

О. Л. Тютюкін

**Теоретичні основи
комплексного аналізу
тунельних конструкцій**

Монографія

Дніпро – 2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ДНІПРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА

О. Л. Тютькін

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ КОМПЛЕКСНОГО АНАЛІЗУ
ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Монографія

“ДНІПРО

2020

УДК 624.191.8.042/.044

Т98

Рецензенти:

Володимир Дмитрович Петренко

д-р техн. наук, професор, професор кафедри мостів та тунелів
Дніпровського національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна Міністерства освіти і науки України

Сергій Миколайович Гапеев

д-р техн. наук, доцент, зав. кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки
Національного технічного університету «Дніпровська політехніка»
Міністерства освіти і науки України

Рекомендовано до друку вченою радою

Дніпровського національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна
(протокол № 6 від 03.02.2020)

Тютюкін О. Л.

Т98 Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій [Текст] :
монографія. – Дніпро : Журфонд, 2020. – 260 с.

ISBN 978-966-934-259-1

У монографії наведено розроблені автором теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій. Викладені положення базуються на закономірностях зміни напружено-деформованого стану підземних споруд для випадку в'язко-пружно-пластичного середовища. Обґрунтуванням теоретичних авторських положень є результати експериментальних даних, отримані на підземних об'єктах Київського метрополітену. Важливим концептуальним підходом, який викладено в монографії, є визначення залежностей енергії для системи «тунельна конструкція – оточуючий масив». Розроблені теоретичні основи енергетичного підходу дозволяють отримувати значення енергії для пружно-пластичної деформації та реологічних явищ, що дозволяє якнайповніше врахувати особливості деформації оточуючого масиву.

Монографія становить інтерес для викладачів закладів вищої освіти, докторантів, аспірантів, магістрантів та інженерно-технічних працівників, які займаються проблемами розрахунку тунельних конструкцій.

Лл. 140. Табл. 22. Бібліогр.: 164 назви.

© Тютюкін О. Л., 2020

ISBN 978-966-934-259-1

© Дніпров. нац. ун-т залізн. трансп.
ім. акад. В. Лазаряна, 2020

ЗМІСТ

ВСТУП	5
Розділ 1. Теоретичні основи визначення міцності тунельних конструкцій під час їх взаємодії з в'язко-пружно-пластичним масивом.....	8
1.1. Теоретичні дослідження напружено-деформованого стану оточуючого масиву.....	8
1.2. Експериментальне обґрунтування теоретичних основ деформування глинистого ґрунту	13
1.3. Напружено-деформований стан глинистого породного масиву як в'язко-пружно-пластичного середовища	28
1.4. Дослідження НДС в'язко-пружно-пластичного середовища з урахуванням принципу суперпозиції деформацій.....	35
1.5. Імітаційне моделювання НДС в'язко-пружно-пластичного середовища з використанням циклів перевірки	40
1.6. Реологічні явища навколо виробки кругового обрису.....	48
Розділ 2. Енергетичний підхід до аналізу напружено-деформованого стану системи «тунельна конструкція – оточуючий масив»	54
2.1. Енергетичний підхід до аналізу напружено-деформованого стану.....	54
2.2. Енергія деформування при реологічних явищах.....	62
2.3. Застосування енергетичного підходу для дослідження імпульсного впливу.....	64
2.4. Застосування фільтрів для комплексного аналізу НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив».....	70
2.5. Практичне застосування енергетичного підходу й прийому фільтрування для комплексного аналізу НДС колонної станції глибокого закладення.....	74
Розділ 3. Натурні дослідження деформування тунельних конструкцій і оцінка достовірності теоретичних побудов	85
3.1. Результати інструментальних вимірювань деформацій оправи перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська».....	85
3.2. Порівняльний аналіз результатів натурних досліджень і математичного моделювання перегінного тунелю	98
3.3. Результати інструментальних вимірювань деформацій кілець оправи ескалаторних тунелів на станціях «Сирець» і «Дорогожичі»	105
3.4. Порівняльний аналіз результатів натурних досліджень і математичного моделювання ескалаторного тунелю	115

Розділ 4. Основи комплексного аналізу тунельних конструкцій.....	128
4.1. Дослідження тунельних конструкцій при складному комплексі навантажень	128
4.2. Концепція комплексного аналізу тунельних конструкцій.....	132
4.3. Комплексний аналіз конструкції колонної станції метрополітену	134
4.3.1. Статичний і модальний аналіз колонної станції метрополітену мілкового закладення	135
4.3.2. Дослідження НДС колонної станції мілкового закладення при дії ударних навантажень.....	142
4.3.3. Чисельний динамічний аналіз станції колонного типу мілкового закладення на імпульсні дії	146
4.4. Поетапний аналіз прогресуючого руйнування станційних конструкцій.....	151
4.4.1. Аналіз прогресуючого руйнування колонної станції мілкового закладення	152
4.4.2. Аналіз прогресуючого руйнування колонної станції глибокого закладення	160
4.5. Аналіз власних форм і частот пілонної станції на основі просторової моделі	166
4.6. Математичне моделювання впливу метропроїзда на конструкцію пілонної станції метрополітену	172
Розділ 5. Чисельний аналіз технологічних процесів як складова частина комплексного аналізу	180
5.1. Дослідження НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» з урахуванням технології спорудження.....	180
5.2. Урахування технологічних процесів під час спорудження перегінного тунелю	183
5.3 Аналіз впливу шаруватості при спорудженні перегінних тунелів у перехідній зоні від спондилових глин до водонасичених пісків.....	199
5.4. Керування напруженим станом оправи шахтного стовбура під час проведення спеціального способу заморожування.....	210
5.5. Закономірності формування НДС елементів станційної конструкції в процесі її спорудження	220
ВИСНОВКИ	241
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	243

ВСТУП

Подальший розвиток транспортних систем у великих містах зумовлює необхідність комплексного освоєння підземного простору з метою звільнення наземних площ і поліпшення умов життя. Крім промислово-цивільного освоєння підземних обсягів у мегаполісах, урбанізація вимагає посилення пасажироперевезень за рахунок створення мереж підземних розв'язок, систем тунелів і розвитку метрополітену.

Разом з освоєнням підземного простору виникають проблеми, пов'язані із застосуванням матеріало- і енергозберігаючих технологій, оскільки підземне будівництво є одним з найбільш витратних як за обсягами капіталовкладень, так і за трудовитратами. Тому зниження витрат є метою всіх етапів підземного будівництва – від початкового проектування й розробки технології спорудження до введення об'єкта в експлуатацію.

Однак якщо на стадії проектування можливість застосування абсолютно нових конструкцій зменшують, як правило, за рахунок уже сформованих архітектурних рішень, то на етапі науково-дослідних робіт впровадження ресурсозберігаючих технологій можливе на основі виконання більш точного й детального аналізу тунельних конструкцій і, відповідно, розробки нових елементів з оптимальними параметрами. Іншим шляхом зниження витрат є розробка більш досконалих технологій будівництва, проте застосування цих технологій без наукового обґрунтування їх впливу на підземний простір може призвести до аварійних ситуацій. Тому всебічний аналіз тунельних конструкцій з отриманням детальних репрезентативних результатів напружено-деформованого стану (НДС) на різних стадіях досліджень, проектування, будівництва та експлуатації є важливим етапом для прийняття правильних рішень у галузі підземного будівництва.

Розв'язанню проблеми аналізу НДС тунельних конструкцій присвячена велика кількість наукових праць, проте загальний підхід, який би поєднував у собі важливі прийоми вже виконаних досліджень і давав можливість отримання достовірних результатів, ще не розроблений, що

пов'язано з відсутністю систематизованості й критичного розгляду наявних методів і методик. Це можна пояснити складнощами дослідження системи «тунельна конструкція – оточуючий масив», оскільки взаємодія між її елементами дуже неоднозначна, але безпосередньо впливає на загальний НДС.

Тому розробка теоретичних основ дослідження тунельних конструкцій на базі нових підходів і результатів систематизації вже розроблених методик є актуальною проблемою, розв'язання якої шляхом застосування комплексного аналізу дозволяє отримати найбільш повну та детальну інформацію про поведінку реальної тунельної конструкції, яка взаємодіє з оточуючим масивом.

У цій монографії зібрані результати наукової роботи автора за майже п'ятнадцять років. Основний доробок, на якому базуються теоретичні положення цієї роботи, був отриманий у докторській дисертації, яка була захищена в 2016 році. Протягом усього цього наукового шляху автор працював із вченими, які вплинули на його роботу, підтримуючи процес мислення та пошуку на тому рівні, що допоміг отримати важливі наукові результати. І звичайно, не згадати цих людей та не висловити їм слова подяки автор не зміг.

Насамперед хочу щиро подякувати доктору технічних наук, професору В. Д. Петренку, який був і науковим керівником кандидатської, і науковим консультантом докторської дисертації. Шановний Володимир Дмитрович – взірць вченого, який завжди у формі, готовий до пошуку, аналізу та розгляду нових наукових проблем. Сподіваюся, що я чогось навчився за роки нашої спільної роботи й перейняв від Вас методологічні прийоми наукового дослідження.

По-друге, я хотів би висловити подяку опонентам моєї докторської дисертації – доктору технічних наук, професору Геннадію Івановичу Гайку, доктору технічних наук, доценту Сергію Миколайовичу Гапееву, доктору технічних наук, професору Сергію Анатолійовичу Харіну. Шановні колеги, ваш детальний аналіз дисертації та рекомендації щодо

її змісту відкрили для мене простір можливостей, нові теми наукових досліджень, окреслили нові проблеми.

І останнє, але не менш важливе. Я хочу з радістю подякувати моїм аспірантам та здобувачам, які продовжують мої пошуки. Шановні Наталіє Костянтинівно Бондаренко (Петросян), Віталію Анатолійовичу Мірошник та Софіє Іванівно Белікова (Купрік), сподіваюся, що для вас, для молодих вчених, які вже отримали важливі наукові результати в рамках дисертаційних робіт на здобуття освітнього ступеня «доктор філософії», ця монографія стане дороговказом на власному науковому шляху.

Розділ 1

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД ЧАС ЇХ ВЗАЄМОДІЇ З В'ЯЗКО-ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНИМ МАСИВОМ

1.1. Теоретичні дослідження напружено-деформованого стану оточуючого масиву

Проблема визначення НДС середовища з в'язко-пружно-пластичними властивостями, наприклад глинистого масиву (Мизюмский, 1964; Месчан, 1985; Шапиро, 1985; Attewell, & Borden, 1971), не вирізняється новизною теоретичних досліджень (Бугров, & Гребнев, 1977; Вялов, 1978; Глушко, Чередниченко, & Усатенко, 1981; Жихович, В. В., & Жихович, Ю. А., 2001; Русинко, 1981), але водночас вона не набула систематично оформленого вигляду теорії, як, утім, і достатньої практичної реалізації. Причиною цього є складність одночасного врахування всіх властивостей середовища в одній математичній моделі (Вялов, 1978; Русинко, 1981), що тягне за собою уведення додаткових гіпотез і припущень, які, спрощуючи модель і дозволяючи привести теорію до практичної реалізації, опускають важливі властивості середовища й особливості його поведінки. Також серед причин слід назвати прагнення до створення суворої теоретичної бази, а в ідеалі – загальної теоретичної моделі (Вялов, 1978; Ребиндер, 1958; Рейнер, 1965), яка описує більшість випадків поведінки середовища із складними властивостями, що, якщо й можливо, то потребує значних витрат на її практичну реалізацію.

Більшість досліджень у цій галузі досить складно реалізувати у вигляді інженерних методик через надмірну заматематизованість, яка часто приховує чіткий фізичний зміст. Також багато наукових праць (Иноземцев, 1966; Работнов, 1977; Ребиндер, 1958; Русинко, 1981; Спорыхин, & Шашкин, 2004) через специфічні особливості математичного апарату не прояснюють фізичний зміст, оперуючи лише математичними абстракціями. Лише деякі дослідження реалізовані

практично (Бугров, & Гребнев, 1977; Векслер, 1970; Жихович, В. В., & Жихович, Ю. А., 2001; Маслов, 1984; Месчан, 1985; Мизюмский, 1964), проте в ході реалізації певні властивості середовища довелося опустити, наприклад в'язко-пружно-пластичне середовище редукувалося до пружно-пластичного або в'язко-пружного.

Перш ніж перейти до послідовних кроків з розв'язання порушеної проблеми, слід викласти деякі передумови подальших теоретичних побудов і їх практичної реалізації (Петренко, Тютюкин, & Селихова, 2004; Тютюкін, 2008с).

1. Глинистий ґрунтовий масив розглядається автором як в'язко-пружно-пластичне середовище тому, що всі середовища матеріального світу мають три первинні реологічні властивості (за Пежиною (1968), Рейнером (1965), Вяловим (1978), Ребіндером (1958) і багатьма іншими): в'язкість, пружність, пластичність (перший постулат реології за Рейнером (1965), але в різній мірі (другий постулат реології за Рейнером (1965))). Експериментальні дослідження деяких вчених також свідчать про те, що глинисті ґрунти мають пружність (наявність відновних деформацій), пластичність (наявність залишкових деформацій) і в'язкість (розвиток деформацій у часі) (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1973; Жихович, В. В., & Жихович, Ю. А., 2001; Маслов, 1984; Месчан, 1985; Мизюмский, 1964).

Складність подальших теоретичних побудов для дослідження в'язко-пружно-пластичного середовища полягає в тому, що спільний опис його НДС у разі пластичних і реологічних явищ вважається неможливим (Безухов, 1961; Зарецкий, 1980; Ионов, & Огибалов, 1979; Русинко, 1981).

2. Важливим теоретичним положенням є той факт, що ця проблема для глинистого ґрунту може бути розв'язана лише для випадку його неводонасиченого стану, тобто коли всі процеси первинної консолідації завершені (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971; Парамонов, 2000). Ця передумова обмежує можливість розв'язання проблеми лише випадком повзучості–релаксації (випадок вторинної фільтраційної консолідації), оскільки дослідження впливу фактора часу на два процеси, що відбуваються одночасно, – дію води, що витискається, у разі первинної

консолідації й деформування структури ґрунту в разі фільтраційної консолидації – є дуже складним в описовому та математичному плані. Однак випадок неводонасичених ґрунтів глинистих формацій з природною вологістю можна вважати найбільш поширеним, оскільки цим ґрунтам притаманні водотривкі властивості (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971; Гольдштейн, 1973).

3. Важливою концептуальною передумовою, яка дозволяє виконати теоретичний опис НДС в'язко-пружно-пластичного середовища й здійснити його подальшу практичну реалізацію, є поділ залишкових деформацій на пластичні та в'язкі. Ця передумова, яка є новим авторським положенням і не потребує доказів (ґрунтовні докази наведені у фундаментальних працях Ребіндера (1958), Рейнера (1965) і Работнова (1977)), знімає складність в оперуванні з цими типами деформацій, яку відзначав у своїй роботі Пьотр Пежина (1968), тим паче що такий поділ не є штучним.

Поділ деформацій є можливим з огляду на причини, що їх викликають. Пластичні деформації є залишковими, що виникають після досягнення напруженнями межі пружності (Безухов, 1961; Рейнер, 1965), в'язкі залишкові деформації виникають за будь-якого рівня напружень, і їх причиною є фактор часу (третій постулат реології за Рейнером (1965)).

У цьому обговоренні слід зазначити, що останнім часом розвиток реології загалом і теорії повзучості зокрема (наприклад, теорія ковзання Батдорфа–Будянського (Русинко, 1981)) дозволив деяким дослідникам описувати і пластичну, і в'язку (деформація повзучості) деформації одними й тими самими рівняннями (Русинко, 1981; Спорыхин, & Шашкин, 2004), мотивуючи це тим, що ці типи деформацій мають однаковий характер, зокрема залишковий. Таке мотивування впливає з того, що застосовувана теорія ковзання спирається на фізичні уявлення, у той час як більшість теорій повзучості є феноменологічними, тобто використовують принцип «чорної скриньки»

(Гольдштейн, 1971). Але ця теорія не набула широкого розвитку внаслідок недостатньо відрефлексованого підходу до процесу деформування. Ще одним аргументом для розділення в'язких і пластичних деформацій є те, що однаковий наслідок їх характеру (залишковість) ще не доводить однакову причину, оскільки відомо, що вони різні. Також П. Пежина (1968) підкреслює, що, використовуючи підходи реології, слід обмежитися тими станами, які не викликають пластичної плинності, а з допомогою методів теорії пластичності виключити із цих процесів явища повзучості й релаксації. Протилежне за формою положення, але яке однозначно свідчить про користь розділення деформацій, викладене в працях С. С. Вялова (1978) і Ю. К. Зарецького (1980; 1982): запропоновані ними концепції повзучості й в'язко-пластичної плинності ґрунтів дозволили теоретично описати НДС глинистих ґрунтів.

4. Останньою передумовою подальшого розв'язання проблеми НДС глинистих ґрунтів як в'язко-пружно-пластичного середовища є феноменологічний підхід. Безперечно, критика цього підходу з позицій фізичних уявлень заслужена, але застосування фізичного підходу не завжди приводить до достовірних результатів, оскільки строгість побудов цього підходу часто перекреслюється неточністю проведених експериментів. Останній вислів є дещо парадоксальним, оскільки не зменшує важливості фізичного підходу й водночас свідчить про відсутність таких точних результатів. Дещо спрощеним доказом може бути й те, що розкид результатів експериментального дослідження ґрунтів 20 ... 40 % вважається нормальним (Вялов, 1978). Таким чином, застосування більш грубого, порівняно з фізичним, феноменологічного підходу є обґрунтованим.

Виклавши деякі передумови дослідження порушеної проблеми, слід зазначити, що застосування феноменологічного підходу дозволяє ввести автору нові оригінальні прийоми до її вирішення. Як фізичний, так і феноменологічний підходи прагнуть до отримання аналітичних,

а в ідеалі – замкнених рішень. Але отримані рішення, претендуючи на універсальність, універсальними не є, про що свідчить їх критика (наприклад, критика чотирьох теорій повзучості в працях С. С. Вялова (1978) і Ю. М. Работнова (1977; 1987)). Тому автор, розуміючи, що створення універсальної теорії в'язко-пружно-пластичного середовища на цьому етапі не є можливим, що підтверджується наявністю великої кількості окремих теорій і, взагалі, несистематизованим підходом до неї, вважає, що можливим рішенням буде розробка несуперечливої системи закономірностей і понять у кожному конкретному випадку. Природно, основним недоліком цього підходу є заздалегідь запропонована відмова від універсальних закономірностей, але перевагою є конкретний підхід до кожного випадку. Цей підхід явно феноменологічний, але пропонує не надбудувати над експериментальними даними окремих теорій (як це відбувається, наприклад, у теоріях старіння, плинності й зміцнення (Безухов, 1961; Вялов, 1978; Рейнер, 1965; Работнов, 1977; Работнов, 1987)), а користуватися цими результатами як первинною інформацією для отримання несуперечливої моделі ґрунту, не пов'язаної з додатковими розробками. Тобто з ланцюжка феноменологічного підходу «експериментальні дані розробника теорії – використання теорії в подібному випадку» виключається друга ланка, і вона має такий вигляд: «експериментальні дані – модель поведінки на їх основі». Конкретність цього авторського підходу дозволяє виконувати практично ті самі побудови, що запропоновані раніше, але в ньому відсутня трудомістка робота з приведення результатів до існуючих теорій, пов'язана з уведенням додаткових гіпотез і спрощень.

