамерним склопакетом.

Вітрина – алюмінієвий профіль з двокамерним склопакетом.

Двері зовнішні – металеві утеплені, металеві утеплені зі склінням, металопластикові з двокамерним склопакетом.

Двері внутрішні – дерев'яні, дерев'яні зі склом, металеві.

Ворота – секційні ворота з утепленням, секційні ворота з хвіртками 0,8x2,0(h)м.

Двері, що відокремлюють сервісний зал від складу та склад від адміністративно-побутових приміщень – протипожежні EI 30. Всі протипожежні двері мають сертифікати відповідності Системи УкрСЕПРО, видані ДЦСВПІ МНС України та мають маркування знаками відповідності згідно ДСТУ 2296-93.

Навколо будівлі передбачено асфальтобетонне вимощення шириною 1,0м.

Контрольно-пропускний пункт запроектовано одноповерховим, в плані має квадратну форму розміром в осях 6,1x7,2 м, висота до низу конструкцій 2,65 м. За умовну позначку 0.000 прийнято позначку рівня чистої підлоги поверху, що відповідає абсолютній 187,70 в системі Балтійських висот.

В будівлі розташовані приміщення: операторна, зона пропуску, кімната відпочинку, санвузол.

Покрівля запроектована плоска з зовнішнім організованим водовідводом. Передбачено зовнішню водовідвідну систему. Вода по ринвах відводиться до зовнішніх водостічних труб. Система зовнішнього водовідводу складається з горизонтальних підвісних ринв, вертикальних водостічних труб і зливів, за допомогою яких вертикальні елементи водостічної системи з'єднуються з горизонтальними елементами.

На покрівлі передбачене огороження відповідно до ДСТУ Б В.2.6-49:2008. Огороження висотою 600мм.

Зовнішні стіни з керамічних блоків 2NF 120x250x138(h)мм товщиною 250мм з утепленням мінераловатними плитами 100-150мм та декоративною штукатуркою 20мм.

Внутрішня стіна з керамічних блоків 2NF товщиною 120мм, штукатурка, шпаклівка, фарбування.

Цоколь – облицювальний камінь, утеплювач екструдований пінополістирол.

Покриття – збірна з/б плита покриття товщ. 220мм, утеплювач екструдований пінополістирол 200мм, фінішне покриття – ПВХ мембрана.

Внутрішнє опорядження:

- стіни – штукатурка, шпаклівка, фарбування, санвузол – керамічна плитка;
- стеля – підшивна з ГКЛ;
- підлога – керамічна плитка, ПВХ плитка.

Двері зовнішні – металопластикові з двокамерним склопакетом.

Двері внутрішні – дерев'яні.

Вікна - металопластикові з двокамерним склопакетом.

Навколо будівлі передбачено асфальтобетонне вимощення шириною 1,0м.

Будівля котельні з господарським приміщенням одноповерхова прямокутної форми з габаритними розмірами у плані в осях 27,85 x 6,0м. Висота до низу конструкцій 5,0м. За умовну позначку 0.000 прийнято позначку рівня чистої підлоги поверху, що відповідає абсолютній 186,60 в системі Балтійських висот.

Категорія приміщення котельні «Г».

В будівлі розташовані приміщення: мийка, склад, електрощитова, котельня, приміщення з генератором. Запроектовані приміщення мають окремий вихід назовні. Покрівля запроектована плоска з зовнішнім організованим водовідводом. Передбачено зовнішню водовідвідну систему. Вода по ринвах відводиться до зовнішніх водостічних труб. Система зовнішнього водовідводу складається з горизонтальних підвісних ринв, вертикальних водостічних труб і зливів, за допомогою яких вертикальні елементи водостічної системи з'єднуються з горизонтальними елементами.

Огороджуючі конструкції:

Зовнішні стіни - з керамічних блоків 2NF 120x250x138(h)мм товщиною 380 мм з утепленням мінераловатними плитами 100 мм з наступним облицюванням металевим фальцевим покриттям.

Утеплення цоколя - плити екструдованого пінополістиролу.

Покрівля - збірні залізобетонні плити покриття товщ. 220мм, утеплювач екструдований пінополістирол товщ. 200мм, пароізоляційна плівка, похило утворюючий шар бетону дрібнозернистого з армуванням, геотекстиль, фінішне покриття – ПВХ мембрана.

Внутрішні стіни будівлі котельні з керамічних блоків 2NF товщиною 250 мм.

Горизонтальне армування стін з керамічних блоків виконувати укладанням арматурних сіток чарункою 50x50мм Ø4 мм Вр-І в місцях швів через кожні 3 ряди кладки (кожні 450 мм по висоті). Армування повнотілої цегли кожний 5 ряд кладки.

Внутрішнє опорядження приміщень:

- стіни – штукатурка, шпаклівка, фарбування олійною фарбою для приміщень котельної та електрощитової. Керамічна плитка на всю висоту в приміщенні мийки. В приміщенні генераторної внутрішня стіна з утеплювачем екструдований пінополістерол та фінішним покриттям з ПВХ мембрани;

- підлога – бетонна з фарбуванням в два шари фарбою АК-11.

В приміщенні мийки підлога з керамічної плитки з додатковим шаром гідроізоляції;

- стеля – штукатурка, фарбування.

Вікна – металопластикові з двокамерним склопакетом.

Двері зовнішні – металеві утепленні.

Ворота – секційні з хврткою 0,8x2,0(h)м.

Навколо будівлі передбачено асфальтобетонне вимощення шириною 1,0м.

Навіс. Відкрита споруда з металевого каркасу прямокутної форми в плані з розмірами в осях 72,0x24,0м, висота до низу конструкцій 6,0м. За умовну позначку +0.000 прийнято позначку рівня чистої підлоги поверху, що відповідає абсолютній 186,50 в системі Балтійських висот.

Споруда включає приміщення холодного складу, яке відокремлено від відкритого навісу профільованим листом по металевому каркасу.

Покрівля двоскатна з організованим водовідводом. Кут нахилу скату 5,7°.

Зовнішні стіни – профнастил по металевому каркасу.

Покриття – профнастил Н75 по металевому каркасу.

Підлога – асфальтобетонна.

Проектом передбачається використання при будівництві сучасних ефективних вітчизняних та зарубіжних матеріалів, що сертифіковані в Україні.

2.2. Доступність об'єкту для маломобільних груп населення.

В проекті прийняті рішення щодо забезпечення доступу до споруд інвалідів та інших маломобільних груп населення у відповідності до "Програми забезпечення безперешкодного доступу людей з обмеженими фізичними можливостями до об'єктів житлового та громадського призначення", затвердженої Постановою Кабінету Міністрів України від 04.06.2003р. № 863, ДБН В.2.2-40:2018. Проектні рішення будинків забезпечують безпеку МГН відповідно до вимог ДБН В. 1.1-7:2016.

В проекті передбачені умови безперешкодного і зручного пересування маломобільних груп населення по ділянці до споруд та по території комплексу. На відкритих індивідуальних автостоянках передбачено не менше 10% місць для транспорту інвалідів.

Проектом забезпечені безперешкодні підходи та під'їзди до будівель: ширина шляхів руху, поздовжній та поперечний ухили, висота бордюрів на шляхах руху маломобільних груп населення (МГН) відповідають

нормативним. Для покриття тротуарів використані матеріали з рівною, твердою поверхнею.

Вхід до контрольно-пропускного пункту оснащуються пандусом з нормативним ухилом 8%. Зовнішні входи та пандуси мають поручні з урахуванням технічних вимог до опорних стаціонарних пристроїв згідно з чинними нормативними документами. Сходи і пандуси мають з обох сторін поручні на висоті 0,7 та 0,9м. На початку і кінці кожного підйому пандусу передбачені горизонтальні площадки, розміри площадки для розвороту на 360° - не менше 1,5 м x 1,5 м. Поверхня покриття вхідної ділянки пандусу та тамбурів тверда та шорстка, відносно суміжних горизонтальних поверхонь чітко маркована контрастним кольором або фактурою. В будівлях немає дверей на петлях, що гойдаються та дверей з обертовими полотнами. Висота порогів вхідних дверей не перевищує 20 мм, внутрішні двері виконуються без порогів. Вхідні вузли відповідають вимогам ДБН В2.2-9:2018. Ширина тамбурів 3,0м, глибина 1,8м. Ширина дверних прорізів та відкритих прорізів в стінах запроектована не менш 0,9м.

Проектні рішення будівель забезпечують безперешкодну евакуацію МГН. Ширина евакуаційних шляхів відповідає нормативної. Опоряджувальні матеріали на шляхах евакуації прийнято негорючими.

2.3. Конструктивні рішення

Виробнича споруда

Конструктивна схема каркасна. Колони металеві та монолітні.

Металеві колони прийнято в осях 1-4 та 7-10.

Монолітні колони в осях 4-8 одного перерізу 400x400 мм. Крок колон регулярний, 6x6 м та 5,5x5,5 м.

Фундаменти - стовпчасті окремо стоячі під монолітні та металеві колони. Плита по ґрунту товщиною 200 мм, під плиту влаштовано щебеневу подушку товщ. 150мм та ущільнений щебенем ґрунт товщ. 100мм.

Перекрыття над першим поверхом основної частини споруди монолітне товщиною 200 мм.

Просторова жорсткість каркасу забезпечується:

- у вертикальному напрямі: спільною роботою монолітних , металевих колон та в'язей;
- у горизонтальному напрямі: міжповерховими монолітними перекриттями.

Контрольно-пропускний пункт

Конструктивна схема прийнята стінова.

Фундамент стрічковий мілкового закладання. Глибина залягання фундаментів 1,15 м.

Плита по ґрунту товщиною 200 мм. Під плиту влаштовано щебеневу подушку товщиною 150 мм та бетонну підготовку товщиною 100 мм.

Перекриття – круглопустотні плити товщиною 220 мм. Для розподілення навантаження від плит покриття виконано монолітний пояс товщиною 200 мм.

Перемички залізобетонні брусків для будівель з цегляними стінами згідно ДСТУ Б В.2.6-55:2008 виготовлені згідно серії 1.038.1-1 вип.1.

Будівля котельні з господарським приміщенням

Конструктивна схема прийнята стінова.

Фундамент стрічковий мілкового закладання. Глибина залягання фундаментів 1,0 м. Плита по ґрунту товщиною 200 мм. Під плиту влаштовано щебеневу подушку товщиною 150 мм та бетонну підготовку товщиною 100 мм.

Перекриття круглопустотні плити товщиною 220 мм.

Перемички залізобетонні брусків для будівель з цегляними стінами згідно ДСТУ Б В.2.6-55:2008 виготовлені згідно серії 1.038.1-1 вип.1.

Навіс

Конструктивна схема каркасна. Колони металеві.

Фундаменти прийнято стовпчасті окремо стоячі під металеві колони. Глибина фундаменту 1,6 м. Під фундамент виконана бетонна підготовка товщиною 100 мм. Плита по ґрунту товщиною 200 мм. Під плиту влаштовано

щербеневу подушку товщиною 150 мм та бетонну підготовку товщиною 100 мм.

Крок колон регулярний, 12х24 м.

Просторова жорсткість каркасу забезпечується:

- у вертикальному напрямі: спільною роботою металевих колон та в'язей;
- у горизонтальному напрямі: фермами та горизонтальними в'язями.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок і конструювання ферми

3.1.1. Розрахунок та конструювання колони

Колонами називають вертикально направлені елементи каркасів будівлі, які працюють на стиск від дії навантаження, що передається головними балками. Характерною перевагою конструкцій монолітного перекриття є наявність жорстких вузлів з'єднання колон з головними балками.

У разі неповного каркаса, колони розташовують у середніх рядах, а крайніми опорами балок є зовнішні стіни будівлі.

Форма поперечного перерізу колон за наявності випадкових ексцентриситетів – квадрат.

Рекомендовані такі розміри перерізу колон квадратної форми: 300х300 мм, 400х400 мм, 500х500 мм.

Вихідні дані:

а) бетон класу С20; $f_{cd}=11,5$ МПа; $f_{ck}=20$ МПа;

б) арматура поздовжня класу А400С, $f_{yd}=365$ МПа; $f_{yk}=400$ МПа;

арматура поперечна класу А240С;

висота поверху $H_n=3,2$ м;

вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_n=1,2$ кН/м²;

кількість поверхів будівлі $n_n=2$.

3.1.2. Вибір розрахункової схеми

Закріплення колони першого поверху приймають на рівні перекриття та у з'єднанні з фундаментом у вигляді защемлення (рис. 3.1).

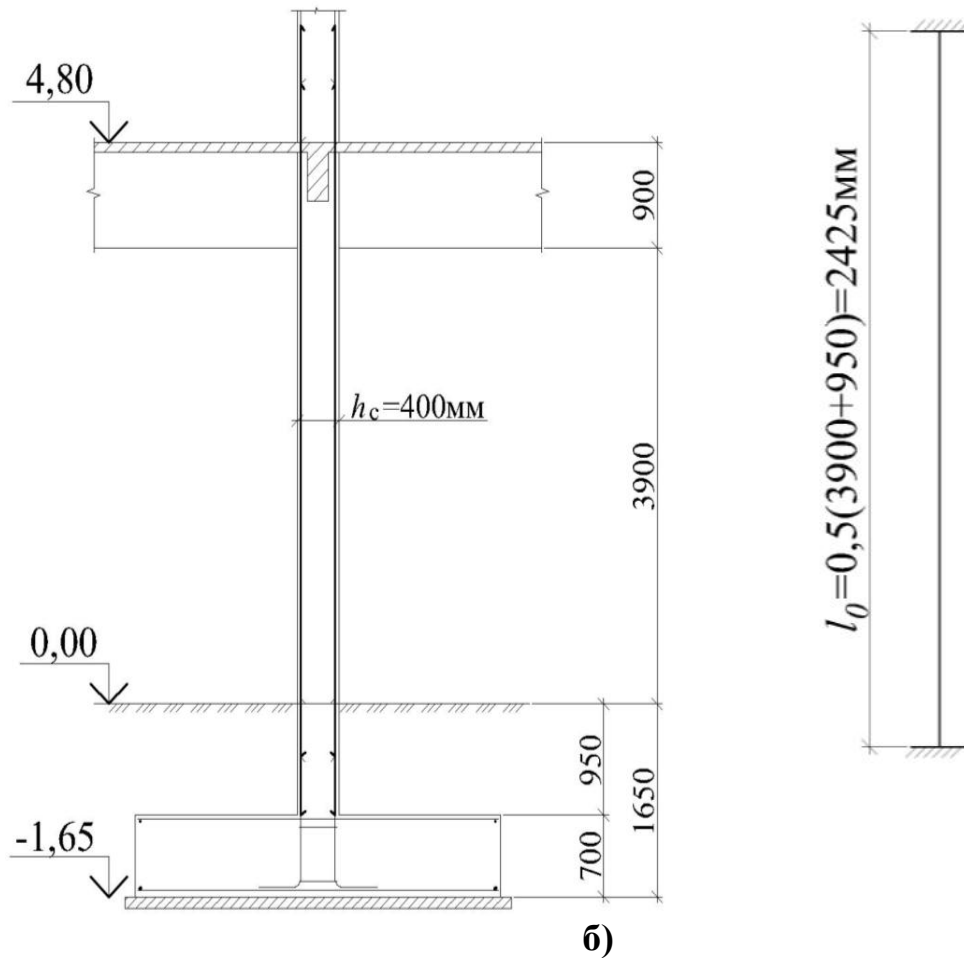


Рис. 3.1. До розрахунку колони: а) розміри колони; б) розрахункова схема колони

3.1.3. Визначення зусиль у колоні першого поверху

Навантаження на колону передається від головних балок з урахуванням їх нерозрізності. Постійне навантаження складається з власної ваги елементів перекриття і ваги колони. Тимчасове навантаження визначається із умови технологічного процесу і приймається у відповідності до завдання на курсовий проект.

