

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту


«Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи
ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

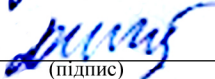
на тему: Чисельний аналіз станції метрополітену пілонного типу
при варіації властивостей оточуючого масиву
за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: МТ2326


(підпис студента)

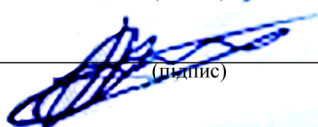
/ Данило ЛІСОВИЙ /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ доц. Ольга ДУБІНЧИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)


Нормоконтролер:


(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з
праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент


(підпис)

**Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies
Dnipro Institute of Infrastructure and Transport**

Building, architecture and infrastructure
(faculty)

Transport infrastructure
(department)

**Explanatory Note
to Master's Thesis**
Master
(higher education degree)

on the topic: Numerical analysis of a pylon-type metro station
with variations in the properties of the surrounding massif
according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels
in the Specialization: 192 Building and civil engineering
(Specialization and its code)

Done by the student of the group: MT2326 / Danylo LISOVYI /
(name, surname)

Scientific Supervisor: / Associate prof. Olha DUBINCHYK /
(position, name, surname)

Normative controller : / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

Олексій ТЮТЬКІН

(підпис)

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Лісовому Данилу Олександровичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Чисельний аналіз станції метрополітену пілонного типу при варіації властивостей оточуючого масиву»

Керівник роботи: Дубінчик Ольга Іванівна, к.т.н., доцент

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від «16» лютого 2024 р. № 157ст

2. Строк подання студентом роботи: «15» січня 2025 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати аналізу вихідних даних про станції метрополітену пілонного типу та дані, що отримані під час пошуку в Internet.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1. Аналіз розрахункових методик пілонної станції. Розділ 2.

Побудова скінченно-елементних моделей пілонної станції з варіацією властивостей оточуючого масиву. Розділ 3. Аналіз результатів чисельного аналізу пілонної станції з варіацією параметрів. Висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ. Розділ 1. Аналіз розрахункових методик пілонної станції.	02.09.2024-29.09.2024	
2	Розділ 2. Побудова скінченно-елементних моделей пілонної станції з варіацією властивостей оточуючого масиву.	30.09.2024-03.11.2024	
3	Розділ 3. Аналіз результатів чисельного аналізу пілонної станції з варіацією параметрів. Висновки. Оформлення ВКР.	04.11.2024-05.12.2024	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	09.12.2024-12.01.2025	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	15.01.2025	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	22.01.2025	

Студент

_____ (підпис)

Данило ЛІСОВИЙ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Ольга ДУБІНЧИК

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

58 стор., 46 рис., 4 табл., 13 літературних джерел.

Об'єкт розробки – станція метрополітену пілонного типу.

Мета роботи – чисельний аналіз станції метрополітену пілонного типу при варіації властивостей оточуючого масиву.

Метод дослідження – метод скінченних елементів.

В магістерській роботі проаналізовано методики розрахунку пілонної станції з при варіації властивостей оточуючого масиву (пружного відпору). Розроблено основи математичного моделювання пілонної станції методом скінченних елементів в просторовій постановці.

Проведено порівняльний аналіз силових факторів в оправі пілонної станції в плоскій та просторовій постановках.

Визначено аналітичні закономірності силових факторів при варіації властивостей оточуючого масиву (пружного відпору).

Ключові слова: МЕТРОПОЛІТЕН, СТАНЦІЯ ПІЛОННОГО ТИПУ, ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЗГИНАЛЬНІ МОМЕНТИ, НОРМАЛЬНІ СИЛИ

ЗМІСТ

ВСТУП	7
1 АНАЛІЗ РОЗРАХУНКОВИХ МЕТОДИК ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ	9
1.1 Аналіз методик розрахунку пілонної станції з урахуванням пружного відпору	9
1.2 Особливості статичної роботи пілонної станції з оточуючим масивом	10
1.3 Методика визначення меж пружного відпору в бокових станційних тунелях	15
2 ПОБУДОВА СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИХ МОДЕЛЕЙ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ З ВАРІАЦІЄЮ ВЛАСТИВОСТЕЙ ОТОЧУЮЧОГО МАСИВУ	20
2.1 Розробка плоских і просторових скінченно-елементних схем пілонної станції	20
2.2 Визначення параметрів еквівалентних стержнів в просторовій постановці	24
3 АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЕЛЬНОГО АНАЛІЗУ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ З ВАРІАЦІЄЮ ПАРАМЕТРІВ.....	27
ВИСНОВКИ.....	55
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....	57

ВСТУП

Існуючі на даний час методики розрахунку конструктивних елементів трьохсклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення (пілонні та колонні) базуються на побудові розрахункових схем конструкції та інтерпретації оточуючого масиву з деякими припущеннями, що спрощують його реальну поведінку. Але існує і підхід, який значно ускладнює аналітичну роботу по відшукуванню силових факторів в оправі, тобто згинальних моментів і нормальних сил, шляхом уведення гіпотез та припущень при побудові розрахункової моделі. Це виражається у застосуванні плоских моделей та інтерпретації масиву ґрунту як пружного середовища. Таким чином, задача пошуку силових факторів в оправі трьохсклепінчастих станцій стає актуальною науковою задачею, яка не розроблена у практичних інженерних методиках.

Важливим критичним зауваженням для застосування плоских схем при пошуку силових факторів в оправі трьохсклепінчастих станцій є те, що підвищення складності моделі не є завжди доцільним. Але врахування просторового фактору в моделях нерегулярних об'єктів, якими є трьохсклепінчасті станції, на даний термін розвитку розрахунків підземних споруд є обов'язковим.

Слід відмітити, що забуття на етапі розвитку розрахунків стержневі схеми тунельних конструкцій із заміною взаємодії в системі «кріплення–масив» на пружний відпір є дещо поспішним, оскільки стержневі схеми мають ряд переваг. Так, основною перевагою є можливість створення інженерної методики, яка вирізняється значною простотою та алгоритмічністю. Важливою перевагою також є те, що результатами пошуку є силові фактори в оправі трьохсклепінчастих станцій, а саме ДБН по залізобетонним конструкціям побудований на аналізі моментів та нормальних сил, які можна отримати при застосуванні стержневих схем.

Особливу критику стержневих схем складає значне спрощення взаємодії кріплення з масивом, заміну його пружними стержнями, силами тощо. Саме

цьому варто приділити особливу увагу, оскільки розробка теоретичних положень взаємодії в системі «кріплення–масив» надає змогу більш обґрунтовано застосовувати стержневі схеми при розрахунку тунельних конструкцій.

Але при застосуванні стержневих схем не слід впадати в іншу крайність, тобто у спрощення, яке може бути введене на всіх етапах створення моделей. Застосування методу скінченних елементів дозволяє подолати деякі складності створення скінченно-елементних моделей таких складних споруд, як трьохсклепінчасті станції глибокого закладення, що представляють собою складні конструкції із значними змінами жорсткості та виконаними у вигляді циліндричних оболонок із вирізами, що підкріплені елементами значної жорсткості (пілони або колони). Система перемичок перетворює повторювані елементи конструкцій трьохсклепінчастих станцій на просторові нерегулярні системи, неврахування просторового фактору розподілу в них силових факторів є хибним кроком при чисельному аналізі.

Проблема нерегулярності конструкції підсилюється тим, що розподіл пружного відпору, інтенсивність і межі якого на першому етапі дослідження невідомі, значно впливає на формування силових факторів в оправі. Чисельний аналіз станції метрополітену пілонного типу при варіації властивостей оточуючого масиву, що є метою наданої магістерської роботи, є важливою актуальною задачею, що позначена науковою новизною.

1 АНАЛІЗ РОЗРАХУНКОВИХ МЕТОДИК ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ

1.1 Аналіз методик розрахунку пілонної станції з урахуванням пружного відпору

Ці методики базуються на положенні, що навантаження на підземну споруду поділяються на два види – активні та пасивні. У ролі активних навантажень виступає гірський тиск, у ролі пасивних – пружний відпір порід. Основою для розробки цієї групи методів розрахунку кріплення послужили теоретичні дослідження роботи балок та криволінійного бруса на пружній основі. У подальшому Х'юїт та Йоганссон [1, 3] запропонували розглядати кріплення як статично невизначену систему, а оточуючу її породу – як пружну основу, принципом дії якої є гіпотеза місцевих деформацій (основа Фуса – Вінклера), яка надається у вигляді

$$\sigma = kU, \quad (1.1)$$

де σ – напруження на контактні кріплення і породи; k – коефіцієнт пропорційності; U – переміщення контактної поверхні.

Група методів, що базуються на вищенаведених положеннях, успішно використовувалася для розрахунку тунелів, але деякі автори запропонували її і для розрахунку станцій [8, 9, 11].

Одним з перших методів, що ґрунтувався на основі гіпотези місцевих деформацій, був метод Метродіпротрансу, у якому прийнято також пропозиції щодо моделювання пружного відпору [1, 3]. Сутність методу полягала у такому:

1. Криволінійний обрис оправи замінюється вписаним багатокутником.
2. Пружний відпір моделюється пружними опорами, які розташовуються у

вершинах багатокутника.

3. Активне навантаження (вертикальний гірський тиск) прикладається до вершини багатокутника у вигляді зосереджених сил.

4. Невідомими є згинальні парні моменти у вершинних шарнірах.

Уперше оправа поділяється на зони – «зону відлипання», де діють активні навантаження, та «зону пружного відпору», де діють пружні взаємодії. Пошук меж зон ведеться ітераційно. Деякі положення даного методу можна використати і для розрахунку бокового станційного тунелю, але розрахунок стає набагато складнішим, тому що боковий тунель являє собою симетричну конструкцію з несиметричним навантаженням. Також ускладнюється процес пошуку зони дії пружного відпору. Недоліком методу є приведення розподіленого навантаження (гірський тиск) до зосереджених сил. В роботі [13] виділені також такі недоліки: заміну криволінійної осі оправи ламаною лінією, неможливість врахування сил тертя. Зазначені недоліки усуваються таким чином: заміна кривої ламаною перестає впливати на розрахунок, коли кількість прямолінійних ділянок зростає; врахування сил тертя можливе, коли пружні опори повертаються відносно вершини багатокутника на кут тертя.

1.2 Особливості статичної роботи пілонної станції з оточуючим масивом

Складність розрахунку станційних споруд змушує вдаватися до різного роду припущень, що ідеалізують як конструкцію оправи, так і ґрунтовий масив [1, 2, 4]. Застосовувати відомі розрахункові методи безпосередньо до аналізу реальної підземної конструкції практично неможливо. Тому розрахункові методи, як правило, їх застосовують до математичних моделей. Простою математичною моделлю є розрахункова схема станції. Вибір і обґрунтування розрахункової схеми – перший найважливіший етап розрахунку.

Розрахункову схему конструкції станції необхідно вибирати так, щоб вона найбільшою мірою відповідала реальним умовам статичної роботи оправи,

відображаючи конструктивні особливості, матеріал оправи, інженерно-геологічні умови, а також спосіб виконання робіт. Під час призначення розрахункової схеми неминучі певні припущення. Від того, наскільки обґрунтовані прийняті припущення і який ступінь їх відповідності дійсним умовам роботи станційної конструкції, залежить достовірність і точність результатів розрахунку. Прийняті припущення повинні забезпечувати запас міцності оправи.

За основу побудови розрахункової схеми конструкції станційного тунелю, розташованого в однорідному ґрунтовому середовищі, прийнята плоска задача. Таке припущення правомірне, оскільки довжина тунелю звичайно значно перевищує розміри його поперечного перерізу. Для розрахунку виділяється плоска система шириною 1 м (уздовж осі станції) – для конструкцій з монолітного залізобетону, або шириною блоків або плит перекриття – для збірних конструкцій. Розрахункові навантаження повинні бути приведені до ширини цієї плоскої системи. Такий підхід спрощує розрахункову схему і цілком обґрунтований для однопрогонових конструкцій, зокрема, для односклепінчастих станцій, а також для глухих ділянок пілонних станцій. Для складання плоских розрахункових схем пілонних станцій, що є чергуванням пілонів і проходів між ними, виділяють типову секцію уздовж станції, довжина якої рівна відстані між осями пілонів або проходів між ними. Геометричні характеристики поперечних перерізів елементів типової секції, що чергуються, повинні бути приведені до ширини виділеної для розрахунку плоскої системи.

У розрахунку станційних конструкцій, що працюють у режимі заданих навантажень, вважають, що оправа зазнає дії активних навантажень: вертикального q і в горизонтального p [7]. Ці навантаження визначаються як вага ґрунту в об'ємі можливих вивалів або як повна вага стовпа ґрунту над тунелем. Під впливом активного навантаження оправа деформується, і в тій частині контуру, де ці деформації спрямовані в бік ґрунту, вступає в силу

взаємодію з ним. Якщо ґрунти достатньо міцні й пружні, то вони обмежують деформації оправи, викликані дією активного навантаження. У цьому випадку оправу слід розглядати як конструкцію в пружному середовищі й розраховувати не тільки на задані активні вертикальні й горизонтальні навантаження, але й враховувати її взаємодію з ґрунтом. У розрахунковій схемі силова взаємодія може бути замінена силами пружного відпору ґрунту R_{σ} (гіпотеза місцевих деформацій Фуса – Вінклера). Статичні розрахунки за розглянутою розрахунковою схемою (рис. 1.1) ведуть із залученням методів будівельної механіки, зокрема, методу сил або методу переміщень [7, 13].

Найбільшого поширення набули розрахункові схеми, побудовані відповідно до основних припущень методу Метропроекту (Метродіпротрансу). У них конструкцію станційної оправи задають у вигляді плоскої стрижневої системи, розташованої в пружному середовищі. У результаті розрахунку визначають реакції сил пружного відпору ґрунту й зусилля в перерізах конструкції (згинальні моменти, нормальні й поперечні сили), а також переміщення елементів оправи.

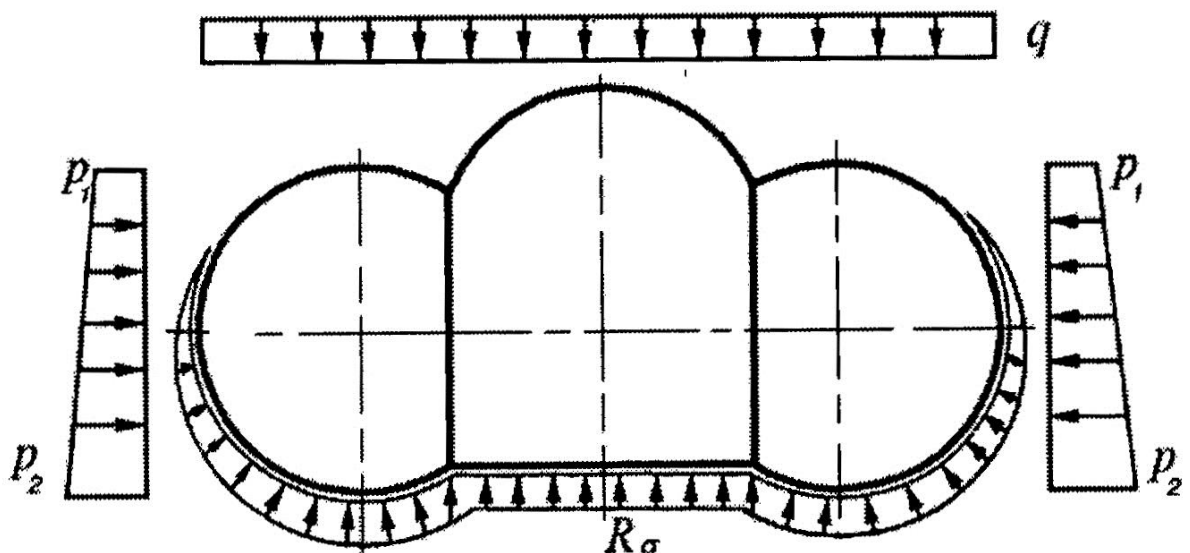


Рисунок 1.1 – Розрахункова схема оправи,
яка працює в режимі заданих навантажень

Розрахункові схеми станції пілонного типу. Такий тип станції є складною просторовою конструкцією з трьох окремих тунелів, сполучених оправами проходів. У розрахунку станції на задані навантаження напружено-деформований стан конструкції може бути визначений за допомогою чотирьох спрощених плоских розрахункових схем. Перша схема відображає роботу глухої ділянки станції, друга – ділянки отвору в перерізі по проході, третя – перемички проходів, четверта – ділянки отвору станції в перерізі по пілону.

Такий підхід цілком обґрунтований для розрахунку конструкцій станцій із збірного залізобетону, зважаючи на відсутність конструктивних зв'язків між сусідніми кільцями. З певним припущенням плоскі розрахункові схеми можуть застосовуватися і для розрахунку станційних оправ з чавунних тубінгів. У глухій частині станції робота оправи найбільш визначена. Тут бічні тунелі розділені великим ціликом ґрунту, який досягає 10 м і більше, і оправи цих тунелів працюють незалежно одна від одної. Тому як розрахункова схема оправи на цій ділянці станції приймається схема одиночного тунелю кругового контуру у вигляді плоскої стрижневої системи змінної жорсткості, розташованої в пружному середовищі (рис. 1.2).

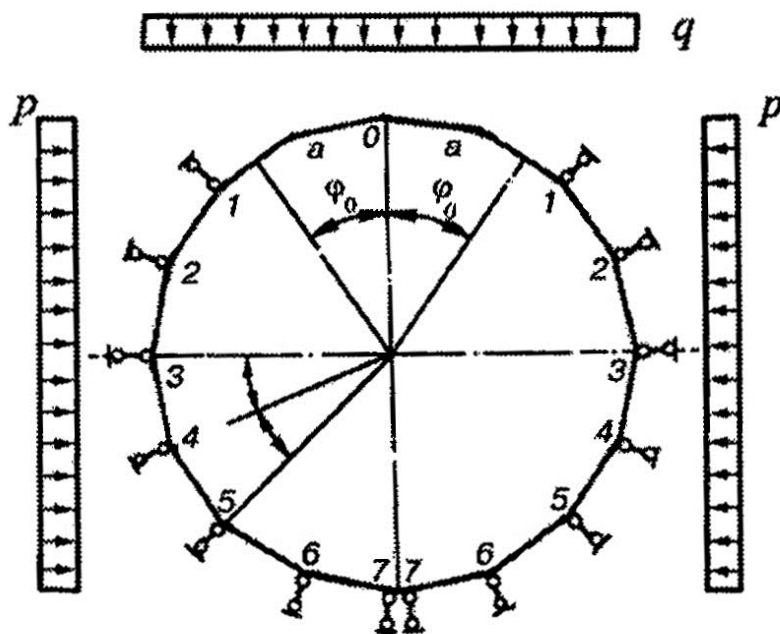


Рисунок 1.2 – Розрахункова схема глухої ділянки пілонної станції

У частині отвору станції кільця оправи в перерізі по проході розраховують в припущенні незалежної роботи кільця отворів. У перерізі по проході оправи бічних тунелів розімкнені (рис. 1.3).