Запропонований автором підхід, що вирізняється простотою і конкретністю, практично можна реалізувати в рамках імітаційної теорії (*simulation theory* – термін, що точніше відбиває її сутність, але не використовується в перекладній і вітчизняній літературі) (Моисеев, 1978; Гапеев, & Старотіторов, 2011). Її положення й практичне застосування до запропонованого підходу будуть викладені нижче.

1.2. Експериментальне обґрунтування теоретичних основ деформування глинистого ґрунту

Перш ніж перейти до розробки теоретичних основ визначення міцності тунельних конструкцій, слід виконати їх експериментальне обґрунтування, тобто навести експериментальні дані, на які ці основи будуть спиратися. Такими експериментальними даними, на основі яких надалі розробляється енергетичний підхід до аналізу НДС тунельних конструкцій з в'язко-пружно-пластичним масивом, є закономірності деформування глинистого ґрунту, для визначення яких під навантаженням і в часі (найбільш поширені інженерно-геологічні умови Київського метрополітену, м. Київ, представлені спондиловою глиною) було виконано його одновісні й стабілометричні (тривісні) випробування на міцність і повзучість (Гольдштейн, 1971; Гольдштейн, 1973; ДСТУ Б В.2.1-4-96, 2006).

У дослідженнях на міцність і повзучість використовувалися стандартні зразки циліндричної форми висотою 7,5 см, діаметром 3,2 см і площею поперечного перерізу 8 см². Зразки були вирізані з чотирьох монолітів, відібраних у 2003 р. у стовбурі № 220 на позначках від –40 до –48 м (Сирецько-Печерська лінія Київського метрополітену, напрямом другого виходу станції «Сирець»). Моноліти являли собою вирізані з товщі спондилової глини призми з приблизними розмірами 0,2 × 0,2 × 0,3 м, масою до 55 ... 60 кг. Під час відбору моноліти були покриті шаром марлі й залиті парафіном для збереження природної вологості. Під час огляду монолітів при підготовчих роботах з вирізання зразків візуально порушень не спостерігалось, природна вологість не змінилася.

Ґрунт монолітів визначений таким чином: Моп №1 – спондилова глина світло-сірого кольору, однорідна, щільна, без включень; Моп №2 – спондилова глина сірого кольору, однорідна, щільна, без включень; Моп №3 – спондилова глина зеленувато-сіра, однорідна, щільна, без включень, пластична; Моп №4 – спондилова глина зеленувато-сіра, однорідна, щільна, без включень. У табл. 1.1 наведено фізичні властивості ґрунтів у монолітах.

Фізичні властивості ґрунтів у монолітах

Номер моноліту	Глибина відбору, м	Фізичні властивості				
		Вологість w	Густина ρ , т/м ³	Межа плинності w_L	Межа розкатування, w_p	Число пластичності I_p
Mon №1	41	0,22	1,9	0,51	0,28	0,23
Mon №2	43	0,21	1,9	0,57	0,3	0,27
Mon №3	45	0,28	1,8	0,64	0,34	0,3
Mon №4	48	0,30	1,8	0,64	0,34	0,3

Слід зазначити, що при стабілометричних дослідженнях у приладах тривісного стиску (стабілометрах) робочі камери були заповнені водою, тому зразки були захищені гумовою оболонкою, яка в дослідженнях на повзучість також захищала їх від висихання. Завантаження зразка виконувалася в приладі одновісного/тривісного стиску, що являє собою важільну систему. Для вимірювання абсолютних деформацій використовувалися стандартні індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Найбільш інформативними й адекватними умовами реального деформування ґрунтового масиву є стабілометричні випробування, оскільки в їх ході можливе створення об'ємного напруженого стану в робочій камері. Причому всебічний тиск на зразок, який створюється контрольованим тиском води, може мати значення бічного тиску на певній глибині, водночас додатковий тиск, що створюється навантаженням на шток, є девіатором середнього тиску, тобто різницею $\sigma - \sigma_{\text{ср}}$. Результати випробування на міцність зразків з різних монолітів наведені на рис. 1.1–1.6.

Для умов одновісного стискання значення короткочасної міцності $\sigma_{\text{кор}}$ перебуває в межах 1,0 ... 1,1 МПа (див. рис. 1.1 і 1.2); для тривісних випробувань при значенні бічного тиску $\sigma_3 = 0,25$ МПа – 1,50 ... 1,55 МПа (див. рис. 1.3 і 1.4); для тривісних випробувань при значенні бічного тиску $\sigma_3 = 0,5$ МПа – 2,1 ... 2,2 МПа (див. рис. 1.5 і 1.6).

Середні значення характеристик міцності й деформаційних характеристик зразків спондилової глини такі: модуль пружності $E = 80...90$ МПа, питоме зчеплення $C = 0,3...0,35$ МПа, кут внутрішнього тертя $\varphi = 12...14$ градусів.

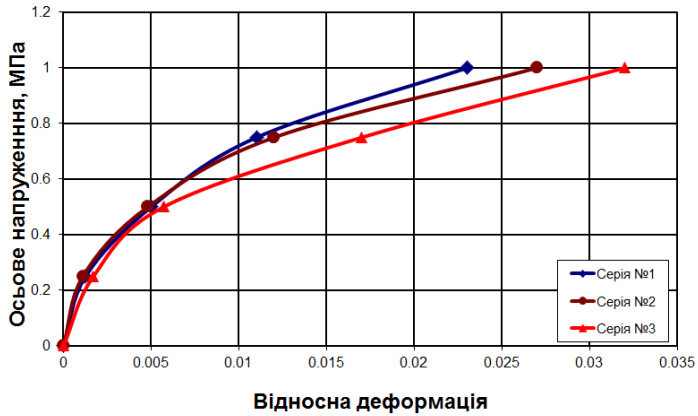


Рис. 1.1. Діаграми одновісних випробувань спондилової глини на міцність (серії № 1–3)

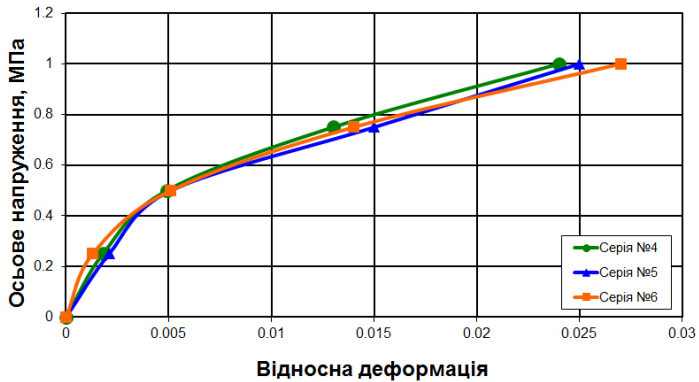


Рис. 1.2. Діаграми одновісних випробувань спондилової глини на міцність (серії № 4–6)

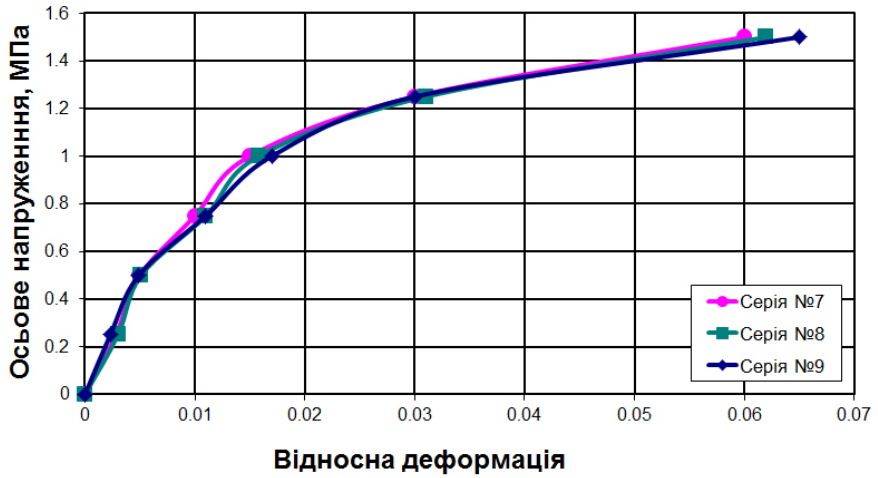


Рис. 1.3. Діаграми тривісних випробувань спондилової глини на міцність ($\sigma_3 = 0,25$ МПа, серії № 7–9)

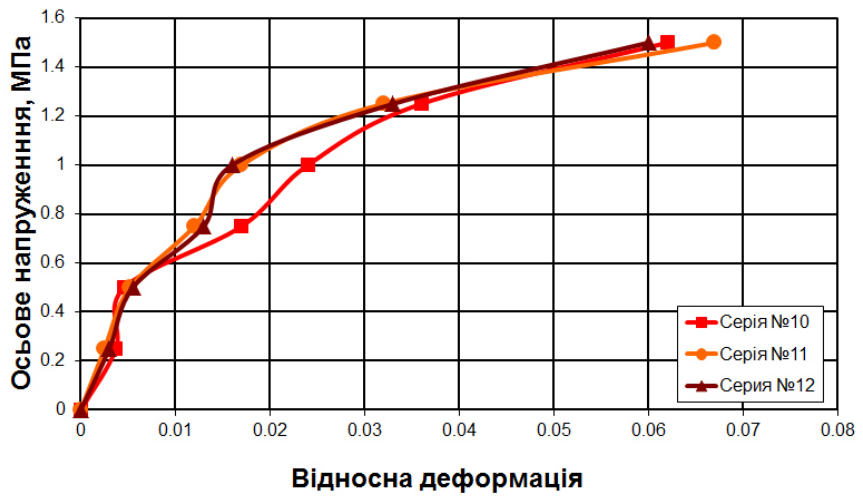


Рис. 1.4. Діаграми тривісних випробувань спондилової глини на міцність ($\sigma_3 = 0,25$ МПа, серії № 10–12)

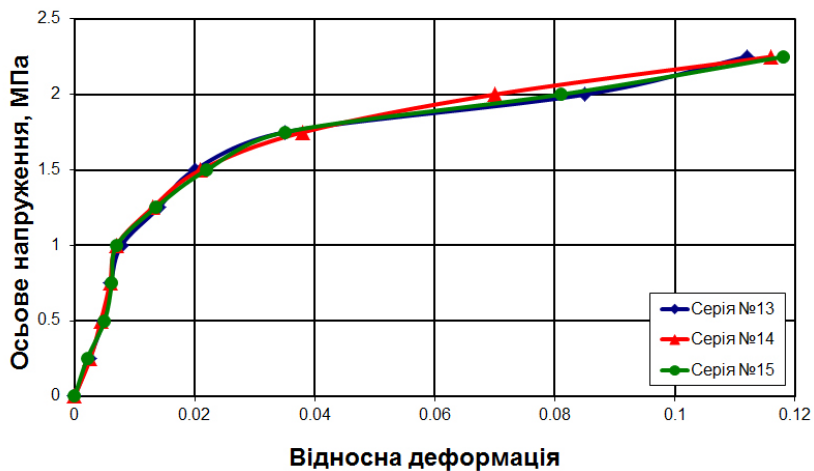


Рис. 1.5. Діаграми тривісних випробувань спондилової глини на міцність ($\sigma_3 = 0,5$ МПа, серії № 13–15)

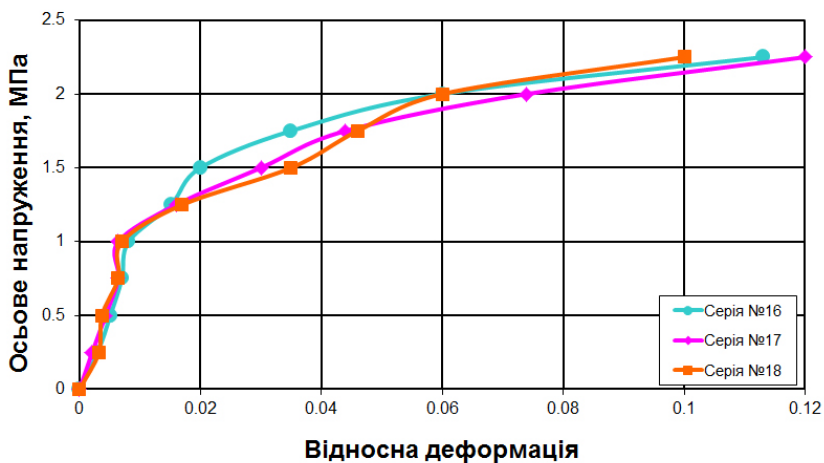
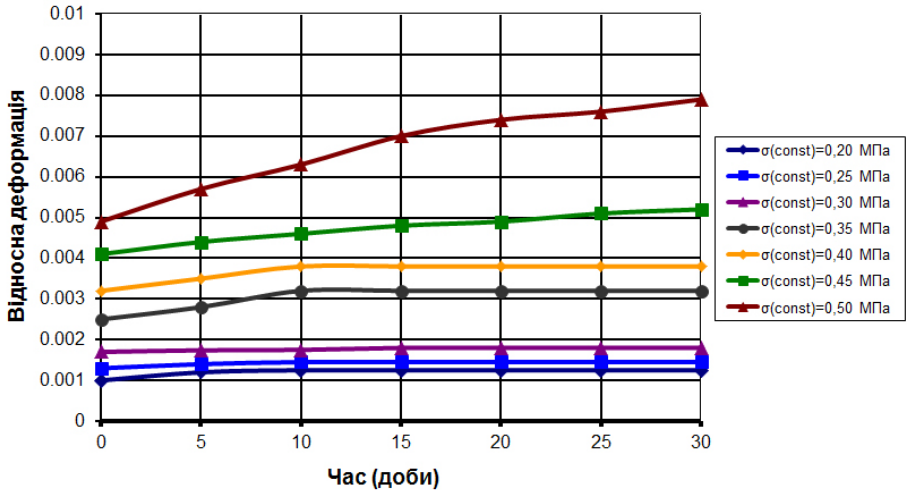


Рис. 1.6. Діаграми тривісних випробувань спондилової глини на міцність ($\sigma_3 = 0,5$ МПа, серії № 16–18)

Для визначення закономірностей деформування глинистого ґрунту в часі були виконані одновісні й тривісні випробування на повзучість. Щоб визначити деформації повзучості для широкого діапазону навантажень, проводилися випробування серії із 7 зразків при постійних напруженнях, рівних 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8 і 0,9 від величини короткочасної міцності $\sigma_{кор}$. Для отримання більш репрезентативної картини повзучості й подальшої побудови графіків ізохронних кривих у серії випробувань вводилися значення постійних напружень, рівних 0,25; 0,35 і 0,45 від величини короткочасної міцності $\sigma_{кор}$. Виконання випробувань за постійних напружень, рівних $0,1\sigma_{кор}$ і $0,9\sigma_{кор}$, виявилось недоцільним через свою малу інформативність, оскільки при малих значеннях постійних напружень в'язкі деформації дуже швидко стабілізувалися (випадок «вікової» повзучості зі швидкістю деформацій, що прямує до нуля (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971; Гольдштейн, 1973)). У разі великих напружень деформації відбувалися зі значною швидкістю, і руйнування виконувалося протягом короткого проміжку часу (від декількох хвилин до декількох годин). У початковий момент досліджу покази індикатора записувалися через короткі проміжки часу (10 секунд), оскільки збільшення швидкості деформацій було значним (стадія умовно-миттєвої деформації пружного або пружно-пластичного характеру). Надалі вимірювання виконувалися за схемою 30, 60, 300, 1500 секунд, 0,5, 1, 2, 3,6 годин, а потім, у разі зниження швидкості деформацій, – один раз на добу. Результати випробування на повзучість зразків з різних монолітів наведені на рис. 1.7–1.9.

Як і у випадку з випробуваннями ґрунту на міцність, найбільш інформативними є тривісні випробування. Результати одновісних досліджень є менш адекватними реальним умовам деформування глинистих ґрунтів біля підкріпленої виробки, проте дозволяють отримати якісну картину загального характеру деформування. Одновісні випробування виконувалися за схемою, схожою на схему стабілометричних випробувань з тією різницею, що значення миттєвої короткочасної міцності $\sigma_{кор}$ визначалося з одновісних випробувань із швидким навантаженням.