Навантаження збираємо з площі, яка має форму прямокутника з розмірами сторін $L_{\text{зб}} \times L_{\text{об}} = 7,2 \times 6 \text{ м}$ та з урахуванням кількості поверхів.

У прикладі, що розглядається, навантаження від покрівлі прирівнюємо до навантаження від підлоги.

Визначення зусиль на колону першого поверху зводиться до табл. 3.1, 3.2.

Визначення зусиль на колону

Пор. №	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН
1	2	3	4	5
I. Постійне навантаження				
1	Підлога $q_n \cdot l_{z\delta} \cdot l_{\delta\delta} \cdot n_n =$ $= 1,2 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot 2 = 207,36$	207,36	1,3	269,57
2	Залізобетонна плита $h_f \cdot l_{z\delta} \cdot l_{\delta\delta} \cdot n_n \cdot c =$ $= 1,08 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 25 = 345,6$	345,6	1,1	380,16
3	Ребра другорядних балок $(h_{\delta\delta} - h_f) \cdot b_w \cdot l_{\delta\delta} \cdot n_{\delta\delta} \cdot n_n \cdot c =$ $= (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 25 = 151,2$	151,2	1,1	166,32
4	Ребра головної балки $(h_{z\delta} - h_f) \cdot b_w \cdot l_{z\delta} \cdot n_n \cdot c =$ $= (0,9 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot 7,2 \cdot 2 \cdot 25 = 177,12$	177,12	1,1	194,83
5	Колона $b_c \cdot h_c \cdot H_n \cdot n_n \cdot c =$ $= 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,8 \cdot 2 \cdot 25 = 76,8$	76,8	1,1	84,5
	Всього постійне:	958,88		1095,44
II. Тимчасове короткочасної дії				
1	Люди, матеріали в зоні обслуговування $1,5 \cdot l_{z\delta} \cdot l_{\delta\delta} \cdot (n_n - 1) =$ $= 1,5 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot (2 - 1) = 194,4$	194,4	1,2	233,28
2	Сніг $s_0 \cdot l_{z\delta} \cdot l_{\delta\delta} = 1 \cdot 7,2 \cdot 6 = 43,2$	43,2	1,04	44,93
	Всього тимчасове короткочасної дії	237,6		278,21

Продовження табл. 3.1

1	2	3	4	5
II. Тимчасове довготривалої дії				
1	$(v_n - 1,5) \cdot l_{z\delta} \cdot l_{\delta\delta} \cdot (n_n - 1) =$ $= (2 - 1,5) \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot (2 - 1) = 1360,8$	1360,8	1,2	1632,96
	Всього тимчасове довготривалої дії	1360,8		1632,96

Таблиця 3.2

Зведена таблиця зусиль на колону з урахуванням коефіцієнта $\gamma_n = 0,95$

Пор. №	Вид навантаження	Характеристичне, кН	Розрахункове, кН
1	Постійне	$958,88 \cdot 0,95 = 910,94$	$1092,44 \cdot 0,95 = 1040,67$
2	Тимчасове короткочасної дії	$237,6 \cdot 0,95 = 225,72$	$278,21 \cdot 0,95 = 264,3$
3	Тимчасове довготривалої дії	$1306,8 \cdot 0,95 = 1292,76$	$1632 \cdot 0,95 = 1550,4$
4	Довготривалої дії	$N_{in} = 2203,7$	$N_l = 2591,07$
5	Повне	$N_n = 2429,42$	$N = 2855,37$

3.1.4. Визначення розмірів поперечного перерізу колони і площі поперечної арматури

Площа поперечного перерізу колони визначається за формулою (3.1)

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{(f_{cf} + c \cdot f_{yd})}, \quad (3.1)$$

де з урахуванням того, що величина c є невідомою, визначення розмірів поперечного перерізу здійснюється методом послідовних наближень. У формулі, в першому наближенні, приймаємо

$c = 0.02$ – коефіцієнт армування ($c_{max} = 0.04$).

Таким чином, площа перерізу колони складає

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{(f_{cf} + c \cdot f_{yd})} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{(1,5 + 0,02 \cdot 365)} = 151881,4 \text{ мм}^2.$$

Сторона перерізу колони

$$h_c = b_c = \sqrt{A_c} = \sqrt{151881,4} = 389,7 \text{ мм.}$$

Приймаємо розміри перерізу колони $h_c \times b_c = 400 \times 400$ мм, $A_c = 160000$ мм²

Визначимо гнучкість колони при поздовжньому згині:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (3.2)$$

де $l_0 = 0,5H$ - приведена (розрахункова) довжина колони;

H - відстань від обрізу фундаменту до низу головної балки, тобто
 $H = 3900 + 950 = 4850$ мм.

Отже, $l_0 = 0,5H = 0,5 \cdot 4850 = 2425$ мм.

$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$ - радіус інерції бетонного перерізу без тріщин,

$$i = \sqrt{\frac{b_c h_c^3}{12 \cdot b_c h_c}} = \sqrt{\frac{h_c^2}{12}} = \sqrt{\frac{400^2}{12}} = 115,47 \text{ мм.}$$

Таким чином, гнучкість колони за формулою (3.2):

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2425}{115,47} = 21,00.$$

Гранична величина гнучкості визначається за формулою (3.3)

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \sqrt{n}. \quad (3.3)$$

Відповідно діючих норм значення коефіцієнтів такі:

$$A = 0,7; \cdot B = 1,1; C = 1,7.$$

Відносна осьова сила $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{400^2 \cdot 11,5} = 1,55.$

Гранична гнучкість матиме величину:

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \sqrt{n} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,7 \sqrt{1,55} = 32,59.$$

Умова $\lambda = 21,00 < \lambda_{\text{lim}} = 32,59$ виконується, значить колона жорстка.

Площу поздовжньої арматури колони визначаємо з використанням номограм, які рекомендовані Eurocode2.

Номограму, яку треба буде використати в розрахунку приймаємо за

відношенням $\frac{d_2}{h_c}$.

$$\text{де } d_2 = c + \frac{d_s}{2} = 30 + \frac{20}{2} = 40 \text{ мм.}$$

Тут C - захисний шар, d_s - діаметр арматури, прийнятий попередньо.

$$\text{Отже, } \frac{d_2}{h_c} = \frac{40}{400} = 0,1.$$

Розрахунковий момент, який виникає від можливих неточностей, визначаємо з урахуванням рекомендованої нормами ексцентриситету $e_1 = 20 \text{ мм} = 0,02 \text{ м}$

Тоді

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_1 = 2855,37 \cdot 0,02 = 57,11 \text{ кНм}$$

Аби скористатися відповідною номограмою визначимо

$$\text{- відносний момент } \frac{M_{Ed}}{b_c h_c^2 f_{ck}} = \frac{57,11 \cdot 10^3}{400 \cdot 400^2 \cdot 20} = 0,045;$$

$$\text{- відносна поздовжня сила } \frac{N_{Ed}}{b_c h_c f_{ck}} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{400 \cdot 400^2 \cdot 20} = 0,89.$$

За отриманими параметрами визначаємо числову величину відношення

зусиль за номограмою при $\frac{d_2}{h_c} = 0,1$.

$$\frac{A_s \cdot f_{yk}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{ck}} = 0,5$$

$$\text{Звідси } A_s = \frac{0,5 \cdot b_c \cdot h_c \cdot f_{ck}}{f_{yk}} = \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 20}{400} = 4000 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 8Ø25A400С, $A_s = 3927 \text{ мм}^2$

Фактичний коефіцієнт армування

$$\rho = \frac{A_s}{b_c \cdot h_c} = \frac{3927}{400 \cdot 400} = 0,024 < \rho_{\max} = 0,04.$$

Таким чином, розміри поперечного перерізу колони $h_c \times b_c = 400 \times 400$ і кількість стержнів 8Ø25A400С приймаються остаточно (рис. 3.2).

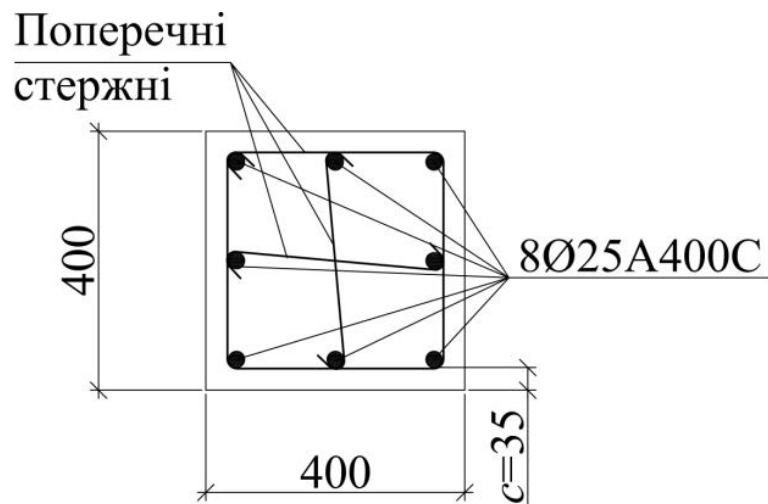


Рис. 3.2. Поперечний переріз колони

3.1.5. Вказівки до конструювання колон

Розглянемо на прикладі армування колони окремими стержнями. В'язані каркаси утворюються з окремих стержнів, зв'язаних по висоті колони поперечними стержнями – хомутами (рис. 3.3).

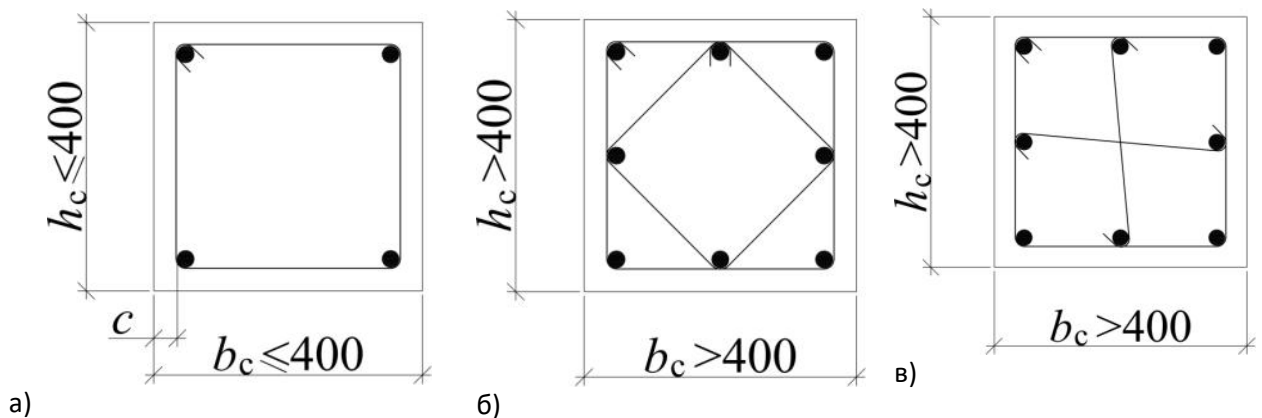


Рис. 3.3. Варіанти компоновки перерізу колони

Якщо розміри перерізу колони не перевищують 400 мм, а кількість стержнів у перерізі не більше чотирьох, то вони охоплюються одним хомутом (рис. 3.3, а).

Якщо розмір сторони колони складає понад 400 мм і кількість стержнів в перерізі більше чотирьох, то вони охоплюються двома хомутами – одним, розташованим паралельно сторонам перерізу, другим – під кутом 45° від середини перерізу, або шпильками (рис. 3.3, б, в).

Діаметр поздовжньої арматури приймають не менше 12 мм.

Коефіцієнт армування $\rho = \frac{A_s}{b_c \cdot h_c} \leq \rho_{\max} = 0,04$.

Захисний шар бетону $c = d_s + 10$ (де d_s - діаметр стержня).

Діаметр поперечної арматури приймають не меншим однієї з більших величин: 6 мм або 0,25 меншого діаметра поздовжніх стержнів.