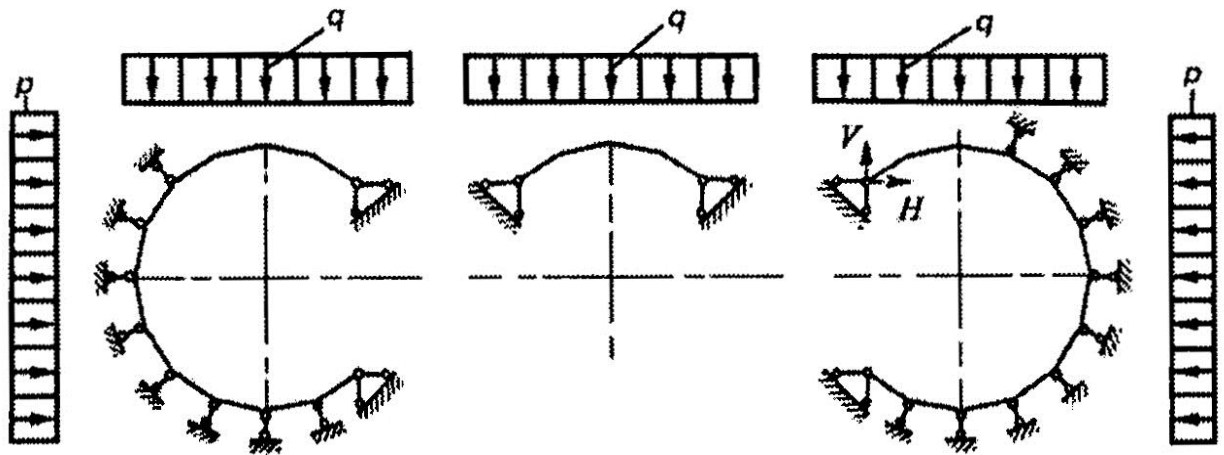


Рисунок 1.3 – Розрахункова схема пілонної станції в ділянці проході

Оправи тунелів, які спираються на перемички, у розрахунковій схемі можуть бути прийняті шарнірними у зв'язку з деякою податливістю з'єднання елементів перемички. У результаті розрахунку визначають опорні реакції. В оправі середнього тунелю розраховують тільки верхнє склепіння, оскільки зворотнє склепіння, не показане на рис. 1.3, працює в сприятливих умовах і його параметри призначають конструктивно.

Потім виконують розрахунок перемички у вигляді арки, нерозрізної балки на опорах або однопрогонової балки, затисненої по кінцях, у результаті чого визначають силові фактори, що передаються від п'ят перемичок на оправи пілонов.

Розрахунок оправи частини отвору станції в перерізі по пілону є завершальним етапом розрахунку станції пілонного типу. Розрахункова схема в цьому перерізі є трьома кільцями змінної жорсткості, що працюють незалежно одне від одного (рис. 1.4). Слід зазначити, що коефіцієнт пружного відпору

межах пілона необхідно збільшити з урахуванням заповнення пілона бетоном [6, 9].

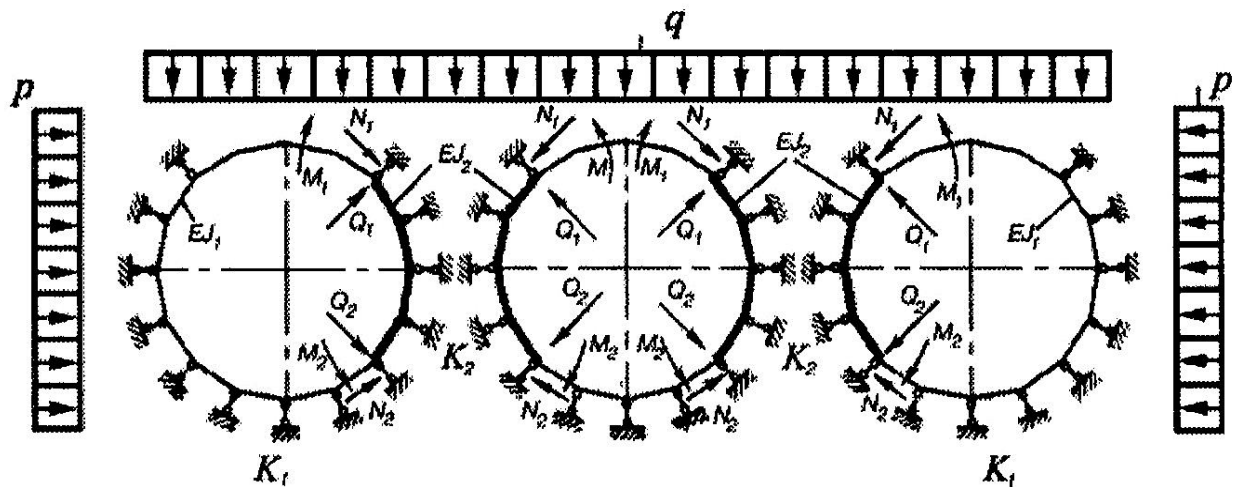


Рисунок 1.4 – Розрахункова схема пілонної станції в частині пілона

У вузлах контуру, відповідних місцям сполучення перемичок з оправою пілона, докладені зусилля, що передаються від п'ят перемичок на оправу пілона. Передача зусиль від перемички на оправу пілона відбувається нерівномірно, причому більш навантаженими виявляються рамні кільця отворів, на які безпосередньо спирається перемичка.

1.3 Методика визначення меж пружного відпору в бокових станційних тунелях

З вищенаведених положень випливає той факт, що визначення меж та інтенсивності пружного відпору в інженерних розрахунках не зовсім правильне. Тому Тютюкіним Олексієм Леонідовичем у співавторстві з Володимиром Дмитровичем Петренком була розроблена нова пропозиція щодо визначення меж зон «відлипання» та пружного відпору, яка не базується на апріорних даних, а виходить з попереднього розрахунку [7]. Пропозиція Петренка – Тютюкіна з визначення меж та інтенсивності пружної взаємодії для симетричних конструкцій з несиметричним навантаженням була також

реалізована у методиках в'язко-пружних та пружно-пластичних розрахунків просторових розрахункових схем трисклепінчастих станцій, наведених нижче.

Таким чином, пропозиція Петренка – Тютькіна являє собою визначення параметрів пружної взаємодії в конструкціях різноманітної конфігуративної складності, які знаходяться в пружному (пружно-в'язко-пластичному) середовищі. Пропозиція відрізняється від інших пропозицій [7], і її сутність заключається в отриманні параметрів пружного відпору апостеріорі, тобто після досліду. На рис. 1.5 наведена частина просторової схеми станції пілонного типу.

Як видно з рисунків, форма епюри пружного відпору суттєво змінилася – точки С та D змінили своє положення. Така форма епюри отримана після розрахунку МСЕ з використанням пропозиції Петренка – Тютькіна для визначення меж пружного відпору, яка реалізована авторами даної роботи із застосуванням заміни пружного відпору основи стержнями еквівалентної жорсткості. Сутність методики та порядок її використання наведено нижче.

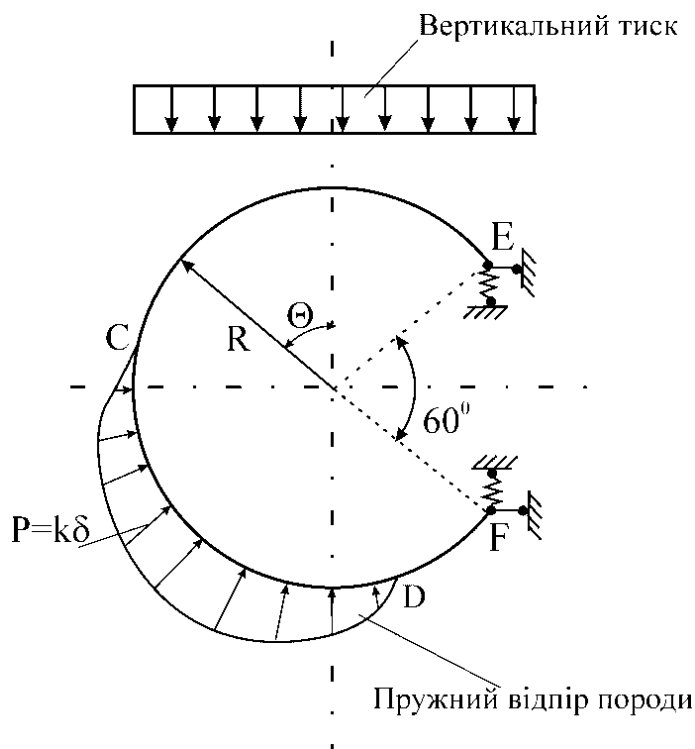


Рисунок 1.5 – Частина просторової розрахункової схеми до пропозиції Петренка – Тютькіна

У вигляді пружного відпору застосовується пружна основа Фуса – Вінклера. Основним принципом її дії є пряма залежність між напруженнями на контакті ґрунту з оправою та радіальними переміщеннями в бік ґрунту. Цей основний принцип пружної основи Фуса – Вінклера використовується при заміні її стержнями еквівалентної жорсткості [5-7]. Сутністю заміни є уявлення безперервної епюри пружного відпору дискретною, причому інтенсивність безперервної епюри (розподілене навантаження) замінюється реакціями, які виникають у стержнях (зосереджені сили). Таке уявлення пружного відпору правомірне, коли кількість стержнів достатня, щоб вплив приведення розподіленого навантаження до зосереджених сил був мінімальним. На рис. 1.6 показана схема заміни пружного відпору за пропозицією Петренка – Тютюкіна.

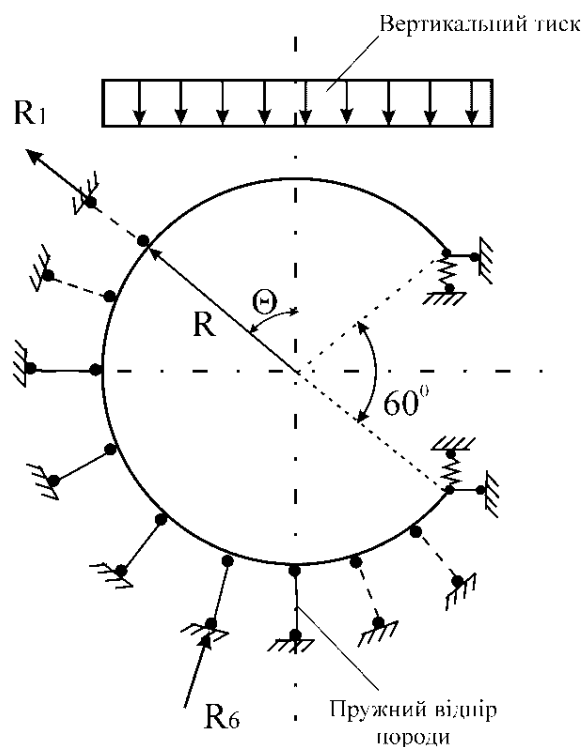


Рисунок 1.6 – Схема заміни пружної основи стержнями еквівалентної жорсткості за пропозицією Петренка – Тютюкіна

Ключовою залежністю для еквівалентного пружного стержня, який моделює основу Фуса – Вінклера, є [5, 7, 10]:

$$A = \frac{k' \cdot l}{E \cdot n}, \quad (1.2)$$

де A – площа пружного еквівалентного стержня; k' – приведений по довжині коефіцієнт пружного відпору; l – довжина стержня; E – модуль пружності матеріалу стержня (грунт); n – кількість стержнів.

Приведений коефіцієнт пружного відпору визначається так:

$$k' = k \cdot L \quad (1.3)$$

де k – коефіцієнт пружного відпору; L – довжина, на якій проявляється його дія.

Послідовність визначення зон «відлипання» й пружного відпору МСЕ така:

1. Розрахункова схема дискретизується на СЕ та тестується на збіжність результатів.
2. Визначаються навантаження – гірський тиск й характеристики пружного відпору.
3. За формулами (1.2) та (1.3) підбираються параметри пружних еквівалентних стержнів.
4. Проводиться статичний розрахунок МСЕ.
5. Проводиться вибір стержнів, у яких реакція позитивна (розтяг). Це говорить про те, що у стержні створилися зусилля розтягу і, відповідно, робота цього стержня не відповідає умовам роботи ґрунту.
6. «Ґрунтові» стержні, у яких знайдено зусилля розтягу (на рис. 1.6 показані пунктиром), відкидаються та проводиться новий розрахунок.

Після серії розрахунків однотипної пілонної станції в різних інженерно-геологічних умовах (гіпотетично були обрані: 1) глина спондилова, $f = 1$; 2)

вапняк щільний $f = 4$; 3) піщаник $f = 7$) можна сказати, що епюра пружного відпору, яка наведена на рис. 1.5, повторюється якісно в усіх розрахунках серії, змінюючись лише кількісно (у залежності від змін коефіцієнта пружного відпору та модуля пружності). Тому методику пошуку зон «відлипання» та пружного відпору на основі пропозиції Петренка – Тютькіна можна вважати більш точною, ніж попередні пропозиції, що базуються на заданих апіорі епюрах пружного відпору.

2 ПОБУДОВА СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИХ МОДЕЛЕЙ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ З ВАРІАЦІЄЮ ВЛАСТИВОСТЕЙ ОТОЧУЮЧОГО МАСИВУ

2.1 Розробка плоских і просторових скінченно-елементних схем пілонної станції

Як було вже сказано в розділі 1, задана форма й інтенсивність пружного відпору впливає на точність результатів розрахунку. Але таке припущення зрозуміле, оскільки існує складність аналітичного пошуку меж й інтенсивності пружного відпору в симетричній конструкції з несиметричним навантаженням, яка знаходиться в середовищі зі складними властивостями (боковий станційний тунель). Розповсюджено багато пропозицій щодо завдання пружного відпору, але приймається найбільш перевірена практикою розрахунків пропозиція О. Ю. Бугаєвої [7, 9], згідно з якою форма пружного відпору визначається у вигляді двох геометричних кривих, що сполучаються. Хибність використання цієї пропозиції у випадку бокового тунелю полягає в тому, що вона застосовується лише для симетричних конструкцій з симетричним навантаженням типу перегінного тунелю, а боковий станційний тунель не є такою конструкцією. Наслідком такого використання і є задана апріорі форма пружного відпору з нульовими точками С і D. Але з основ будівельної механіки відомо, що переміщення симетричних конструкцій з несиметричним навантаженням також несиметричні. Це також є доказом того, що такий підхід до визначення меж та інтенсивності пружного відпору для описаних конструкцій є не зовсім правильним.

Важливе критичне зауваження щодо застосування плоских розрахункових схем висловлюється стосовно неправильності побудови самої плоскої схеми у прийомній частині. У вигляді граничних умов уведено шарнірно нерухомі опори, що означає відсутність переміщень у цих точках у горизонтальній й

вертикальній площинах. У дійсності пройомні кільця розмикаються на перемичку, а оскільки вона має кінцеву жорсткість й достатню довжину, то логічним було б говорити про те, що точки E та D мають переміщення по вертикалі й горизонталі (від гірського тиску, сукупності деформацій бокового тунелю, осідань основи тощо); можливий також поворот кільця внаслідок несиметричності навантаження. Крім помилковості введення таких граничних умов, важливе й те, що пілонна плоска схема має можливість здійснювати рух по вертикалі (осідання), оскільки у схемі передбачено наявність ґрунтового середовища. Без сумніву, в реальній станційній конструкції осідання по вертикалі наявні (від дії вертикального навантаження й власної ваги), оскільки оточуючий масив має пружно-в'язко-пластичні властивості і можливе його осідання. Але якщо проаналізувати плоску схему в пройомній частині, можна побачити, що бокові та середній станційні тунелі мають граничні умови у вигляді шарнірно нерухомих опор, з чого випливає, що осідання по вертикальній осі відсутні, а є лише деформування бокових та середнього тунелів у ґрунтовому середовищі через формозміну. Відповідним чином відбувається розподіл реальної станційної конструкції на дві частини: пілонна частина, у якій спостерігається осідання по вертикальній осі, і пройомна частина, у якій осідання не спостерігається. Ситуація, яку проаналізовано, абсурдна, оскільки станція являє собою суцільну конструкцію, усі перерізи якої здійснюють рух по вертикальній осі. Відповідно, цей аналіз доводить хибність побудови плоских розрахункових схем та неадекватність завдання навантажень на розрахункову схему.

При визначенні опорних реакцій і зусиль у перетинах статично визначених стержневих системах за допомогою рівнянь рівноваги не потрібно задавати жорсткості стрижнів розглянутої стержневої системи, оскільки вони не входять у рівняння рівноваги. Однак, оскільки в програмі SCAD для розрахунку будь-яких стержневих систем, як статично визначених, так і статично невизначених,

використовується МСЕ, у якому використовуються матриці жорсткості елементів, то жорсткості елементів повинні бути задані й при розрахунку статично визначених стержневих систем.

Якщо ставиться завдання визначення тільки зусиль у розглянутій статично визначеній стержневій системі, то з обліком того, що твердості не входять у рівняння рівноваги, необхідні жорсткості в програмі SCAD можуть бути задані у вигляді довільних значень, наприклад рівними одиниці.

Безпосереднє забезпечення радіальних переміщень оправи, а звідси і інтенсивність пружного відпору, яка знаходилася перемноженням переміщення на коефіцієнт пружного відпору не зовсім вірно. Хоча вищезгадане логічно впливає із гіпотези Фуса – Вінклера (гіпотеза прямої пропорційності напружень та деформацій), яка була вибрана в якості робочої гіпотези в попередніх розрахунках, але вона не є вірним. У випадку безпосереднього забезпечення радіальних переміщень оправи головне не враховано, а саме: радіальне переміщення δ від вертикального навантаження знаходиться без урахування взаємодії ґрунту за оправою, тобто без урахування його стиснення. Переміщення δ інтерпретуються як миттєві переміщення оправи в ґрунт, що в реальному житті неможливо. Точка на оправі, під дією гірського вертикального тиску переміщується в сторону ґрунту, які мають пружні властивості, тобто переміщення отримані без урахування пружних властивостей ґрунту невірна.

Потрібно прийняти нову робочу гіпотезу. В якості такої приймаємо ту ж гіпотезу місцевих деформацій (Фуса – Вінклера), промодельємо ґрунт за оправою, пружність (як характеризується коефіцієнтом пружного відпору) стержнями еквівалентної жорсткості.

Дані стержні, поставлені в границях пружного відпору, зможуть реально описати пружні властивості ґрунту, його здатність до стиску, а звідси і його пасивний тиск.

Кількість цих стержнів в процесі розрахунку буде мінатися, оскільки в

стержнях, в яких утворюється розтягнення, будуть відкинуті і буде проведений перерахунок до тих пір, поки не будуть знайдені точні границі зони пружного відпору [7, 13].

Площа стержня буде мінятися, оскільки кількість стержнів еквівалентної жорсткості буде мінятися. Діалог із присвоєнням властивостей стержнів в скінченно-елементній моделі має наступний вигляд (рис. 2.1).