а



б

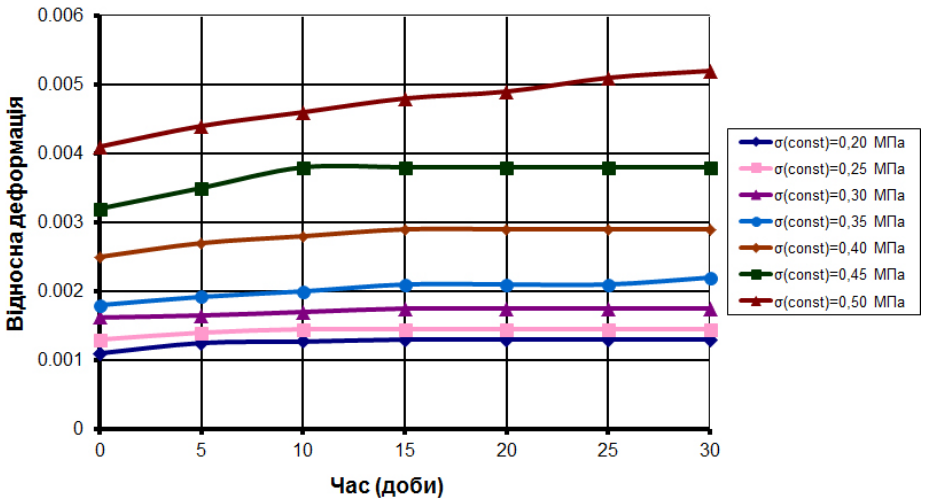
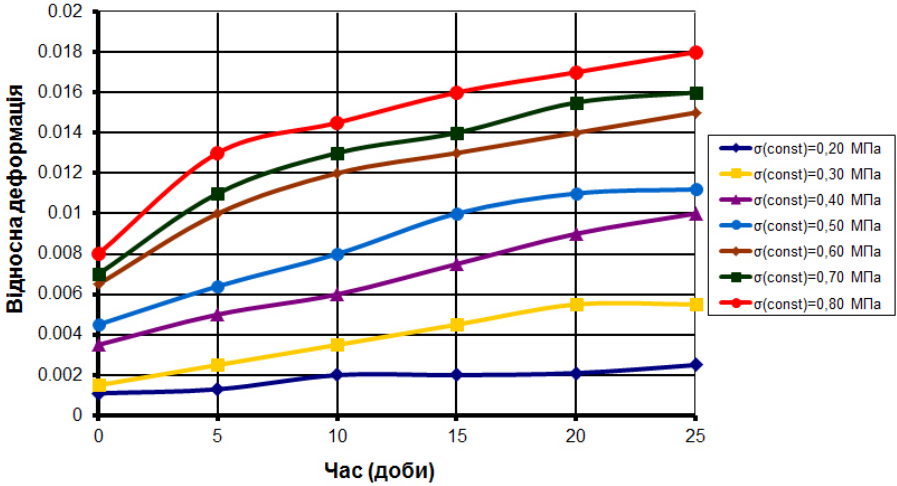


Рис. 1.7. Діаграми одновісних випробувань спондилової глини на повзучість: а – серія № 1 (1D-creep); б – серія № 2 (1D-creep)

а



б

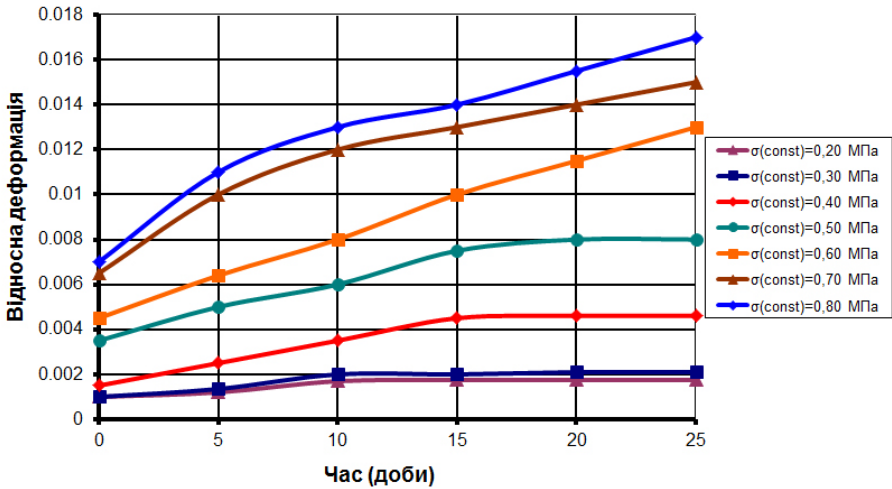
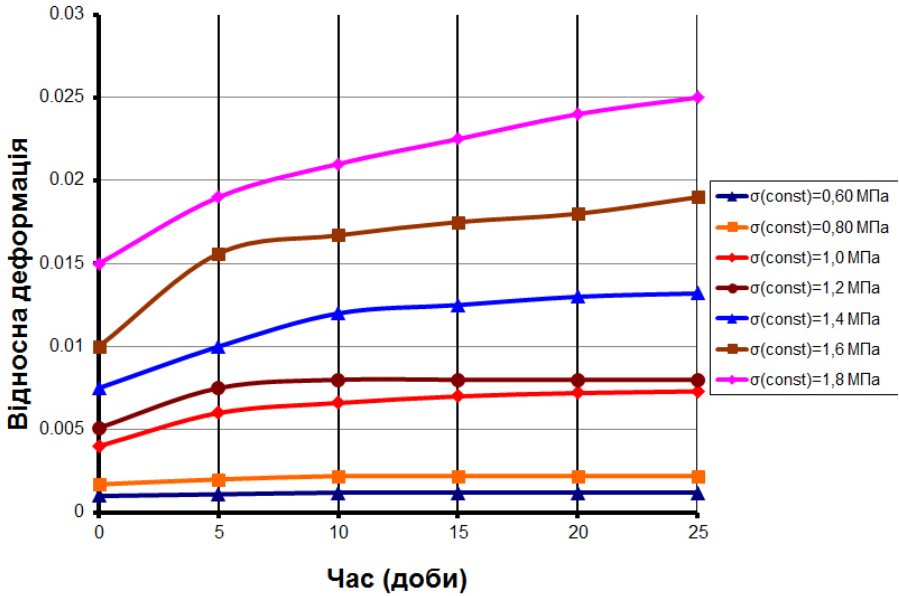


Рис. 1.8. Діаграми одновісних випробувань спондилової глини на повзучість: а – серія № 3 (1D–среер); б – серія № 4 (1D–среер)

а



б

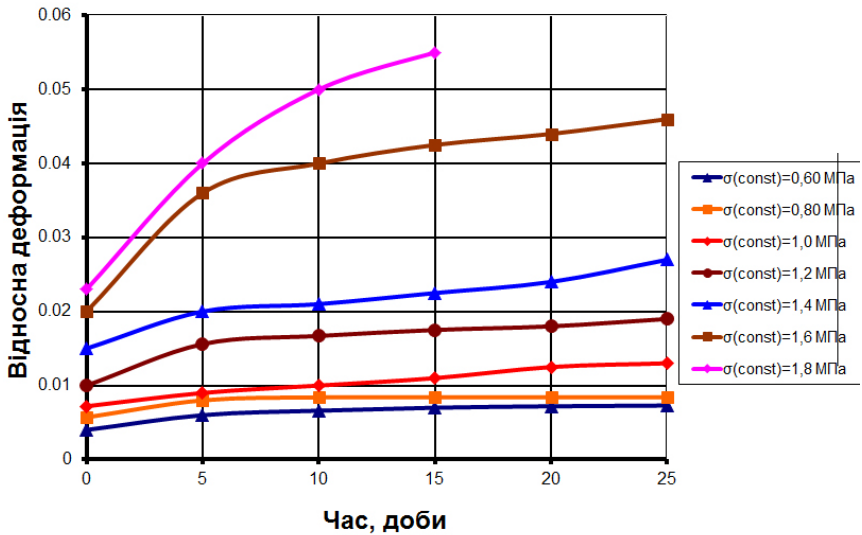


Рис. 1.9. Діаграми тривісних випробувань спондилової глини на повзучість ($\sigma_3 = 0,5$ МПа): а – серія № 1 (3D-creep); б – серія № 2 (3D-creep)

Характер деформацій повзучості вирізняється нерівномірністю, причому можливо виділити два характерних періоди. Перший період (від 2 до 5 днів) характеризується високою швидкістю деформування, другий період – практично постійною. Таким чином, весь процес деформування можна розділити на дві стадії – неусталеної та усталеної повзучості. Слід також зауважити, що на величину швидкості деформування значно впливає величина прикладеного напруження, причому при значеннях нижчих ніж $0,3...0,4\sigma_{кор}$ швидкість деформації в першій стадії зменшується й стає в другій стадії постійною, при значеннях вище ніж $0,3...0,4\sigma_{кор}$ – зростає. Таким чином, значення $0,3...0,4\sigma_{кор}$ є межею повзучості (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1973), або «порогом» повзучості (Маслов, 1984), для спондилової глини.

Дослідження зразків спондилової глини на повзучість проводилися протягом 25 ... 30 діб, причому характер деформацій повзучості найбільш яскраво проявлявся в проміжку 14 ... 20 діб. Попередній аналіз наведених графіків (див. рис. 1.7–1.9) підтверджує деякі положення, отримані раніше іншими дослідниками. Наприклад, характер розвитку деформацій спондилової глини, дослідженої В. Й. Заворицьким (1975), який указував, що найбільш активне деформування в разі повзучості спостерігається в перші 14 діб, що також підтверджується результатами авторських досліджень.

Дослідження деформацій повзучості як в умовах одновісного, так і тривісного стиску показали, що залежності «відносна деформація – напруження – час» для спондилової глини мають подібний характер. У разі повзучості закономірність, що описує цей процес, можна записати з позиції деяких теорій повзучості у вигляді рівнянь стану:

$$\dot{\varepsilon} = f(\dot{\sigma}, t); \varepsilon = f_2(\sigma, t), \quad (1.1)$$

$$\dot{\tau} = \varphi_1(\dot{\gamma}, t); \tau = \varphi_2(\gamma, t). \quad (1.2)$$

Співвідношення (1.1) і (1.2) можна зобразити графічно у вигляді сім'ї кривих $\dot{\gamma} - t$ і $\gamma - t$ ($\dot{\sigma} - t$ і $\sigma - t$) для різних значень напружень, а співвідношення $\tau - \dot{\gamma}$ або $\tau - \gamma$ ($\sigma - \dot{\varepsilon}$ або $\sigma - \varepsilon$) для різних моментів часу.

С. С. Вялов (1978) і Ю. М. Работнов (1977) наголошують, що можливі три типи ізохронних кривих $\sigma - \varepsilon$:

1) криві не подібні між собою й кожна з них описується власною функцією $\sigma = \varphi(\varepsilon)$ (рис. 1.10, а);

2) криві подібні між собою й описуються однією й тією самою функцією $\sigma = \varphi(\varepsilon)$, крім кривої при $t = 0$, яка описується функцією $\sigma = \varphi_0(\varepsilon)$ (рис. 1.10, б);

3) усі криві подібні й описуються функцією $\sigma = \varphi(\varepsilon)$ (рис. 1.10, в).

На підставі результатів виконаних дослідів побудовані сім'ї кривих повзучості (див. рис. 1.7–1.9) і ізохронних кривих (рис. 1.11–1.13), які надалі використовуються для доведення авторських побудов про можливість поділу деформацій, викликаних різними причинами.

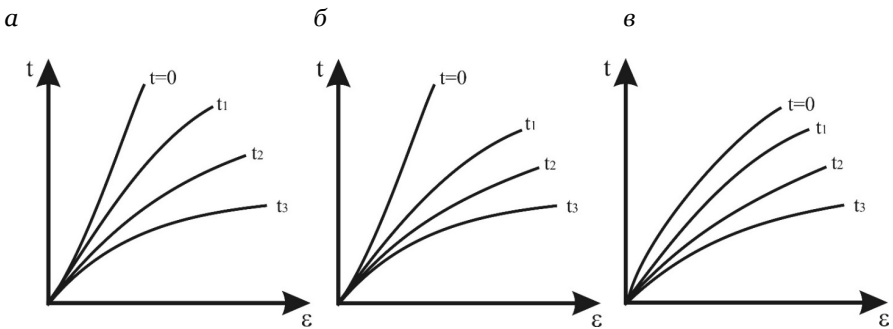


Рис. 1.10. Три випадки подібності ізохронних кривих

Як уже було зазначено в роботах С. С. Вялова (1978) і Ю. М. Работнова (1977), ізохронна крива при $t = 0$ теоретично є кривою миттєвого деформування, а при $t = \infty$ – кривою стабілізованих деформацій. Складність практичної роботи з функціями $\sigma = \varphi(\varepsilon)$ полягає в тому, що в загальному випадку їх може бути кілька (випадок відсутності подібності всіх кривих), але С. С. Вялов (1978, с. 145) радить завжди припускати, що криві подібні, що обґрунтовується відсутністю необхідності точного аналітичного опису кривих повзучості. Це пов'язано з тим, що під час випробування на повзучість глинистих ґрунтів наявний значний розкид даних (до 20 ... 40 %), який вважається прийнятним (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971).

Умова подібності ізохронних кривих записується як

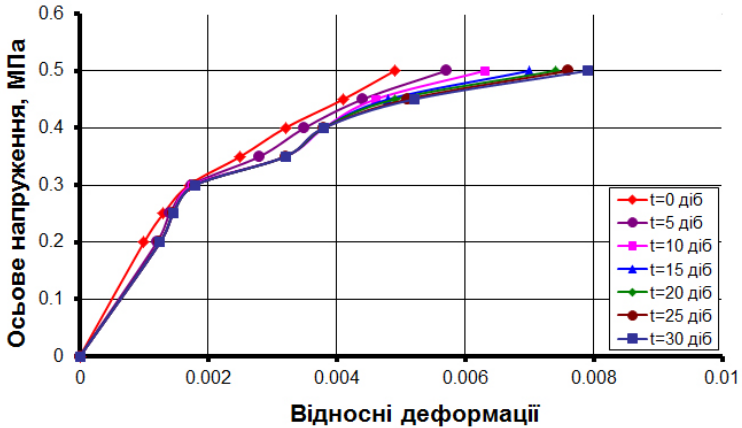
$$\varphi(\varepsilon) = \sigma\psi(t) \quad (1.3)$$

а умова подібності кривих повзучості

$$\varepsilon = f(\sigma)\Phi(t), \quad (1.4)$$

де $\psi(t)$ і $\Phi(t)$ – функції часу (Вялов, 1978).

а



б

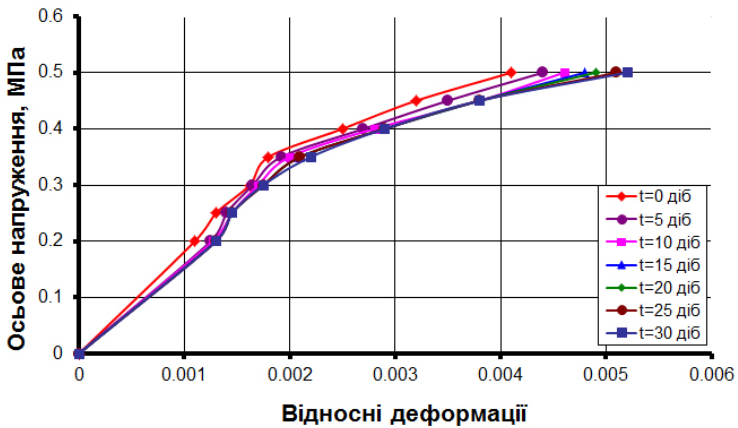
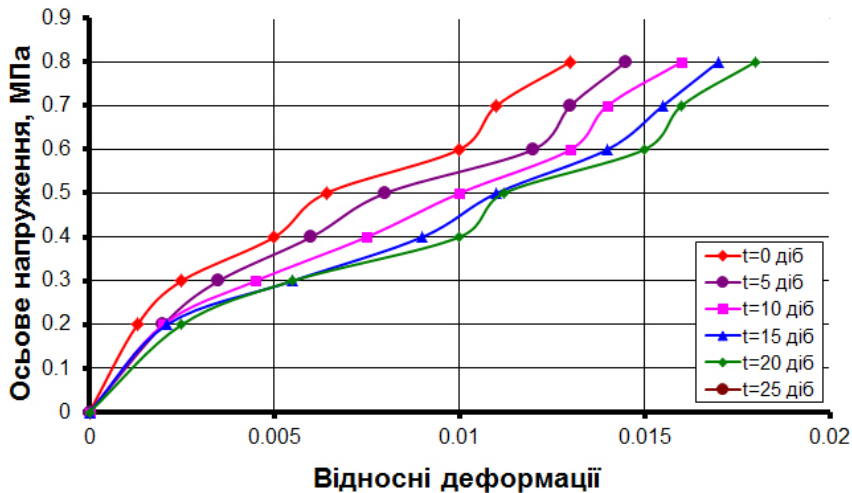


Рис. 1.11. Сім'я ізохронних кривих для одновісних випробувань спондилової глини на повзучість: а – серія № 1 (1D–creep); б – серія № 2 (1D–creep)

а



б

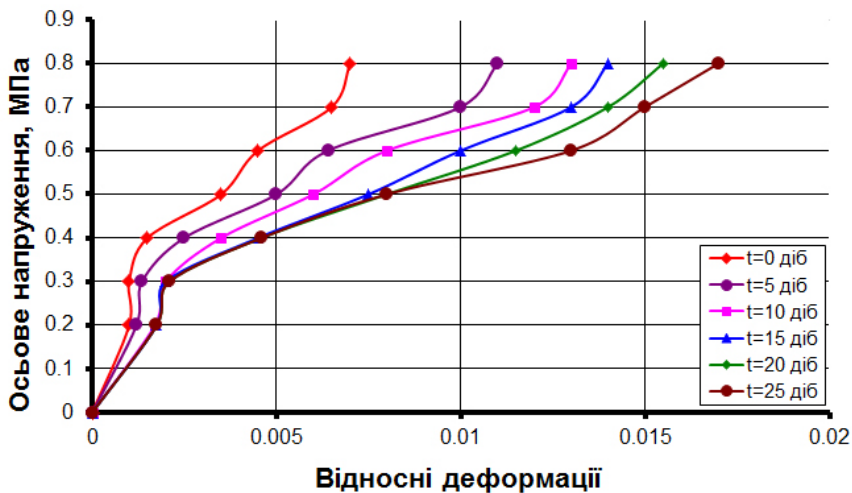
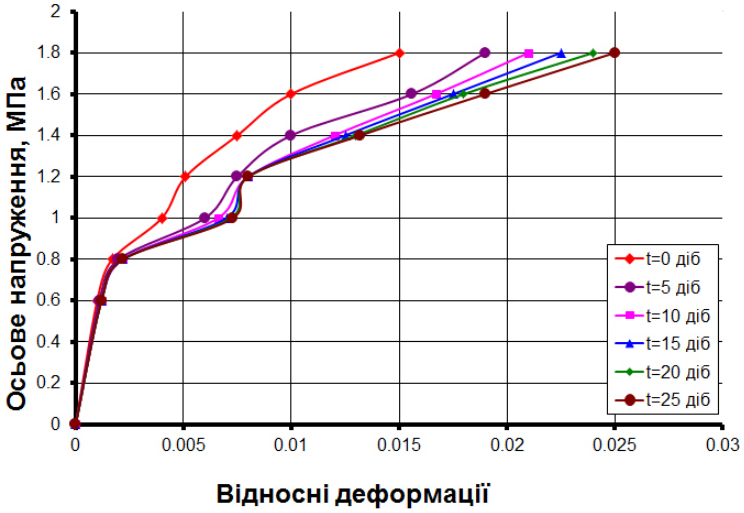


Рис. 1.12. Сім'я ізохронних кривих для одновісних випробувань спондилової глини на повзучість: а – серія №3 (1D-creep); б – серія №4 (1D-creep)

а



б

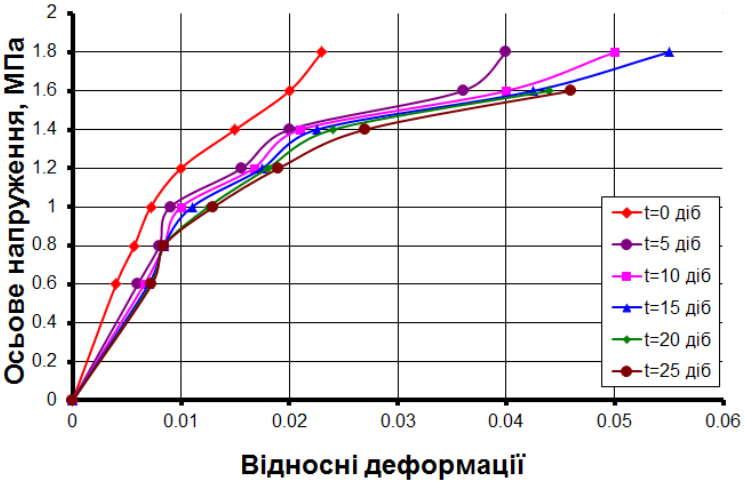


Рис. 1.13. Сім'я ізохронних кривих для тривісних випробувань на повзучість ($\sigma_3 = 0,5 \text{ МПа}$): а – серія № 1 (3D-creep); б – серія № 2 (3D-creep)

У дослідженні процесу повзучості існують складності у виборі функцій $\psi(t)$ і $\Phi(t)$, які також повинні враховувати й миттєві деформації, наявність яких призводить до відсутності подібності ізохронних кривих. Подальша складність у визначенні $\psi(t)$ і $\Phi(t)$ – у їхньому представленні в такому вигляді:

$$\psi(t) = 1 + \int_0^t k(t) dt; \quad \Phi(t) = 1 + \int_0^t \chi(t) dt, \quad (1.5)$$

де $k(t)$ і $\chi(t)$ – функції часу.