Крок поперечної арматури по висоті колони рекомендується приймати меншим із наступних трьох величин:

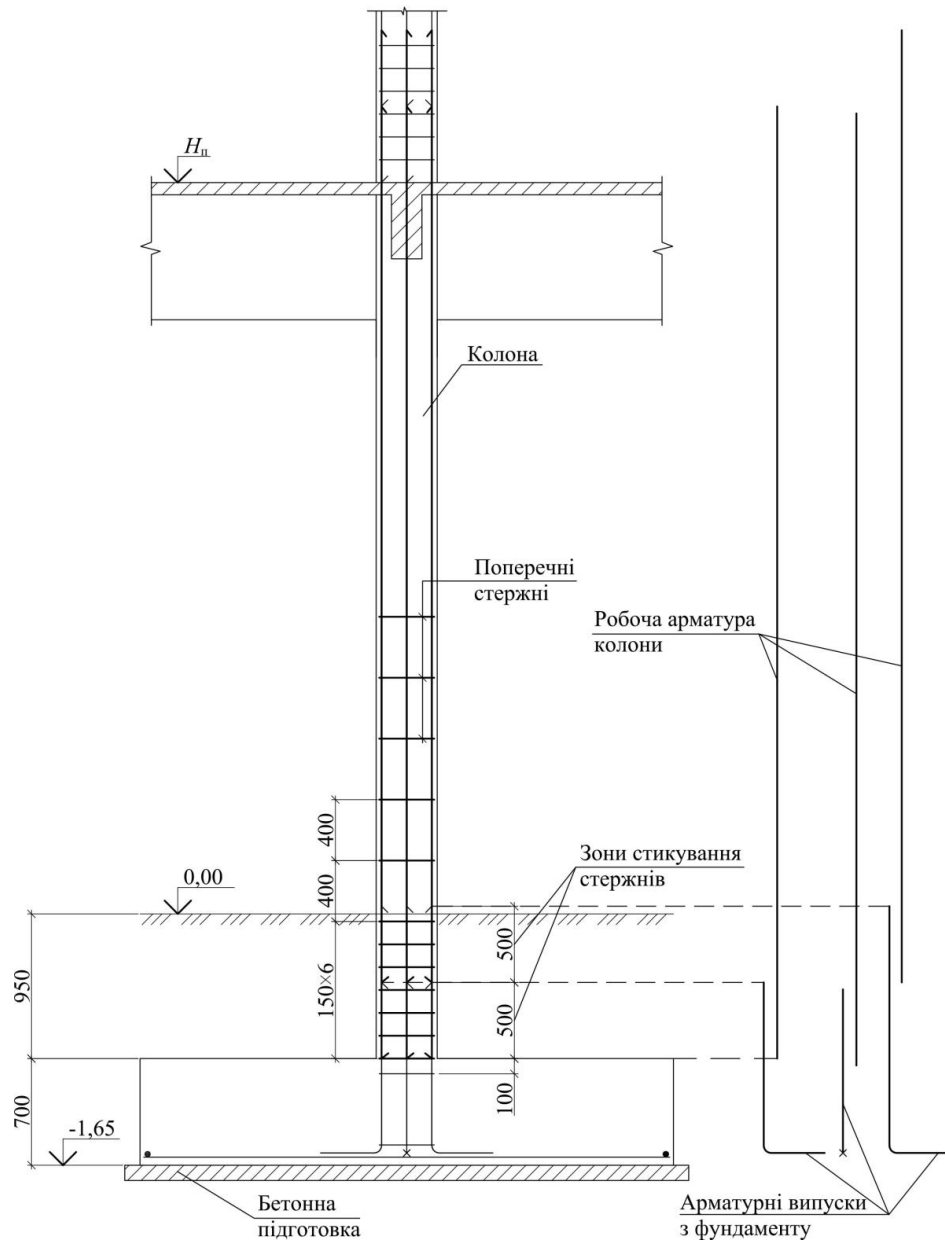
- $20d_s$ (d_s – мінімальний діаметр поздовжньої арматури);
- менший розмір поперечного перерізу колони;
- 400 мм.

Крок поперечної арматури приймають з кратністю 50 мм з округленням в менший бік.

На ділянках з'єднання колони з іншими елементами (головною балкою чи фундаментом) крок поперечної арматури зменшують використанням коефіцієнта 0,6.

В межах з'єднання робочих стержнів напуском необхідно встановлювати мінімум три рівномірно розміщених поперечних стержня.

На одному рівні стикується не більше чотирьох стержнів.



Приклад армування колони в'язаними каркасами показано на рис. 3.4.

Рис. 3.4. Варіант армування колони в'язаними каркасами.

3.2. Розрахунок і конструювання ферми

Призначаємо висоту і кількість панелей ферми. Приймаємо висоту ферми – 1м. Кут нахилу верхнього поясу становить 5 градус. Кількість панелей верхнього поясу – 12. Задаємо дані в програму SCAD Kristall/

Таблиця 3.3

Таблиця навантажень на ферму

№ зав.	Вид навантаження	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження $a \cdot q \cdot \gamma_f$ Т/м	$a=6m$
1	сталю профільного настилу	0.12	1.05	0.0126	Навантаження на верхній пояс
2	мінераловатна плита	0.1	1.2	0.012	
3	пароізоляція	0.04	1.2	0.0048	
4	сталю профільного настилу	0.12	1.05	0.0126	
5	снігове ДБН В.1.2-2:2006 (3 район)	0.38	1.4	0.054	
6	кран-балка		1.2	0.05	нижній

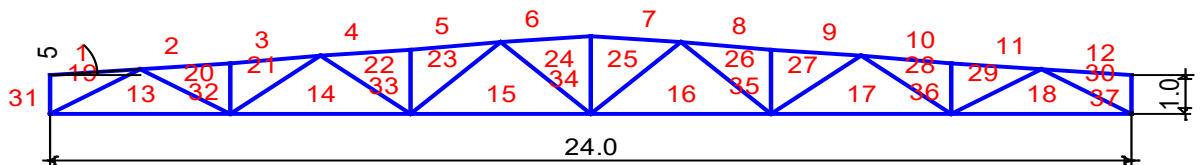
Отже після введення даних в програмний комплекс, програма автоматично розраховує зусилля в стержнях. Маємо такі дані:

Усилия в елементах фермы

(Значения усилий приведены в Таблице 3.4)

№ эл.	Комбинации		Загружения
	N_{min}	N_{max}	
			1
Верхний пояс			
1	0.0	0.0	0.0
2	-4.994	-4.994	-4.343
3	-4.994	-4.994	-4.343
4	-6.345	-6.345	-5.518
5	-6.345	-6.345	-5.518
6	-5.92	-5.92	-5.148
7	-5.92	-5.92	-5.148
8	-6.345	-6.345	-5.518
9	-6.345	-6.345	-5.518
10	-4.994	-4.994	-4.343
11	-4.994	-4.994	-4.343
12	1.01987e-15	1.01987e-15	8.86845e-16
Нижний пояс			
13	2.858	2.858	2.485

14	5.725	5.725	4.979
15	6.09	6.09	5.295
16	6.09	6.09	5.295
17	5.725	5.725	4.979
18	2.858	2.858	2.485
Раскосы			
19	-3.315	-3.315	-2.882
20	2.455	2.455	2.135
21	-0.944	-0.944	-0.821
22	0.749	0.749	0.652
23	0.318	0.318	0.276
24	-0.263	-0.263	-0.229
25	-0.263	-0.263	-0.229
26	0.318	0.318	0.276
27	0.749	0.749	0.652
28	-0.944	-0.944	-0.821
29	2.455	2.455	2.135
30	-3.315	-3.315	-2.882
Стойки			
31	0.0	0.0	0.0
32	2.28338e-17	2.28338e-17	1.98555e-17
33	1.92086e-17	1.92086e-17	1.67032e-17
34	1.032	1.032	0.897
35	-1.92086e-17	-1.92086e-17	-1.67032e-17
36	-2.28338e-17	-2.28338e-17	-1.98555e-17
37	1.31171e-17	1.31171e-17	1.14062e-17



Раскрепления из плоскости

Узлы верхнего пояса: все

Узлы нижнего пояса: только крайние

Сечение верхнего пояса - Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L120x12

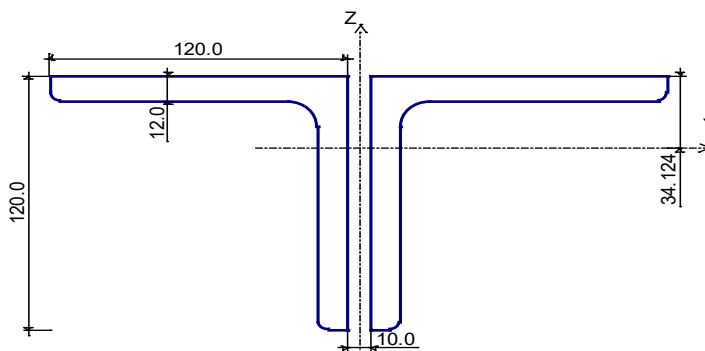
Сечение нижнего пояса - Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L160x12

Сечение раскосов - Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x5

Сечение стоек - Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x5

Сечение опорных раскосов - Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x5

Переріз верхнього поясу

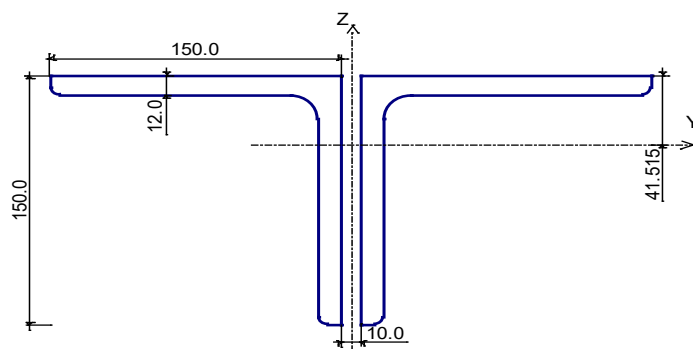


Переріз: Куттик рівнополічний по ГОСТ 8509-93 L120x12

	Параметр	Значення	
A	Площадь поперечного сечения	55.2	см ²
A _{v,y}	Условная площадь среза вдоль оси Y	22.625	см ²
A _{v,z}	Условная площадь среза вдоль оси Z	20.536	см ²
I _y	Момент инерции относительно оси Y	743.333	см ⁴
I _z	Момент инерции относительно оси Z	1588.273	см ⁴
I _t	Момент инерции при кручении	25.906	см ⁴
I _w	Секториальный момент инерции	0.0	см ⁶
i _y	Радиус инерции относительно оси Y	3.67	см
i _z	Радиус инерции относительно оси Z	5.364	см
W _{y+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	217.833	см ³
W _{y-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Y	86.559	см ³
W _{z+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Z	127.062	см ³
W _{z-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Z	127.062	см ³
W _{pl,y}	Пластический момент сопротивления относительно оси Y	127.954	см ³
W _{pl,z}	Пластический момент сопротивления относительно оси Z	215.964	см ³
a _{y+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Y(U)	2.302	см
a _{y-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Y(U)	2.302	см
a _{z+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Z(V)	3.946	см
a _{z-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Z(V)	1.568	см

Переріз нижнього поясу – Куттик рівнополічний за ГОСТ 8509-93

L150x12

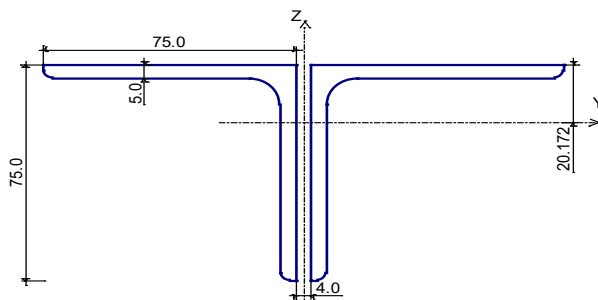


Геометричні характеристики перерізу

	Параметр	Значення	
A	Площадь поперечного сечения	69.78	см ²
A _{v,y}	Условная площадь среза вдоль оси Y	27.212	см ²
A _{v,z}	Условная площадь среза вдоль оси Z	25.933	см ²
I _y	Момент инерции относительно оси Y	1494.446	см ⁴
I _z	Момент инерции относительно оси Z	3004.227	см ⁴
I _t	Момент инерции при кручении	32.818	см ⁴
I _w	Секториальный момент инерции	0.0	см ⁶
i _y	Радиус инерции относительно оси Y	4.628	см
i _z	Радиус инерции относительно оси Z	6.561	см
W _{y+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	359.979	см ³
W _{y-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Y	137.756	см ³
W _{z+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Z	193.821	см ³
W _{z-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Z	193.821	см ³
W _{pl,y}	Пластический момент сопротивления относительно оси Y	204.06	см ³
W _{pl,z}	Пластический момент сопротивления относительно оси Z	324.581	см ³
a _{y+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Y(U)	2.778	см
a _{y-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Y(U)	2.778	см
a _{z+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Z(V)	5.159	см
a _{z-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Z(V)	1.974	см

Переріз розкосів – Куттик рівнополичний за ГОСТ 8509-93

L75x5

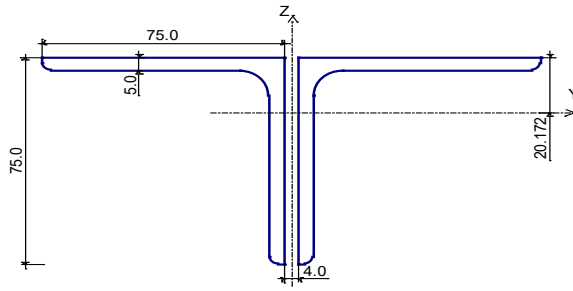


Геометричні характеристики перерізу

	Параметр	Значение	
A	Площадь поперечного сечения	14.78	см ²
A _{v,y}	Условная площадь среза вдоль оси Y	5.484	см ²
A _{v,z}	Условная площадь среза вдоль оси Z	5.483	см ²
I _y	Момент инерции относительно оси Y	78.979	см ⁴
I _z	Момент инерции относительно оси Z	151.638	см ⁴
I _t	Момент инерции при кручении	1.197	см ⁴
I _w	Секториальный момент инерции	0.0	см ⁶
i _y	Радиус инерции относительно оси Y	2.312	см
i _z	Радиус инерции относительно оси Z	3.203	см
W _{y+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	39.152	см ³
W _{y-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Y	14.405	см ³
W _{z+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Z	19.693	см ³
W _{z-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Z	19.693	см ³
W _{pl,y}	Пластический момент сопротивления относительно оси Y	21.792	см ³
W _{pl,z}	Пластический момент сопротивления относительно оси Z	32.77	см ³
a _{y+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Y(U)	1.332	см
a _{y-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Y(U)	1.332	см
a _{z+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Z(V)	2.649	см
a _{z-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Z(V)	0.975	см

Переріз стійок – Куттик рівнополічний за ГОСТ 8509-93

L75x5

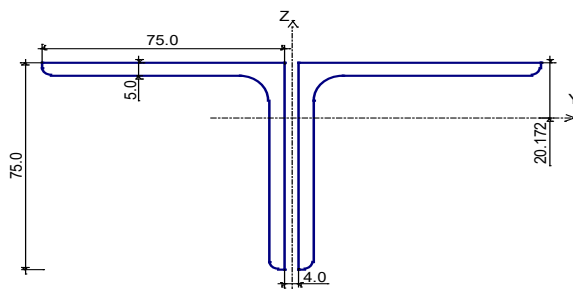


Геометричні характеристики перерізу

	Параметр	Значення	
A	Площадь поперечного сечения	14.78	см ²
A _{v,y}	Условная площадь среза вдоль оси Y	5.484	см ²
A _{v,z}	Условная площадь среза вдоль оси Z	5.483	см ²
I _y	Момент инерции относительно оси Y	78.979	см ⁴
I _z	Момент инерции относительно оси Z	151.638	см ⁴
I _t	Момент инерции при кручении	1.197	см ⁴
I _w	Секториальный момент инерции	0.0	см ⁶
i _y	Радиус инерции относительно оси Y	2.312	см
i _z	Радиус инерции относительно оси Z	3.203	см
W _{y+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	39.152	см ³
W _{y-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Y	14.405	см ³
W _{z+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Z	19.693	см ³
W _{z-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Z	19.693	см ³
W _{pl,y}	Пластический момент сопротивления относительно оси Y	21.792	см ³
W _{pl,z}	Пластический момент сопротивления относительно оси Z	32.77	см ³
a _{y+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Y(U)	1.332	см
a _{y-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Y(U)	1.332	см
a _{z+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Z(V)	2.649	см
a _{z-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Z(V)	0.975	см