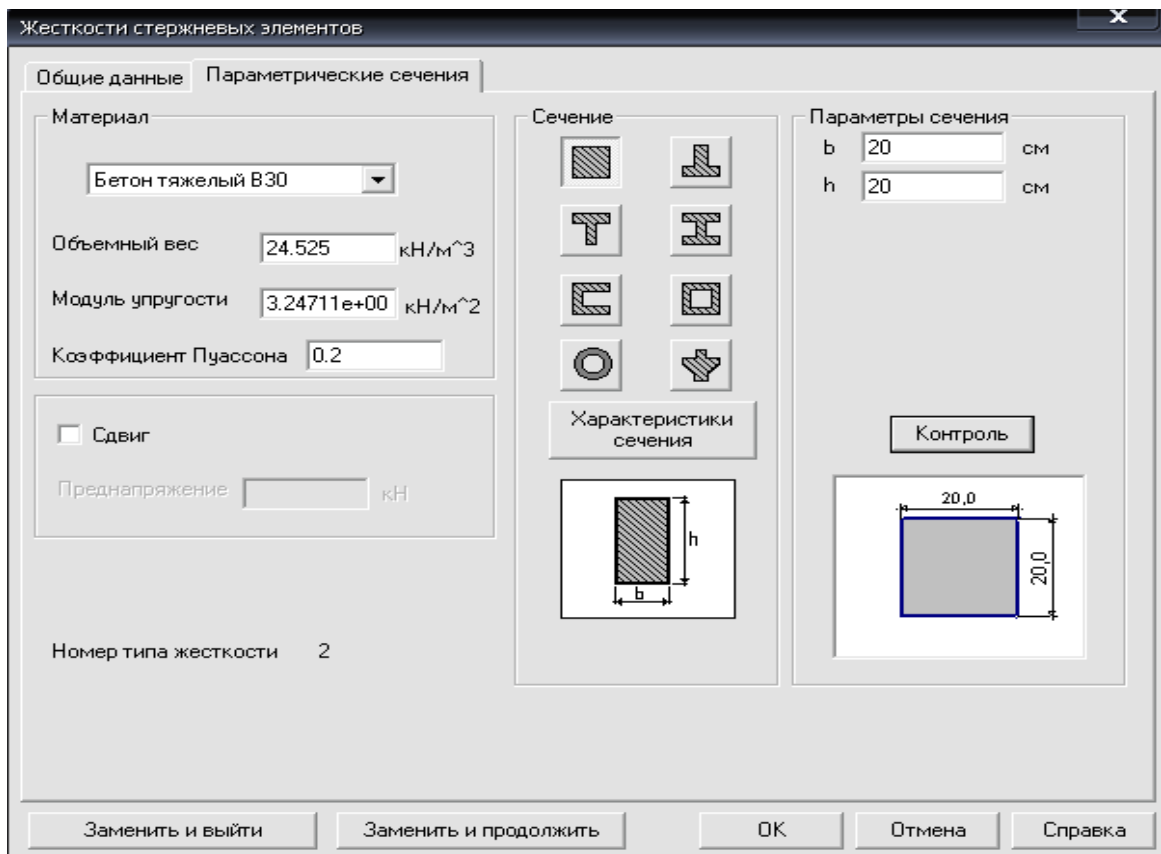


Рисунок 2.1 – Діалог із присвоєнням властивостей стержнів в SCAD

Розрахунок стержнів виконується для різних моделей наступним чином.

$$A = a^2$$

$$a^2 = \frac{k \cdot l}{E \cdot n};$$

$$k = 10 \cdot 10^4 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$E = 3 \cdot 10^5 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Для розрахункової моделі №1 та 3 n=84

$$a^2 = \frac{10 \cdot 10^4 \cdot 1}{3 \cdot 10^5 \cdot 84};$$

$$a = \sqrt{0,00397} = 0,06\text{м}$$

Для розрахункових моделей №2, 4, 5 та 6 при n=45:

$$a^2 = \frac{10 \cdot 10^4 \cdot 1}{3 \cdot 10^5 \cdot 45};$$

$$a = \sqrt{0,0074} = 0,086\text{м} \text{ приймаємо } 0,09\text{м};$$

Для розрахункових моделей №7 та 9 при n=68:

$$k = 10 \cdot 10^5 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$a^2 = \frac{10 \cdot 10^5 \cdot 1}{3 \cdot 10^5 \cdot 68};$$

$$a = \sqrt{0,049} = 0,22\text{м} \text{ приймаємо } 0,25\text{м};$$

Для розрахункових моделей №8 та 10 при n=39:

$$k = 10 \cdot 10^5 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$a^2 = \frac{10 \cdot 10^5 \cdot 1}{3 \cdot 10^5 \cdot 39};$$

$$a = \sqrt{0,0855} = 0,292\text{м} \text{ приймаємо } 0,3\text{м};$$

2.2 Визначення параметрів еквівалентних стержнів в просторовій постановці

У модернізованому на основі МСЕ [13] методі Метродіпротрансу розрахункова схема спорудження або конструкції представляється як сукупність деяких типових скінченних елементів, з'єднаних між собою й з основою у вузлах.

Для розрахунку лінійно-деформуємих плоских стрижневих систем у програмі SCAD використовуються прямолінійні стрижневі скінченні елементи [5, 13] типу 1 «Стержень плоскої ферми». У межах елемента цього типу відсутнє будь-яке навантаження (навантаження на ферму приводиться до її вузлів). Тому з умови рівноваги елемента зусилля, що діють по його кінцях, рівні один одному.

На рис. 2.2 наведена розрахункова схема станції пілонного типу, які складаються з 45 та 39 вузлів які з'єднуються між собою стержневими елементами.

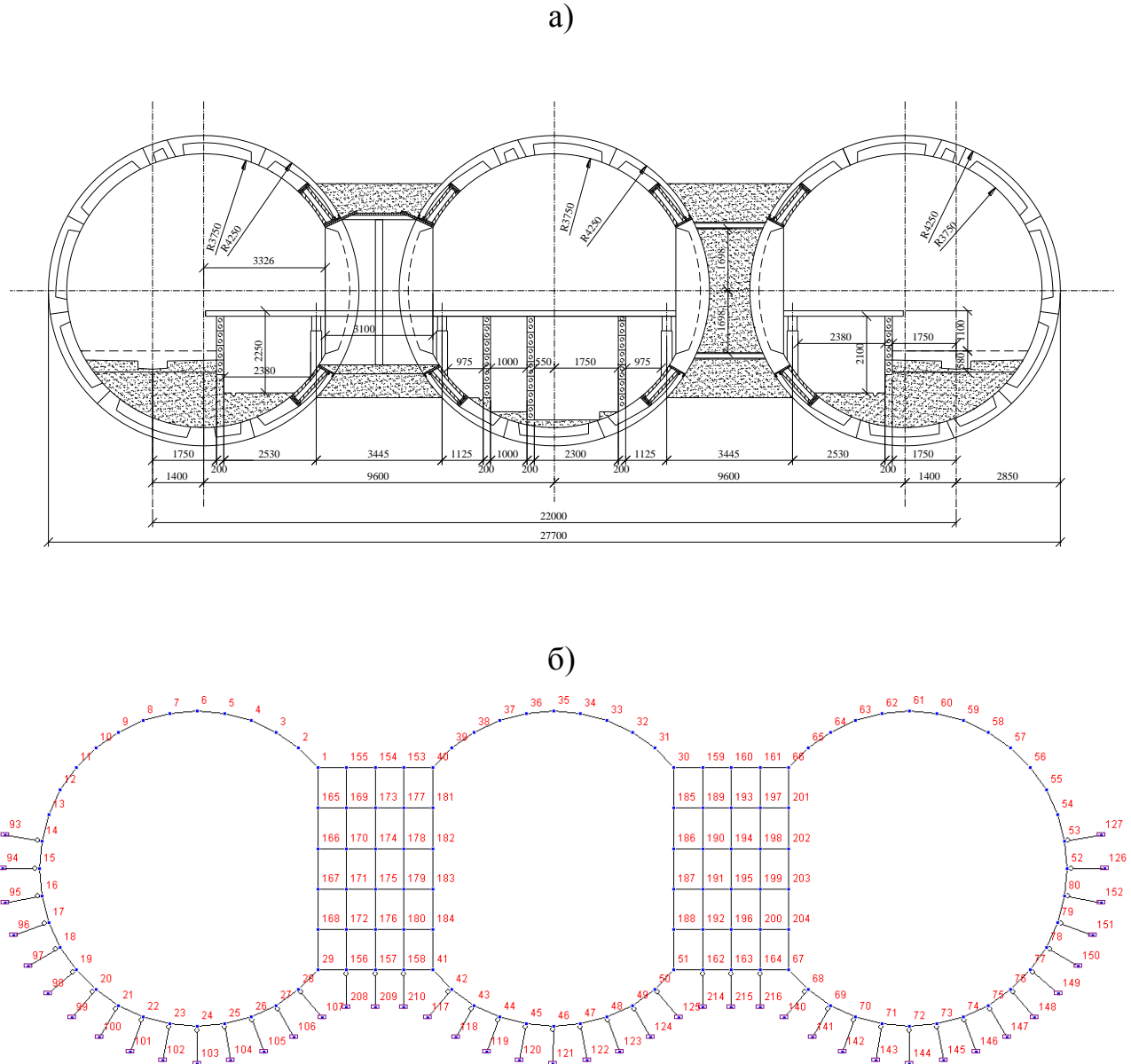


Рисунок 2.2 – Станція пілонного типу:

а) конструкція; б) розрахункова СЕ-модель

Вся стержнева система ставиться до загальної системи осей координат. Вона використовується при призначенні навантаження на розрахункову схему й у цій системі визначаються переміщення вузлів розрахункової схеми.

В SCAD використовується права система осей координат XYZ (рис. 2.3).

Плоска стрижнева система перебуває в площині XOZ.

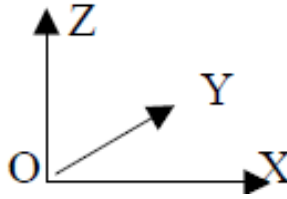


Рисунок 2.3 – Система осей координат XYZ

Положення початку системи осей координат на площині XOZ призначається розраховувачем.

У МСЕ кожний елемент ставиться не тільки до загальної системи координат, але й до своєї власної (місцевої) системи координат [10].

У місцевій системі координат видаються результати розрахунку по визначенню зусиль M , Q , N у вузлах елементів i в його перетинах.

У програмі SCAD початок місцевої системи координат елемента збігається з одним з його вузлів. Такому вузлу в місцевій системі координат призначається номер 1.

3 АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЕЛЬНОГО АНАЛІЗУ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ З ВАРІАЦІЄЮ ПАРАМЕТРІВ

Створюємо першу модель для розрахунку (введення вузлів по дузі кола, рис. 3.1).

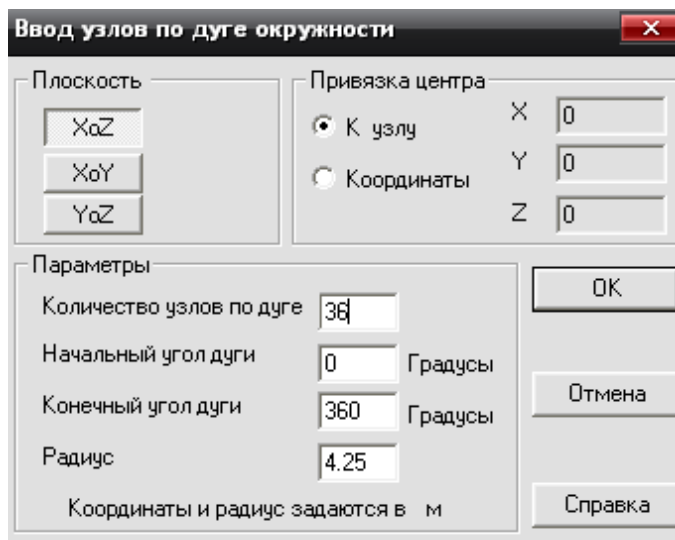


Рисунок 3.1 – Алгоритм введення вузлів по дузі кола

Отримуємо модель пілонної станції, яка складається з 84 вузлів з'єднаних між собою стержневими елементами (рис. 3.2).

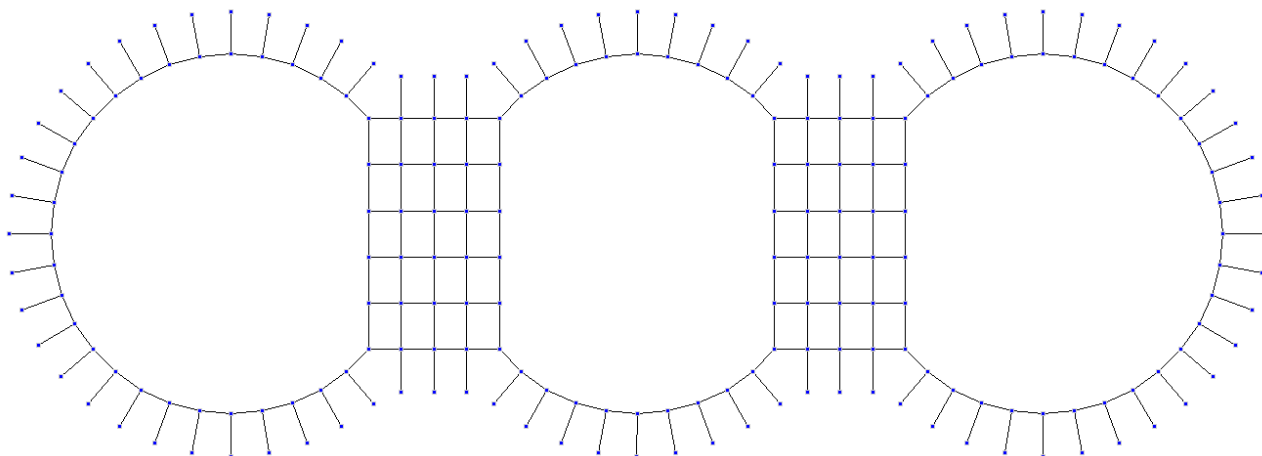


Рисунок 3.2 – Початкова скінченно-елементна модель

Тепер необхідно задати жорсткість стержневим елементам, для цього виконуємо такі дії (рис. 3.3).

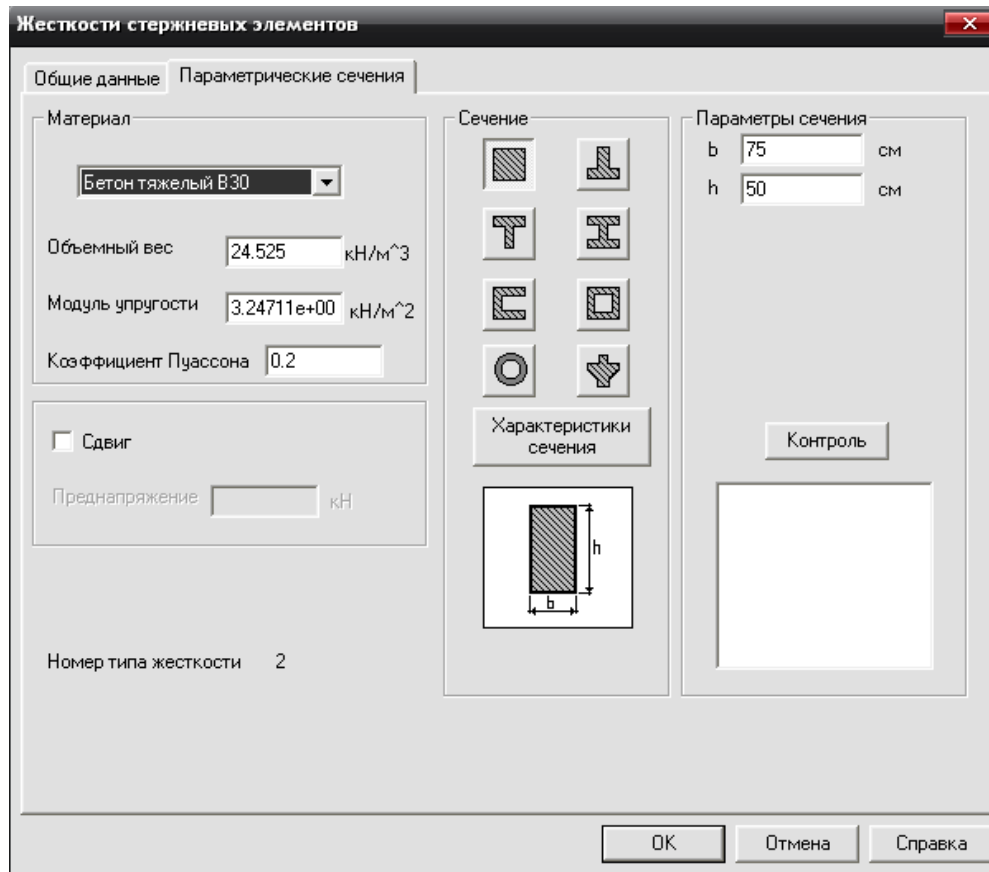


Рисунок 3.3 – Присвоєння жорсткості стержневим елементам

Наступним кроком є Присвоєння в'язей (рис. 3.4):

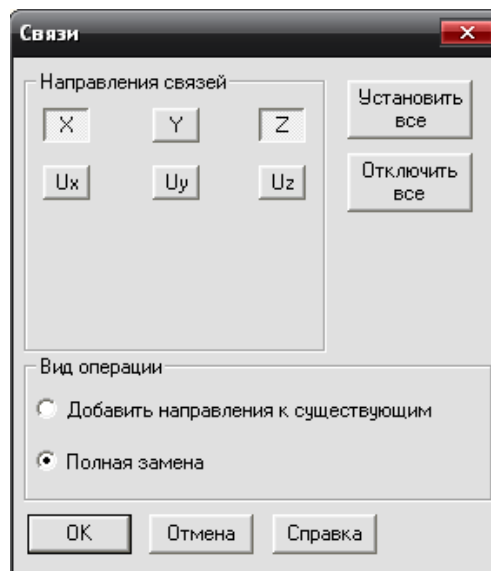


Рисунок 3.4 – Присвоєння в'язей

Після Присвоєння в'язей отримуємо таку модель (рис. 3.5):

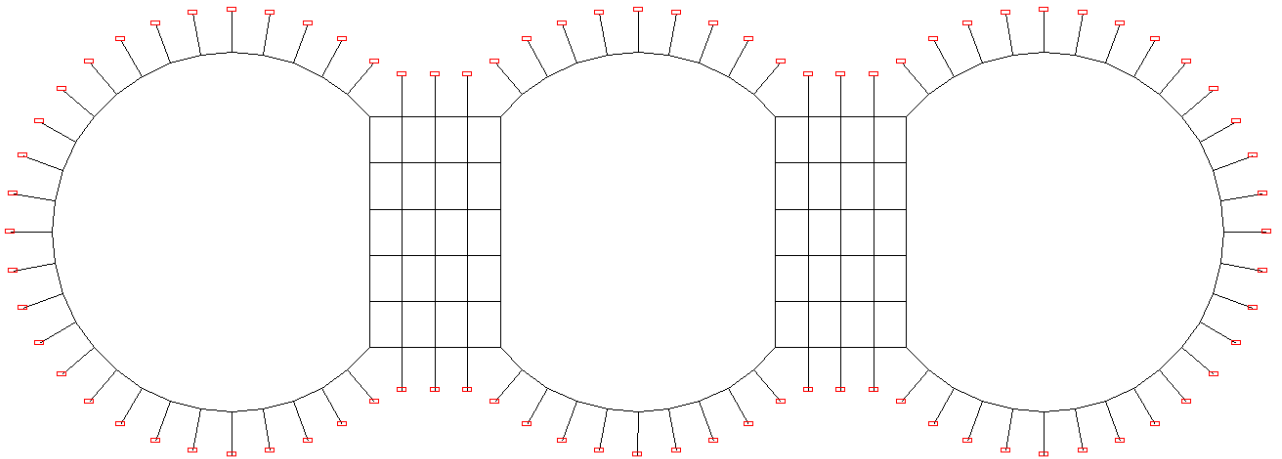


Рисунок 3.5 – Скінченно-елементна модель зі закріпленням

Задаємо навантаження на модель, виконуючи такі дії (рис. 3.6):