Вибір функцій часу $k(t)$ і $\chi(t)$ часто довільний (Вялов, 1978), оскільки подальші математичні операції з ними повинні бути не дуже складними. Довільність вибору цих функцій полягає в тому, що існує багато виразів для $k(t)$ і $\chi(t)$, запропонованих дослідниками (Вялов, 1978; Глушко, Чередниченко, & Усатенко, 1981; Гольдштейн, 1971; Работнов, 1977). Найбільшого поширення набули степенева, логарифмічна, експоненціальна й дробно-лінійна залежність (Работнов, 1977). С. С. Вялов запропонував універсальну залежність, яка містить чотири попередні (Вялов, 1978).

Експериментальні дані в разі повзучості свідчать про те, що застосування вищенаведених функцій є не тільки складним, але й не дозволяє врахувати характер усіх кривих сім'ї повзучості, оскільки він зумовлений різними причинами, і відсутність подібності явно спостерігається у випадках напружень, які вищі межі пружності ($0,6 \dots 0,8 \sigma_{\text{кор}}$). Відсутність подібності ізохронних кривих для цього проміжку напружень виражається в загині кривої в бік осі ординат (осьове напруження), що спостерігається на рис. 1.11–1.13. Особливого ж впливу на подібність кривих ділянки миттєвої деформації пружного або пружно-пластичного характеру не спостерігається.

Безперечно, принцип подібності ізохронних кривих можна застосувати, якщо відкинути частину кривої, побудованої на основі кривих повзучості за високих напружень, мотивуючи це тим, що виконується умова нормальної експлуатації споруди. Також можна не включати в сім'ю кривих повзучості умовно-миттєву деформацію, але описані допущення істотно спрощують картину деформування глинистого ґрунту в часі.

Слід зауважити, що теоретичні побудови Ю. М. Работнова (1977), С. С. Вялова (1978) та інших дослідників (Глушко, Чередниченко, & Усатенко, 1981) не враховують особливості проведення експерименту на повзучість при побудові ізохронних кривих. Так, в аналітичних побудовах ізохронна крива при $t = 0$ тільки теоретично є кривою миттєвого деформування, проте вона неповно відображає характер тривалого деформування. Це відбувається через те, що в сім'ї кривих повзучості, за допомогою якої будується сім'я ізохронних кривих, досить складно відобразити весь спектр напружень, що прикладаються до зразка, який випробовують у режимі швидкого навантаження. Це також пояснюється тим, що розвиток деформацій при ступеневому або одночасному прикладенні навантаження різних, і тому ізохронна крива при $t = 0$ лише з деякою мірою точності може прийматися за криву миттєвого деформування, отриману в режимі швидкого навантаження. Ця теза є важливою для подальшого дослідження зміни енергії реологічних явищ, оскільки відшукування енергії процесу повзучості можна виконати декількома шляхами, проте шлях інтегрування ізохронної кривої при $t = 0$ не дає правильних результатів через причину, яка розглянута вище.

1.3. Напружено-деформований стан глинистого породного масиву як в'язко-пружно-пластичного середовища

Переходячи від загальних передумов, а також результатів виконаних експериментів, слід викласти закономірності поведінки глинистих ґрунтів як в'язко-пружно-пластичного середовища.

1. Якщо рівень напружень нижчий за межу пружності σ_e , деформації є пружними, повністю оборотними. Слід уточнити, що ґрунтам властиві й миттєві пластичні деформації (рис. 1.14, *a*), пов'язані із закриттям мікротріщин і дефектів (на відрізьку OA), але їх значення порівняно з пружними деформаціями настільки малі, що ними можна знехтувати (Shashenko, Shapoval, Kovrov, Skobenko, Tiutkin, Babii, Samorodov, & Slobodyanyuk, 2019).

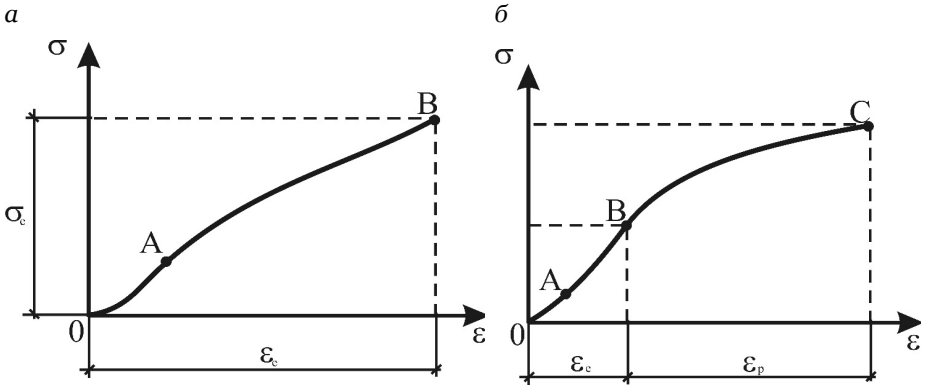


Рис. 1.14. Графік пружного (а) і пружно-пластичного без розвантаження (б) деформування глинистого ґрунту

2. Якщо рівень напружень вищий за межу пружності σ_e , деформації стають пластичними й мають нереверсивний (залишковий) характер (рис. 1.14, б, відрізок BC).

У точці C відбувається руйнування ґрунту. З'ясувати величину пластичних залишкових деформацій можна експериментальним методом розвантаження, тобто, довівши зразок до точки C , слід його розвантажити: пружні деформації ϵ_e відновляться, а пластичні деформації ϵ_p залишаться (рис. 1.15).

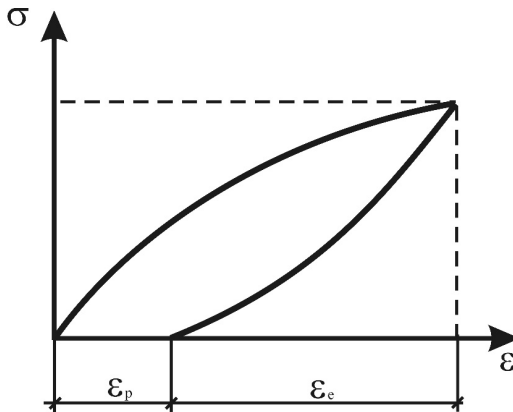


Рис. 1.15. Графік пружно-пластичного деформування глинистого ґрунту з розвантаженням

Перші дві закономірності поведінки глинистих ґрунтів отримані з умови швидкого завантаження, тобто процес деформування вважається незалежним від часу й в'язкі деформації відсутні. Неоднозначність у деформації з'являється в разі повільного завантаження, коли вплив в'язкості починає проявлятися в достатній мірі. Неоднозначність пов'язана з тим, що реологічні властивості поділяються на дві категорії: склерономні (пружність і пластичність), які не залежать від часу, і реономні (в'язкість) – залежні від нього (Ионов, & Огибалов, 1979; Рейнер, 1965). Відповідно, слід зробити вибір між декількома існуючими для опису цих явищ теоріями, положення яких часто суперечать одне одному.

3. У разі повільних завантажень, а точніше, у разі завантажень з постійним значенням напружень, розвивається реологічне явище повзучості: $\sigma = \text{const}, \varepsilon \rightarrow \infty$. Експериментальні дані цього процесу часто відображаються у вигляді сім'ї кривих повзучості (див. рис. 1.7–1.9), побудованих для постійних напружень σ , які дорівнюють часткам руйнівного напруження при швидкому завантаженні σ_p (рис. 1.16).

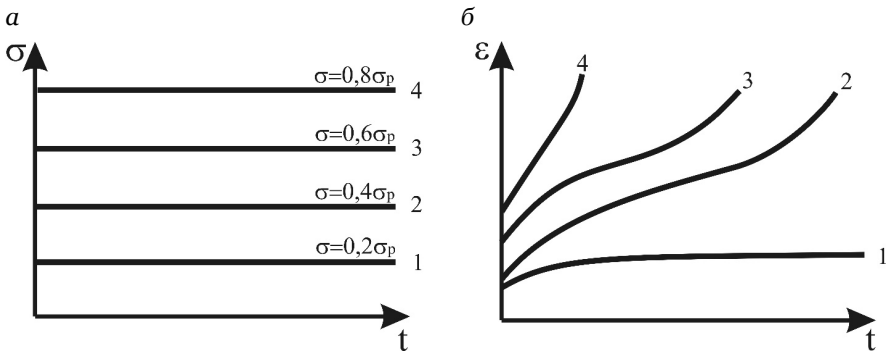


Рис. 1.16. Сім'я кривих повзучості:
 а – залежність $\sigma - t$; б – залежність $\varepsilon - t$

Звідси випливає можливість застосування «принципу суперпозиції деформацій» (визначення П. А. Ребіндера, 1958), який набув теоретичного розвитку в подальших авторських побудовах, а саме, що для прийняття цього принципу досить прийняти взаємний не вплив або взаємну незалежність деформацій, викликаних окремою реологічною

властивістю. Як бачимо з рис. 1.16, б, крива 1 не подібна кривим 2 і 3, а крива 4 різко відрізняється від них. Ця відмінність свідчить про різний характер деформування, що було розглянуто вище. Якщо ж виконати експеримент з розвантаженням, то отримаємо картину післядії (рис. 1.17). Прийом розвантаження свідчить про можливість застосування принципу суперпозиції деформацій, тобто доводиться їх взаємнонезалежний характер. Таким чином, підтверджуючи відмінність в'язких і пластичних деформацій, можна дійти суттєвого висновку: пружність, пластичність і в'язкість – взаємнонезалежні властивості тіла або середовища.

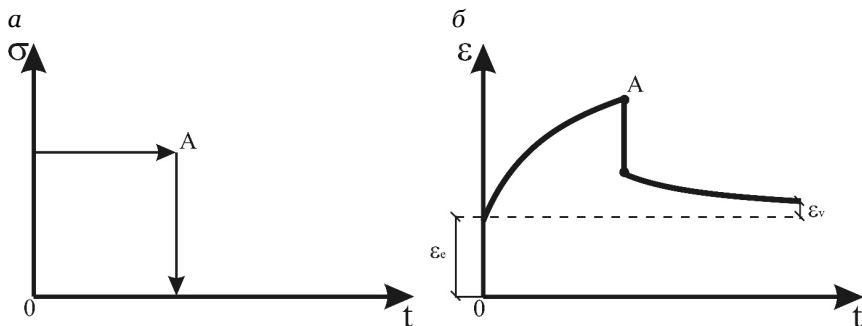


Рис. 1.17. Графік післядії в експерименті з розвантаженням: а – характер навантаження; б – розвиток деформацій післядії

Принцип суперпозиції деформацій доводить можливість поділу типів деформацій і той факт, що компоненти загальної деформації повністю зберігають свої значення протягом всього часу деформування й можуть бути розділені після розвантаження. Цей концептуально важливий принцип критикувався академіком Ю. М. Работновим (1977; 1987), який розумів його не як постулат деформування середовища в часі й під навантаженням, а лише як принцип, що спрощує обчислення в практичних розрахунках. Але критика Ю. М. Работнова (1987) базувалася на розгляді результатів експериментів повзучості сталі при високій температурі або деяких полімерів у високоеластичному стані, тобто окремих матеріалів у певних часткових умовах. Із цього випливає, що застосування принципу суперпозиції деформацій досить обґрунтоване в широкій області деформування середовищ.

Відповідно будь-яке конкретне значення деформацій складається з трьох компонент:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^V + \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p, \quad (1.6)$$

де ε_{ij} – загальний тензор деформацій; $\varepsilon_{ij}^V, \varepsilon_{ij}^e, \varepsilon_{ij}^p$ – в'язка, пружна і пластична компоненти загального тензора відповідно.

Слід зауважити, що всюди, де вживається термін «в'язко-пружно-пластичне середовище» у авторській інтерпретації та зі збереженням написання (з дефісами), мається на увазі середовище з незалежними один від одного реологічними властивостями (в'язкість, пружність і пластичність).

Із цим записом формули (1.6), яка прозоро й однозначно інтерпретує деформований стан в'язко-пружно-пластичного середовища, у своїй ґрунтовній оглядовій праці полемізує П. Пежина (1968). У теорії в'язкопластичності слід розрізняти в'язкопружні-в'язкопластичні (у П. Пежини – *elastic-viscoplastic*) і пружно-в'язкопластичні (у П. Пежини – *elastic/viscoplastic*) середовища. У першому в'язкість проявляється в пружній і пластичній областях навантаження, у другій – лише в пластичній. Основною проблемою першого середовища є встановлення критерію переходу середовища з в'язко-пружного у в'язко-пластичний стан, друге середовище математично описується набагато простіше з використанням узагальненої моделі Максвелла або її модернізацій В. В. Соколовського і Молверна (Русинко, 1981).

У зв'язку з цим у радянській літературі навіть з'явився постулат Пежини (Русинко, 1981): в'язкість проявляє себе в процесі деформування тільки в області пластичного навантаження (безпосередньо П. Пежина його не називав постулатом свого імені, викладаючи це положення в роботі 1968 року). Безперечно, прийняття пружно-в'язко-пластичної моделі усуває проблему пошуку критерію переходу з в'язко-пружного у в'язко-пластичний стан, описаного Нахді та Мьорчем (Пежина, 1968), оскільки початкова умова плинності залишається такою самою, як і в теорії пластичності. Завдання зводиться до відшукування змін поверхні плинності, на яку впливає в'язкість. Але, користуючись принципом суперпозиції деформацій і його частковим наслідком про взаємний

невплив компонент деформацій, можна засумніватися в зміні пластичних властивостей середовища, зокрема зміні поверхні плинності за рахунок в'язкості. Прийняття принципу суперпозиції і рівняння (1.6) дає можливість створення несуперечливого теоретичного опису в'язко-пружно-пластичного середовища, яким є глинистий ґрунт. Рівняння (1.6) є тим «розумним обмеженням» Друккера, яке дозволяє однозначний опис в'язких і пластичних властивостей середовища (Безухов, 1961; Качанов, 1960; Качанов, 1969; Малинин, 1968) (для в'язкопружно-в'язкопластичного середовища таким обмеженням є постулат Друккера про невід'ємну роботу зовнішніх сил).

Але це питання є неоднозначним, оскільки деякі автори відзначають зміцнювальну дію процесу повзучості на пластичне деформування, якщо воно відбувається пізніше (Безухов, 1961; Русинко, 1981). Це питання слід аналізувати, як вважає автор, не з позиції зміні поверхні плинності й, відповідно, процесу пластичного деформування за рахунок в'язкості, а з позиції зміні структури середовища в процесі повзучості. Відомо, що повзучість, викликана навантаженням, яке менше за межу пружності σ_e або дорівнює їй (повзучість з постійною швидкістю), перебудовує структуру глинистого ґрунту за рахунок взаємодії пружних і в'язких коагуляційних зв'язків, зміцнюючи її, що доводилося у авторських експериментах у роботі (Петренко, В. І., Петренко, В. Д., & Тют'якін, 2004b), а також у роботах М. М. Маслова (1984) і С. Р. Месчяна (1985). Безперечно, пластичне деформування, яке сталося через деякий час після початку процесу повзучості, буде відрізнитися від такого самого деформування, що не залежить від часу (у разі швидкого навантаження). Але з цього не випливає, що в'язкість якимось чином змінила межу плинності й пластичне деформування в цілому.

Таким чином, основними висновками, які впливають з вищевикладеного аналізу, є такі:

1. Компоненти в'язких, пружних і пластичних деформацій взаємонезалежні й до них можна застосовувати принцип суперпозиції.
2. Для теоретичного вирішення проблеми НДС глинистого ґрунту як в'язко-пружно-пластичного середовища слід прийняти авторський

феноменологічний підхід, що полягає в знаходженні конкретних закономірностей, а точніше моделі поведінки ґрунту, яку практично можна реалізувати за допомогою набору нескладних експериментальних досліджень.

Розглянуті положення НДС глинистого ґрунту як в'язко-пружно-пластичного середовища явно феноменологічні, оскільки оперують макропараметрами, такими як напруження, деформація й час. Розгляд деформування з фізичного погляду, тобто оперування мікропараметрами, такими як зміна густини, накопичення дефектів, деформування внутрішніх зв'язків, значно ускладнює дослідження процесу. Це зумовлено конкретним характером отриманих результатів, які неможливо поширити на інші випадки деформування, тому що поведінка глинистих ґрунтів є дуже різноманітною.

Відомо, що структура глинистих формацій має проміжні властивості між коагуляційними (в'язкі зв'язки) (Иноземцев, 1966) і конденсаційними крихкі зв'язки (Мизюмский, 1964) структурами. Як з'ясовано М. Н. Гольдштейном (1971; 1973), до ґрунтів можна застосовувати підхід, як до твердих тіл, розглядаючи реологічні явища як фізичний процес накопичення дефектів (субмікротріщини), але практична реалізація цього підходу значно ускладнена. Розгляд процесу повзучості як процесу, обмеженого деформацією в межах передграничного стану, може вважатися правильним, оскільки розслаблення саме в'язких зв'язків у часі є його причиною. Водночас процес пружно-пластичного деформування пов'язаний з руйнуванням крихких зв'язків і перебудовою структури.

Слід також зауважити, що наведені вище міркування про природу зв'язків дещо умовні, оскільки деякі зв'язки мають проміжний характер, що залежить від виду напруженого стану. Наприклад, у разі тривісного стиску часто не відбувається руйнування у вигляді відколу в умовах пружно-пластичного деформування, що свідчить про включення в'язких або проміжних зв'язків у процес деформування. Таким чином, ще раз підкреслюється неоднозначність фізичного підходу порівняно з феноменологічним.

1.4. Дослідження НДС в'язко-пружно-пластичного середовища з урахуванням принципу суперпозиції деформацій

Як уже було зазначено в працях П. Пежини (1968) та інших дослідників (Безухов, 1961; Зарецкий, 1980; Ионов, & Огибалов, 1979; Русинко, 1981), одночасне розв'язання задачі пластичної й в'язкої плинності неможливо на сучасному етапі розвитку математичного апарату. Причиною цього є складність аналітичних рівнянь, що містять у явному вигляді напруження, деформацію і час, причому в процесі пластичного деформування вплив фактора часу несуттєвий, а процес реологічних явищ (повзучості й релаксації) пов'язаний з часом безпосередньо.