Переріз опорних розкосів – Кутик рівнополічний за ГОСТ 8509-93

L75x5



Геометричні характеристики перерізу

	Параметр	Значення	
A	Площадь поперечного сечения	14.78	см ²
A _{v,y}	Условная площадь среза вдоль оси Y	5.484	см ²
A _{v,z}	Условная площадь среза вдоль оси Z	5.483	см ²
I _y	Момент инерции относительно оси Y	78.979	см ⁴
I _z	Момент инерции относительно оси Z	151.638	см ⁴
I _t	Момент инерции при кручении	1.197	см ⁴
I _w	Секториальный момент инерции	0.0	см ⁶
i _y	Радиус инерции относительно оси Y	2.312	см
i _z	Радиус инерции относительно оси Z	3.203	см
W _{y+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	39.152	см ³
W _{y-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Y	14.405	см ³
W _{z+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Z	19.693	см ³
W _{z-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси Z	19.693	см ³
W _{pl,y}	Пластический момент сопротивления относительно оси Y	21.792	см ³
W _{pl,z}	Пластический момент сопротивления относительно оси Z	32.77	см ³
a _{y+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Y(U)	1.332	см
a _{y-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Y(U)	1.332	см
a _{z+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Z(V)	2.649	см
a _{z-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Z(V)	0.975	см

Опорні реакції

	Сила слева (Т)	Сила справа (Т)
По критерию N _{max}	1.606	1.606
По критерию N _{min}	1.606	1.606

Після підбору перерізу елементів програма визначає коефіцієнти використання за 1 і 2 граничними станами:

Результати розрахунку

Проверено по СНиП	Фактор	Коеффициент использовани я
п.5.1	прочность верхнего пояса	0.043
п.5.3	устойчивость верхнего пояса в плоскости фермы	0.058
п.5.3	устойчивость верхнего пояса из плоскости фермы	0.05

пп. 6.1-6.4,6.15	гибкость верхнего пояса	0.484
п.5.1	прочность нижнего пояса	0.033
пп. 6.1-6.4,6.16	гибкость нижнего пояса	0.284
п.5.1	прочность раскосов	0.047
п.5.3	устойчивость раскосов в плоскости фермы	0.057
п.5.3	устойчивость раскосов из плоскости фермы	0.049
пп. 6.1-6.4,6.15	гибкость раскосов	0.682
п.5.1	прочность стоек	0.035
п.5.3	устойчивость стоек в плоскости фермы	0.023
п.5.3	устойчивость стоек из плоскости фермы	0.022
пп. 6.1-6.4,6.15	гибкость стоек	0.37
п.5.1	прочность опорных раскосов	0.134
п.5.3	устойчивость опорных раскосов в плоскости фермы	0.363
п.5.3	устойчивость опорных раскосов из плоскости фермы	0.228
пп. 6.1-6.4,6.15	гибкость опорных раскосов	0.867
	жесткость фермы	0.071

Максимальний коефіцієнт використання: 0.867 – гнучкість опорних розкосів.

Максимальний прогин 0,003 м

Отже, дана конструкція ферми відповідає конструктивним вимогам і витримує задані навантаження.

Далі нам потрібно розрахувати вузли ферми. Загальний вид ферми і вузли показані на кресленні 2. При розрахунку вузлів ферми визначають розміри зварених швів і призначають габарити фасонки з таким розрахунком, щоб на них розміщалися всі зварені шви стрижнів. У вузлах, де до фасонці кріпляться пояси, спочатку розраховують довжини швів для кріплення розкосу і стійок, потім конструюють вузол. Розрахункову довжину швів для кріплення пояса приймають на 10-20 мм менше довгі фасонки. Тоді товщину швів у поясів визначають по формулах $K_{f,b} > RN/2l_{\omega}R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c\beta_f$,

$K_{f,p} \geq (1- k)N/2l_{\omega}R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c\beta_f$, де K - коефіцієнт поширення зусиль, прийнятий 0,70; β_f - коефіцієнт враховуючий якість і спосіб зварювання;[3]

Довжина швів розраховується за допомогою таблиці визначення довжини швів у програмі Excel де в чарунку вводяться необхідні для розрахунків функції.

Відстань між початку приварених кінців елементів ферми повинна бути не менше 50 мм.

Розрахунок довжини зварних швів у вузлах ферми										
№ ел.	N Н	Nоб Н	Nп Н	Розрахунок по металу шва см		Розрахунок по границі металу сплавлення см		Данні і табличні коефіцієнти		
				lоб	lпер	lоб	lпер			
9	40	28	12	1.2284	0.6252	0.72775	0.38986	R _{of}	18.04	кН/см ²
13	45.3	31.71	13.59	1.3912	0.708	0.82417	0.44152	R _{ouη}	410	Мпа
14	15.7	10.99	4.71	0.4822	0.2454	0.28564	0.15302	γ _{om}	1.25	
15	0.9	0.63	0.27	0.0276	0.0141	0.01637	0.00877	γ _{of}	1	
21	2.5	1.75	0.75	0.0768	0.0391	0.04548	0.02437	γ _c	0.95	
22	5	3.5	1.5	0.1536	0.0781	0.09097	0.04873	β _f	0.7	
Кінцеві значення довжини швів зварювання								κ _{fоб}	1	
9				2.5	2			κ _{fпер}	0.8	
13				2.5	2			ηш	2	
14				1.5	1.5			R _{oz}	20.25	кН/см ²
15				1	1			R _{un}	45	кН/см ²
21				1	1			γ _{oz}	1	
22				1	1			β _z	1	

РОЗДІЛ 4

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

4.1. Розрахунок та конструювання фундаменту

Фундаменти – це підземні конструкції, які призначені для сприймання навантаження від вище розташованих частин будівлі і передачі його на ґрунт основи.

За монолітного каркасу будівлі фундаменти влаштовують монолітними, але можна використовувати і збірні.

В прикладі розрахунку приведений центрально завантажений фундамент з плоскою плитою.

Розміри фундаменту в плані та по висоті визначаються розрахунками. Конфігурація в плані – умовами прикладання навантаження і формою поперечного перерізу колони. За осьової передачі навантаження плита фундаменту має квадратну форму.

В монолітних фундаментах підколонник по висоті має прямокутний профіль, а плитна частина - ступінчастий. Висота плитної частини визначається кількістю уступів та їх розмірами. Розміри елементів фундаменту в плані та по висоті призначаються кратними 300 мм.

Вихідні дані:

а) бетон класу С20, $f_{ck}=15$ МПа, $f_{cd}=11,5$ МПа;

б) арматура класу А400С, $f_{yd}=365$ МПа;

в) умовний розрахунковий опір ґрунту $R_0=0,25$ МПа;

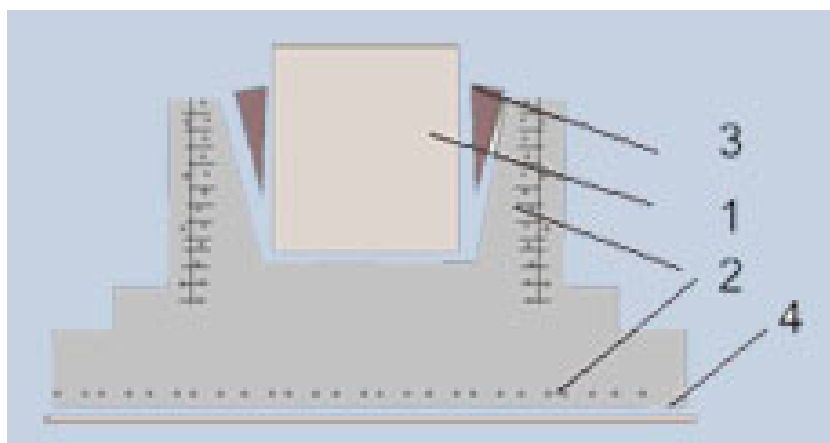
г) глибина закладання фундаменту $H_1=1,65$ м.

4.2. Збірний залізобетонний фундамент під окремо стоячу колону

Збірні залізобетонні фундаменти під колони проектується із фундаментних плит, які вкладають в один чи декілька рядів на цементному розчині. Зверху плит встановлюють підколінник, а при необхідності – додаткові стійки під фундаментні балки.

Стовпчасті фундаменти (рис. 4.1) під колони каркасних будівель виконують із залізобетонних елементів, які складаються з подушки і фундаментного стовпа або з блоку стаканного типу.

Рис. 4.1. Стовпчастий фундамент (1 – колона, 2 – сітка арматурна, 3 –



клин дерев'яний, 4 – захисний шар: 35 мм – з підготовкою, 75 мм – без підготовки)

Збір навантаження на фундамент по осі “А” виконано згідно ДБН В.1.2.-2:2006 „Навантаження та впливи” [5] (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

№	Елементи конструкції	Навантаження, κH при $\gamma_f=1$	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження при $\gamma_f>1$, κH
1	Фундаментні балки	27,5	1,1	30,3
2	Стінові панелі підвіконної частини (2,22 κH)	30,4	1,1	33,4
3	Заповнення віконних отворів (0,5 κH)	37,6	1,1	41,4
	Всього	95,5	–	105,1

4.3. Навантаження на фундамент

Навантаження на фундамент передається від колони. При цьому під подошвою фундаменту виникає реактивний відпір ґрунту основи.

Фундаментна плита є згинальним елементом, який має рівномірне навантаження по всій площині (реактивний відпір).

У результаті в перерізах плити виникають згинальні моменти і поперечні сили. Навантаження на фундамент приведені в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Зведена таблиця зусиль на колону, з урахуванням коефіцієнта

$$\gamma_f = 0,95$$

	Вид навантаження	Нормативне, кН	Розрахункове, кН
1	Постійне	$958,88 \cdot 0,95 = 910,94$	$1095,44 \cdot 0,95 = 1040,67$
2	Тимчасове короткочасної дії	$237,6 \cdot 0,95 = 225,72$	$278,21 \cdot 0,95 = 264,3$
3	Тимчасове довготривалої дії	$1360,8 \cdot 0,95 = 1292,76$	$1632 \cdot 0,95 = 1550,4$
4	Довготривалої дії (1+3)	$N_{l.n.} = 2203,7$	$N_l = 2591,07$
5	Повне (1+2+3)	$N_n = 2429,42$	$N = 2855,37$

4.4. Визначення розмірів підшови фундаменту

Площа підшови фундаменту визначається за формулою

$$A_f = a_f \times b_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1}$$

Де $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – середня вага одиниці об'єму фундаменту та ґрунту над ним;

Таким чином,

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma \cdot H_1} = \frac{2429,42 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^6 - 20 \cdot 1,65 \cdot 10^3} = 11195000 \text{ мм}^2 = 11,19 \text{ м}^2$$

Розміри підшови фундаменту в плані:

$$a_f = b_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{11,19} = 3,34 \text{ м.}$$

Приймаємо $a_f = b_f = 3500 \text{ мм.}$

Фактична площа підшови фундаменту:

$$A_{f,tot} = 3,5 \times 3,5 = 12,25 \text{ м}^2.$$

4.5. Визначення висоти фундаментної плити

Середнє значення напруження в ґрунті під подошвою фундаменту від дії вертикального розрахункового навантаження визначається за формулою

$$q = \frac{N}{A_{f,tot}} = \frac{2855,37}{12,25} = \frac{2,85537 \cdot 10^6}{12,25 \cdot 10^6} = 0,2331 \text{ МПа}.$$

Максимальну міцність бетону на зріз рекомендується визначати за формулою

$$v_{Rd, \max} = 0,5v f_{cd},$$

де коефіцієнт зниження міцності бетону при зрізі $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \leq 0,6$.

$$\text{Отже } v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{15}{250} \right] = 0,564 \leq 0,6.$$

Приймаємо $v=0,564$.

$$\text{Відповідно, } v_{Rd, \max} = 0,5v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,564 \cdot 11,5 = 3,24 \text{ МПа}.$$

Мінімальна ефективна висота фундаментної плити за умови зрізу по периметру колони $u_0 = 400 \times 4 = 1600 \text{ мм}$ при $v_{Ed} = v_{Rd, \max}$ матиме значення

$$d_{eff} = \frac{N}{v_{Rd, \max} \cdot u_0} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{3,24 \cdot 1,6 \cdot 10^3} = 550,8 \text{ мм}.$$

Товщину плити приймаємо з урахуванням наявності бетонної підготовки під фундаментом, достатньої величини захисного шару $c=35 \text{ мм}$ і арматурної сітки з арматурних стержнів орієнтовно $d_s=20 \text{ мм}$.

$$h = d_{eff} + c + d_s = 550,8 + 35 + 20 = 605,8 \text{ мм}.$$

Оптимальну висоту плити за умови конструювання приймаємо $h=700 \text{ мм}$. Уточнюємо корисну (середню) висоту плити

$$d_{eff} = h - (c + d_s) = 700 - (35 + 20) = 645 \text{ мм}.$$

Визначення розмірів периметрів продавлювання показано на рис. 4.2

4.6. Визначення зусиль в перерізах фундаментної плити

Розрахунковий момент в перерізі I-I по грані колони:

$$M_{Ed_{I-I}} = 0,125q(a_f - h_c)^2 \cdot b_f = 0,125 \cdot 233,1(3,5 - 0,4)^2 \cdot 3,5 = 980,04 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий момент в перерізі II-II по грані периметру u_2 на відстані від грані колони $d_{eff} = 645 \text{ мм}$:

$$M_{Ed_{II-II}} = 0,125q(a_f - a_2)^2 \cdot b_f = 0,125 \cdot 233,1(3,5 - 1,69)^2 \cdot 3,5 = 334,1 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий момент в перерізі III-III по грані базового консольного периметру u_1 на відстані від грані колони $2d_{eff} = 2 \cdot 645 = 1290 \text{ мм}$:

$$M_{Ed_{III-III}} = 0,125q(a_f - a_1)^2 \cdot b_f = 0,125 \cdot 233,1(3,5 - 2,98)^2 \cdot 3,5 = 27,58 \text{ кНм.}$$