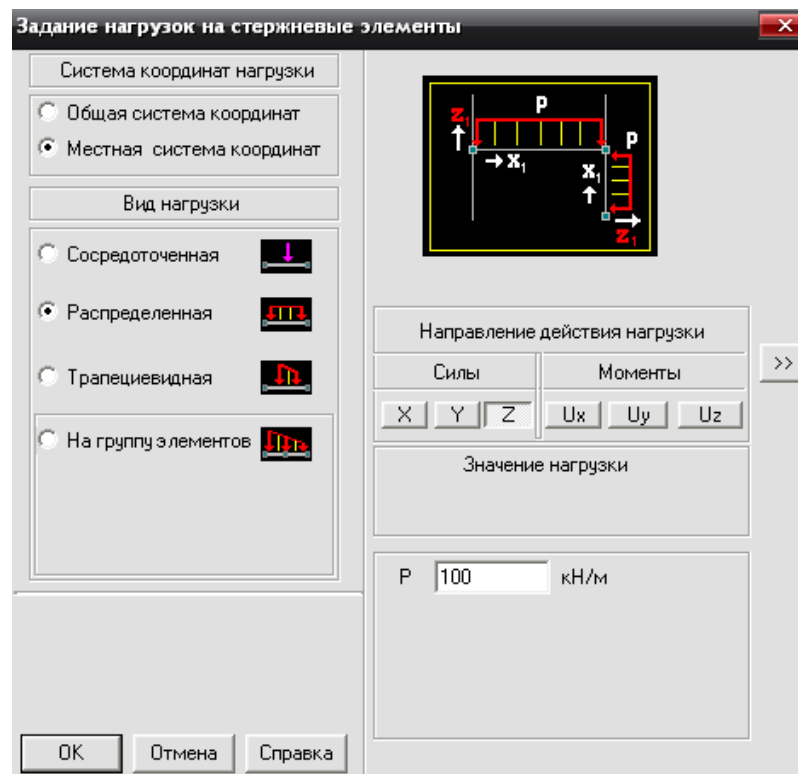


Рисунок 3.6 – Присвоєння навантаження на стержневі елементи

Отримуємо остаточну модель для розрахунку (рис. 3.7):

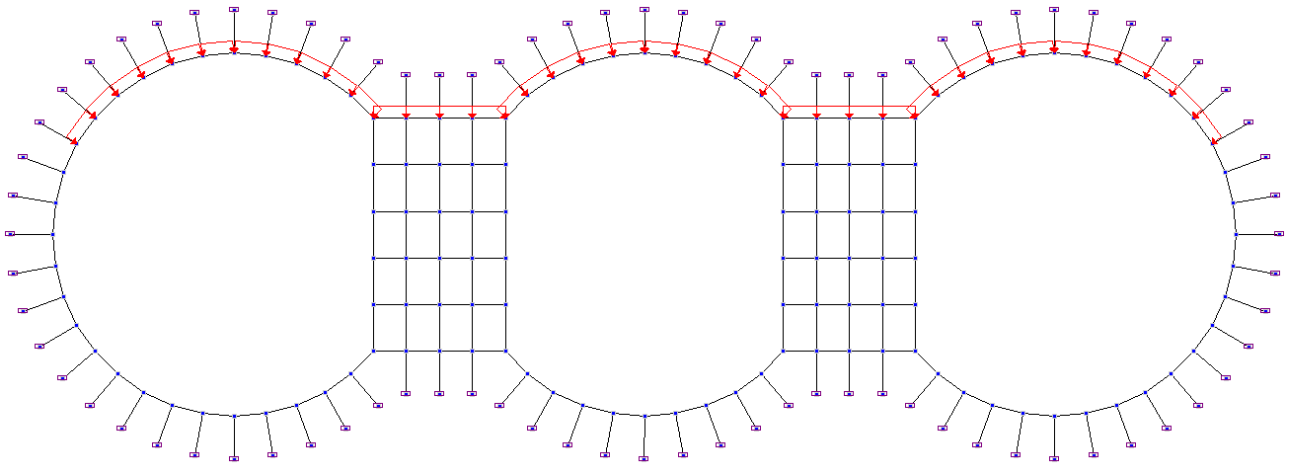


Рисунок 3.7 – Модель для розрахунку

Виконуємо розрахунок (рис. 3.8).

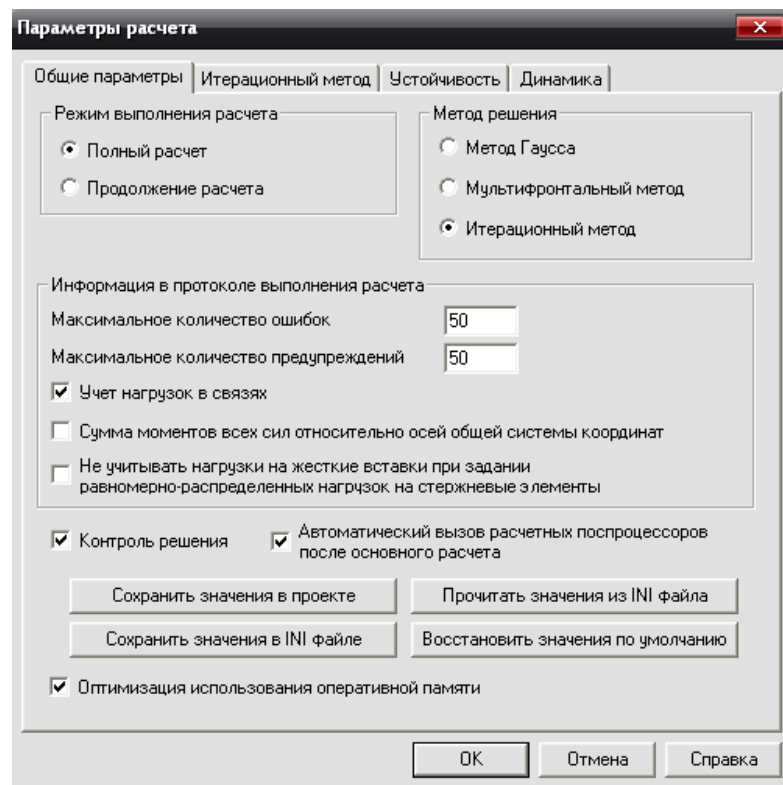


Рисунок 3.8 – Параметри розрахунку

Після виконання розрахунку отримано його результати у вигляді епюр нормальних сил (рис. 3.9), моментів (кількісні) (рис. 3.10).

Оскільки модель симетрична відносно центральної осі, показуємо одну половину.

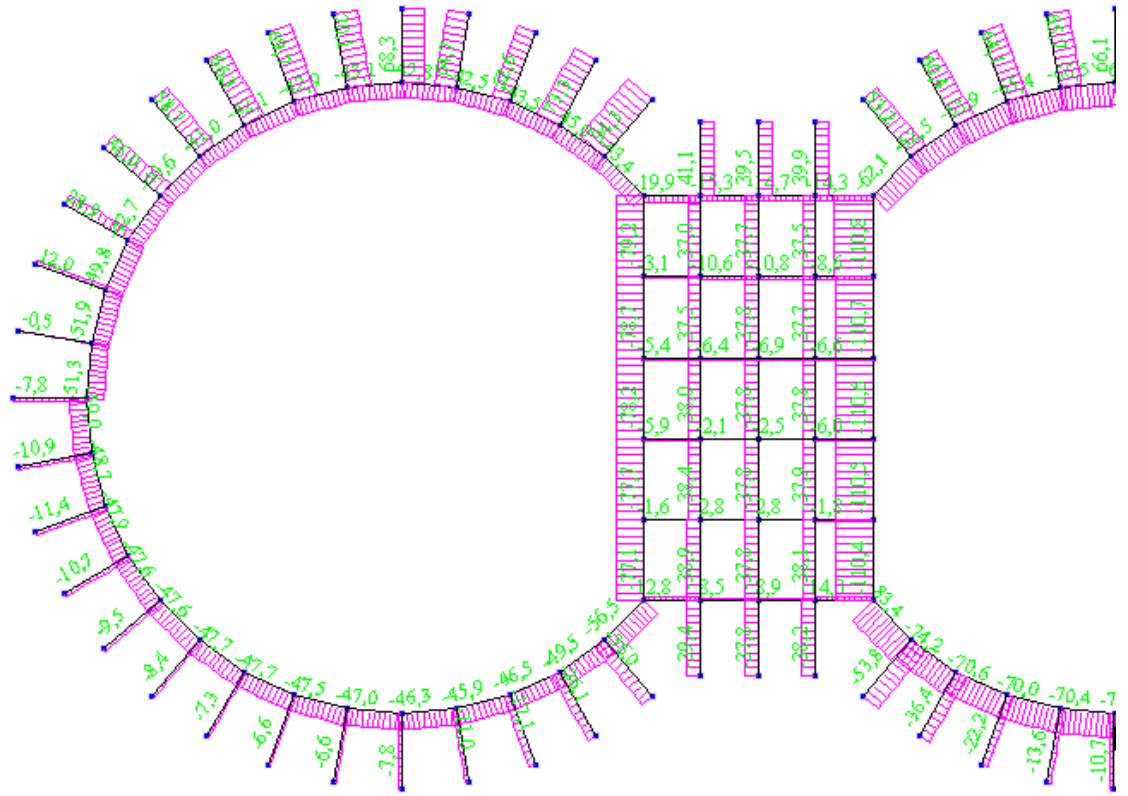


Рисунок 3.9 – Еюра нормальних сил

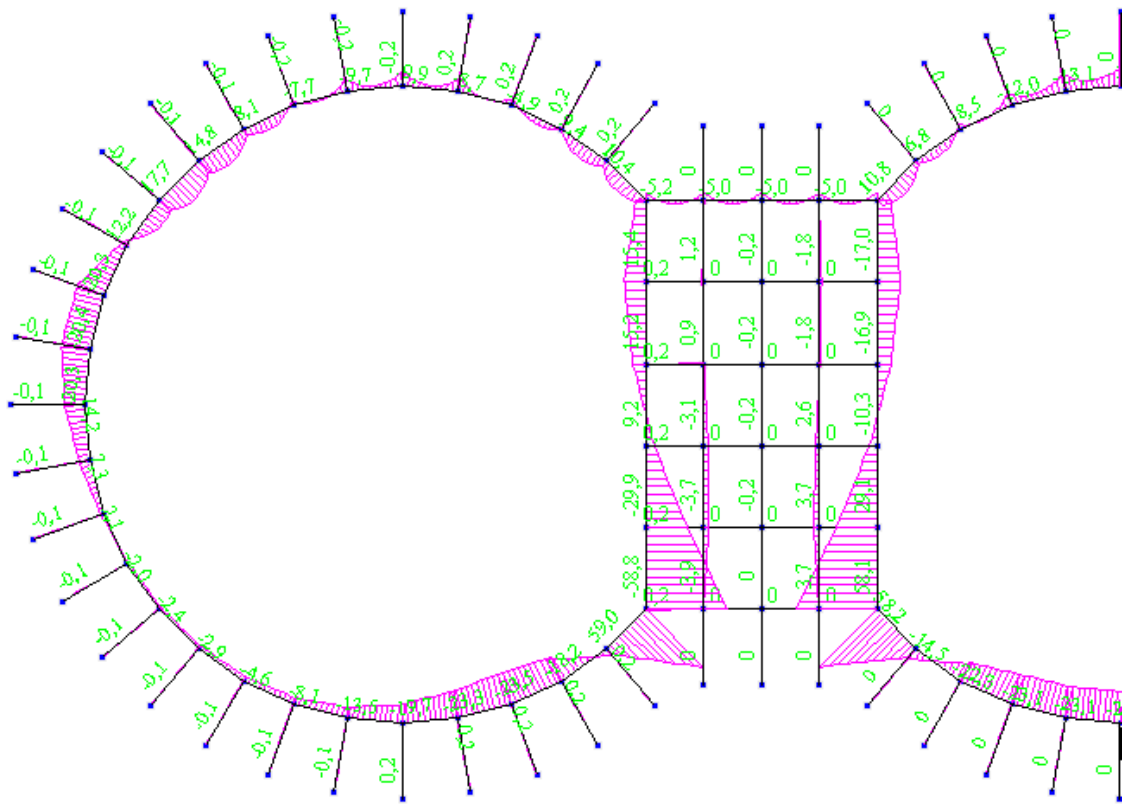


Рисунок 3.10 – Еюра моментів

Для наступного розрахунку відкидаємо стержневі елементи, які на епюрі нормальних сил були із знаком «+», оскільки ґрунт не може працювати на розтяг (рис. 3.11).

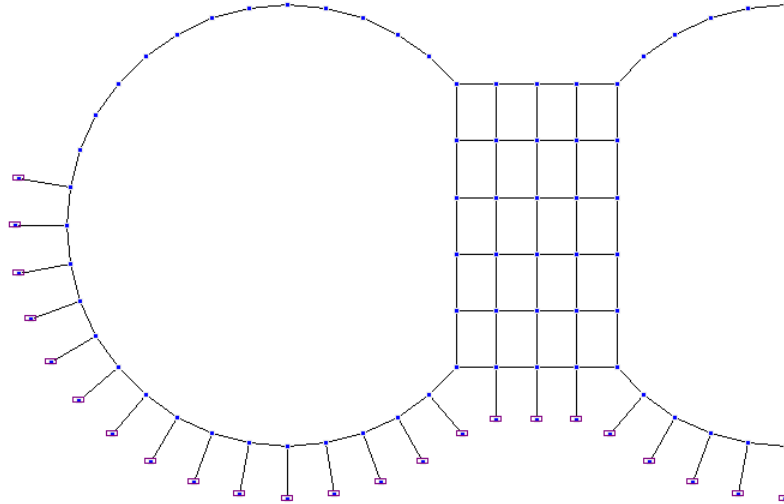


Рисунок 3.11 – Скінченно-елементна модель після першої ітерації
(розтягнуті стержні відкинута)

Наступним кроком є Присвоєння навантаження (повторюючи дії з розділу 3.1) і отримуємо остаточну розрахункову модель (рис. 3.12).

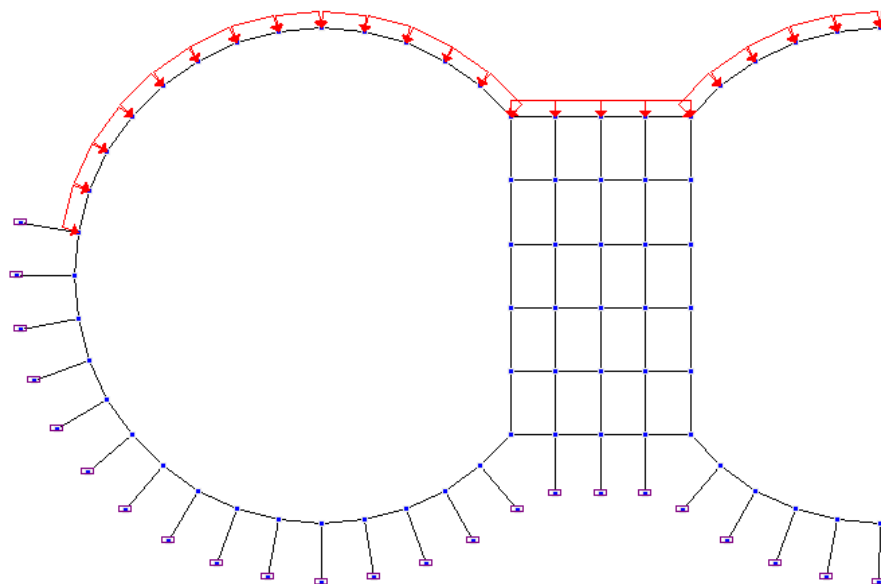


Рисунок 3.12 – Розрахункова модель №2

Після виконання розрахунку отримано його результати у вигляді епюр нормальних сил (рис. 3.13), моментів (кількісні) (рис. 3.14).

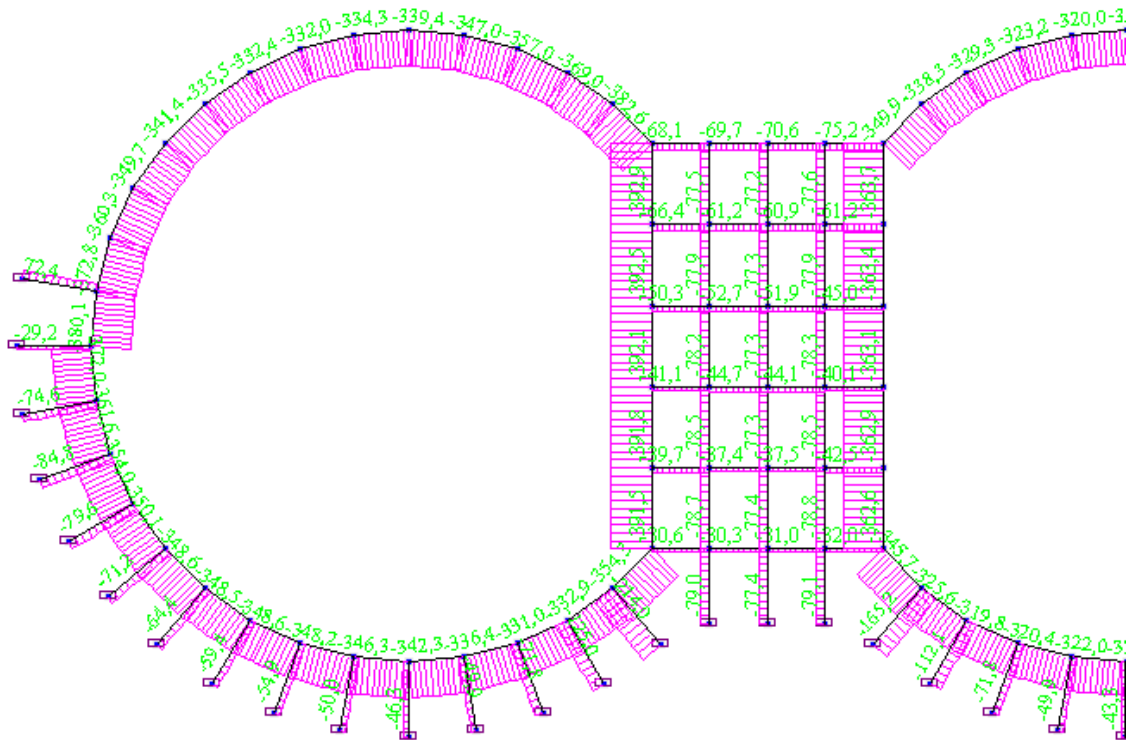


Рисунок 3.13 – Епюра нормальних сил

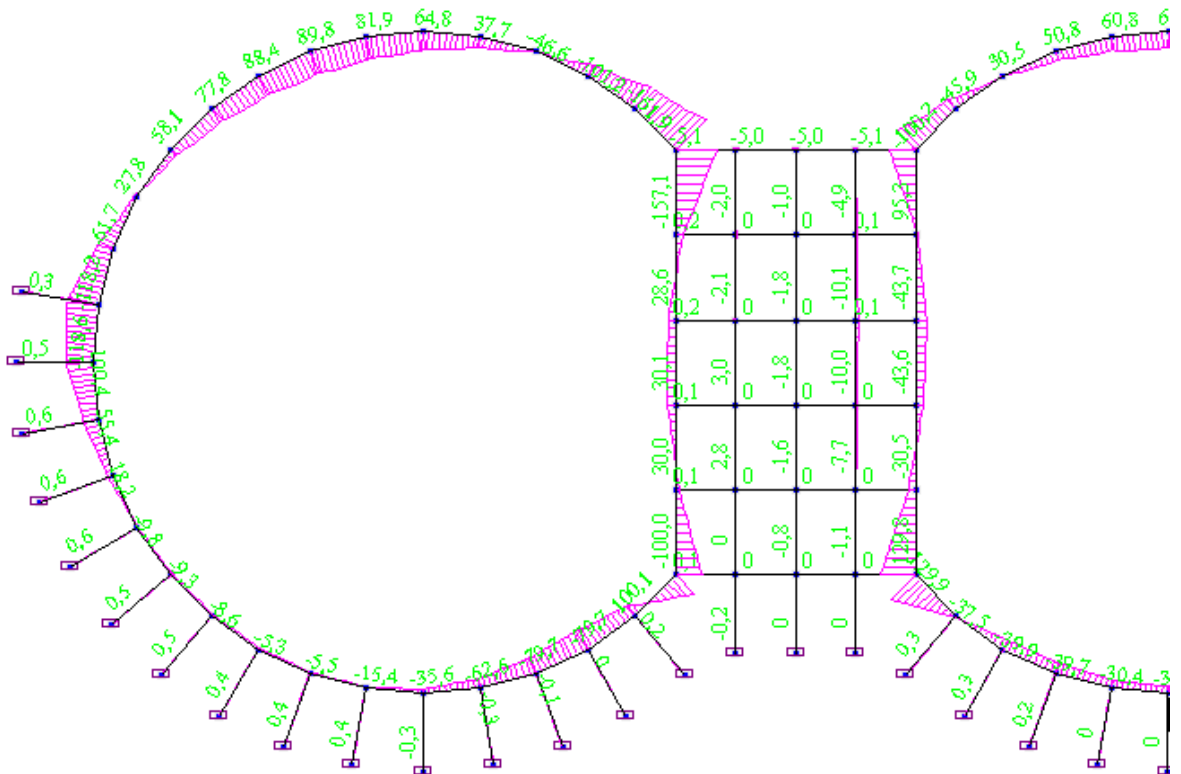


Рисунок 3.14 – Епюра моментів

Для наступного розрахунку використовуємо модель з проємною частиною (рис. 3.15).