Вирішити цю проблему можливо із застосуванням авторського принципу суперпозиції деформацій, частковим висновком з якого є можливість розділення пружної, пластичної та в'язкої компонент. Запропонований автором принцип не суперечить основним постулатам реології (Вялов, 1978; Ребіндер, 1958; Рейнер, 1965), у яких такий розподіл є закономірним. Спрощено авторський принцип слід інтерпретувати в такий спосіб: у процесі пружно-пластичного деформування, викликаного зміною рівня напружень, впливом часового фактора можна знехтувати; у разі тривалого завантаження пружно-пластична деформація відбувається умовно миттєво, усі інші деформації є в'язкими й залежать тільки від часу.

Цей авторський підхід дещо нагадує схему Одквіста (Качанов, 1960; Качанов, 1969) (у деяких джерелах (Малинин, 1968) трапляється інше написання прізвища – Удквіст), запропоновану ним для металів. За цією схемою в областях тіла, де досягнута межа плинності, частка в'язкої деформації порівняно з пластичною незначна й нею можна знехтувати. В областях тіла, у яких межа плинності не досягнута, відбуваються тільки в'язкі деформації. Схема Одквіста, що застосовується для практичних розрахунків металевих елементів у машинобудуванні, не може бути застосована для випадку взаємодії будівельних конструкцій з ґрунтовим масивом. Це пов'язано з тим, що в'язкі деформації в ґрунтах виникають на стадії і пружного, і пластичного деформування за умови постійних у часі напружень. Відмінність авторської схеми від схеми Одквіста полягає в тому, що розвиток в'язких деформацій свідомо не прив'язаний до рівня напружень, а лише до фактора часу, хоча автор

і погоджується з положенням про незначний вплив в'язкої деформації в процесі пластичного деформування.

Слід ще раз вказати на суперечливість у питаннях НДС в'язко-пружно-пластичного середовища. Так, поряд зі схемою Одквіста існує і принцип, сформульований Нахді й Мьорчем і розроблений П. Пежиною (1968), який свідчить про відсутність в'язких деформацій в області пружного деформування й впливу в'язкості тільки в області пластичного. Порівнюючи схему Одквіста й постулат Пежини (так цей принцип названий у праці Русинко (1981), хоча постулатом він не є, що впливає із суперечностей опису НДС в'язко-пружно-пластичного середовища), можна перекоонатися, що їх положення прямо протилежні, що свідчить про суперечності, які існують у дослідженні середовищ зі складними властивостями. Ці суперечності можуть бути зняті за допомогою авторського принципу суперпозиції, тобто незалежності в'язких, пружних і пластичних компонент деформацій.

Для обґрунтування цього принципу слід його перевірити для умов різних навантажень. Для цього скористаємося графіком сім'ї повзучості (рис. 1.18).

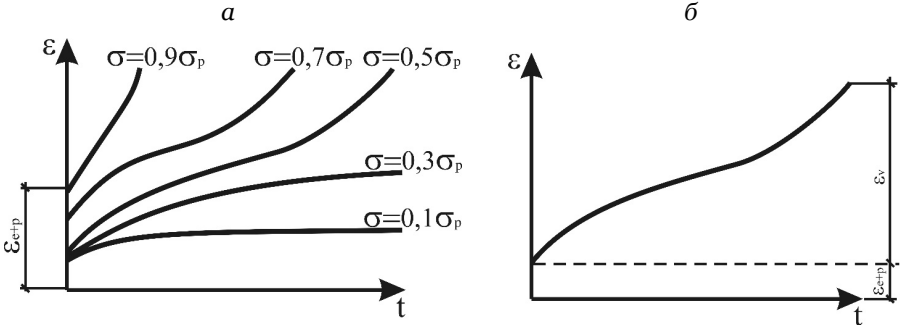


Рис. 1.18. Графік сім'ї кривих повзучості глинистого ґрунту (а) і характерний випадок повзучості (б)

На рис. 1.18, б показаний загальний випадок кривої повзучості з поділом деформацій повзучості за принципом суперпозиції на пружно-пластичну $\epsilon_{(e+p)}$ і в'язку ϵ_v компоненти. Подальший поділ пружно-пластичної компоненти $\epsilon_{(e+p)}$ на пружну ϵ_e і пластичну ϵ_p можливий після розвантаження зразка, як це наведено в класичних джерелах (Вялов, 1978;

Гольдштейн, 1973; Маслов, 1984; Месчан, 1985) або за альтернативною авторською методикою. Сутність методики полягає в перетворенні сім'ї кривих повзучості (рис. 1.18, а) на площині в просторовий вигляд (у координатах $\sigma - \varepsilon - t$, рис. 1.19).

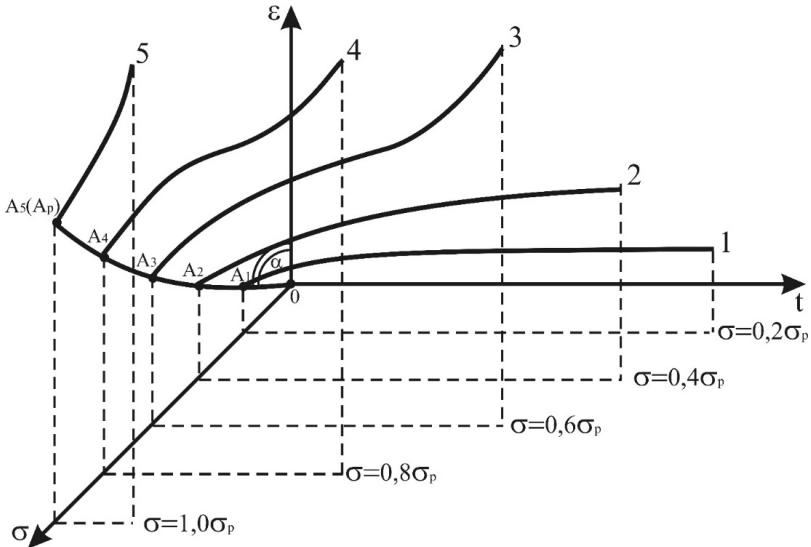


Рис. 1.19. Сім'я кривих повзучості в координатах $\sigma - \varepsilon - t$

Як видно з рис. 1.19, початки кривих повзучості 1–4, побудованих за постійних напружень в частках від межі міцності при швидких завантаженнях σ_p , складаються в деяку криву $oA_1A_2A_3A_4A_5$, причому точка A_5 є межею міцності випробуваного ґрунту (A_p). З праць академіка Ю. М. Работнова (1977; 1987) і професора С. С. Вялова (1978), який застосував його результати в реології ґрунтів, відомо, що ця крива є ізохронною кривою при $t = 0$, тобто кривою миттєвого деформування.

Із цього випливає, що можна визначати області початкового (миттєвого) деформування без процесу розвантаження, шляхом знаходження початкової лінійної ділянки ізохронної кривої при $t = 0$ (рис. 1.19), а тангенс кута нахилу цієї ділянки буде дорівнювати модулю пружності $\text{tg}\alpha = E$. Таким чином, побудувавши два графіки деформування (миттєвий – ізохронна крива при $t = 0$ або, точніше, при швидкому завантаженні, тривалий – сім'я кривих повзучості), можна повністю розділити деформації на практиці (рис. 1.20).

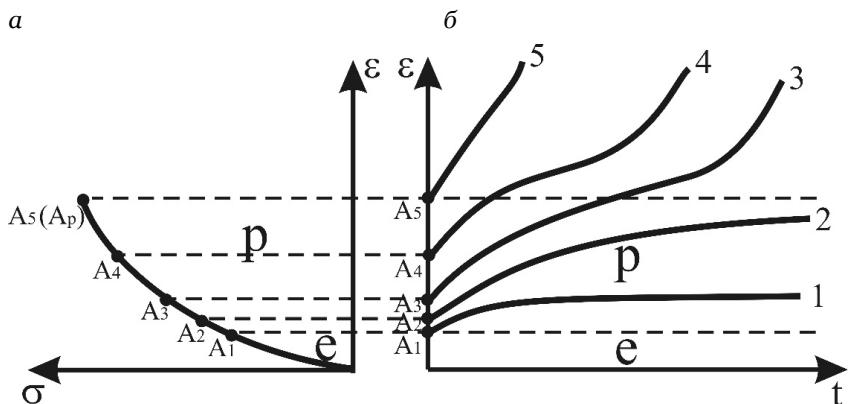


Рис. 1.20. Поділ компонент деформацій за авторською методикою:
 а – ізохронна крива при $t = 0$; б – сім'я кривих повзучості 1–5

Пунктирні лінії (рис. 1.20) відсікають області миттєвої пружної ϵ_e і миттєвої пластичної ϵ_p компонент загальної деформації, але не вказують на характер деформування в часі, який є тільки в'язким.

Побудова на рис. 1.20 схожа на побудову ізохронних кривих за методикою Ю. М. Работнова (1977) і С. С. Вялова (1978), але відрізняється тим, що її завданням у конкретному випадку є поділ компонент загальної деформації. Цей принцип ізохронності кривих Ю. М. Работнова можна також практично застосовувати в реології ґрунтів для визначення характеру тривалого в'язкого деформування, що відбувається після миттєвого пружно-пластичного. Таким чином, використавши графічні побудови (рис. 1.20), можливо без процесу розвантаження визначити природу умовно-миттєвої деформації за ізохронною кривою при $t = 0$ (крива деформування при швидкому завантаженні).

Характер в'язкої деформації різноманітний і змінюється від затухаючого до прогресуючого. Таким чином, виникає така суперечність: пружність, пластичність і в'язкість, згідно з постулатами реології (Рейнер, 1965) і з принципом суперпозиції, взаємозалежні, тобто не впливають одна на одну, і водночас в'язкі деформації в процесі повзучості істотно відрізняються за характером залежно від початкового (умовно-миттєвого) стану (пружного або пружно-пластичного). Суперечність можна зняти, не

виключаючи принцип суперпозиції, якщо прийняти залежність в'язких деформацій не від початкового поля напружень, а від величини постійного напруження. Це можливо лише в тому випадку, якщо коефіцієнт в'язкості є функцією часу $\eta = \eta(t)$, що буде досліджено нижче.

Таким чином, існує ряд значень критичних напружень (Вялов, 1978), знаючи які можна прогнозувати поведінку глинистих ґрунтів у часі. За С. С. Вяловим такими напруженнями є:

1. Перше критичне напруження – умовна межа пружності τ_k , за якої плинність не виникає.

2. Друге критичне напруження – умовна межа плинності τ_T . До перевищення цієї межі в'язкі деформації розвиваються, але відбуваються з малою швидкістю й мають затухаючий характер, при цьому структура ґрунту не руйнується ($\tau > \tau_T$).

3. Третє критичне напруження – умовна межа руйнування τ_f . У діапазоні $\tau_T < \tau < \tau_f$ структура руйнується і швидкість в'язких деформацій збільшується. У діапазоні $\tau \geq \tau_f$ відбувається повне руйнування структури, швидкість в'язких деформацій істотно нелінійна.

Цей поділ напружень має важливий концептуальний характер для практичних розрахунків, оскільки нескладне порівняння існуючих напружень у реальному об'єкті (або в його досить точній моделі) з критичними напруженнями, визначеними з експериментальних даних, дозволяє отримати не тільки репрезентативну інформацію в конкретний час, але й прогнозувати поведінку ґрунту надалі. Але розвиток запропонованих С. С. Вяловим положень про критичні напруження не відбувся через об'єктивні причини: складність визначення НДС об'єкта аналітичними методами. Але ця складність зменшилася з появою чисельних методів, зокрема МСЕ, тому подальший розвиток цих положень вважається автором перспективним.

На додаток до аргументу про перспективність положень про критичні напруження може бути розглянута розвинена незалежно від положень С. С. Вялова фізико-технічна теорія повзучості (ФТПП) професора М. М. Маслова (1984), основою якої є поняття порогу повзучості τ_{lim} , при перевищенні якого відбувається явище повзучості.

Однак слід зауважити, що положення ФТТП М. М. Маслова часто спрощені до ступеня інженерних методик без належного збереження фізичних уявлень про деформацію ґрунту й спираються на положення не механіки суцільного середовища, а механіки ґрунтів. Безперечно, останній вислів спірний, тому що розробка інженерних методик є основним продуктом теоретичних основ будь-якої науки.

1.5. Імітаційне моделювання НДС в'язко-пружно-пластичного середовища з використанням циклів перевірки

Для теоретичних побудов дослідження НДС в'язко-пружно-пластичного середовища, крім принципу суперпозиції деформацій, слід прийняти принцип «*image – real*» (Алексеевко, Заболотний, Штанько, и др., 1996; Моисеев, 1978). Під ним мається на увазі те, що процес, який відбувається в дійсності (*real*), наприклад процес деформування масиву, можна змоделювати за допомогою експериментів, а імітаційна модель системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» є спробою найбільш повного відображення цієї поведінки. Проілюструємо цей логічний вислів такими міркуваннями. У ході цих міркувань поняття, якими ми будемо оперувати, матимуть підрядковий індекс «*r*» (*real*) у разі реального масиву й «*i*» (*image*) у разі імітаційної моделі.

Отже, на виділений елементарний об'єм у масиві діють напруження вертикальні σ'_r і горизонтальні σ''_r (рис. 1.21, а), які дорівнюють відповідно:

$$\sigma'_r = \gamma H, \quad (1.7)$$

$$\sigma''_r = K\gamma H, \quad (1.8)$$

де γ – об'ємна вага ґрунту; $K = \frac{\mu}{1 - \mu}$ – геостатичний коефіцієнт,

який у механіці гірських порід і підземних споруд називають коефіцієнтом бічного розпору й позначають літерою λ (де μ – коефіцієнт Пуассона); H – глибина закладення елементарного об'єму.

На рис. 1.21, б показаний той самий елементарний об'єм ґрунту, який у цьому випадку є зразком і міститься в камері стабілометра (приладу тривісного стиску).

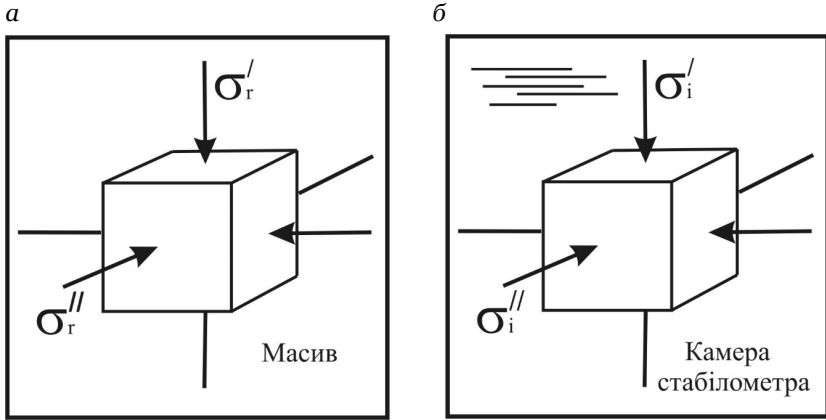


Рис. 1.21. Напруження в елементарному об'ємі ґрунту:
 а – у реальному масиві; б – у камері стабілометра

До його верхніх граней прикладаються навантаження σ'_i , до бічних – σ''_i , які дорівнюють відповідно:

$$\sigma'_i = \gamma H, \quad (1.9)$$

$$\sigma''_i = K\gamma H. \quad (1.10)$$

Рівняння (1.7) – (1.10) свідчать про те, що елементарний об'єм, який міститься в стабілометрі, подібний до такого в умовах реального масиву. Стани цього об'єму в реальності й під час проведення експерименту можна вважати тотожними, але слід зробити зауваження

$$\sigma_i \approx \sigma_r, \quad (1.11)$$

тому що навіть найбільш точні випробування зразків не можуть, через відомі обставини (масштабний фактор, історія деформування масиву, активна тектоніка тощо) (Глушко, Чередниченко, & Усатенко, 1981; Ставрогин, & Протосеня, 1979; Шашенко, Майхерчик, & Сдвижкова, 2005; Шашенко, Сдвижкова, & Гапеев, 2008), повністю відповідати реальності, але наближені дослідження НДС на зразках значно спрощують імітацію основних властивостей масиву й кріплення.

З вищесказаного випливає, що процеси, які відбуваються в зразку (*image*), з деякими припущеннями можна вважати дійсними процесами в масиві (*real*), а точніше в певній точці масиву. Цей факт також побічно доводиться тим, що результати експериментів є фундаментом для теоретичних побудов, і критика цього положення з позиції аргументів про невідповідність або неточне відбиття реальної дійсності в експериментальних випробуваннях тотожна неприйняттю механіки суцільного середовища і її розділів, які спираються, а найчастіше базуються на феноменологічному підході, *aposteriori*, тобто після досліду.

Припустимо, що оброблені дані експериментальних досліджень можна імітувати в деякій моделі. Відповідно, така «*image*–модель» матиме властивості «*real*–масиву», отримані з експериментів з деякими припущеннями. Отже, можна припустити, що ця «*image*–модель» буде практично тотожна («*image*» \cong «*real*») «*real*–масиву». Останній вислів дозволяє на основі нескладних дослідів над реальним глинистим ґрунтом породного масиву створити імітаційну (симуляційну) модель з використанням будь-якого чисельного методу, наприклад МСЕ.

Перевагами імітаційної моделі середовища порівняно з аналітичними методами механіки суцільного середовища є:

1. Чіткий фізичний зміст, що зберігається під час роботи з імітаційною моделлю й часто втрачається при математичних маніпуляціях більшості теорій деформування.

2. Відсутність спеціальної аналітичної надбудови при обробці експериментальних даних (наприклад, пошук функцій часу або спадковості).

3. Досить проста математична робота з імітаційної моделлю середовища на рівні звичайних процесів диференціювання й інтегрування.

4. Простий аналіз результатів під час роботи з імітаційною моделлю.

Безперечно, у імітаційної моделі є й недоліки. Крім відсутності спеціальної аналітичної надбудови при обробці експериментальних даних не можна однозначно прогнозувати деякі параметри конкретного стану на інший стан, як це поширено, наприклад, при описі нелінійних рівнянь повзучості й релаксації матеріалів при складному напруженому

стані (Вялов, 1978; Зарецкий, 1982; Зорин, Халимендик, & Колесников, 2001). Дійсно, результати експериментів, наприклад стабілометричних випробувань на повзучість на певній глибині, тобто в складному напруженому стані, практично неможливо екстраполювати для інших умов, що передбачають аналітичні методи. Але таке екстраполювання часто й не потрібне, оскільки існує можливість імітувати умови й інших складних напружених станів, тобто створити ще одну імітаційну модель. Знову слід згадати принцип конкретності імітаційного моделювання, протилежний принципу універсальності аналітичних методів, а також безліч гіпотез, припущень і спрощень, які використовуються в цих методах, щоб досягти універсальності. Відповідно, критикою імітаційного моделювання з позиції аналітичних методів є те, що основними залежностями деформування в них буває кілька рівнянь порівняно з безліччю імітаційних моделей. Відповіддю на це критичне зауваження може бути той факт, що математична робота з декількома імітаційними моделями набагато простіша, ніж у разі кількох рівнянь, які часто мають абстрактний фізичний зміст. Також слід зауважити, що універсальність рівнянь аналітичних методів часто базується на урахуванні різних ситуацій навантаження (наприклад, у теорії спадкової повзучості Больцмана–Вольтерра–Работнова (Ержанов, 1964; Заворицкий, 1975; Работнов, 1977)), виникнення яких у дійсному процесі деформування реальних споруд у породному масиві малоймовірно (наприклад, процес розвантаження) і, відповідно, корисність таких рішень невисока.