Розрахункова поперечна сила в перерізі I-I:

$$V_{Ed_{I-I}} = N = 2855,37 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила в перерізі II-II:

$$V_{Ed_{II-II}} = 0,5q(a_f - a_2)^2 \cdot b_f = 0,5 \cdot 233,1(3,5 - 1,69)^2 \cdot 3,5 = 738,34 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила в перерізі III-III:

$$V_{Ed_{III-III}} = 0,5q(a_f - a_1)^2 \cdot b_f = 0,5 \cdot 233,1(3,5 - 2,98)^2 \cdot 3,5 = 212,12 \text{ кН.}$$

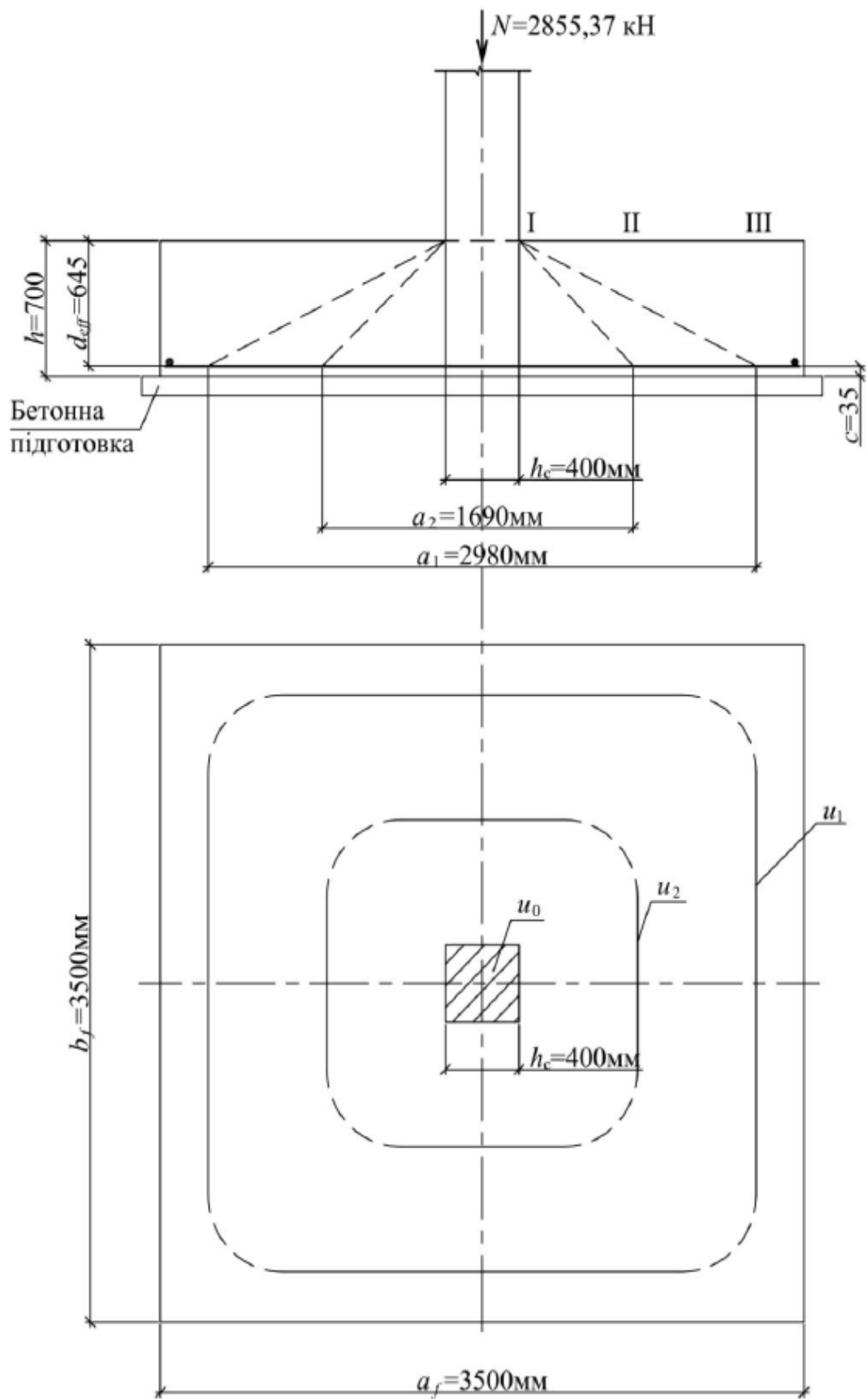


Рис. 4.2. До визначення розмірів периметрів продавлювання

4.7. Визначення площі перерізу робочої арматури

Площу арматури визначаємо за більшою величиною моменту, тобто моменту, який діє в перерізі I-I.

Визначимо табличний коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed_{I-I}}}{b_f \cdot d_{eff}^2 \cdot f_{cd}} = \frac{980,04}{3500 \cdot 645^2 \cdot 11,5} = 0,059.$$

За величиною $\alpha_m = 0,059$ приймаємо відповідне йому значення коефіцієнту $\zeta = 0,97$

Обчислюємо площу арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed_{I-I}}}{f_{yd} \cdot d_{eff} \cdot \zeta} = \frac{980,04}{365 \cdot 645 \cdot 0,97} = 4291,6 \text{ мм}^2.$$

Кількість робочих стержнів приймаємо, виходячи з максимально допустимої відстані між стержнями, $s=200$ мм

$$n = \frac{a_f - 2 \cdot 50}{s} + 1 = \frac{3500 - 100}{200} + 1 = 18 \text{ стержнів}$$

Приймаємо 18Ø18A400C, $A_s=4580$ мм² із кроком 200 мм.

При компоновці сітки зазначена кількість стержнів приймається однаковою в обох напрямках. Крім того, повинна виконуватись умова

$$A_{s, \min} = c_{\min} \cdot b_f \cdot d_{eff} = 0,0013 \cdot 3500 \cdot 645 = 2934,75 \text{ мм}^2 < A_s = 4580 \text{ мм}^2.$$

Умова виконується.

4.8. Перевірка фундаментної плити за міцністю на продавлювання

Спочатку визначимо величини продавлюючих сил в межах відповідних периметрів продавлювання.

Розрахунок зводимо в таблицю 4.3.

Таблиця 4.3

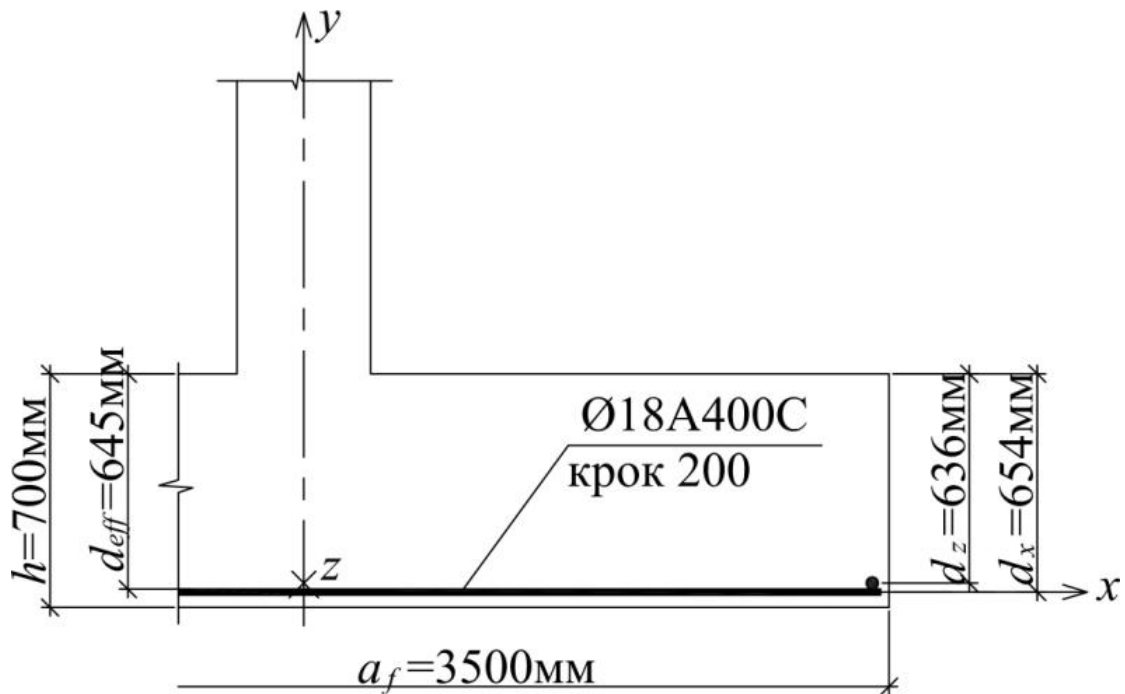
№ периметру	Довжина периметру і площа в межах периметру	Продавлююча сила по периметру продавлювання
-------------	---	---

	Довжина L_n , м	Площа S_n , м ²	$V_{Ed} = (a_f \cdot b_f - s_n) \cdot q$, кН
u_0	$4 \cdot h_c = 4 \cdot 0,4 = 1,6$	-	$(3,5 \cdot 3,5 - 0) \cdot 233,1 = 2855,37$
u_2	$4 \cdot a_2 = 4 \cdot 1,69 = 6,76$	$a_2 \cdot b_2 = 1,69 \cdot 1,69 = 2,856$	$(3,5 \cdot 3,5 - 2,856) \cdot 233,1 = 2189,74$
u_1	$4 \cdot a_1 = 4 \cdot 2,98 = 11,92$	$a_1 \cdot b_1 = 2,98 \cdot 2,98 = 8,88$	$(3,5 \cdot 3,5 - 8,88) \cdot 233,1 = 785,55$

Визначимо коефіцієнти армування за взаємно перпендикулярними напрямками x і z при розрахункових висотах у напрямку z (рис. 4.3)

Висоти перерізів

$$d_x = d_{eff} + \frac{d_s}{2} = 645 + \frac{18}{2} = 654 \text{ мм},$$



$$d_z = d_{eff} - \frac{d_s}{2} = 645 - \frac{18}{2} = 636 \text{ мм},$$

Рис.4.3. Напрямки x , z та y для визначення коефіцієнтів армування

Коефіцієнти армування:

а) в напрямі x , $c_x = \frac{A_s}{a_f \cdot d_x} = \frac{4580}{3500 \cdot 654} = 0,002$,

б) в напрямі z , $c_z = \frac{A_s}{a_f \cdot d_z} = \frac{4580}{3500 \cdot 636} = 0,00205$,

Визначимо зведений коефіцієнт армування c_1

$$c_1 = \sqrt{c_x \cdot c_z} = \sqrt{0,002 \cdot 0,00205} = 0,002 \leq 0,2.$$

Умова виконується. Коефіцієнт армування є оптимальним.

4.9. Перевірка плити на зріз при продавлюванні колоною по контуру колони u_0

Напруження зрізу на площині зрізу по периметру u_0

$$H_{Rdc} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{1,60 \cdot 10^3 \cdot 645} = 2,767 \text{ МПа.}$$

Максимальний опір бетону на зріз визначимо за формулою:

$$\begin{aligned} H_{Rd,max} &= 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = \\ &= 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{15}{250}\right) \cdot 11,5 = 3,243 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Якщо $H_{Rd,max} = 3,243 \text{ МПа} > H_{Rdc} = 2,767 \text{ МПа}$ вважається, що прийнята висота фундаментної плити $h=700 \text{ мм}$ є достатньою для сприйняття зусиль зрізу по периметру u_0 .

4.10. Перевірка плити на зріз при продавлюванні по периметру u_2

Визначимо міцність бетону на периметрі u_2 , розташованого на відстані $a = d_{eff}$ від грані колони при відсутності поперечної арматури

$$H_{Rdc} = \left[c_{Rdc} \cdot k \cdot (100c_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \frac{2d_{eff}}{a},$$

де мінімальне розрахункове значення міцності бетону на зсув становитиме

$$c_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_{ct}} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ МПа,}$$

$$\text{Коефіцієнт } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{645}} = 1,55 < 2,0.$$

Приймаємо $k = 1,55$.

Таким чином, міцність бетону фундаментної плити на зріз при $d_{eff} = 645 \text{ мм}$ і $a = d_{eff} = 645 \text{ мм}$ матиме значення:

$$\begin{aligned} n_{Rdc} &= \left[c_{Rdc} \cdot k \cdot (100c_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \frac{2d_{eff}}{a} = \\ &= \left[0,12 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 15)^{1/3} \right] \cdot \frac{2 \cdot 645}{645} = 0,539 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Обчислимо розрахункові напруження в площині контрольного периметру u_2 при дії продавлюючої сили $V_{Ed} = 2189,74 \text{ кН}$

$$n_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_2 \cdot d_{eff}} = \frac{2189,74 \cdot 10^3}{6,76 \cdot 10^3 \cdot 645} = 0,502 \text{ МПа}.$$

Так як $n_{Ed} = 0,502 \text{ МПа} < n_{Rdc} = 0,539 \text{ МПа}$, то необхідність армування плити поперечною арматурою відсутня.

У випадку, коли $n_{Ed} > n_{Rdc}$ необхідно виконати розрахунок поперечної арматури, або підвищити клас бетону чи висоту фундаментної плити.

Перевірку плити на зріз при продавлюванні по периметру u_1 не виконуємо в зв'язку з незначною величиною продавлюючої сили в зазначеному периметрі (табл. 4.3).

4.11. Конструювання плитного фундаменту

Під фундаментом будь-якого типу влаштовують бетонну підготовку з бетону класу C7.5 – C10 товщиною 80 – 100 мм.