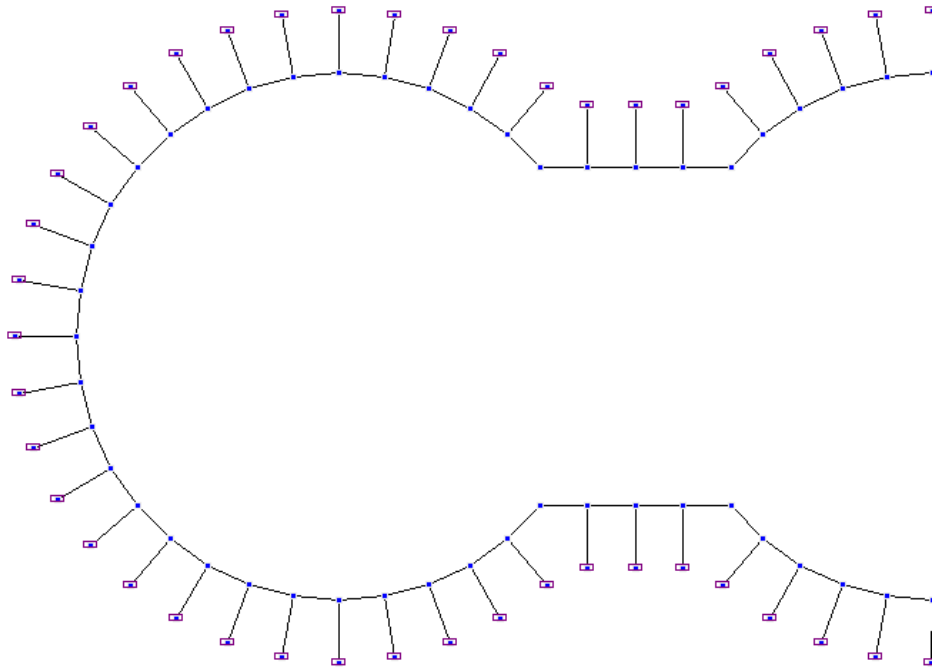


Рисунок 3.15 – Скінченно-елементна модель після ітерації

Наступним кроком є присвоєння навантаження (повторюючи дії з розділу 3.1) і отримуємо остаточну розрахункову модель (рис. 3.16).

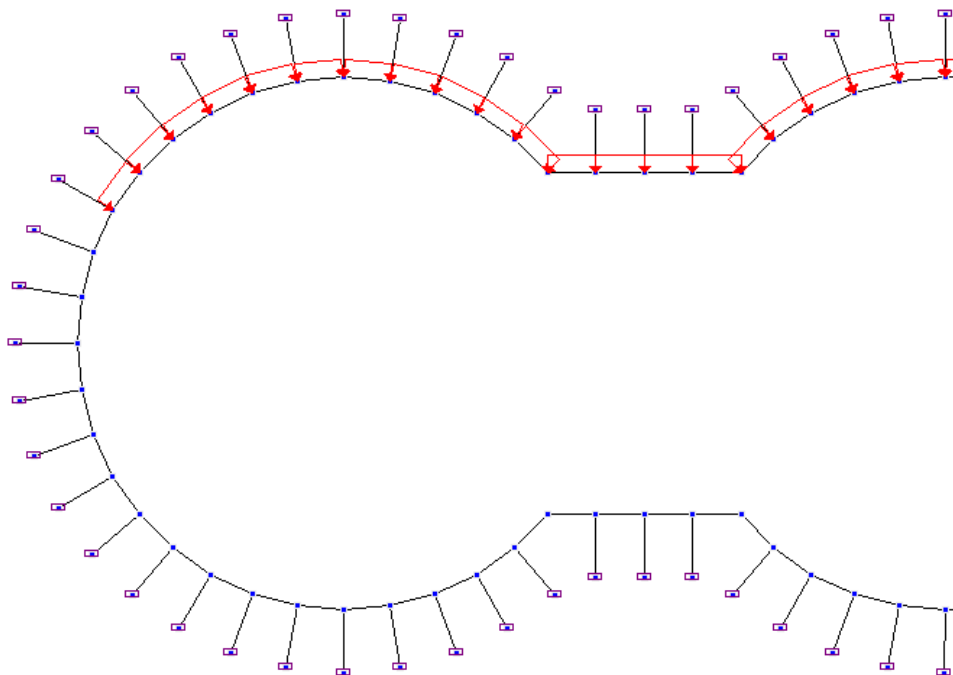


Рисунок 3.16 – Розрахункова модель №3

Після виконання розрахунку отримано його результати у вигляді епюр нормальних сил (рис. 3.17), моментів (кількісні) (рис. 3.18).

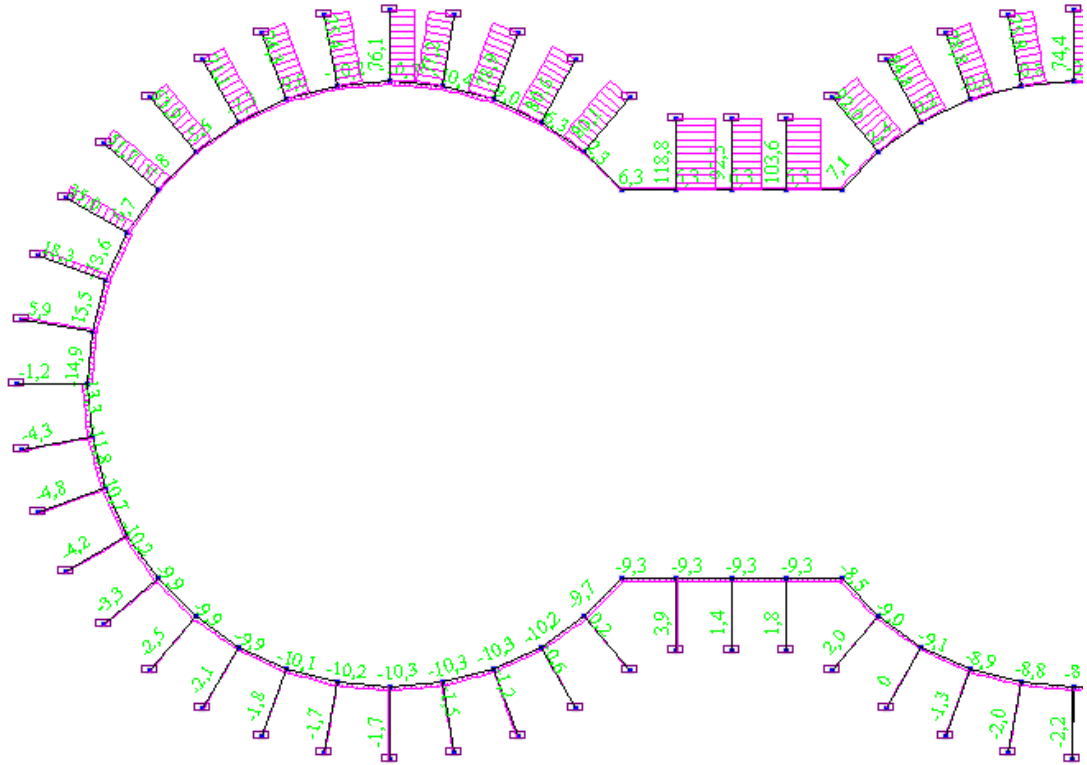


Рисунок 3.17 – Епюра нормальних сил

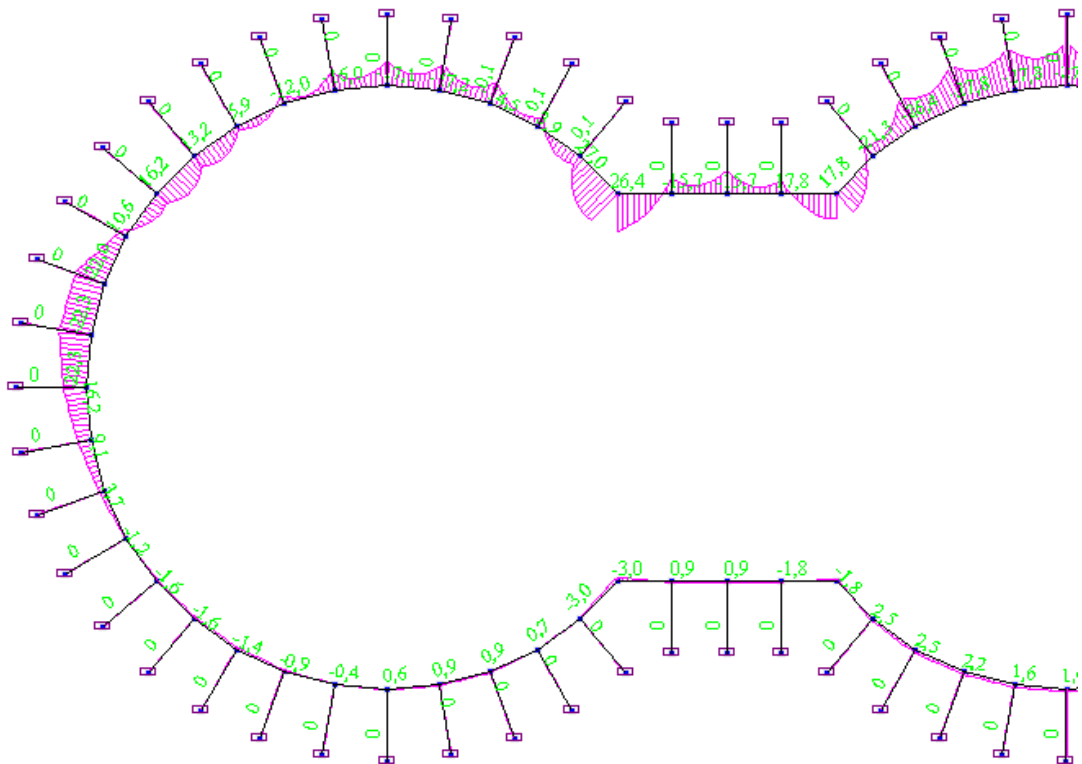


Рисунок 3.18 – Епюра моментів

Для наступного розрахунку відкидаємо стержневі елементи, які на епюрі нормальних сил були із знаком «+», оскільки ґрунт не може працювати на розтяг (рис. 3.19).

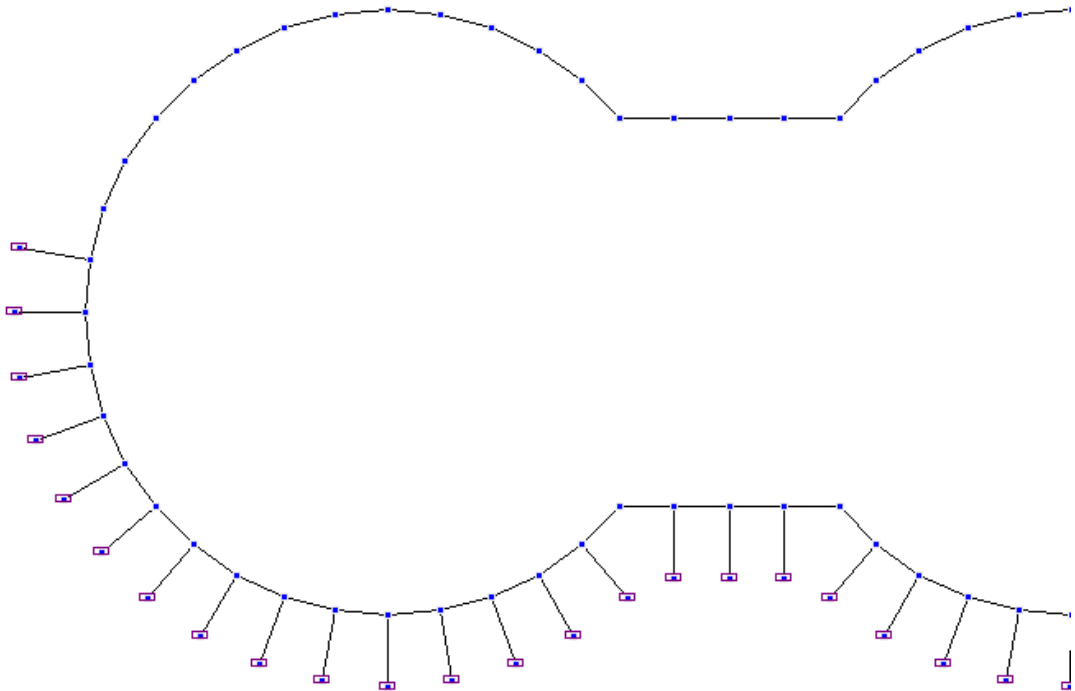


Рисунок 3.19 – Скінченно-елементна модель після ітерації

Наступним кроком є Присвоєння навантаження (повторюючи дії з розділу 3.1) і отримуємо остаточну розрахункову модель (рис. 3.20).

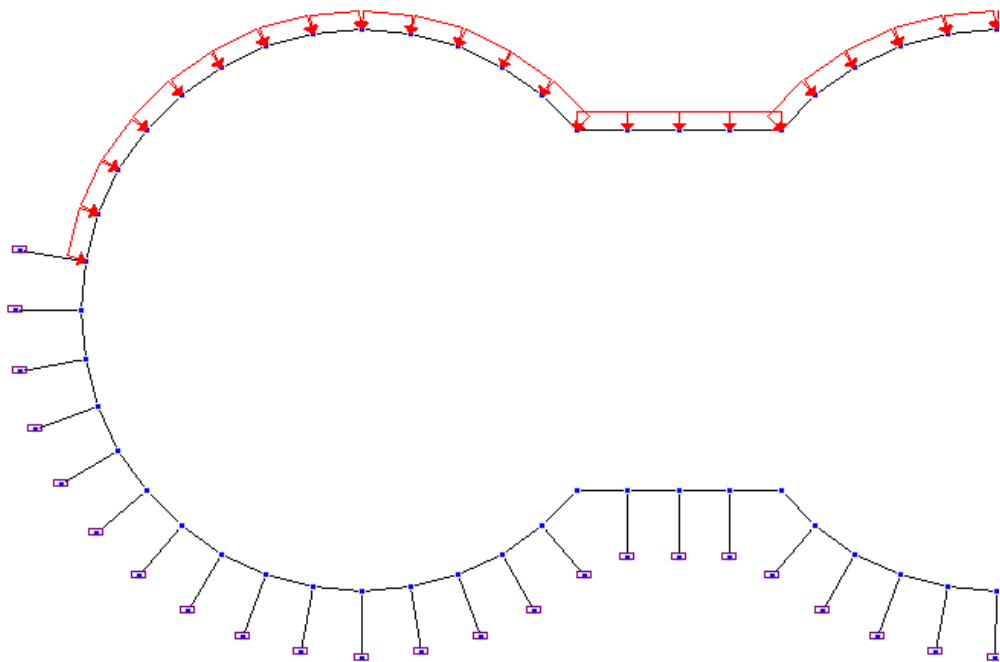


Рисунок 3.20 – Розрахункова модель №4

Після виконання розрахунку отримано його результати у вигляді епюр нормальних сил (рис. 3.21), моментів (кількісні) (рис. 3.22).

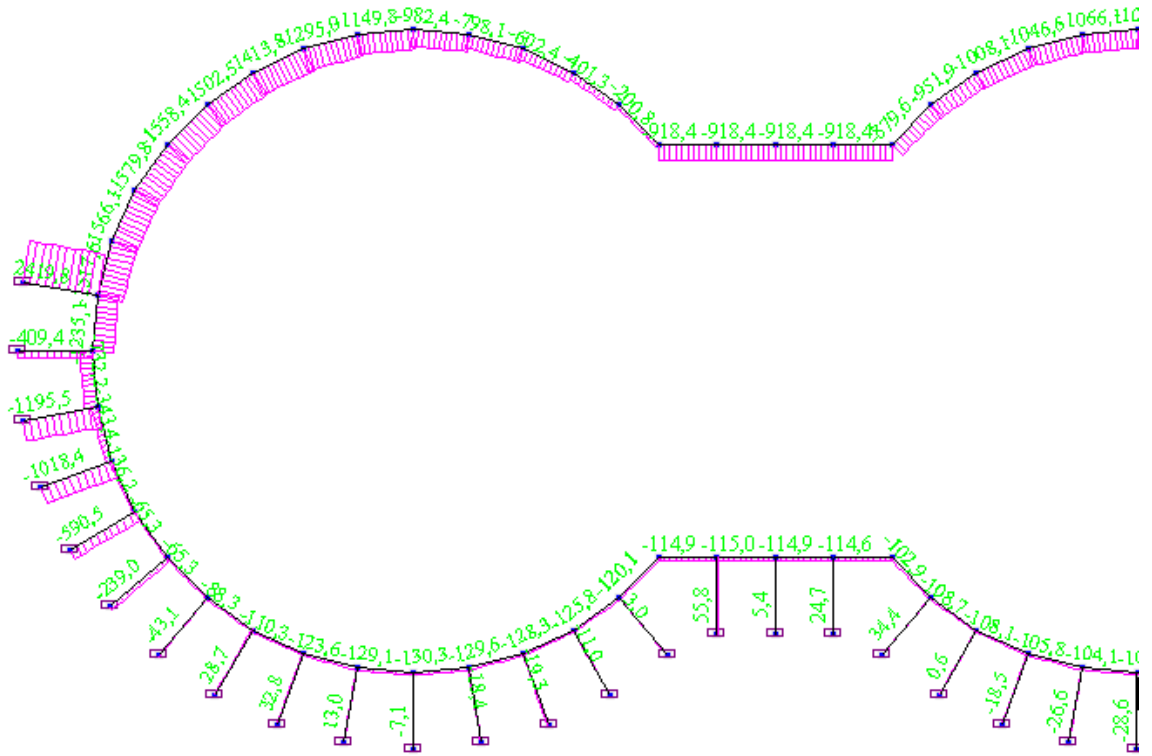


Рисунок 3.21 – Епюра нормальних сил

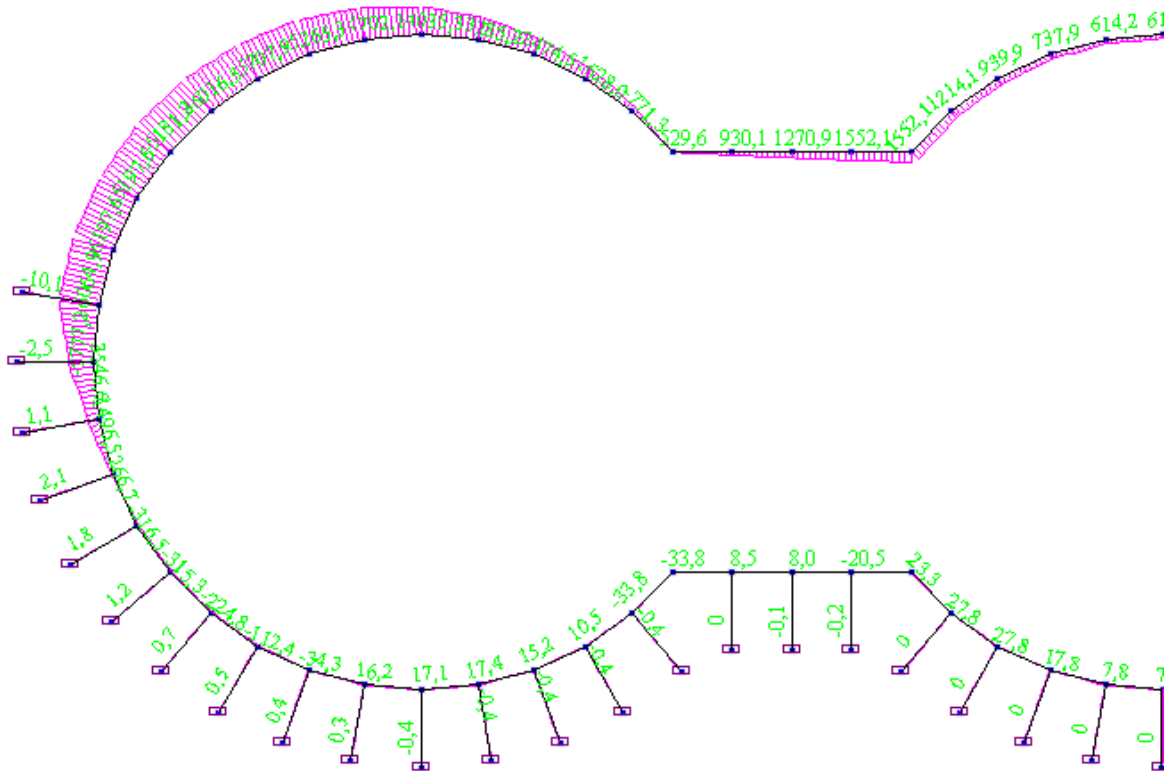


Рисунок 3.22 – Епюра моментів

Для наступного розрахунку вводимо у вузли шарніри (рис. 3.23):