Спроба створення універсальних структурно-механічних моделей середовища призвела до того, що навіть прості моделі на основі первинних реологічних тіл (в'язке – Ньютона (N), пружне – Гука (H), пластичне – Сен-Венана (StV), часто дво- або триелементні, ускладнилися до чотирьох і більше елементів, а найпростіші моделі перетворилися в спектральні (Алексеенко, Заболотный, Штанько, и др. 1996; Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971; Рейнер, 1965), що являють собою послідовно розташовані найпростіші комбінації зі зміненими в сусідніх елементах властивостями (наприклад, за експоненціальним законом). На цьому прикладі дуже зручно проілюструвати ще один принцип імітаційного моделювання, застосований автором.

Розглянемо дві криві повзучості (рис. 1.22). Безперечно, описати одним рівнянням криві 1 і 2 (рис. 1.22, б) досить складно, і результат опису буде неоднозначним. Але, застосовуючи принцип суперпозиції деформацій, можна проаналізувати ці графіки, з'ясувавши, що процес деформування, описаний кривими 1 і 2, – процес розвитку в'язких деформацій, однак початок розвитку в них різний.

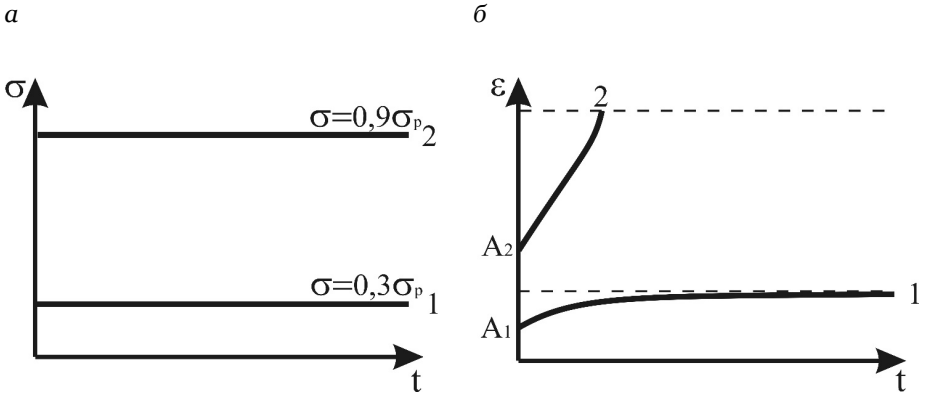


Рис. 1.22. Напруження в елементарному об'ємі ґрунту:
а – характер навантаження; б – розвиток деформацій

Крива 1 починається з точки A_1 , яка відповідає пружній ділянці деформування ($\sigma_1 = 0,3\sigma_p \leq \sigma_e$), а крива 2 – з точки A_2 , яка відповідає пластичному деформуванню ($\sigma_2 = 0,9\sigma_p > \sigma_e$). Відповідно, для в'язко-пружного процесу (крива 1) можна прийняти одне рівняння, а для в'язко-пластичного (крива 2) – інше. Саме тут можна застосувати принцип циклу перевірки, який запозичений автором для використання в імітаційному моделюванні з комп'ютерного програмування.

Цикл перевірки має вигляд процесу логічного вислову: IF (умова 1) THEN (умова 2) ELSE (умова 3). Розгалужень циклу може бути безліч, що ідентично процесу біфуркації (роздвоєння процесу) у фрактальному дереві Кейлі (Ostilli, 2012), що описує процес руйнування (Булат, & Дырда, 2005; Тютюкин, 2016).

Для сім'ї кривих повзучості можна записати цикл таким чином:

$$\begin{aligned}
 & IF \sigma_i \leq \sigma_e THEN (рівняння 1) ELSE (рівняння 2), \\
 & \dots \\
 & IF \sigma_i > \sigma_e THEN (рівняння 2) ELSE (рівняння 3).
 \end{aligned}
 \tag{1.12}$$

Рівняння (1.12) типу циклу перевірки знімає вимогу до створення обов'язкового універсального реологічного рівняння, підпорядковуючи кожному рівню напружень власне рівняння. Для рис. 1.9 цикл перевірки може бути записаний так:

$$\begin{aligned}
 & IF \sigma \leq 0,3\sigma_p THEN \left(\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta}} \right) \right) ELSE (0), \\
 & \dots \\
 & IF \sigma \leq 0,9\sigma_p THEN \left(\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{(\sigma - \sigma_T)}{\eta} t \right) ELSE (0).
 \end{aligned}
 \tag{1.13}$$

Тобто в першому циклі $\sigma_1 = 0,3\sigma_p$ присвоюється рівняння моделі Ішлінського, у другому циклі $\sigma_2 = 0,9\sigma_p$ – рівняння моделі Бінгама. Частина циклу $ELSE(0)$ позначає, що він не завершений і слід продовжити пошук відповідного рівняння, що графічно можна зобразити таким чином (рис. 1.23).

У цій схемі умова $\sigma_i \geq \sigma_j$ подібна умові $\sigma \geq a\sigma_p$, де a – частка від миттєвої міцності σ_p і може дорівнювати межі пружності σ_e і так далі.

Застосуємо цей цикл для структурно-механічної моделі, яка відповідає рис. 1.24.

Модель 1 (рис. 1.24) відповідає кривій 1, модель 2 – кривій 2 (рис. 1.22), відповідно, якщо $\sigma_1 = 0,3\sigma_p$, то вмикається тільки модель 1, якщо $\sigma_2 = 0,9\sigma_p$ – то тільки модель 2. Уведене в цю модель тіло циклу не є первинним реологічним тілом, являючи собою вмикач, який реагує на значення напруження і вмикає або вимикає відповідну модель. Безперечно, таких моделей (для кожної кривої із сім'ї кривих повзучості) може бути кілька, тому й циклів може бути кілька. Тож цикл у цьому разі повинен бути «жорстким» (рис. 1.25).

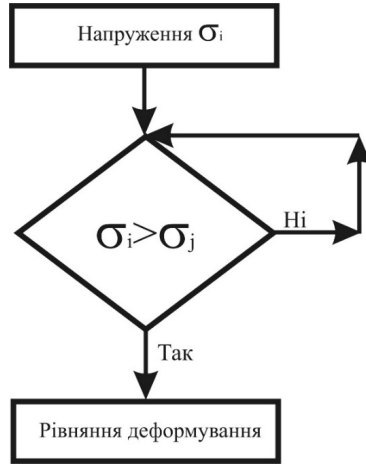


Рис. 1.23. Графічне зображення циклу пошуку

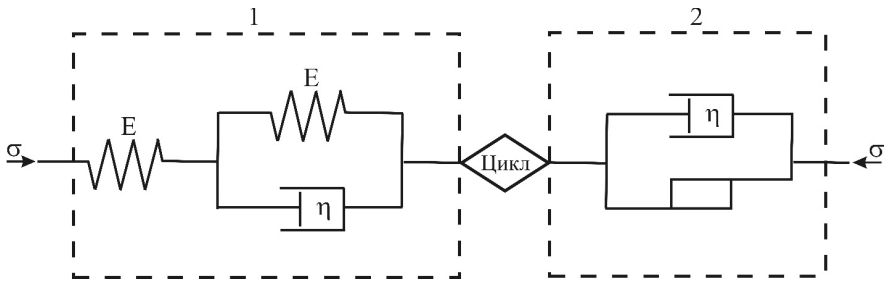


Рис. 1.24. Структурно-механічна модель, що відповідає сім'ї кривих повзучості (див. рис. 1.22)

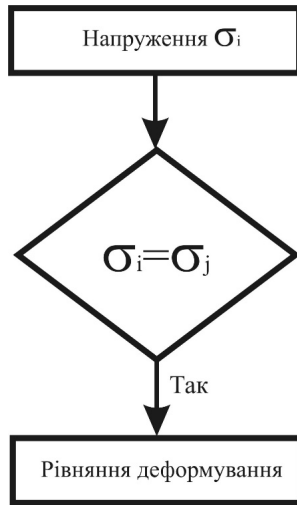


Рис. 1.25. «Жорсткий» цикл перевірки

Робота «жорстких» циклів базується на вимкненні моделей (рис. 1.26).

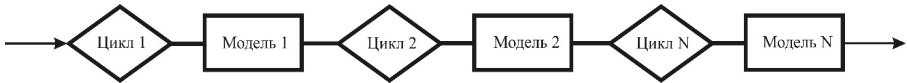


Рис. 1.26. Ланцюжок «жорстких» циклів перевірки

Якщо цикл 1 увімкнений, то цикл 2 відповідно вимкнений, і всі моделі за ним також вимкнені. Відповідно в роботі тільки модель 1, тобто «жорсткий» цикл вимикає моделі, які стоять за ним. У ланцюжку циклів (рис. 1.26) можлива наявність і «м'яких» циклів, які вмикають у роботу кілька моделей, що може імітувати повзучість при повторному завантаженні, але отримані закономірності досить складно інтерпретувати.

Застосований автором принцип циклу перевірки можна використовувати не тільки для теоретичних досліджень кривих повзучості, де він реалізований найоригінальніше, а й у процесі аналізу результатів за допомогою процесу «фільтрування», принципи якого будуть викладені нижче, у процесі порівняння напруженого стану з межею пружності й так далі.

1.6. Реологічні явища навколо виробки кругового обрису

Відомо, що глинистий ґрунт слід розглядати як нелінійне в'язко-пружно-пластичне середовище (Вялов, 1978; Маслов, 1984; Месчан, 1985; Мизюмский, 1964). Причому для реального ґрунту існує два основних випадки його поведінки: скельний ґрунт під навантаженням на першому етапі пружно деформується, а коли навантаження доходить до межі міцності – крихко руйнується без пластичного деформування (Зорин, Халимендик, & Колесников, 2001; Шашенко, Сдвижкова, & Гапеев, 2008); нескельний ґрунт не здатний крихко руйнуватися: на першому етапі пружно деформується, на другому етапі, після перевищення напруженнями межі пружності, деформування переходить у пластичну стадію (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971; Зарецкий, 1982). Поведінка цих видів ґрунтів у часі якісно схожа: з плином часу відбуваються реологічні явища (повзучість, релаксація, в'язко-пластична плинність, різного роду післядії), які супроводжуються зміною міцності й деформативних характеристик масиву й ведуть до руйнування, причому характер руйнування в обох випадках зберігається. Усе вищесказане є багато разів доведеним теоретичними й експериментальними даними постулатом і може вважатися найбільш близьким на сьогоднішній день науковим наближенням до розуміння ґрунтового масиву.

Перш ніж перейти до аналітичних побудов, наведемо кілька простих положень і авторських логічних висновків з них, на які ці побудови спиратимуться (Петренко, & Тютюкин, 2002с).

1. У незайманому масиві реологічних явищ немає, оскільки немає девіації напружень, а напружений стан представлено всебічним стисненням – визначення для реологічних явищ у незайманому масиві Ж. С. Єржанова (1964), яке підтверджено численними експериментальними працями (Гольдштейн, 1971; Глушко, Чердниченко, & Усатенко, 1981; Жихович, В. В., & Жихович, Ю. А., 2001; Зорин, Халимендик, & Колесников, 2001).

2. Після проведення виробки відбувається перерозподіл напружень, причому чим ближче до контуру виробки, тим вони більші (концентрація напружень); чим далі від виробки, тим значення напружень наближається до напружень у незайманому масиві,

а зміщення наближаються до нуля (як у незайманому масиві). Відповідно, простір навколо виробки розділяється на дві зони: зону напружень у незайманому масиві (зміщення відсутні) і зону підвищених напружень (зона пружно-пластичних деформацій) (рис. 1.27) (Баклашов, & Картозія, 1984; Баклашов, & Тимофеев, 1979; Шашенко, Майхерчик, & Сдвижкова, 2005).

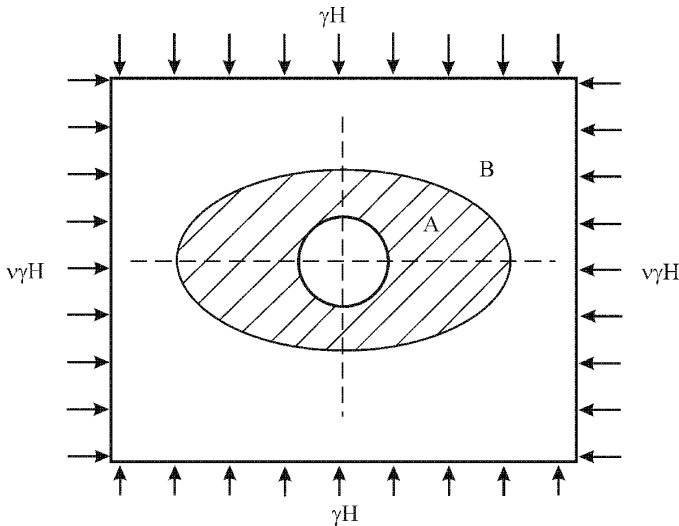


Рис. 1.27. Схема поділу простору навколо виробки:
 А – зона пластичних деформацій; В – зона пружних деформацій

Із цих положень випливає, що в зоні В реологічні явища виникнути не можуть, якщо тільки зона А не буде рости вглиб масиву.

3. Постулат М. Рейнера (1965) про поділ пластичних і реологічних деформацій: повзучість не є те, що називають пластичною деформацією.

4. Основними реологічними явищами є повзучість і релаксація напружень. Експериментально вони моделюються таким чином (випадок одновісного стиску):

1) повзучість є збільшення деформацій за постійного напруження, тобто $\varepsilon(t) \rightarrow \max, \sigma(t) = \text{const}$ (рис. 1.28, а);

2) релаксація є зменшення напружень за постійної деформації (деформація стиску), тобто $\sigma(t) \rightarrow \min, \varepsilon(t) = \text{const}$ (рис. 1.28, б).

На рис. 1.28 наведені умови існування так званих простих випадків повзучості й релаксації, коли фактори їх появи постійні, у дійсності ж найчастіше ці чинники змінюються. Тому під реологічними явищами (повзучістю і релаксацією) слід розуміти ті випадки, коли фактори їх виникнення постійні або монотонно зростають. Якщо їх зростання значне, деформування слід розуміти як суто пластичне, тобто незалежне від часу або яке відбувається досить швидко, щоб реологічні деформації не встигли розвинутися.

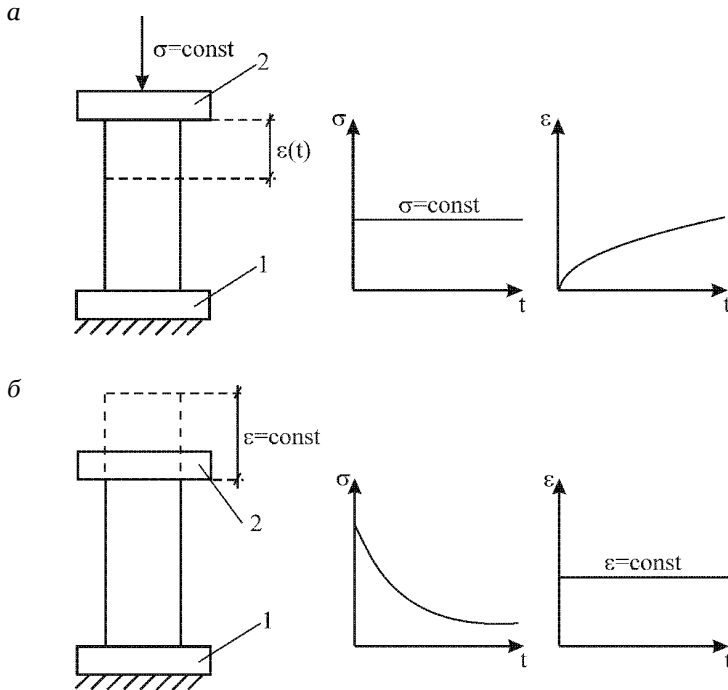


Рис. 1.28. Експериментальне дослідження повзучості (а) і релаксації напружень (б) з графіками змінних і постійних параметрів:
 1 – нерухома плита; 2 – рухома плита

5. Важливим положенням є пропозиція академіка С. Г. Міхліна (Булычев, 1994; Булычев, Фотиева, & Стрельцов, 1986; Зорин, Халимендик, & Колесников, 2001): за величини заглиблення виробки понад $5R$ важку напівплощину з отвором можна розглядати як невагому нескінченну площину з отвором, яка стиснута діючими на нескінченності відповідними зусиллями.

З п'яти наведених положень впливає логічний висновок про те, що саме існування закріпленої виробки передбачає неоднорідність реологічних явищ, зокрема наявність навколо закріпленої виробки і повзучості, і релаксації. На додаток до цієї тези слід сказати, що в разі деформації незакріпленої виробки в ґрунтах, схильних до пластичної деформації, повзучості у звичайному розумінні (положення 4) бути не може, як помилково вважалося раніше, а можлива лише в'язко-пластична плинність, що має іншу природу.

Запропоновані тези слід підкріпити низкою доказів, пов'язаних логічним ходом міркування, що базується на описаних вище положеннях. З рис. 1.27 і положення 2 зрозуміло те, що на лінії поділу зон А і В має зберігатися сталість зсувів, що доводиться в математичних побудовах розв'язку пружно-пластичної задачі відшукування напружень незакріпленої виробки (Бульчев, 1994; Бульчев, Фотиева, & Стрельцов, 1986; Зорин, Халимендик, & Колесников, 2001; Шашенко, Майхерчик, & Сдвижкова, 2005; Шашенко, Сдвижкова, & Гапеев, 2008). У зоні В деформації (зміщення) відсутні. Це відповідає нерухомій плиті (позиція 2, рис. 1.28) у дослідах на одновісний або тривісний стиск при визначенні повзучості й релаксації. Тепер, знаючи переміщення елементів оправи, які відповідають рухомій плиті (позиція 1, рис. 1.28), можна визначити вид реологічних явищ. Проаналізуємо їх поетапно в процесі спорудження тунельної конструкції.

I етап. Масив незайманий. Напруження в незайманому масиві, деформацій немає. Реологічні явища також відсутні. Можлива деяка девіація кульового тензора напружень, викликана тектонічними або сейсмічними процесами.

II етап. У масиві пройдена виробка кругового обрису, на контурі виробки виникає концентрація напружень, які зменшуються до значення в незайманому масиві на деякій відстані. На рис. 1.29 показана типова картина деформацій незакріпленої виробки.