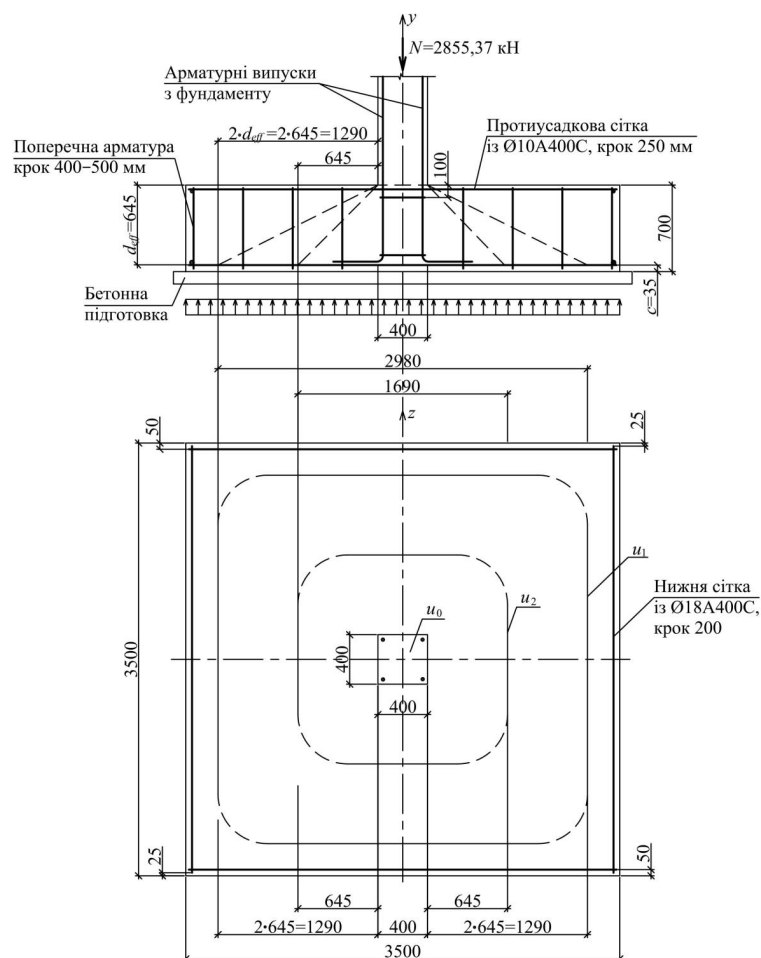
Захисний шар бетону для робочої арматури приймають 75 мм при відсутності підготовки і 35 – 50 мм – при наявності бетонної підготовки. З торця арматурних стержнів захисний шар приймають 25 – 50 мм.

Фундамент армують в'язаними або зварними сітками з арматури класів A400C або A500C.

Мінімальний діаметр поздовжньої арматури плити фундаменту становить 12 мм з кроком 200 – 250 мм.

При товщині фундаментної плити $h=500$ мм і більше по верхній грані необхідно встановити протиусадкову арматуру діаметром $\varnothing 8 - 10$ мм з кроком $250 - 300$ мм в обох напрямках.

Для забезпечення в проектному положенні протиусадкової арматури встановлюють поперечну (вертикальну) арматуру із стержнів діаметром $\varnothing 10 - 12$ мм з кроком $400 - 500$ мм в обох напрямках, до якої прикріплюють сітку протиусадкової арматури. Максимальний процент армування плити фундаментів в одному напрямі становить 4% . Конструктивна схема



фундаменту показана на рис. 4.4.

Рис.4.4. Конструктивна схема плитного фундаменту

РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1. Аналіз умов праці на будівництві складу для сільськогосподарської техніки. Небезпечні та шкідливі чинники

В дипломній роботі виконується проектування складу сільськогосподарської техніки, який призначений здійснювати передпродажну підготовку, зберігання, технічне обслуговування (ТО) та поточний ремонт. Для будівництва об'єкту буде виконаний комплекс робіт, в який входять монтаж і установка опалубки, транспортування та укладка бетонної суміші, підмостів, робочих настилів, а також підтримуючих лісів; монтаж і установка арматури; бетонування конструкцій: догляд за бетоном у процесі його твердіння; розбирання і ремонт опалубки, що підтримує ліси і підмостя, малярські роботи. І тому, згідно цих будівельно-монтажних робіт виділяємо основні шкідливі та небезпечні фактори.

Під час монтажу будівельних конструкцій основними шкідливими виробничими факторами на майданчику будівництва слід вважати:

- розташування робочого місця на висоті та в небезпечній зоні;
- небезпечне значення напруги електричного ланцюга обладнання;
- підвищена температура матеріалів, які застосовуються;
- пожежо - та вибухонебезпечність матеріалів, які застосовуються;
- недостатнє освітлення робочої зони;
- шум та вібрацію;
- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;
- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків складу;
- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;

- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;

- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт.

До робіт з підвищеною небезпекою, пов'язаною з характером роботи, відповідно до законодавства висуваються додаткові вимоги безпеки.

До виконання робіт з підвищеною небезпекою, до яких висуваються додаткові вимоги щодо безпеки праці, допускаються особи, що не мають медичних протипоказань, пройшли медичні огляди і визнані придатними до виконання даних робіт, пройшли спеціальне навчання безпечним методам і прийомам праці, інструктаж з безпеки праці, стажування на робочому місці, перевірку знань з питань охорони праці. Особи, що виконують зазначені види робіт повинні носити сигнальні жилети.

Безпека проведення будівельних робіт забезпечується:

- технологією проведення робіт;
- організацією робочих місць; розміщенням виробничого обладнання, інструментів, машин та механізмів;
- способами транспортування матеріалів до робочих місць;
- застосуванням засобів індивідуального та колективного захисту, а також спецодягу та спецвзуття;
- навчанням працюючих безпечним методам праці;
- дотриманням вимог пожежної безпеки; контролем вимог безпеки.

При організації будівельно-монтажної площадки, розміщенні ділянок монтажних робіт, робочих місць, дії вантажопідіймальних машин і механізмів, проходів для людей виникають небезпечні для людей зони, у межах яких постійно діють чи потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

При транспортуванні й укладці бетонної суміші небезпека полягає в самовільному прямованні автосамоскида. За несприятливих погодних умов,

на робочому місці, яке знаходиться на висоті підвищується ризик зриву працівника з висоти. Під час фарбування приміщень водяними розчинами електричні дроти, намокнувши, можуть стати джерелом ураження робітників електричним струмом. При виконанні опоряджувальних робіт іноді користуються кислотами, що доставляються на будівництво концентрованими, також є місцем підвищеної небезпеки. При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт є ризик падіння вантажів при їх переміщенні, неправильне кріплення вантажів на транспортних засобах.

При виконанні робіт на будівельному майданчику працівники забезпечені питною водою, санітарно-побутовим і медичним обслуговуванням, а саме гардеробними, душовими, приміщеннями для харчування, відпочинку, обігрівання, туалетами. Якість питної води відповідає санітарним вимогам. Питні установки розташовані на відстані 45 м по горизонталі і 4 м по вертикалі від робочих місць працівників.

Для уникнення доступу сторонніх осіб будівельний майданчик огорожений. Висота огороження виробничих територій становить 2 м, а для ділянок робіт — 1,8 м.

5.2. Організаційні та технічні заходи з усунення небезпечних і шкідливих чинників на будівництві складу для сільськогосподарської техніки

Транспортування й укладка бетонної суміші

Вимоги безпеки при транспортуванні й укладці бетонної суміші залежать від способу виконання цих робіт. При подачі бетонної суміші в опалубку автосамоскидами по естакадах останні обладнуються відбійними брусами, що обмежують прямування машин. На естакадах мають бути передбачені проходи для людей. Під час подачі бетонної суміші автосамоскидами з мостів та естакад прямування людей по ним не допускається. При укладці бетонної суміші з не відгороджених площадок на висоті $> 1,3$ м, а також при бетонуванні конструкцій, що мають ухил $> 30^\circ$,

бетонники повинні працювати в захисних поясах (рис. 6.1.), прикріплених до надійних опор, визначених виконавцем робіт.



Рис.5.1. Захисний пояс

Покрівельні роботи

Ремонт дахів і покрівель звичайно виконують у теплий і сухий час року.

Перед допуском робітників на дах майстер особисто перевіряє тривалість і надійність його конструктивних елементів: горища, стропил, обрешітки, парапетні огороження. Залежно від стану цих елементів передбачаються заходи безпечного ведення робіт, але в будь-яких випадках, незалежно від виду робіт на покрівлі, насамперед ремонтують або зміцнюють парапетні огороження. Щоб уникнути враження людей електричним струмом, знеструмлюють електропроводки, що проходили по покрівлі або над нею. Всі електросилові установки та світлові реклами відключають.

Під час ожеледі, рясного туману, вітру силою в 6 балів і більше, зливого дощу і сильного снігопаду, а також із настанням темноти роботи на покрівлі припиняються.

При рулонних покрівлях застосовують гарячі та холодні мастики. Мастику, виготовлену на централізованих установах, доставляють на об'єкті спеціально обладнаних машинах: мастиковозах, автогудронаторах або термосах-причепках. На дах її транспортують за допомогою установок, що складаються з приймального бункера і шестеренчастого насоса, по трубопроводах безпосередньо на робочому місці. З автогудронатора мастику перекачують у термоси і доставляють на дах. Приладдя для робіт з мастикою показані на рис. 5.2.



Рис. 5.2. Приладдя для роботи з мастикою

Малярські роботи

При виконанні малярських робіт трудівники мають справу з різноманітними хімічними речовинами (розчинниками, пігментами, сикативами, пластифікаторами), багато з них шкідливо діють на організм людини. Всі розчинники швидко випаровуються на відкритому повітрі, тому ємкості, в яких вони зберігаються, повинні герметично закриватися. Деякі пігменти при недотепному використанні можуть викликати найтяжчі отруєння (білила свинцеві, цинкові, зелень свинцева, крон свинцевий). Токсичні властивості пігментів варто враховувати при їх подрібненні, просіюванні, готуванні лакофарбових матеріалів і при фарбуванні ними поверхонь. При роботі з лакофарбовими матеріалами робітники обов'язково повинні використовувати засоби індивідуального захисту і спецодяг. Якщо склад фарби або розчинника робітникам невідомий, то використовувати їх без проведення спеціального аналізу і дозволу органів санітарного огляду забороняється.

При виконанні внутрішніх малярських робіт на складах, що виділяють шкідливі летючі пари, слід забезпечити гарну вентиляцію приміщень із таким розрахунком, щоб протягом часу в приміщеннях відбувався дворазовий обмін повітря. Але й у цих умовах малярі не повинні перебувати в таких приміщеннях більше 4 годин. Після закінчення цього часу керівник зобов'язаний надати їм роботу в приміщенні з чистим повітрям. Особливу увагу варто приділяти вентиляції повітря при фарбуванні поверхонь, що нагріваються (труб, радіаторів центрального опалення).

При виконанні опоряджувальних робіт іноді користуються кислотами, що доставляються на будівництво концентрованими. Потрапляння такої кислоти на тіло, в очі або всередину організму призводить до важких наслідків. Розбавляючи кислоту, її варто вливати тонкою цівкою у воду, а не навпаки. Робочий, виконуючи операції з кислотою, повинен бути в гумових чоботах і рукавичках, захисних окулярах і респіраторі.

Вантажно-розвантажувальні роботи

Головними причинами травматизму при виконанні вантажно-розвантажувальних робіт є падіння вантажів при їх переміщенні, неправильне кріплення вантажів на транспортних засобах, порушення правил експлуатації будівельних машин, відсутність або невикористання засобів індивідуального захисту, недостатня освітленість робочих місць і ділянок складування в нічний час, виконання такелажних робіт не підготовленими робітниками та ін.

Безпека вантажно-розвантажувальних робіт забезпечується шляхом правильної розстановки робітників, інструктажу і навчання безпечним методам роботи, відповідного підбору вантажопідіймальних механізмів, допоміжних та такелажних пристроїв.

Проведемо розрахунок зони захисту одиночного стрижневого блискавковідводу для складу сільськогосподарської техніки

Вихідні дані для розрахунку зони захисту одиночного стрижневого блискавковідводу зведені в табл. 5.1. Стандартною зоною захисту одиночного стрижневого блискавковідводу висотою h є круговий конус висотою $h_0 < h$, вершина якого збігається з вертикальною віссю блискавковідводу (рис. 5.3). Габарити зони визначаються двома параметрами: висотою конуса h_0 і радіусом конуса на рівні землі r_0 . За ступенем надійності захисту розрізняють два типи зон: А - ступінь надійності захисту перевищує 99,5%; Б - ступінь надійності захисту становить 95-99,5%. Очікувана кількість уражень N блискавкою в рік проводиться за формулами для будівель і споруд прямокутної форми:

$$N = \left[(B + 6h_x)(A + 6h_x) - 7,7h_x^2 \right] \cdot n \cdot 10^{-6}, \quad (5.1)$$

де А – довжина об'єкту, м;

В – ширина об'єкту, м.

За формулою (5.1) отримуємо очікувану кількість уражень блискавкою в рік $N = 0.0125675$ уражень/рік. Залежно від N і t_{cp} визначаємо необхідний тип зони блискавкозахисту (зона А).

Таблиця 5.1 - Дані для розрахунку зони захисту одиночного стрижневого блискавковідводу

Позначення параметру	Найменування параметру	Одиниці вимірювання	Значення параметру
А	Довжина об'єкту	м	53
В	Ширина об'єкту	м	24,5
h_x	Висота об'єкту	м	7,25
n	Питома щільність ударів блискавки в землю	1/км ² ·год	1
t_{cp}	Середня тривалість гроз на рік	год	20

Зв'язки між параметрами блискавковідводу в залежності від типу зон захисту визначені формулами для зони А:

$$h_0 = 0,85h; \quad (5.2)$$

$$r_0 = (1,1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot h) \cdot h; \quad (5.3)$$

$$r_x = (1,1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot h) \cdot (h - 1,2h_x); \quad (5.4)$$

$$r_x = (1,1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 40) \cdot (40 - 1,2 \cdot 7,25) = 22,4 \text{ м}. \quad (5.5)$$

де r_x – радіус горизонтального перерізу на висоті об'єкту, що захищається, м; h_x – найбільша висота споруди, що захищається, м.

Розрахункові формули (5.2) - (5.5) придатні для блискавковідводів висотою до 150 м. При більш високих блискавковідводах слід користуватися спеціальною методикою розрахунку.

Приймаючи розрахункову висоту блискавковідводу рівній 40 метрів відповідно до (5.2) - (5.5), отримуємо:

$$h_0 = 0,85 \cdot 45 = 38,25 \text{ м};$$

$$h_0 = 0,85 \cdot 40 = 34 \text{ м};$$

$$r_0 = (1,1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 45) \cdot 45 = 45,9 \text{ м};$$

$$r_0 = (1,1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 40) \cdot 40 = 40,8 \text{ м};$$

$$r_x = (1,1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 45) \cdot (45 - 1,27 \cdot 7,25) = 27,27 \text{ м};$$

$$r_x = (1,1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 40) \cdot (40 - 1,2 \cdot 7,25) = 22,4 \text{ м}.$$

При перевірці захищеності об'єкту перевіряється дотримання умови:

$$\frac{\sqrt{A^2 + B^2}}{2} < r_x \quad (5.6)$$

$$\frac{\sqrt{53^2 + 24,5^2}}{2} = 25,04 < r_x$$

Умова (5.6) дотримується.