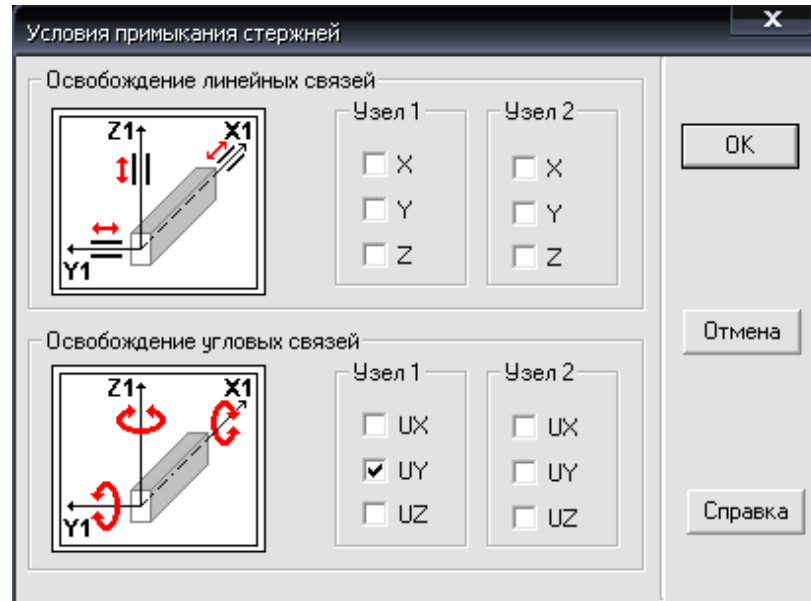


Рисунок 3.23 – Умови примикання стержнів

Вісь X_1 місцевої системи координат стрижневого елемента збігається з його віссю Y і має позитивний напрямок від вузла 1 до вузла 2 елемента.

Місцева система координат (так само як і загальна система для всієї стрижневої системи) є правою. Це визначає напрямок осей Y_1 і Z_1 стосовно осі X_1 .

Для горизонтального стрижневого елемента прийнято направляти вісь X_1 вправо, тобто лівий вузол елемента (початок місцевої системи координат) має номер 1, а правий – номер 2.

Для вертикального стрижневого елемента прийнято направляти вісь X_1 нагору. У цьому випадку в місцевій системі координат нижній вузол відзначається номером 1, а верхній – номером 2.

Звернемо увагу на те, що для вертикального елемента, віднесеного до правої загальної системи осей координат, при напрямку осі X_1 (паралельно осі Z), вісь Y_1 буде спрямована паралельно осі Y , але у зворотному напрямку, а вісь Z_1 буде паралельна осі X і спрямована в ту ж сторону.

Отримуємо першу модель з врізаними шарнірами між оправою і

стержневими елементами (рис. 3.24).

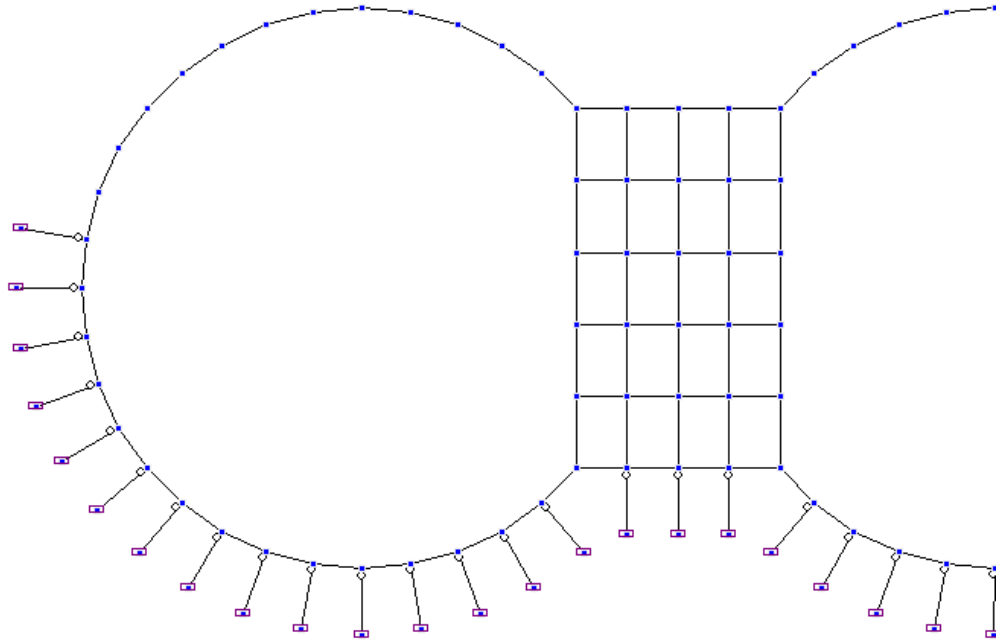


Рисунок 3.24 – Розрахункова модель з шарнірами

Задаємо жорсткості стержневим елементам, потім задаємо в'язі і навантаження на модель (як у попередньому розділі) і отримуємо остаточну модель (рис. 3.25).

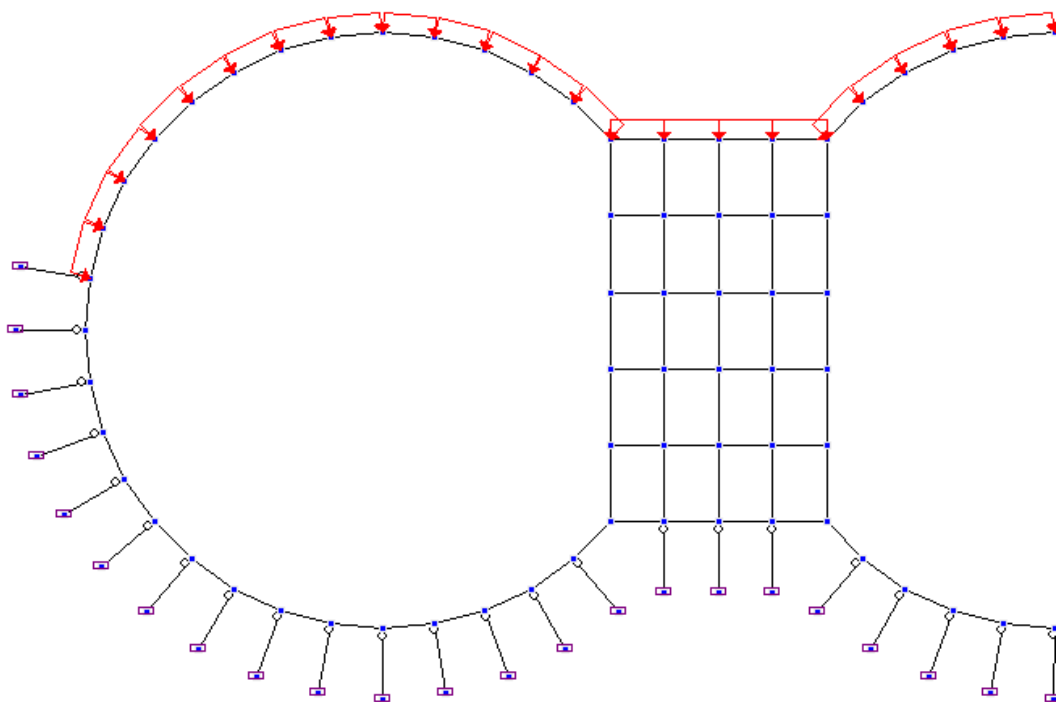


Рисунок 3.25 – Розрахункова модель №5

Після виконання розрахунку отримано його результати у вигляді епюр нормальних сил (рис. 3.26), моментів (кількісні) (рис. 3.27).

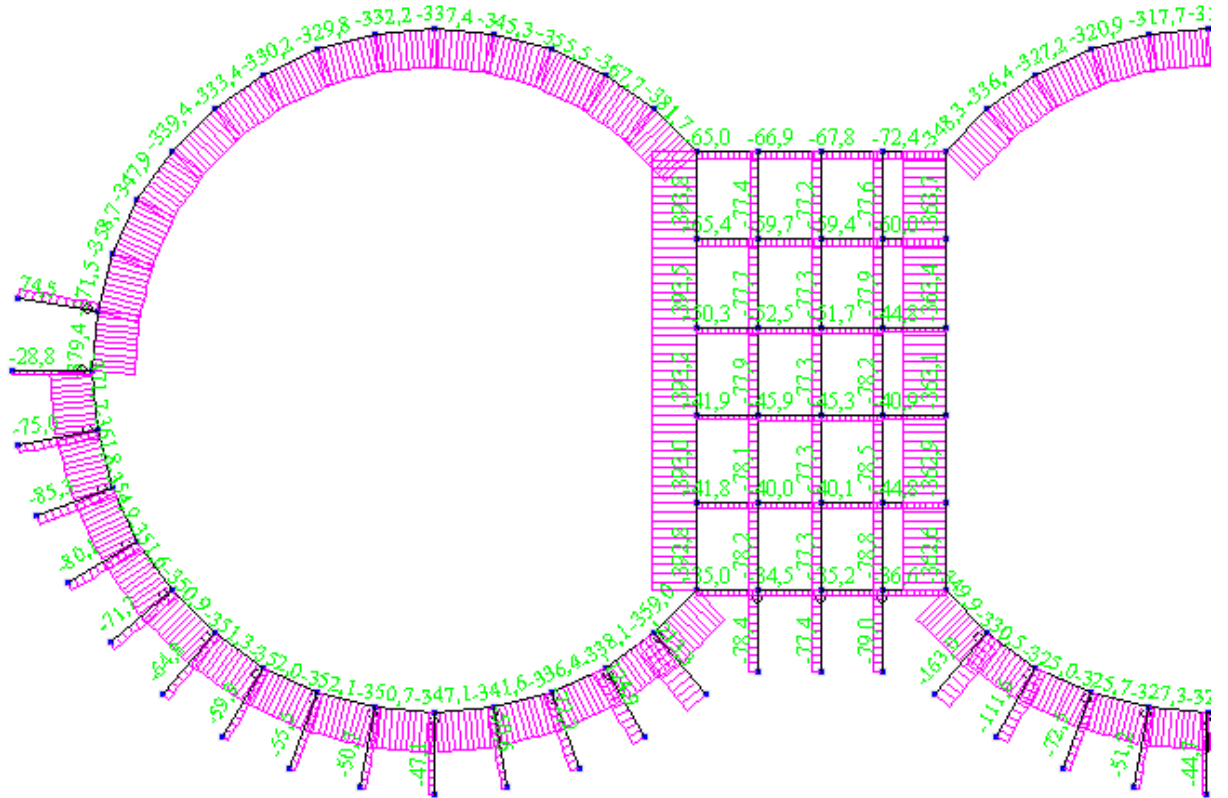


Рисунок 3.26 – Епюра нормальних сил

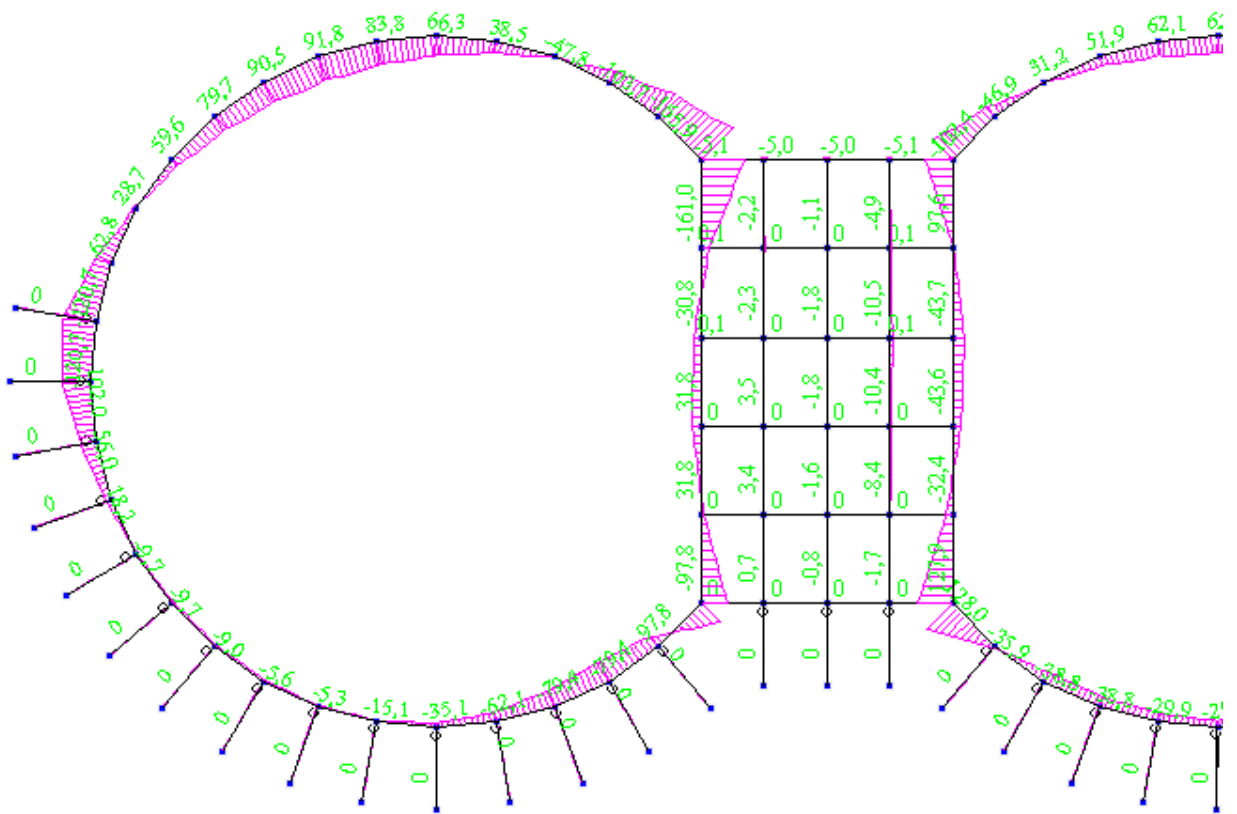


Рисунок 3.27 – Епюра моментів

Для наступного розрахунку використовуємо модель з проємною частиною.

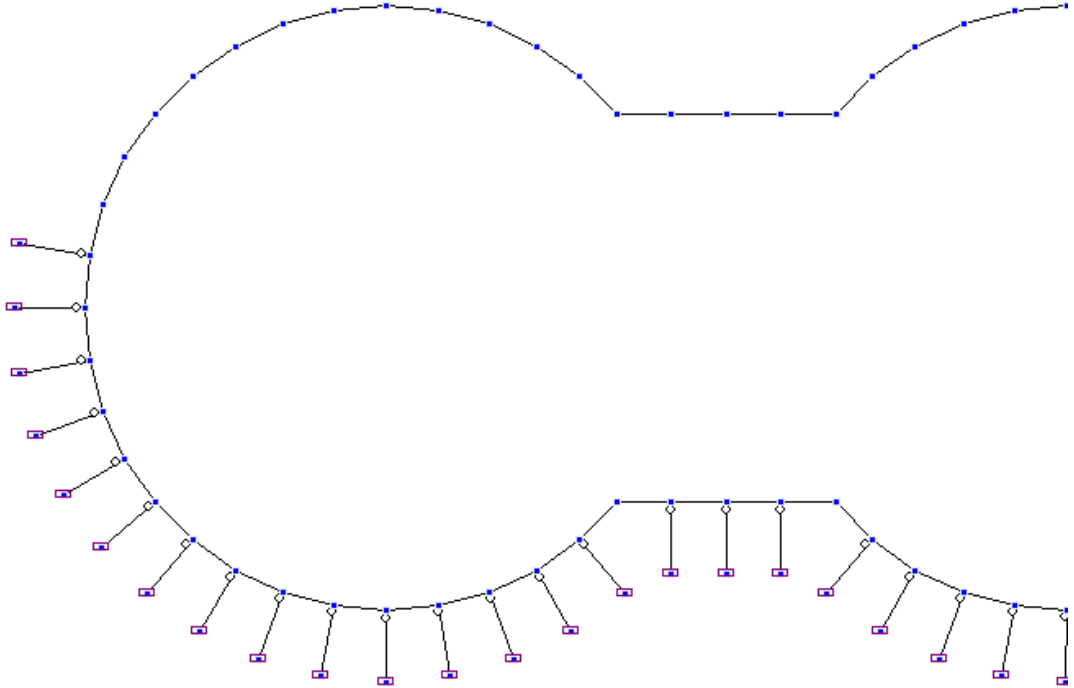


Рисунок 3.28 – Розрахункова модель з шарнірами

Задаємо жорсткості стержневим елементам, потім задаємо в'язі і навантаження на модель (як у попередньому розділі) і отримуємо остаточну модель (рис. 3.28).