Природа зсуву ε_z така: 1. Після проходки виробки зсув навколо неї утворюється за рахунок пружно-пластичного деформування. 2. Якщо виробку залишити на деякий час незакріпленою – за рахунок в'язко-пластичної плинності. Якщо розглянути подумки виділений з масиву циліндр (рис. 1.29) і простежити його зсув, то видно, що цей випадок

не можна назвати повзучістю через розбіжності з умовами її виникнення (положення 4).

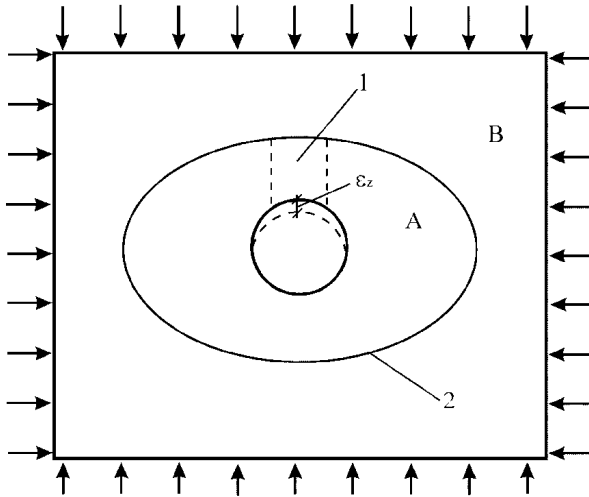


Рис. 1.29. Схема зсувів незакріпленої виробки

Можливо, найбільш правильним є твердження про в'язко-пластичну плинність (Іонов, & Огибалов, 1979), що відповідає реологічним моделям Шведова або Шведова–Бінгама (Безухов, 1961; Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971; Шашенко, Сдвижкова, & Гапеев, 2008), оскільки порода в зоні А перебуває у стані пластичного деформування і з часом в ній починає проявлятися специфіка в'язкості. Можливо, із серйозними припущеннями, говорити про повзучість під власною вагою, якщо вагомий циліндр на рис. 1.29 уявити невагомим, а вагу прикласти до його нижньої межі, але тоді ситуація ускладнюється, тому що експерименти з таким видом повзучості на зразках з ґрунту провести практично неможливо.

III етап. У виробці кругового обрису встановлюється кріплення. НДС знову змінюється: концентрація напружень зменшується, але поле напружень у незайманому масиві не досягається; під дією ваги масиву, який продовжує деформуватися, кріплення переміщується уздовж осі Z , деформуючись. Деформації ϵ_z з II етапу стабілізуються постановкою досить жорсткого кріплення або продовжують монотонно зростати. На рис. 1.30 показана схема зсувів після встановлення кріплення.

Розглянемо стани двох уявно виділених з масиву циліндрів (рис. 1.30). Отже, там, де кріплення стабілізувало деформації, які виникли в незакріпленій виробці (у верхній частині), починається процес релаксації напружень. Там, де кріплення не буде стабілізувати деформації, а саме буде їх розвивати, почнеться процес повзучості (у нижній частині виробки).

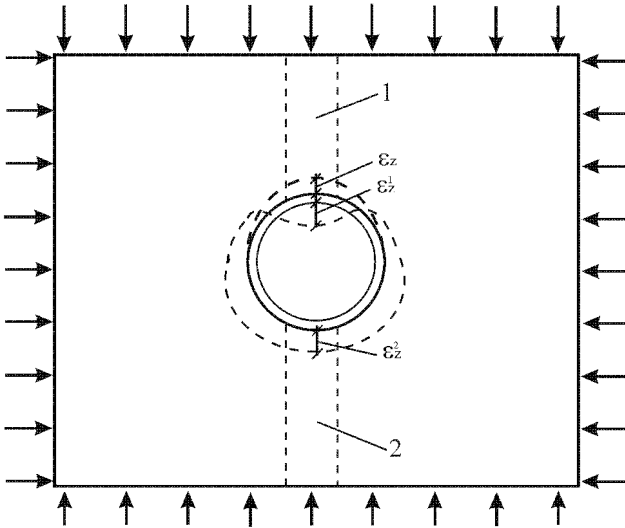


Рис. 1.30. Схема зсувів закріпленої виробки:
 ϵ_z – зсув незакріпленої виробки;
 $\epsilon_z^1, \epsilon_z^2$ – зсув закріпленої виробки;
 1 – верхній уявно виділений з масиву циліндр;
 2 – нижній уявно виділений з масиву циліндр

Вищевикладений аналіз підтверджує тезу про неоднорідність реологічних явищ біля виробки кругового обрису – наявність одночасно на різних ділянках контуру і повзучості, і релаксації – і дає можливість ввести поправки в розрахунки тунельних конструкцій. Отримані аналітичні побудови дозволяють по-новому поглянути на урахування реологічних явищ, внести корективи в розуміння взаємодії в системі «тунельна конструкція – оточуючий масив» і дають можливість наблизитися до більш адекватної моделі поведінки ґрунтового масиву й тунельної конструкції.

Розділ 2

ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ПІДХІД ДО АНАЛІЗУ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ТУНЕЛЬНА КОНСТРУКЦІЯ – ОТОЧУЮЧИЙ МАСИВ»

2.1. Енергетичний підхід до аналізу напружено- деформованого стану

Під енергетичним підходом у цій монографії будемо розуміти сукупність прийомів оперування енергією системи, зокрема енергією деформування, як найважливішим її параметром (Тютюкін, 2009а). Під прийомами оперування енергією системи слід розуміти набір операцій над енергією, таких як її числове визначення, порівняння з деякими критеріями, перерозподіл у процесі зміни параметрів системи тощо. Таким чином, застосування енергетичного підходу – це оперування енергією системи або її частин.

З досліджень у галузі термодинаміки рівноважних і нерівноважних систем (Гленсдорф, & Пригожин, 1973; Королёв, 1997; Николис, & Пригожин, 1979) відомо, що поняття енергетичного підходу дуже часто збігається з термодинамічним підходом, причому ці підходи іноді ототожнюються. У цій монографії енергетичний і термодинамічний підходи вважаються відмінними один від одного, що впливає з об'єкта, до якого вони прикладаються.

Так, у термодинамічному підході об'єктом є тепло та його зміни, в енергетичному – енергія та її перетворення. Таким чином, у частковому розумінні енергетичного підходу, запропонованому автором вище, вплив тепла на параметри системи виключається. Таке зауваження слід аргументувати тим, що в системі «тунельна конструкція – оточуючий масив» тепло має до НДС опосередкований стосунок і впливає на нього незначно. Для повноти картини слід зауважити, що термодинамічний підхід одинично застосовувався для процесу деформування ґрунтів (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971; Гольдштейн, 1973; Королёв, 1997), але результати цих досліджень не були впроваджені в практику, оскільки дослідження термодинамічних параметрів системи є дуже неоднозначним і вимагає потужного математичного апарату.

Також слід наголосити, що останнім часом досить широко використовується синергетичний підхід (Булат, & Дырда, 2005; Булат-Корнейчук, & Дырда, 2006; Лоскутов, & Михайлов, 1990), який претендує на загальність його застосування до систем різного типу – від механічних до біологічних і соціальних. Дійсно, синергетичний підхід, що базується на положеннях термодинаміки нерівноважних процесів, проявив себе під час дослідження процесів самоорганізації (Гленсдорф, & Пригожин, 1973; Николис, & Пригожин, 1979), і багато процесів можуть бути описані за допомогою його концептуального апарату (теорія флуктуацій–біфуркацій, теорія нерівноважних систем Пригожина, нерівноважна динаміка та ін.). Важливого значення синергетичний підхід набув у описі нерівноважних нестационарних процесів, тобто процесів зі змінними в часі параметрами. Так, реологічні процеси можна характеризувати як нерівноважні й досліджувати за допомогою синергетики, але характер таких досліджень часто є описовим, оскільки її математичний апарат, претендуючи на універсальність, недостатньо розвинений. У подальших теоретичних побудовах, присвячених деформуванню глинистих ґрунтів, автор користуватиметься термінологією і концепціями синергетики, розуміючи, що ними зручно описувати деякі часові процеси.

В енергетичному, втім, як і в термодинамічному підході, але з поправкою на відсутність тепла, деформування ґрунтів, елементів конструкції і спільне деформування в системі «тунельна конструкція – оточуючий масив» розглядається як зміна об'єму й форми під дією зовнішніх сил.

Зміна об'єму й форми (об'ємна деформація й деформація формозміни) є узагальненими координатами, зовнішні сили (тензор напружень) – узагальненими потенціалами. Відповідно фундаментальне рівняння енергії в загальному випадку деформування (рівняння Гіббса (Королєв, 1997)) записується в такому вигляді:

$$dU = \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}, \quad (2.1)$$

де dU – питома (віднесена до одиниці об'єму) внутрішня енергія; σ_{ij} і ε_{ij} – тензори напружень і деформацій відповідно.

На відміну від термодинамічного підходу, рівняння Гіббса записано тільки для процесу деформування, вирази для питомої вільної енергії F

і питомої енергії Гіббса G записуються так (Королєв, 1997):

$$dF = \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}, \quad (2.2)$$

$$dG = -\varepsilon_{ij} d\sigma_{ij}, \quad (2.3)$$

звідси компоненти тензора напружень і деформацій дорівнюватимуть:

$$\sigma_{ij} = \left(\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{ij}} \right); \quad \varepsilon_{ij} = \left(-\frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \right). \quad (2.4)$$

Надалі в термодинамічному підході відбувається оперування характеристичними величинами U , F і G як функціями від тензора σ_{ij} або ε_{ij} . У авторському розумінні енергетичного підходу досить оперування з питомою внутрішньою енергією U , що є універсальним параметром системи, яка деформується.

Останній вислів потребує серйозного обґрунтування за допомогою системи доказів, причому ця система повинна базуватися на теоретичних і практичних визначеннях НДС і міцності системи.

Найбільш загальною наукою, яка визначає НДС, є механіка твердого деформівного тіла, або механіка суцільного середовища, оскільки, за її основною концепцією, тіло є суцільним середовищем. Основними поняттями механіки суцільного середовища є «напруження» і «деформація», які є відносними характеристиками сили й переміщення. Питома енергія, у свою чергу, є добутком тензорів напружень і деформацій, поєднуючи в собі ці два поняття. Відповідно, робота з одним параметром (U) набагато простіша, ніж з двома (σ_{ij} і ε_{ij}), хоча й вимагає відшукання й перемноження останніх. Таким чином, питома енергія U є надбудовою над напруженим і деформованим станами, вміщуючи їх в себе.

Але визначення НДС не є самоціллю дослідження деформівної системи, тому що інформація про неї ще не має статусу, не систематизована й не зв'язана з деяким критерієм, який надає інформації про НДС певний сенс. Цим критерієм є міцність. Розроблені основи визначення НДС системи вже не викликають жодних сумнівів, оскільки підтверджуються перевіренем практикою фізико-

математичним апаратом, але саме в процесі визначення міцності, тобто порівняння тензорів σ_{ij} і ε_{ij} з критерієм міцності $[\sigma]$ або $[\varepsilon]$, виникають труднощі, пов'язані з вибором цього критерію.

Не розглядаючи природу визначення міцності детально, слід зазначити односторонність критерію міцності, обраного або за напруженнями, або за деформаціями, що відображено в більшості ключових праць у цій галузі (Безухов, 1961; Булат-Корнейчук, & Дырда, 2006; Ионов, & Огибалов, 1979; Малинин, 1968). Найбільш детально сутність критеріїв міцності, які також називають теоріями, або гіпотезами, міцності, розглянута в репрезентативній оглядовій роботі (Булат-Корнейчук, & Дырда, 2006), у якій наведено їх класифікацію. Детальний розгляд критеріїв міцності, починаючи з їх утворення (перша теорія міцності Г. Галілея) і до сьогодні, застосування критеріїв, що базуються тільки на напруженнях або тільки на деформаціях, може вважатися одностороннім, оскільки причиною руйнування є і перші, і другі. Причому побічно цей факт доводиться нерозривним взаємозв'язком напружень і деформацій (через модуль пружності в узагальненому законі Гука). Найважливішим концептуальним проривом у визначенні міцності є пропозиція Бельтрамі, яка полягала у визначенні енергії деформації, віднесеної до одиниці об'єму. Пропозиція Бельтрамі, вдосконалена Т. Губером і Г. Генкі (визначення не всієї енергії деформації, а тільки енергії формозміни) лягло в основу четвертої теорії міцності (енергетичної), яка, втім, остаточно формулювалася у вигляді напружень, оскільки знайти критерій міцності за деформаціями для різних матеріалів виявилось досить складно.

Дослідження енергії в різних варіаціях пропозиції Бельтрамі (енергія формозміни Губера–Генкі, енергія формозміни з урахуванням дисипації Рейнера, щільність внутрішньої енергії Федорова (Булат-Корнейчук, & Дырда, 2006)) є основою енергетичного підходу, який використовується далі автором і важливість застосування якого доводиться не тільки теоретичними побудовами, запропонованими вище, але й практикою застосування. А практика дослідження міцності будівельних конструкцій, відображена в нормативних документах, не спирається на позиції механіки суцільного середовища. Це виражається в тому, що практичні розрахунки міцності оперують не НДС, а зусиллями й переміщеннями.

Розрахунок міцності залізобетонних конструкцій, зокрема, базується на оперуванні моментами й нормальними силами (Байков, & Сигалов, 1984), співвідношення яких порівнюється зі значеннями міцності матеріалів. Причиною цього стало те, що практична розрахункова діяльність, спираючись на методи будівельної механіки та опору матеріалів, використовувала стрижневі моделі, невідомими в розрахунку яких були моменти й нормальні сили. Безперечно, для перевірочних розрахунків простих конструкцій розрахунків такого роду достатньо, але для детальних досліджень складних систем їх не вистачає. Таким чином, парадоксальний розрив між теорією й практикою можна усунути, скориставшись положеннями енергетичного підходу.

Виклавши докази на захист енергетичного підходу, слід продовжити його теоретичні побудови. Як уже було сказано, на відміну від термодинамічного, в енергетичному підході система бере участь в ізотермічному процесі деформування, тобто зміна вільної енергії тотожно дорівнює роботі, яка здійснюється в процесі деформування ($A = -\Delta F$), тобто можна записати роботу як

$$A = -\Delta F = - \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}. \quad (2.5)$$

Розділяючи роботу з деформації об'єму A_0 і форми A_ϕ , можна записати

$$A_0 = - \int_0^{\varepsilon_0} \sigma_0 d\varepsilon_0 = -\Delta F_0; \quad (2.6)$$

$$A_\phi = - \int_0^{\gamma_\phi} \tau_\phi d\gamma_\phi = -\Delta F_\phi, \quad (2.7)$$

де σ_0 – середнє нормальне напруження; ε_0 – середня нормальна деформація; τ_ϕ – середнє дотичне напруження; γ_ϕ – середня дотична деформація.

Деяко складнішими є залежності для питомої енергії й роботи в разі пружно-пластичного деформування. Відомо, що при пружно-

пластичному деформуванні $\delta\varepsilon_{ij} = \delta\varepsilon_{ij}^e + \delta\varepsilon_{ij}^p$, де $\delta\varepsilon_{ij}^e$ і $\delta\varepsilon_{ij}^p$ – відповідно оборотна (пружна) і необоротна (пластична) компоненти загальної деформації, тож

$$\delta A = \sum \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} = \sum \sigma_{ij} (\delta\varepsilon_{ij}^e + \delta\varepsilon_{ij}^p). \quad (2.8)$$

Відомо, що в разі незворотних рівноважних процесів, тобто таких, які не залежать від часу, до яких належить випадок пластичного деформування, частина питомої енергії дисипує, трансформуючись у тепло, тобто $dU = A + Q$, де Q – енергія дисипації (розсіювання).

Остаточно рівняння для енергії дисипації записується як

$$\delta Q = dU - \delta A = \left(\frac{\partial U}{\partial \varepsilon_{ij}^e} - \sigma_{ij} \right) \delta \varepsilon_{ij}^e + \left(\frac{\partial U}{\partial \varepsilon_{ij}^p} - \sigma_{ij} \right) \delta \varepsilon_{ij}^p + \left(\frac{\partial U}{\partial T} \right) \delta T. \quad (2.9)$$

Таким чином, роботу дисипації A^p (робота при пластичному деформуванні $\delta A^p = \sum \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij}^p$) при пружно-пластичному деформуванні можна визначити як різницю

$$A^p = A - A^e = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} - \int_0^{\varepsilon_{ij}^e} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^e. \quad (2.10)$$

Бачимо, що в наведеному рівнянні не беруть участі такі важливі термодинамічні характеристики, як температура й ентропія (Мартин, & Ингленд 1988). Прагнення прибрати ці характеристики з розв'язувальних рівнянь енергетичного підходу, постульованого автором, пов'язано не тільки з тим, що температура не відіграє головної ролі в рівнянні стану й у процесі деформування, але також і з тим, що участь у рівнянні ентропії значно ускладнює їх. Це пояснюється тим, що рівняння набуває не цілком зрозумілого фізичного змісту, а ентропія є важковимірюваною величиною, що також відзначено під час детального аналізу ентропійного критерію міцності (Булат-Корнейчук, & Дырда, 2006; Гольдштейн, 1971; Королів, 1997; Мартин, & Ингленд 1988).

Більш наочно проілюструвати операції зі знаходження енергії (роботи) можна за допомогою діаграм деформування матеріалів (рис. 2.1).

З наведених діаграм видно, що питому внутрішню енергію, яка розраховується за формулою (2.1), можна відобразити геометрично (заштрихована область на рис. 2.1, *a* – питома робота пружного деформування, на рис. 2.1, *б* – питома робота пластичного деформування або робота дисипації).

Надалі, остаточно прийнявши процес деформування ізотермічним, терміни «робота» і «енергія» вважаємо тотожними.

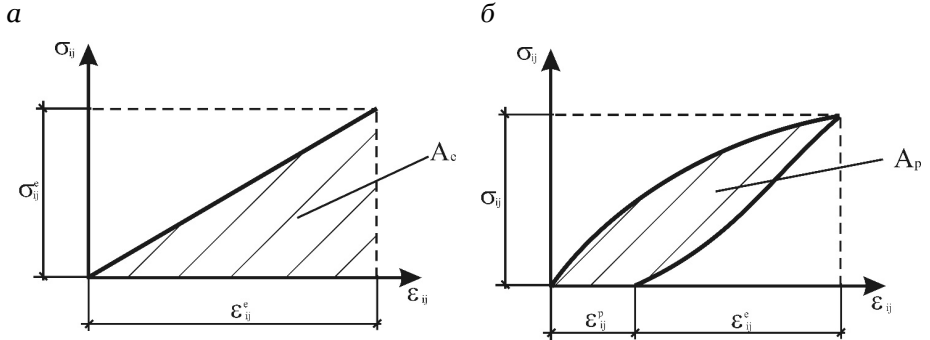


Рис. 2.1. Діаграми деформування матеріалів:
a – пружного; *б* – пружно-пластичного

Невеликим недоліком діаграми пружно-пластичного деформування (рис. 2.1, *б*) є її отримання тільки після циклу «завантаження–розвантаження», що дозволяє, користуючись принципом суперпозиції деформацій, розділити їх. Недолік легко виправляється шляхом найпростіших математичних операцій з інтегрування кривої «напруження–деформація» (рис. 2.2).