Зона захисту одиночного стрижневого блискавковідводу з вказівкою розмірів наведена на рис. 5.3.

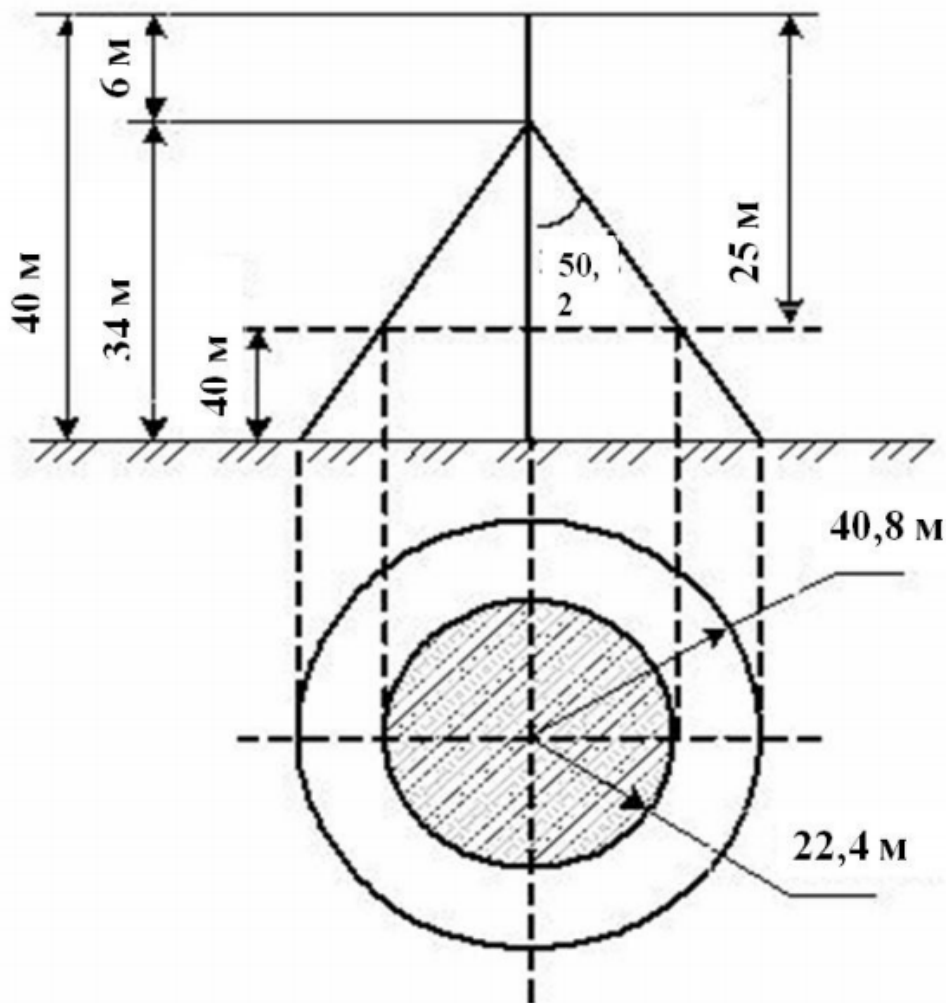


Рис. 5.3. Зона захисту одиночного стрижневого блискавковідводу з розмірами

Правильна організація будівельного майданчика і створення безпечних умов роботи є першочерговим етапом здійснення будівництва будь-якого об'єкту і однією з передумов зниження виробничого травматизму і професійних захворювань працюючих.

5.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на будівництві складу для сільськогосподарської техніки

Розміщення об'єкта будівництва на ділянці виконано з урахуванням забезпечення нормативних протипожежних розривів та з урахуванням охоронних зон:

- охоронна зона інженерних комунікацій від ПЛ-110 кВ, що проходить повздовж вул. Путрівська – 20,0 м від крайнього дроту;
- санітарно-захисна зона від ЛОС – 5,0 м;

- охоронна зона від магістрального газопроводу високого тиску – 100,0м;
- червоні лінії;
- охоронні зони від мереж зв'язку – 1,0 м.

При вирішенні генерального плану враховано норми щодо забезпечення протипожежних розривів між спорудами та забезпечено вільний під'їзд до споруд пожежної машини.

Пожежна безпека під час виконання будівельних робіт та в процесі експлуатації будівлі забезпечується системою профілактичних протипожежних заходів та відповідних засобів, спрямованих на зменшення можливості виникнення пожеж, обмеження поширення вогню, гасіння вогню і захист людей у випадку пожежі.

Зовнішнє пожежогасіння передбачається здійснювати від пожежних гідрантів встановлених на закріпленому протипожежному водопроводу.

Ступінь вогнестійкості споруд, що проектуються:

Виробнича споруда – Ша;

Контрольно-пропускний пункт – П;

Будівля котельні з господарськими приміщеннями – П;

Навіс – Ша;

Класи вогнестійкості будівельних конструкцій і максимальні значення груп поширення вогню по них прийняті згідно табл. 1 ДБН В.1.1-7:2016

Виробнича споруда.

Будівля розділена двоповерховою вставкою в осях 4 – 7, яка має ступінь вогнестійкості П. Виконана в цегляних та залізобетонних конструкціях.

Огороджуючі конструкції, які відділяють виставковий зал та сервісний зал від вставки запроектовані протипожежним:

Стіни П типу REI 60 M0 з протипожежними дверима EI 30 з пристроями для самозачинення та ущільненнями в притулах. Всі протипожежні двері мають сертифікати відповідності Системи УкрСЕПРО,

видані ДЦСВПІ МНС України та мають маркування знаками відповідності згідно ДСТУ 2296-93.

Колони залізобетонні клас вогнестійкості - R 120 M0.

Перекриття – REI 45 M0.

Огороджуючі конструкції виставкового залу запроектовані зі стінових сендвіч-панелей ТПК-МВ 2-ПТС, товщ. 150мм., клас вогнестійкості - EI 150 M0.

Колони металеві - R 15 M0.

Евакуаційні виходи з приміщення запроектовані розосереджено, виходи здійснюються через основний з фасаду та додатковий через хвіртку секційних воріт. Виходи передбачено безпосередньо назовні.

Огороджуючі конструкції сервісного зала запроектовані з сендвіч-панелей

ТПК-МВ 2-ПТС товщ. 150мм., по металевим колонам, клас вогнестійкості сендвіч-панелей EI 150 M0.

Клас вогнестійкості металевих колон R 15 M0.

Евакуаційні виходи розосереджені та здійснюються безпосередньо назовні.

Адміністративно-побутові приміщення, що розташовані у вставці відокремлюються від виробничих по осі 4 протипожежною стіною 2-го типу REI 60 M0 з протипожежними дверима EI 30.

Зовнішні стіни з сендвіч-панелей ТПК-МВ 2-ПТС товщ. 150мм., клас вогнестійкості EI 150 M0. Перегородки класу вогнестійкості EI 15 M1.

В будівлі запроектовано внутрішні сходи тип С2 та зовнішні сходи тип С3.

Евакуаційні виходи з другого поверху запроектовані розосереджено по зовнішніх сходах тип С3 та сходах С2. Зовнішні відкриті сходи С3 шириною 1200мм, запроектовані металевими і мають огорожу заввишки 1,2м. Стіна, яка межує зі сходам С3 має клас вогнестійкості EI 150 M0.

Покрівля запроектована з профільованого листа Н75 та мінераловатного утеплювача., по металевим фермам та прогонам. Клас вогнестійкості покрівлі EI 30 M0. Клас вогнестійкості ферм R 15 M0, прогонів RE 15 M1.

Вихід на покрівлю запроектовано по зовнішній металевій драбині. На перепаді висот покрівлі влаштовано металеву драбину.

Контрольно-пропускний пункт

Зовнішні стіни - клас вогнестійкості REI 120 M0.

Внутрішні перегородки - EI 15 M0.

Покрівля клас вогнестійкості REI 45 M0.

Будівля котельні з господарським приміщенням.

Огороджуючі конструкції:

Стіни – клас вогнестійкості REI 120 M0.

Покрівля – клас вогнестійкості REI 45 M0.

Внутрішні стіни самонесучі - клас вогнестійкості REI 60 M0.

Евакуаційні виходи здійснюються безпосередньо назовні через двері та хвіртки в секційних воротах.

Навіс

Огороджуючі конструкції:

Стіни – клас вогнестійкості EI 15 M1.

Колони – клас вогнестійкості R 15 M0.

Покрівля – клас вогнестійкості R 15 M0.

Внутрішні стіни - клас вогнестійкості EI 15 M1.

Евакуаційний вихід з приміщення складу здійснюються безпосередньо назовні через хвіртку в секційних воротах.

Розповсюдження вогню через двері попереджається за рахунок улаштування протипожежних дверей. Клас вогнестійкості дверей EI30. Всі протипожежні двері мають сертифікати відповідності Системи УкрСЕПРО, видані ДЦСВПП МНС України та мають маркування знаками відповідності згідно ДСТУ 2296-93. Двері, розташовані в протипожежних стінах та

перегородках обладнуються пристроями для самозачинення та ущільнення в притулах.

В проєкті не застосовуються будівельні матеріали, вироби та конструкції, зокрема, іноземного виробництва, які не регламентовані національними стандартами, Державними будівельними нормами та правилами, іншими нормативними документами, а лише ті матеріали, вироби та конструкції, які мають сертифікати відповідності та якості.

Для облицювання стін, стель виставкового залу, адміністративно-побутових приміщень – застосовуються матеріали з показниками не вище, ніж Г2, В2, Д2, Т2. Для облицювання стін, стель і заповнення в підвісних стелях вестибюлів, не вище, ніж Г1, В1, Д2, Т2. Для покриттів підлог, сходів – Г2, РП1, Д2, Т2. Для покриттів підлог коридорів – В2, РП2, Д2, Т2.

Розрахунок параметрів ударної хвилі при вибуху газоповітряних сумішей

На складі підприємства трапився вибух ємності з бензином, об'єм резервуара $V_{рез} = 1000 \text{ м}^3$, заповнення ємності бензином $V_{бенз.} = 60\%$, зміст бензину в паровій фазі, $\Delta m = 2\%$, густина бензину $\rho_{бенз} = 0,75 \text{ т/м}^3$, відстань до об'єкта (цеху, підстанцій і т.п.) $L = 200 \text{ м}$. Визначити максимальний надлишковий тиск (ΔP), що утворився в результаті вибуху. Зробити висновки.

Рішення:

1. Визначаємо об'єм резервуара, заповнений парами:

$$V_{пар} = V_{рез} - V_{бенз} = 1000 - \frac{1000 \cdot 60\%}{100\%} = 400 \text{ м}^3;$$

2. Визначаємо об'єм бензину, що перебуває в пароподібному стані:

$$V_{бенз}^{пар} = \frac{V_{пар} \cdot \Delta m}{100} = \frac{400 \cdot 2}{100} = 8 \text{ м}^3;$$

де Δm - вміст бензину (%), що перебуває в пароподібному стані.

3. Розраховуємо масу бензину (m), що перебуває в пароподібному стані:

$$Q_{\text{бенз}} = V_{\text{бенз}}^{\text{пар}} \cdot \rho = 8 \cdot 0,75 = 6 \text{ т};$$

де ρ - густина бензину, $\rho_{\text{бенз}} = 0,75 \text{ т/м}^3$.

4. За графіком (рис. 5.4), за значення $L = 200 \text{ м}$ і $Q_{\text{бенз}} = 6 \text{ т}$ визначаємо надлишковий тиск у фронті ударної хвилі $\Delta P = 30 \text{ кПа}$.

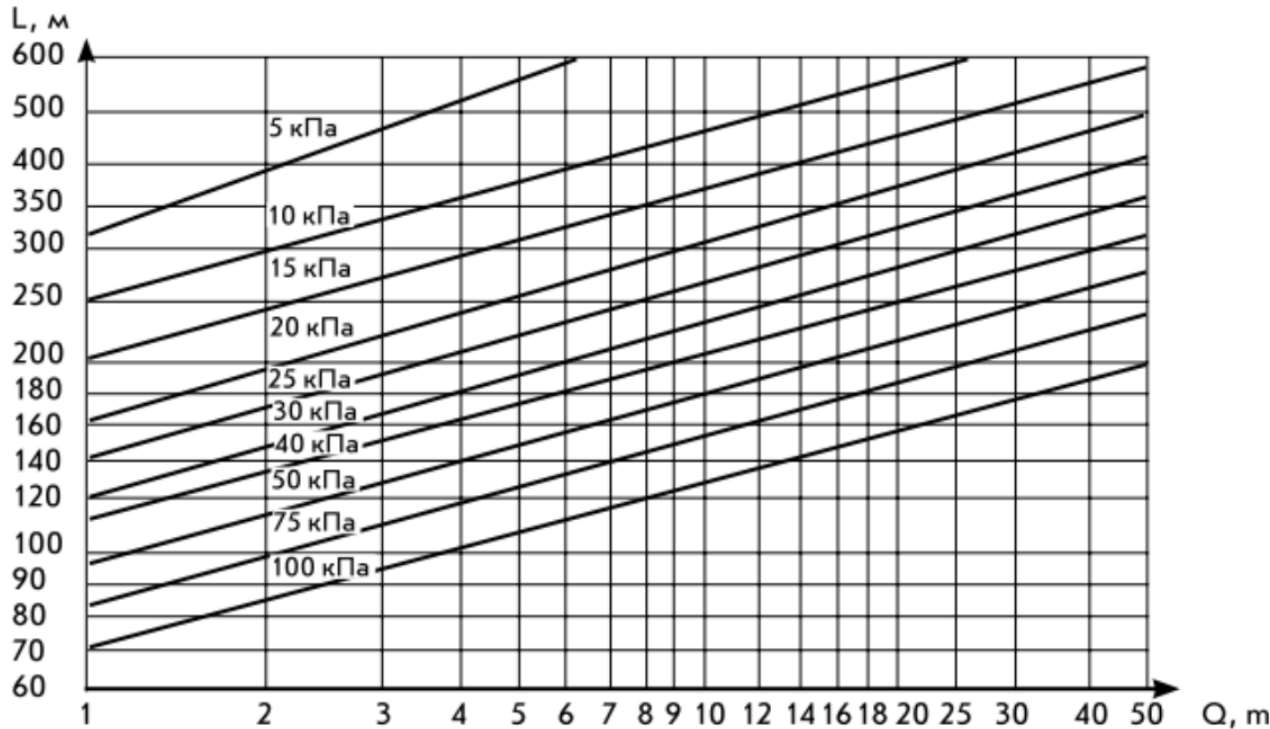


Рис. 5.4 - Залежність надлишкового тиску від маси зрідженого вуглеводневого газу та відстані до об'єкта при вибуху пароповітряної суміші

5. При вибуху випарів бензину надлишковий тиск у фронті ударної хвилі ΔP в районі цеху може становити 30 кПа. Будівля цеху отримує середні руйнування. Працівники можуть отримати легкі та середні ураження.