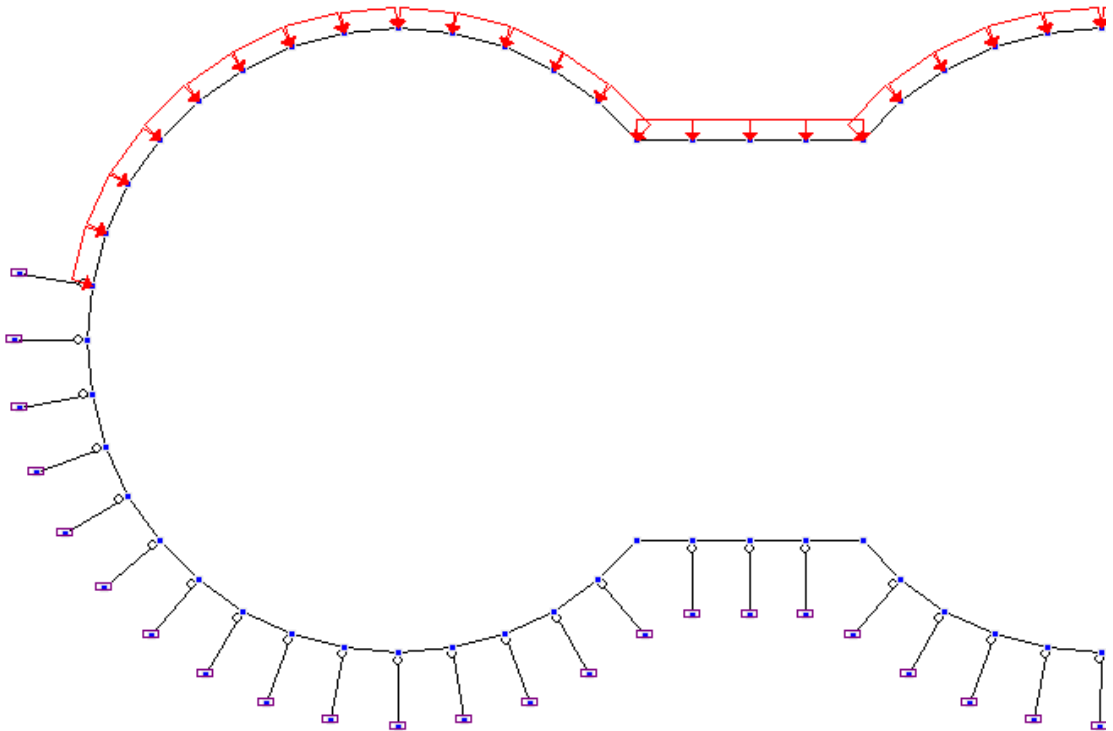


Рисунок 3.29 – Розрахункова модель №6

Після виконання розрахунку отримано його результати у вигляді епюр нормальних сил (рис. 3.30), моментів (кількісні) (рис. 3.31).

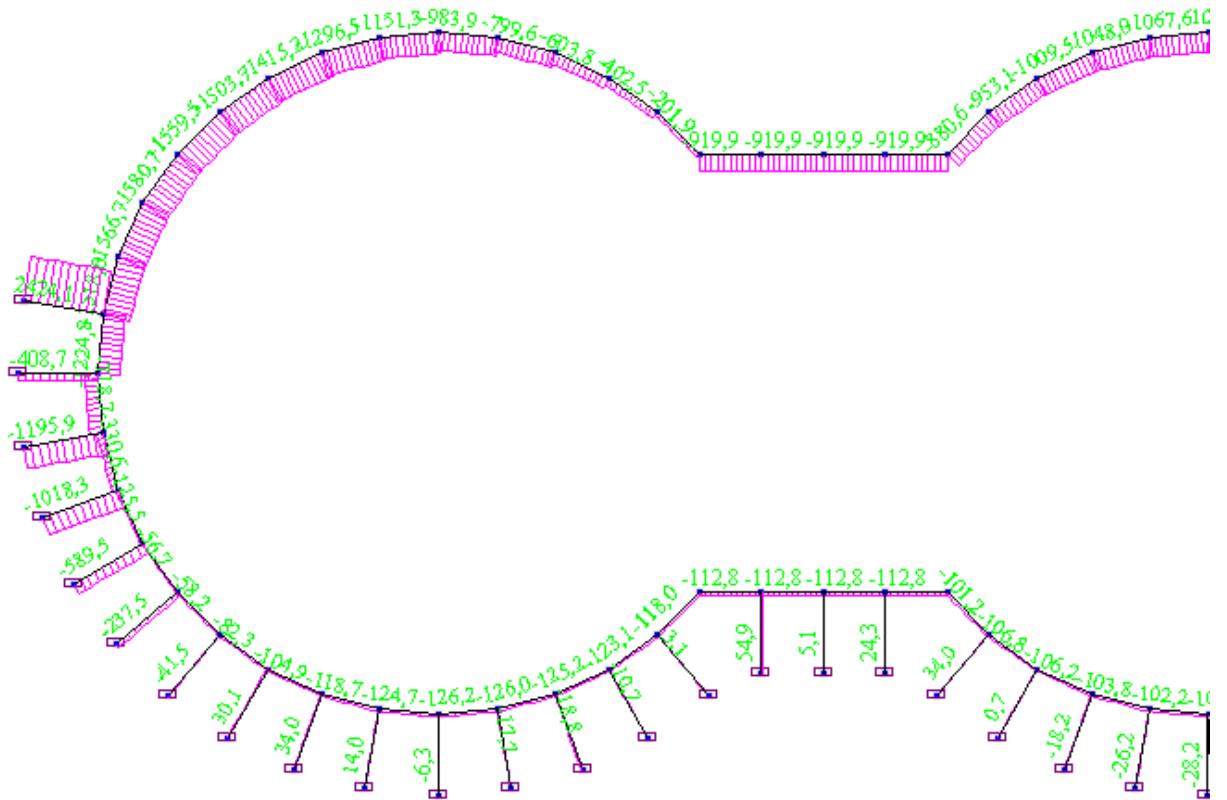


Рисунок 3.30 – Епюра нормальних сил

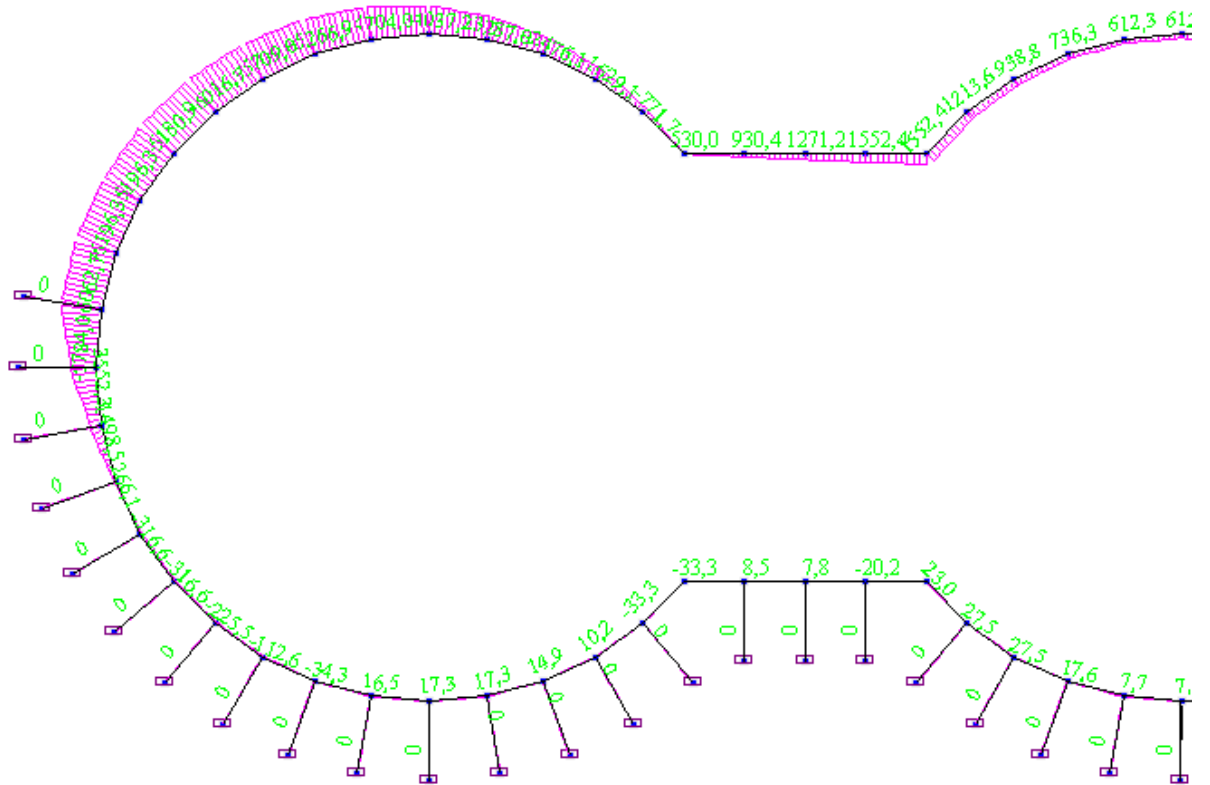


Рисунок 3.31 – Епюра моментів

Загальним методологічним принципом розрахунку трьохслепінчастих станцій за допомогою плоских розрахункових схем було розділення суцільної конструкції станції на ряд характерних частин: прийомної, пілонної частини та перемички. В такій методології не враховується важливий фактор статичної роботи конструкції, а саме її просторовість.

Вирішення цієї задачі можливе із застосуванням модифікованого методу Метродіпротрансу.

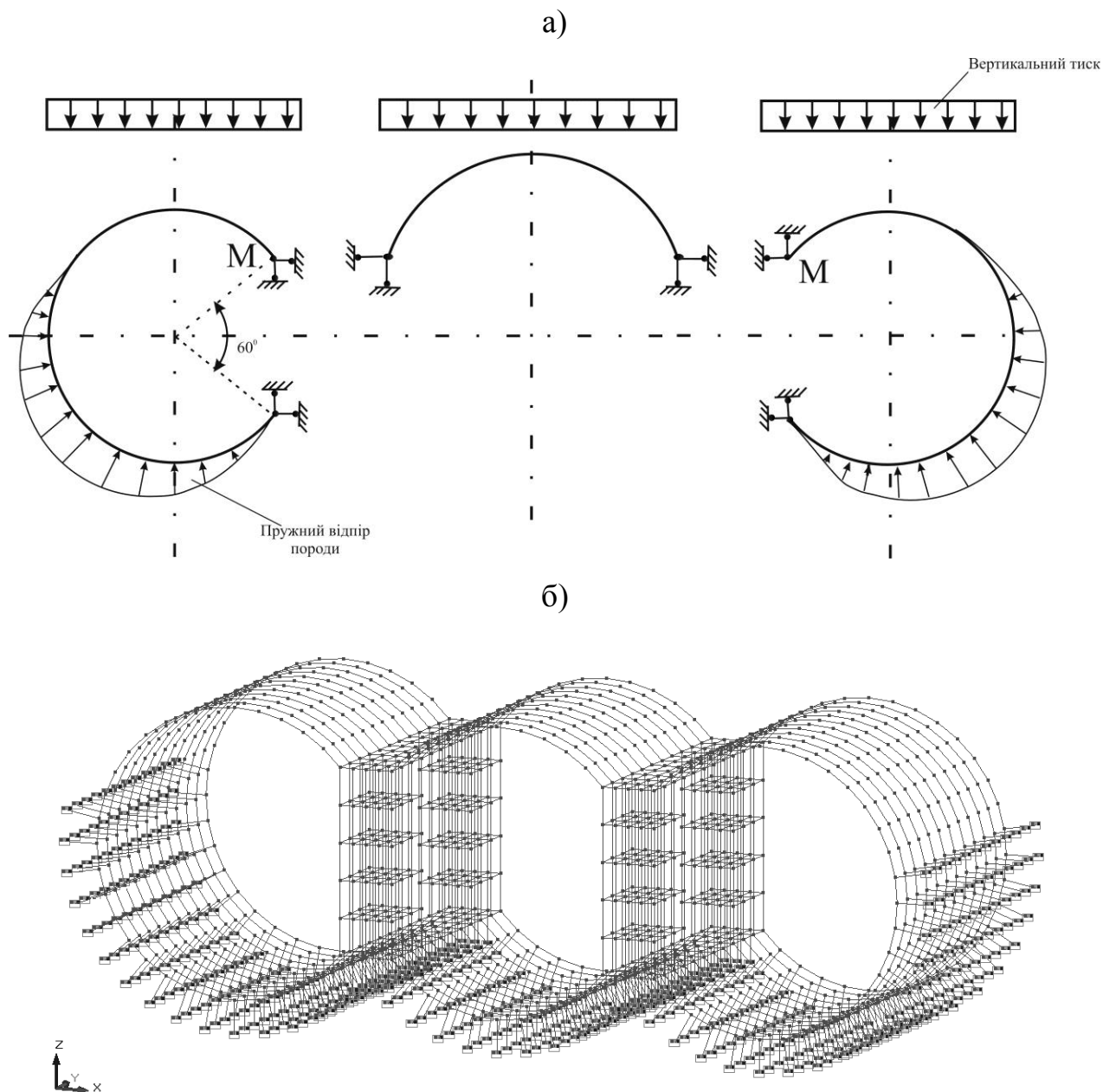


Рисунок 3.32 – Плоска (а) та просторова (б) розрахункові схема пілонної станції

згинальні моменти та поздовжні сили в плоскій та просторовій моделях станційної конструкції.

На рисунках видно, що в верхніх точках, де були введені шарнірно нерухомі опори у відповідності до схеми (рис. 3.32, а), відмічається відповідність силових факторів у цих точках уведеним до них закріпленням, що значно вплинуло на розподіл як згинальних моментів (рис. 3.34, а), так і нормальних сил (рис. 3.34, б).

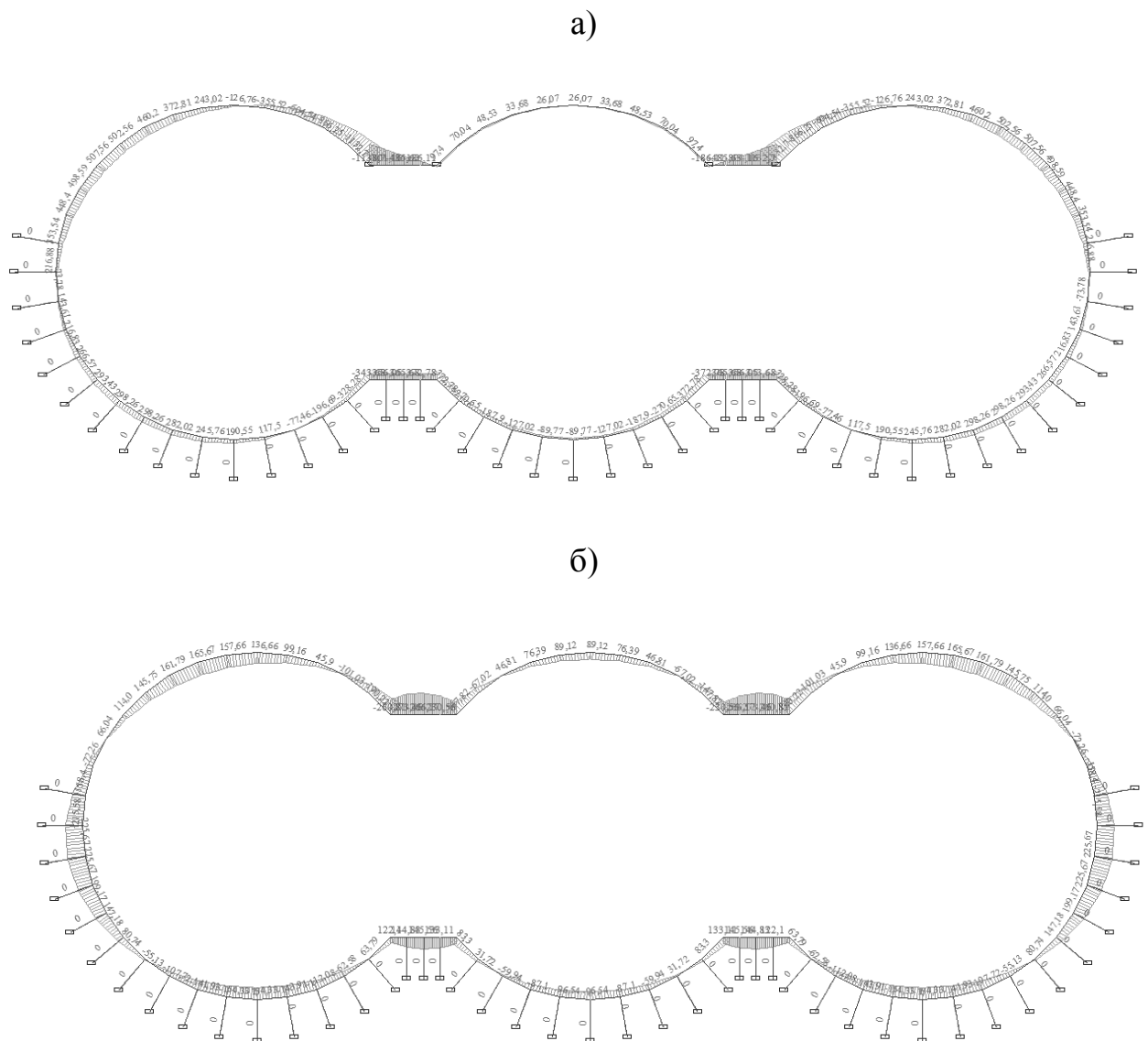


Рисунок 3.34 – Епюра згинальних моментів
в плоскій (а) та просторовій (б) схемах

Аналізуючи епюри можна відмітити, що в середньому залі станції у замку епюра збільшилася в 3,5 рази та змінила якісний характер, оскільки в плоскій схемі мала лише додатні значення, а в просторовій – додатні та від’ємні. В бокових тунелях відбувається зміщення максимуму епюри в бік замка на кут $15...20^\circ$ та зменшення числових значень в 2,5 рази.

Моменти в місці перемички взагалі змінюють свою форму з трикутної на форму дуги, і якщо в плоскій схемі максимальний момент знаходився в крайній точці біля бокового тунелю, то в просторовій він зміщується в середину. Зона нижнього пройому змінює значення в 2,5 рази, причому змінюється і знак на протилежний.

З епюри нормальних сил можна зробити висновок, що з усієї станції залишається майже незмінною якісно і кількісно лише епюра нижнього пройому. Верхні епюри бокових тунелів в просторовій схемі набувають більшої однорідності, про що свідчать майже однакові значення. Перемичка в просторовій схемі починає активно працювати, її значення у порівнянні з плоскою різко змінюються від 0 до 140,4 кН.

Після проведеного аналізу силових факторів, можна зробити наступний висновок. Порівняння згинальних моментів та нормальних сил в просторовій та плоскій моделях довело недоречність застосування другої. Плоскі розрахункові системи трисклепінчастих станцій дають недостовірні результати уявлення про статичну роботу станційної конструкції, доказом чого є те, що розділення суцільної конструкції на ряд плоских схем некоректне. Це доведено результатами якісного та кількісного аналізу силових факторів для плоскої та просторової схеми, наприклад, зміною якісного характеру моментів в середньому залі станції та збільшенням їх значень в 3,5 рази або різкою зміною нормальних сил в місці перемички в просторовій схемі, значення яких у порівнянні з плоскою змінюються від 0 до 140,4 кН.

Нижче наведені результати розрахунків й основні характеристики плоских розрахункових схем у пілонній і пройомній частині, а також просторової частини станції, яка повторюється (модуль «пілон-пройом-пілон»). Умови

навантаження для усіх схем прийняті однакові: вертикальний гірський тиск – 200 кН/м^2 . Коефіцієнт пружного відпору – 35000 кН/м^3 .