РОЗДІЛ 6

ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

6.1. Загальні дані

Основні напрямки підвищення екологічної та санітарної безпеки на складі, який призначений для зберігання і технічного обслуговування сільськогосподарської техніки, повинні бути такими:

- розробка заходів щодо зменшення промислових викидів, відходів та скидів;
- використання екологічно чистих технологій та матеріалів;
- запровадження екологічного менеджменту;
- збір та утилізація відходів власного виробництва та надання подібних послуг діючим підприємствам;
- розробка та впровадження системи економічної мотивації персоналу щодо підвищення екологічної безпеки об'єктів складу тощо.

Територія проектування має рельєф з ухилом з північного заходу на південний схід з оціночним фактором, як сприятливий для будівництва. Ґрунтові води залягають на глибині, яка надає можливість для будівництва без проведення робіт з пониження рівня ґрунтових вод. Заболоченість відсутня.

Абсолютні відмітки змінюються в межах від 187,90 м до 184,32 м (перепад 3,58 м) в Балтійській системі висот.

При проектуванні за основу взято відмітки існуючого рельєфу та відмітки вулиці Путрівська (автошлях Київ – Одеса). Мета інженерного підготовлення території - це підготовка її до використання за призначенням, а саме для будівництва:

- виробничих, адміністративних, складських, допоміжних, інженерних будівель і споруд;
- вулиць, проїздів, тротуарів;

- малих архітектурних форм;
- технологічних майданчиків та ін.

Схема розроблена за принципом максимального збереження існуючого рельєфу та мінімального перетворення місцевості, враховуючи інженерні та архітектурно - планувальні вимоги.

Схемою передбачається:

- забезпечення відведення поверхневих стічних вод;
- забезпечення проектних відміток в точках перехрещення осей проїздів та в характерних місцях;
- забезпечення та дотримання нормативних поздовжніх ухилів на проїздах і тротуарах;
- забезпечення мінімального обсягу земляних робіт;
- максимальне збереження природного стану ґрунтів;
- створення безпечних умов руху транспорту, пішоходів, маломобільних груп населення;
- забезпечення відстаней видимості в плані.

Ці заходи передбачаються для створення більш сприятливого освоєння території та використання її за призначенням.

У складі першочергових робіт передбачаються наступні заходи з інженерного підготовлення території:

- відведення поверхневих стічних вод з проїздів на території підприємства і вулиць;
- влаштування дощової каналізації закритого типу;
- відновлення рослинного покриву.

Господарчо-побутова каналізація забезпечує відвід стоків від споруд комплексу в самопливному режимі до очисних споруд Biolux (2,0 м³/добу), після повної біологічної очистки стоки відводяться до фільтруючих колодязів.

Відведення дощової каналізації від будівлі передбачається відкритою системою на відмостку. Дощові стоки з проїздів по спланованому уклону, в

самопливному режимі, відводяться на очисні споруди AQUATEC (15 л/с), які забезпечують очищення перших стоків. Дощові стоки надходять до двох очисних споруд на території підприємства.

6.2. Розрахунок відходів, що утворюються під час зачищення резервуарів для зберігання нафтопродуктів

Розрахунок проводиться згідно з п.1.7.2 «Временных методических рекомендаций по расчету нормативов образования отходов производства и потребления» по формулі (6.1)

$$M = V \cdot k \cdot 10^{-3} \text{ т / рік} , \quad (6.1)$$

де V – річний обсяг палива, що зберігався в резервуарі, т/рік;

k – питомий норматив утворення нафтошламу на 1 тону палива, що зберігається, кг/т, (для резервуарів з бензинами $k = 0,04$ кг на 1 т бензину, для резервуарів з дизпаливом $k = 0,9$ кг на 1 т дизпалива).

$$M_{\text{дп}} = (1120 \text{ м}^3 \cdot 0,85 \cdot 830 \text{ кг / м}^3 \cdot 10^{-3}) \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} = 0,711 \text{ т / рік}$$

Кількість відходів нафтопродуктів, що утворюються під час зачищення резервуарів для зберігання нафтопродуктів на проектованому складі сільськогосподарської техніки становить 0,711 т/рік. Відходи, згідно договору, здаються на утилізацію в ліцензійну організацію.

Відповідно до технологічних рішень передбачаються планові (не менше одного разу на два роки) та по мірі накопичення, зачищення резервуарів, при цьому однією з операцій є мийка резервуарів водою. Промивна вода, в кількості 0,8 м³ вивозиться на утилізацію на власну нафтобазу. Показник кількості забрудненої води використаний на основі показників аналогічно діючих АЗК. (Промивка резервуарів водою виконується окремою ліцензованою організацією).

6.3. Розрахунок викидів забруднюючих речовин від двигунів внутрішнього згорання автотранспорту

Перевезення паливно-мастильних матеріалів передбачається здійснювати великоваговими вантажними автомобілями з дизельними двигунами. Легкові автомобілі по території складу їздити не будуть. Протягом доби буде проїжджати 10 автомобілів. Проектний термін перевезення 165 діб на рік. Пробіг автомобіля по території об'єкта при транспортуванні паливно-мастильних матеріалів становить 100 метрів. Витрата дизельного палива становить 35 літрів на 1000 метрів або 1 км. Таким чином на один автомобіль під час проїзду по території припадає 3,5 літрів дизельного палива. Витрата на всі автомобілі складе: $3,5 \times 10 = 35$ літрів дизельного палива на добу. Враховуючи, що автомобілі будуть їздити 165 діб на рік тоді кількість витраченого дизельного палива складе: $35 \times 165 = 5775$ літрів на рік або 5,775 м³. Густина дизпалива становить 850 кг/м³ або 0,85 кг/л. Таким чином маса дизельного палива витрачено протягом року вантажними автомобілями становитиме:

$$V = 5,775 \text{ м}^3 \times 850 \text{ кг/м}^3 = 4908,75 \text{ кг або біля 5 тон на рік.}$$

Питомі викиди забруднюючих речовин від дизельного палива, яке згорає у двигунах внутрішнього згорання вантажівок становлять:

Питомі викиди забруднюючих речовин та парникових газів від автотранспорту

Групи автомобілів	Вид палива	кислород вуглецю, кг/т	Неметанові леткі органічні сполуки, кг/т	Метан, кг/т	Діоксид азоту, кг/т	Сажа, кг/т	Оксид азоту, кг/т	Аміак, кг/т	Вуглекислий газ, кг/т	Діоксид сірки, кг/т	Сви́нець, кг/т	Бензо́пірен, кг/т
А	Б	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Газойлі (дизельне паливо)	36,2	8,16	0,25	31,4	3,85	0,12	-	3138	4,3		0,03

Враховуючи, що кількість спожитого палива вантажними автомобілями складе 5 тон в рік, то питомі викиди забруднюючих речовин становитимуть

Код забруднюючої речовини	Назва забруднюючої речовини	Питомий викид на 5 тон
---------------------------	-----------------------------	------------------------

		дизельного палива
301	Діоксид азоту	157
304	Оксид азоту	0,6
328	Сажа	192,5
330	Діоксид сірки	21,5
337	Оксид вуглецю	181
410	Метан	1,25
703	Бензопірен	0,15
2754	НМЛОС	40,8
	Вуглекислий газ	15690

6.4. Коротка характеристика відходів

Масла та мастила моторні, трансмісійні інші зіпсовані або відпрацьовані

Б.5, група 60, код 6000.2.8.10, клас небезпеки – III

Масла і мастила моторні, трансмісійні призначені для мастила двигунів внутрішнього згорання, трансмісійних передач, а також служать гідравлічним середовищем, що заповнює регулюючі системи автомобілів, компресорів, насосів, устаткування і тому подібне. Моторні масла і мастила – продукти переробки нафти. В процесі експлуатації вони втрачають свої технологічні властивості: окислюються, забруднюються продуктами зносу деталей, паливом, водою.

Накопичення відпрацьованих масел відбувається за рахунок зливу їх з робочих частин автомобіля, засобів портової механізації, устаткування, механізмів. Відходи масел моторних – емульсія масло – вода, що містить механічні домішки.

Шини зіпсовані перед початком експлуатації, відпрацьовані, пошкоджені чи забруднені під час експлуатації (Відходи автомобільних шин з металокордом)

Б.5., група 60, код 6000.2.9.03, клас небезпеки IV

Шини – багат шарові гумовотекстильні вироби, виготовлені на основі бутадієн-стиролового або ізопрену каучуків і армовані різними матеріалами (віскоза, металокорд, хімічні і натуральні волокна). Відпрацьовані шини

зберігаються в спеціалізованому приміщенні. Відходи шин відносяться до четвертого класу небезпеки, оскільки інгредієнти, що входять до їх складу, знаходяться в зв'язаному стані, матеріал не розкладається на компоненти в процесі зберігання, відносяться до стійких хімічних сполук. Орієнтовна маса відходу 2,4 т.

Відпрацьовані фільтри масляні

Б.5. група 60, код 6000.2.9.22, клас небезпеки III

Відпрацьовані маслофільтри є нерозбірною конструкцією, виконаною у вигляді паперового, пластмасового чи металевого корпусу, заповненого матеріалом, що фільтрує. Відпрацьовані маслофільтри збираються на комплексі в закритому металевому ящику. Річна маса відходу, що утворюється, складає 0,155 т.

Пісок, забруднений нафтопродуктами

Б.8. група 90, код 9010.2.3.02, клас небезпеки IV

Для пожежної і екологічної безпеки на ділянках підприємств, де використовуються паливно-мастильні матеріали, масляні емульсії, встановлені ящики з піском. Пісок застосовується як стабілізуючий засіб у разі аварійних проток нафтопродуктів, збирають в ємність, що окремо стоїть, знешкоджують препаратом "Еконадін". По закінченню десятиденного строку від дати обробки місця аварії пісок можна використати повторно або вивозити на знищення в спеціалізовану організацію. Нормуванню кількісні показники утворення такого виду відходів не підлягають. На практиці при ліквідації незначних проток витрата піску складає 3 кг на 1 м². Відпрацьований пісок поміщають в металевий ящик з кришкою. Прогнозна маса відходу 1 т.

Матеріали пакувальні пластмасові зіпсовані, відпрацьовані чи забруднені

Б.6. код 7730.3.1.02, клас небезпеки IV

Пакувальні матеріали накопичуються у вигляді плівки, мішків і контейнерів з полімерних матеріалів, що використовуються у технологічних процесах. За прогнозом кількість відходів складе 1,2 т.

6.5. Утилізація відходів

У місцях утворення металовідходів установлюють контейнери, позначені написами. Відходи чорних і кольорових металів збирають окремо. Щорічно утворюється 47 т відходів чорних металів та 3 т кольорових металів. За допомогою навантажувача їх транспортують на відкритий майданчик, звідки відходи чорних і кольорових металів відвозять на ТОВ «Втормет Київ».

Що до хімічних джерел струму на АЗК, то в приміщенні будинку складі сільськогосподарської техніки передбачена урна для використаних елементів живлення (батареєнок, акумуляторів). Використані батареєнки відносять до I класу небезпеки. Показник кількості цих відходів використаний на основі показників аналогічно діючих АЗК. Та становить 0,03 т/рік. Хімічні джерела струму організовано відправляють на утилізацію.

Зношені покриття здають на ТОВ «Київспецтранс». Використані люмінесцентні та LED лампи зберігають в металевих ящиках у спеціально відведеному місці, звідки їх вивозять на спеціалізовані підприємства, що здійснюють збір і демеркуризацію таких ламп.

Відпрацьовані пакувальні матеріали є вторинною сировиною і передаються за договором спеціалізованому підприємству для подальшого поводження. Після накопичення відпрацьованих масляних фільтрів партії передаються на знищення. Перед вивезенням з території підприємства відходи упаковуються в неповоротну тару (мішки, пакунки або картонні коробки).

Побутові відходи збирають у поліетиленові мішки та виносять у контейнери для побутових відходів, потім їх вивозять спецавтотранспортом на полігон твердих побутових відходів. Середньорічна кількість побутових відходів складає близько 2,98 т. або 21 куб.м (при щільності ТПВ 142 кг на

куб відходів). Таким чином, річна кількість контейнерів для вивозу ТПВ складає приблизно 21 однокубовий контейнер. Періодичність вивозу контейнера с ТПВ один раз в 2-3 тижня.

Висновки до розділу

Для забезпечення нормативного стану навколишнього середовища й екологічної безпеки необхідно постійно дотримувати системи контролю за проєктованим об'єктом. У систему контролю для даного складу сільськогосподарської техніки входять: - контроль міської СЗС за санітарним станом території і повітря санітарно-захисної зони; контроль державної пожежної інспекції за виконанням правил пожежної безпеки; контроль технологічних нормативів при роботі технологічного устаткування; контроль за дотримання нормативів граничнодопустимих викидів забруднюючих речовин в атмосферу на стаціонарних джерелах викиду підприємства.

Список літератури

1. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2.– 2:2006. – [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
4. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний з 2011-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми).
5. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).
6. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771–1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).
7. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).
8. Голышев А.Б. Сопротивление железобетона / А.Б. Голышев, В.И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.
9. Голышев А.Б. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических

условиях: монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : Талком, 2015. – 371 с.

10. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.

11. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора ; под. ред. Ю.А. Дыховичного и В.И. Колчунова / Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. – Т. III. – С. 311–428.

12. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. ВНЗ / [П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко]. – К. : Вища школа, 1999. – 508 с.

13. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А.М. Павліков. – Полтава : ПолНТУ, 2015. – 284 с.

14. CEB–FIP Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991–1–1. – Brussels : CEN, 1991. – 253 p.

15. EN 1992–1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings. – European Prestandard. – Brussels, 2002. – 230 p.

16. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. – М. : Стройиздат, 1990. – 255 с.

17. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. ДБН В.2.6-163 : 2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.