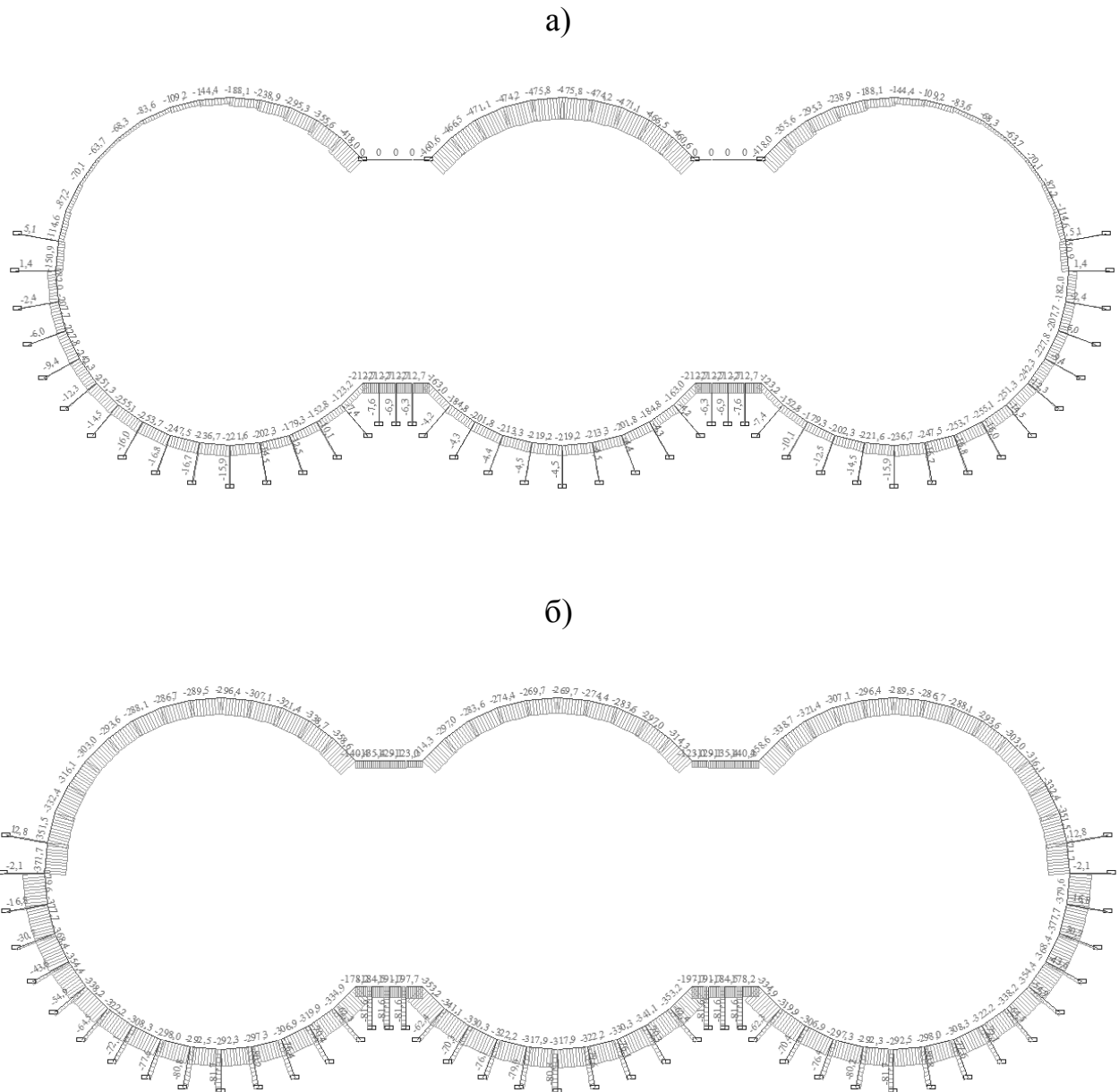


Рисунок 3.35 – Епюра нормальних сил
в плоскій (а) та просторовій (б) схемах

Характеристики скінченно-елементної моделі модуля (рис. 3.35): кількість СЕ – 570 шт.; довжина СЕ – 0,26 м; довжина СЕ-моделі по осі Z – 6 м; кількість еквівалентних стержнів – 75 шт.; площа еквівалентного стержня – $8,7 \times 8,7$ мм. Характеристики скінченно-елементної моделі бокового тунелю у

пройомній частині: кількість СЕ – 80 шт.; довжина СЕ – 0,26 м; кількість еквівалентних стержнів – 15 шт.; площа еквівалентного стержня – $9,8 \times 9,8$ мм.

Характеристики скінченно-елементної моделі бокового тунелю у пройомній частині: кількість СЕ – 88 шт.; довжина СЕ – 0,26 м; довжина СЕ пілонної стійки – 0,5 м; кількість еквівалентних стержнів – 16 шт.; площа еквівалентного стержня – $9,6 \times 9,6$ мм.

На основі аналізу результатів розрахунку плоских схем пілонної станції, наведених у таблиці 3.1., видно, як відрізняються силові фактори в пройомній та пілонній частинах. У таблиці 3.2. наведені величини силових факторів у перерізах модуля, які адекватні плоским схемам. У таблиці 3.3. наведено порівняння силових факторів у пройомному перерізі модуля та адекватній йому плоскій схемі бокового тунелю у пройомній частині. У таблиці 3.4. подано порівняння силових факторів у пілонному перерізі модуля та адекватній йому плоскій схемі бокового тунелю у пілонній частині.

Таблиця 3.1 – Величини силових факторів у плоских схемах

Номер точки	Пройом		Номер точки	Пілон	
	Момент, кН·м	Нормальна сила, кН		Момент, кН·м	Нормальна сила, кН
6	+ 1920	+ 319	6	- 118	- 468
12	+ 3760	+ 916	12	+ 342	- 210
17	+ 4560	+ 1130	17	+ 531	- 141
35	+ 1350	- 235	35	- 526	- 931
47	- 2160	- 1330	47	- 302	-1060
53	- 3110	- 1560	53	+ 332	- 890
59	- 3530	- 1660	59	+ 733	- 790
65	- 3380	- 1620	65	+ 614	- 781

Таблиця 3.2 – Величини силових факторів у модулі

Номер точки	Пройом		Номер точки	Пілон	
	Момент, кН·м	Нормальна сила, кН		Момент, кН·м	Нормальна сила, кН
168	+ 234	- 435	87	- 747	- 422
174	+ 597	- 213	93	+ 299	- 216
179	+ 698	-154	98	+ 529	- 130
197	- 663	-974	116	- 526	- 855
209	- 456	-1130	128	- 244	- 986
215	+ 232	-929	134	+ 386	- 825
221	+ 665	-828	140	+ 735	- 737
227	+ 552	-859	146	+ 536	- 787

Як видно з наведених результатів модуля, величини моментів відрізняються не більше ніж на 300 кН·м, нормальні сили – на 200 кН (крім флуктуацій у точках зміни знака); величини тих же силових факторів у плоских схемах відрізняються на 3000 кН·м та 1000 кН відповідно. Але аналіз стану статичної роботи станції метрополітену свідчить про те, що такі великі флуктуації силових факторів від пілонного перерізу до пройомного неможливі.

Як видно з таблиці 3.3, відносна похибка між моментами становить 78,9...118,8 %, між нормальними силами – 15,0...173,3 %. При використанні плоскої схеми в конструкції виникає зона розтягу (т. 6...35), що не відповідає дійсності, оскільки уся оправа бокового тунелю у пройомній та пілонній частині знаходиться у зоні стиску.

Таблиця 3.3. – Величини силових факторів

Номер точки	Пройомна частина					
	Момент (модуль), кН·м	Момент (плоска), кН·м	δ , %	Нормальна сила (модуль), кН	Нормальна сила (плоска), кН	δ , %
168 (6)	+ 234	+ 1920	87,8	- 435	+ 319	173,3
174 (12)	+ 597	+ 3760	84,1	- 213	+ 916	123,3
179 (17)	+ 698	+ 4560	84,7	- 154	+ 1130	113,6
197 (35)	- 663	+ 1350	149,1	- 974	- 235	75,9
209 (47)	- 456	- 2160	78,9	- 1130	- 1330	15,0
215 (53)	+ 232	- 3110	107,4	- 929	- 1560	40,4
221 (59)	+ 665	- 3530	118,8	- 828	- 1660	50,1
227 (65)	+ 552	- 3380	116,3	- 859	- 1620	46,9

Примітка. У дужках вказаний номер точки в плоскій схемі, яка відповідає тій ж точці у перерізі модуля.

У таблиці 3.4 наведено порівняння результатів розрахунку МСЕ плоскої розрахункової схеми у пілонній частині та адекватного їй перерізу модуля. Відносна похибка між моментами стабільно вкладається у 20 % (крім флуктуації у т.6), між нормальними силами – 10 %. З цього випливає висновок, що плоска розрахункова схема у пілонній частині відповідає просторовій та вплив напружень та деформацій, які виникають у конструкції пілона, нівелює вплив просторовості статичної роботи станції.

Таблиця 3.4 – Величини силових факторів

Номер точки	Пілонна частина					
	Момент (модуль), кН·м	Момент (плоска), кН·м	δ , %	Нормальна сила (модуль), кН	Нормальна сила (плоска), кН	δ , %
87 (6)	- 747	- 118	84,2	- 422	- 486	9,8
93 (12)	+ 299	+ 342	12,6	- 216	- 210	2,8
98 (17)	+ 529	+ 531	0,38	- 130	- 141	7,8
116 (35)	- 526	- 526	0,0	- 855	- 931	8,1
128 (47)	- 244	- 302	19,2	- 986	- 1060	6,9
134 (53)	+ 386	+ 332	13,9	- 825	- 890	7,3
140 (59)	+ 735	+ 733	0,27	- 737	- 790	6,7
146 (65)	+ 536	+ 614	12,7	- 787	- 781	0,7

Усі вищенаведені результати аналізу переконливо підтверджують недоречність використання плоских розрахункових схем, і навпаки, переваги просторових розрахункових схем трисклепінчастих станцій.

Найбільш складним і неоднозначним питанням в області розрахунків підземних споруд являється проблема взаємодії кріплення з масивом. Однією з гіпотез гірського тиску, яку частіше всього використовують у випадку глибокого закладення підземної споруди є гіпотеза утворення склепіння обвалення М. М. Протод'яконова. Сутність її полягає в визначенні висоти склепіння обвалення, діючого на конструкцію

$$h_1 = A/(2 \cdot f), \quad (3.1)$$

де h_1 – висота склепіння зрушення; A – ширина склепіння обвалення, котра знаходиться з геометричних розмірів виробки; f – коефіцієнт міцності за Протод'яконовим.

Основними доказами коректного використання гіпотези утворення склепіння М. М. Протод'яконова є достатня адекватність гіпотези натурним і експериментальним даним. Противники цієї гіпотези зауважують, що підхід М.М. Протод'яконова заснований на ряді пропозицій і припущень, а фізико-механічні властивості породи, яка оточує виробку враховуються тільки величиною коефіцієнта міцності. Однак слід зауважити, що коефіцієнт міцності за Протод'яконовим, є не тільки класифікаційною характеристикою породи.

Для слабких порід він знаходиться як:

$$f = \tau/\sigma = \operatorname{tg}\varphi + C/\sigma, \quad (3.2)$$

для міцних порід.

$$f = R_{cm}/100. \quad (3.3)$$

де σ – нормальне і τ – дотичне напруження на контакті і між частинками породи в момент граничної рівноваги.

Як видно з формул (3.2) і (3.3) коефіцієнт міцності є похідною характеристикою від характеристик міцності ґрунту – зчеплення C , кута внутрішнього тертя φ , межі міцності на стиск R_{cm} .

Користуючись результатами проведених раніше досліджень [13] знайдемо залежність між коефіцієнтом міцності і деформативними характеристиками ґрунту – модулем деформації і коефіцієнтом Пуассона. Запишемо формули для визначення питомого коефіцієнта пружного відпору k_0 відповідно:

$$k_0 = E/(1 + \mu) \cdot 1, \text{ кН/м}^3, \quad (3.4)$$

$$k_0 = f \cdot 10^7 / (26 - f), \text{ кН/м}^3. \quad (3.5)$$

Прирівнявши вирази (3.4) і (3.5) і перетворивши рівність, отримаємо залежність коефіцієнта міцності від E і μ :

$$f = 26 \cdot E / [(1 + \mu) \cdot 10^7 + E], \text{ кН/м}^3. \quad (3.6)$$

Як видно з наведених формул (3.2), (3.3) і (3.6), коефіцієнт міцності за Протод'яконовим залежить від міцнісних і деформативних характеристик.

Прийmemo варіацію коефіцієнта міцності за Протод'яконовим $f = 1,5; 4,5; 13,5$ і вирахуємо за формулою (3.5) варіації відповідних коефіцієнтів пружного відпору приблизно: $k_1 = 61000 \text{ кН/м}^3$, $k_2 = 210000 \text{ кН/м}^3$, $k_3 = 1080000 \text{ кН/м}^3$ (рис. 3.36). Відповідні значення для моментів і нормальних сил наведені на рис. 3.37 (прийнята до розрахунку лише пілонна станція, результати у вигляді епюр не наводяться для економії місця).



Рисунок 3.36 – Аналітична закономірність коефіцієнту пружного відпору при варіації коефіцієнта міцності за Протод'яконовим

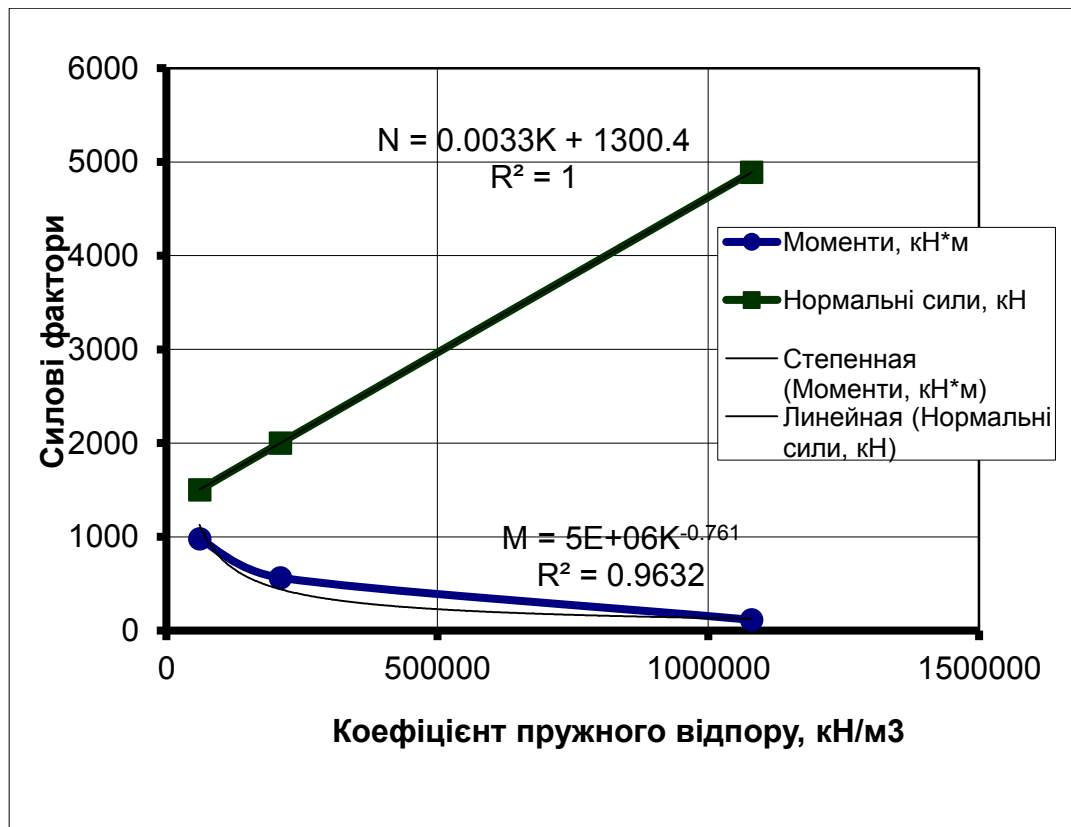


Рисунок 3.37 – Аналітичні закономірності моментів і нормальних сил при варіації пружного відпору

Слід відмітити, що статична невизначеність просторової схеми в пілонній станції підсилюється просторовим фактором її роботи, тому розподіл силових факторів в аналітичних закономірностях є явно нелінійними для моментів. Наданий розрахунок може вважатися лише початковим, оскільки всі дослідження цього питання повинні проводитися окремим дослідженням.

ВИСНОВКИ

1. В магістерській роботі проаналізовано методики розрахунку пілонної станції з при варіації властивостей оточуючого масиву (пружного відпору) та визначено особливості статичної роботи з оточуючим масивом.

2. Розроблено основи математичного моделювання пілонної станції методом скінченних елементів в просторовій постановці за допомогою модифікованого методу Метродіпротрансу (на основі МСЕ), проведено розрахунки моделей пілонних станцій метрополітену глибокого закладення за допомогою визначення параметрів еквівалентних стержнів в просторовій постановці.

3. На основі пропозиції Петренка – Тютькіна з визначення меж та інтенсивності пружної взаємодії для симетричних конструкцій з несиметричним навантаженням розроблено алгоритм модифікованого методу Метродіпротрансу (на основі МСЕ), що дозволив визначати межі зони пружного відпору та «відлипання» з точністю до декількох градусів для пілонних станцій метрополітену в просторовій постановці.

4. Проведено порівняльний аналіз силових факторів в оправі пілонної станції в плоскій та просторовій постановках, який свідчить, що для прийомної частини відносна похибка між моментами становить 78,9...118,8 %, між нормальними силами – 15,0...173,3 %. При використанні плоскої схеми в конструкції виникає зона розтягу, що не відповідає дійсності, оскільки уся оправа бокового тунелю у прийомній та пілонній частині знаходиться у зоні стиску. Результати порівняльного аналізу для пілонної частини свідчать, що відносна похибка між моментами вкладається у 20 %, тобто плоска розрахункова схема у пілонній частині відповідає просторовій.

5. Користуючись результатами залежностей між коефіцієнтом міцності за Протод'яконовим і деформативними характеристиками ґрунту (модулем деформації і коефіцієнтом Пуассона), визначено аналітичні закономірності

силових факторів при варіації властивостей оточуючого масиву (пружного відпору), які для моментів є степеневими нелінійними, а для нормальних сил – лінійними, причому зміна коефіцієнту пружного відпору від коефіцієнту міцності за Протод'яконовим є нелінійною поліноміальною.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Начальний посібник. Частина 1 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – Київ: НТУ, 2006. – 166 с.
2. Большаков, В. И. Основы метода конечных элементов [Текст] / В. И. Большаков, Е. А. Яценко, Г. Соссу и др. – Днепропетровск: ПГАСиА, 2000. – 255 с.
3. Гайко, Г. І. Конструкції кріплення підземних споруд: Навчальний посібник [Текст] / Г. І. Гайко. – Алчевськ: Дон ДНУ, 2006 – 133с.
4. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Київ: Сталь, 2002. – 600 с.
5. Петренко, В. Д. Методичні вказівки для курсового та дипломного проектування «Математичне моделювання підземних споруд на основі методу скінченних елементів. Ч. 1. Structure CAD for Windows (SCAD)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій. – Дніпропетровськ : Нова ідеологія, 2010. – 56 с.
6. Петренко, В. Д. Методичні вказівки до курсового й дипломного проектування «Станція метрополітену глибокого закладення (конструкції та спорудження)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, Д. В. Тютюкін. – Д.: Нова ідеологія, 2015. – 30 с.
7. Петренко, В. І. Розрахунок трисклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення [Текст] / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2004. – 176 с.
8. Петренко, В. И. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2005. – 252 с.
9. Петренко, В. І. Станції метрополітену: конструкції та спорудження [Текст]: навчальний посібник / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Д.: Вид-во «Нова ідеологія», 2012. – 164 с.

10. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.
11. Самедов, А. М. Будівництво міських підземних споруд: навч. посіб. [Текст] / А. М. Самедов, В. Г. Кравець. – Київ: НТУУ «КПІ», 2011. – 400 с.
12. Тютюкін, О. Л. Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій [Текст] / О. Л. Тютюкін. – Дніпро : Журфонд, 2020. – 260 с.
13. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.