Таким чином, знаючи перехід з пружного в пластичне деформування в точці *A* (використавши будь-який із законів плинності) і розділяючи вид деформації без розвантаження, можна записати, виходячи з геометричних параметрів діаграми:

$$U = \int_0^{\epsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} = \int_0^{\epsilon_{ij}^e} \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^e + \int_{\epsilon_{ij}^e}^{\epsilon_{ij}^p} \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p \quad (2.11)$$

або спрощено

$$U = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^e + \frac{1}{2} (\sigma_{ij}^e + \sigma_{ij}^p) \varepsilon_{ij}^p. \quad (2.12)$$

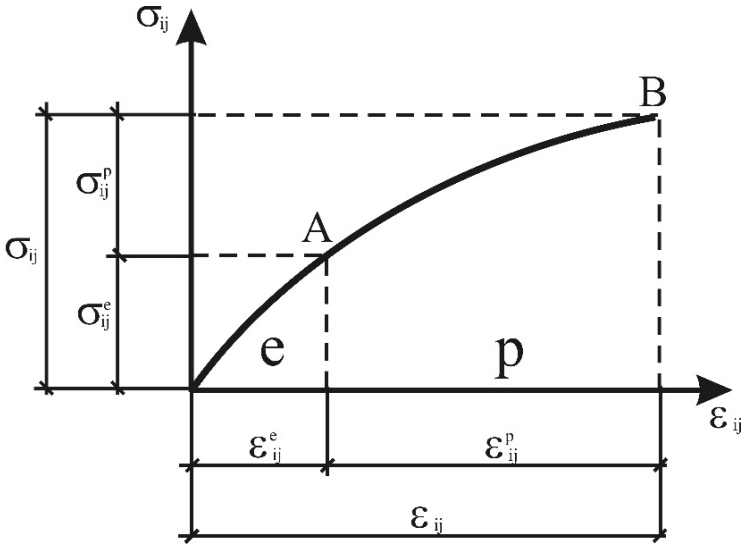


Рис. 2.2. Типова діаграма деформування глинистого ґрунту

Таким чином, наведені теоретичні побудови, які стосуються енергетичного підходу, доводять те, що енергія є інтегральною характеристикою НДС як споруди, так і масиву. І водночас енергія є критерієм міцності, за яким можна визначити загальний стан системи.

Коротко основне положення енергетичного підходу можна записати у вигляді

$$U_{\text{НДС}} \leq [U], \quad (2.13)$$

де $U_{\text{НДС}}$ – енергія, знайдена з розрахунку НДС системи; $[U]$ – розрахункова енергія матеріалу, у разі перевищення значення якої відбувається його руйнування.

Таким чином, наведене рівняння є як інтегральним визначенням НДС системи, так і перевіркою його за критерієм міцності.

2.2. Енергія деформування при реологічних явищах

З'ясувавши закономірності енергії в разі пружно-пластичного деформування, для повноти картини загальної поведінки глинистого ґрунту слід вивести рівняння енергії в разі реологічних явищ, зокрема повзучості. Отримані таким чином вирази можна застосовувати для оперування значеннями енергії, що притаманно енергетичному підходу. Запишемо загальну енергію деформування, дотримуючись принципу суперпозиції деформацій:

$$E_{\text{заг}} = E_e + E_p + E_v = \int_0^{\varepsilon_e} \sigma_e \varepsilon_e d\varepsilon_e + \int_{\varepsilon_e}^{\varepsilon_p} \sigma_p \varepsilon_p d\varepsilon_p + \int_0^{\varepsilon_v} \sigma_v \varepsilon_v d\varepsilon_v. \quad (2.14)$$

Перші два члени рівняння (2.14) вже теоретично обґрунтовані й практично реалізовані вище. Слід таким самим чином практично розв'язати третю частину рівняння

$$E_v = \int_0^{\varepsilon_v} \sigma_v \varepsilon_v d\varepsilon_v.$$

Відомо, що деформації, пов'язані з в'язкою компонентою деформування, залежать від часу. Застосовуючи принцип суперпозиції деформацій, досить легко розділити всі три види деформацій, викликаних різними причинами. Розглядаючи процес повзучості або релаксації, найпростіше отримати кінцеву енергію руйнування, яка математично дорівнює добутку постійного напруження на деформацію в момент руйнування:

$$E_{\text{заг}} = \sigma \varepsilon_v. \quad (2.15)$$

Відповідно, геометричним змістом цього виразу є множення ординати ε_{e+p+v} на постійне напруження $\sigma = \text{const}$ (для умови повзучості, рис. 2.3).

Причому методично більш правильно розділити деформацію ε_{e+p+v} на частину, яка відповідає умовно-миттєвій пружно-пластичній деформації ε_{e+p} , і частину, яка відповідає тільки в'язкій деформації ε_v .

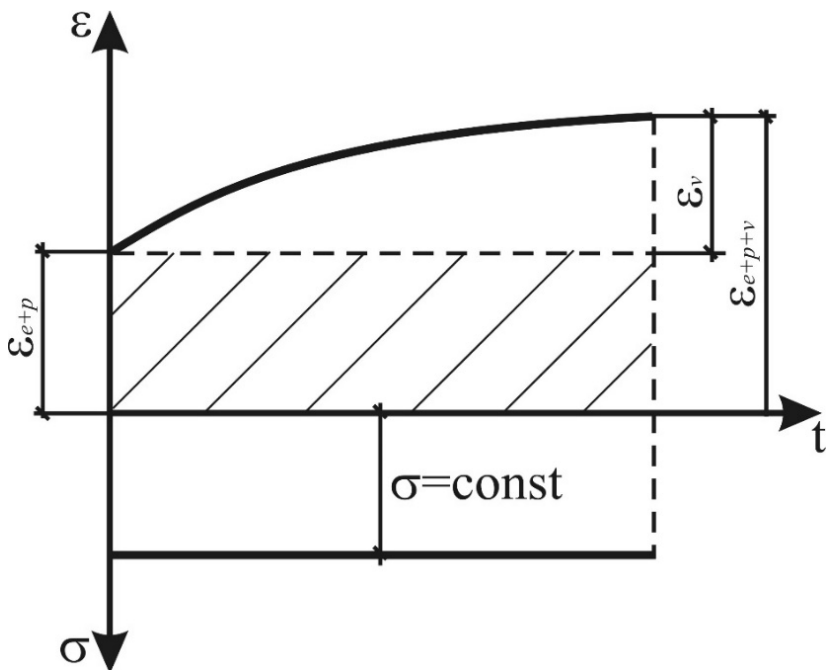


Рис. 2.3. Геометричний зміст енергії деформування в разі повзучості

Відповідно, в цьому разі загальну енергію деформування, як і компоненти деформацій, можна розділити на дві частини, а енергію в'язких деформацій можна обчислити як різницю загальної енергії та енергії миттєвих деформацій (природа миттєвих деформацій у цьому разі не важлива), причому остання є константою:

$$E_v = E_{\text{заг}} - E_{e+p} = \int_0^{\varepsilon_v} \sigma \varepsilon_v d\varepsilon_v - \sigma \varepsilon_{e+p}. \quad (2.16)$$

Для сім'ї кривих повзучості енергію E_{e+p} можна обчислити після побудови ізохронної кривої при $t = 0$ (рис. 2.4).

Відповідно, площа фігури OAD дорівнює енергії умовно-миттєвої деформації кривої 1, тобто $\sigma_1 \varepsilon_1$, фігури OBE – енергії $\sigma_2 \varepsilon_2$, фігури OCF – енергії $\sigma_3 \varepsilon_3$, причому поділ виду деформації (пружна або пластична) виконується за запропонованою вище методикою.

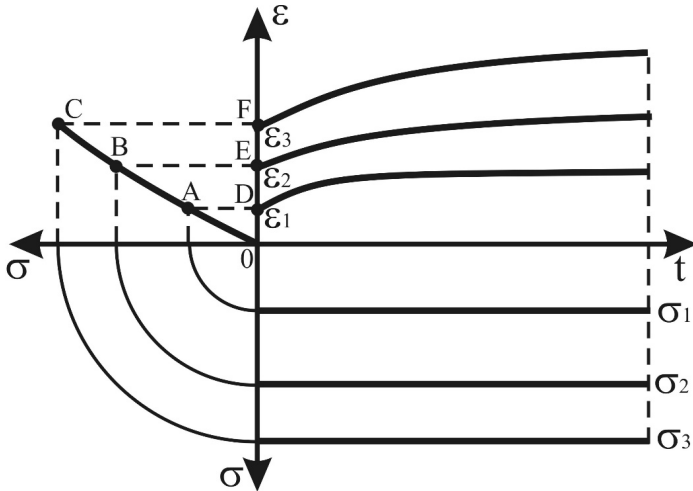


Рис. 2.4. Схема визначення енергії E_{e+p} за ізохронною кривою при $t = 0$

Таким чином, енергія в'язкої деформації є геометричним добутком ординати ε_v на постійне напруження (див. рис. 2.3) і записується як різниця енергій за формулою (2.16).

2.3. Застосування енергетичного підходу для дослідження імпульсного впливу

Відомо, що результати дії вибухового навантаження, що має імпульсний характер, на тунельні конструкції визначають у ході розв'язання рівнянь динаміки споруд, у яких враховуються інерційні (маса конструкції і її елементів), жорсткісні (жорсткість конструкції, пов'язана з її геометричними розмірами й властивостями матеріалу) і міцнісні параметри. Також відомо, що відповідь споруди (реакція-відгук конструкції споруди) на динамічні вибухові впливи (про важливість урахування й прогнозування таких впливів детально викладено в роботах (Попов, Г. И, 1986; Попов, Н. Н., Расторгуев, & Забегаев, 1992)) пов'язана з їх тривалістю і часом релаксації конструкції, який практично можна приймати рівним періоду основного тону

(першої форми) власних коливань (Пановко, & Губанова, 1987; Сеницын, 1978).

Таким чином, у кінетиці й поширенні тиску в результаті вибуху можна виділити дві фази: фазу стиснення, яка характеризується тиском P_+ і тривалістю τ_+ , і фазу розрідження, яка характеризується тиском P_- і тривалістю τ_- (рис. 2.5).

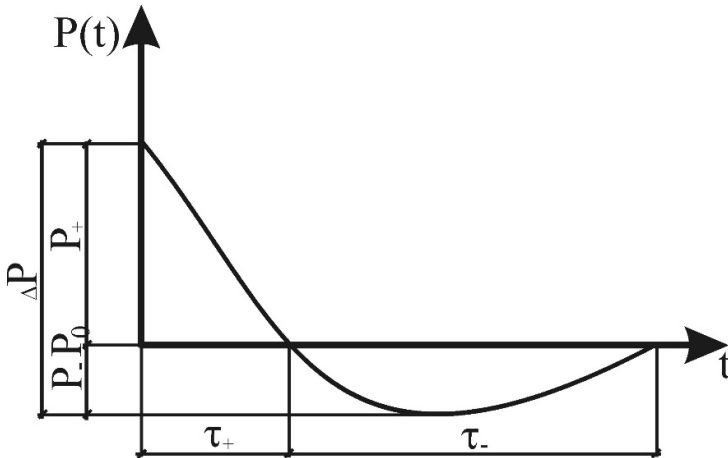


Рис. 2.5. Залежність тиску в часі від вибухового впливу

Визначення параметрів вибуху виконується за відомими формулами академіка М. А. Садовського (Савенко, Гурін, & Малий, 1973). Також відомо, що максимальний тиск P_{\max} описується залежністю, яка визначається на площині контакту двох середовищ «заряд ВВ – повітря» або в площині Чепмена–Жуге (Баум, Орленко, Станюкович, и др., 1975), причому його значення різко знижується на відстані від джерела вибуху. На радіусі, який дорівнює деякому граничному значенню тиску, найбільший вплив від вибуху на конструкцію визначається тільки імпульсом, значення якого можна обчислити з рис. 2.5 за допомогою інтегралів

$$I_+ = \int_0^{\tau_+} P_+ dt \text{ і } I_- = \int_0^{\tau_-} P_- dt,$$

причому для практичних розрахунків застосовується перший інтеграл, оскільки більша руйнівна дія вибуху спостерігається у фазі стиснення (Савенко, Гурін, & Малай, 1973; Попов, Расторгуев, & Забегаев, 1992).

З рис 2.5 видно, що форму кривої, яка описує фазу стиснення, досить точно можна апроксимувати прямою лінією й значення імпульсу буде дорівнювати

$$I_+ = \frac{1}{2} P_+ \tau_+.$$

Таким чином імпульс, що утворюється у фазі стиснення, можна вважати трикутним (рис. 2.6). Таке представлення імпульсного впливу вибуху має практичну цінність, оскільки форма імпульсу в цьому випадку істотно впливає на результати динамічного розрахунку конструкцій на особливі сполучення навантажень (Попов, Г. И, 1986; Попов, Н. Н., Расторгуев, & Забегаев, 1992).

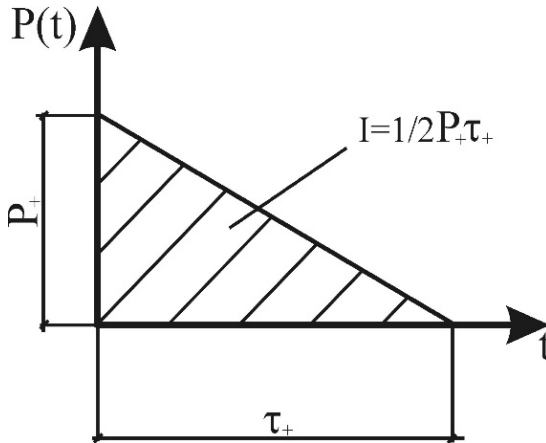


Рис. 2.6. Імпульс вибухового навантаження трикутної форми

Але, навіть знаючи основні параметри ударно-вибухової або ударно-повітряної хвилі, динамічний розрахунок тунельних конструкцій на імпульсний вплив залишається досить складним. Причиною цього є застосування дуже спрощених розрахункових схем конструкцій, які не відображають особливостей їхньої роботи, наприклад, плоскі стрижневі схеми зі зосередженими масами замість просторових схем з об'ємними

елементами. Дещо складним є процес аналізу отриманих результатів, оскільки специфіка динамічних задач полягає в дослідженні дії навантажень, що змінюються в часі.

Таким чином, аналіз НДС конструкції зводиться до аналізу тільки деформованого стану як найбільш значного масиву інформації, яка полягає в наборі форм коливань з відомими частотами й переміщеннями. Аналіз пікових значень напружень у динамічних розрахунках за відомими деформаціями трапляється нечасто, тому що пошук напружень за відомими деформаціями на основі аналітичного підходу утруднений. Однак, з появою МСЕ стало можливим проводити не тільки модальний аналіз, але й розв'язувати динамічні задачі на ударні, імпульсні та вібраційні впливи (Бакиров, & Лой, 2002; Вознесенский, 1997; Дашевский, 1974; Кандидов, Чесноков, & Выслоух, 1980) з отриманням не тільки форм з їх частотами й переміщеннями, а й пікових значень напружень.

Використовуючи положення динамічних задач про аналіз деформованого стану (розрахунок за другим граничним станом) на базі МСЕ, можна застосовувати енергетичний підхід для визначення стану конструкції під час вибухового впливу. Цей підхід дозволяє більш повно досліджувати стан конструкцій і полягає в порівнянні енергії вибуху й енергії деформування конструкції (Петренко, & Тютькин, 2006; Тютькин, 2006). Умова енергетичного підходу в цьому випадку записується в такий спосіб:

$$\left. \begin{aligned} E &> E_{\text{деф}}, \text{конструкція деформується,} \\ E &= E_{\text{деф}}, \text{конструкція у граничному стані,} \\ E &< E_{\text{деф}}, \text{конструкція не деформується.} \end{aligned} \right\} \quad (2.17)$$

Так само через значення енергії можна записати й параметри руйнування:

$$\left. \begin{aligned} E &> E_{\text{руйн}}, \text{конструкція руйнується,} \\ E &= E_{\text{руйн}}, \text{конструкція в граничному стані,} \\ E &< E_{\text{руйн}}, \text{конструкція не руйнується,} \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

де $E_{\text{руйн}}$ – енергія руйнування конструкції.

Відповідно, щоб реалізувати вирази (2.17) – (2.18), слід знати значення енергії (Дж) у кожній з їхніх частин. Відомо, що енергія вибуху визначається з умови (Баум, Орленко, Станюкович, и др., 1975):

$$E = Qq, \quad (2.19)$$

де Q – теплота вибуху (Дж / кг); q – маса заряду, кг.

Робота вибуху розподіляється на руйнування, переміщення середовища та інші її види, і її повне значення A (Дж), за П. М. Чельцовим (Баум, Орленко, Станюкович, и др., 1975), становить частину повної енергії вибуху

$$A = Q \left[1 - \left(\frac{P_{\max}}{P_0} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right], \quad (2.20)$$

де P_{\max} – максимальний тиск у площині Чепмена–Жуге, P_0 – атмосферний тиск; k – показник адіабати продуктів вибуху (продуктів детонації, $k = 1,05 \dots 1,25$).

Теплота вибуху, тобто теплота перетворення ВВ у продукти вибуху (Дж/моль), визначається з різниці теплоти вихідних вибухових речовин (ВВ) $Q_{\text{ВВ}}$ і утворення продуктів детонації $Q_{\text{пд}}$

$$Q = Q_{\text{ВВ}} - Q_{\text{пд}}. \quad (2.21)$$

Енергія відкритого заряду переходить в енергію ударної повітряної хвилі (УПХ) й визначається за К. П. Станюковичем (Савенко, Гурін, & Мальный, 1973):

$$E_{\text{УПХ}} = Qq \left(1 - \frac{P_0 V_{\infty}}{(k-1) \rho_{\text{ВВ}} Q V_3} \right), \quad (2.22)$$

де V_{∞} – граничний об'єм розширення продуктів детонації; V_3 – початковий об'єм заряду вибухової речовини.

З формули (2.22) випливає, що $E_{\text{УПХ}} = 0,7E$, тобто у разі вибуху повітряного заряду в УПХ переходить 70 % загальної енергії вибуху.

Енергію деформації або руйнування в точці можна записати в тензорній формі:

$$E_{\text{деф}} = \sum_{i=1}^n |\sigma| |S|, \quad (2.23)$$

$$E_{\text{руйн}} = \sum_{i=1}^n |\bar{\sigma}| |\bar{S}|, \quad (2.24)$$

де $|\sigma|$ і $|\bar{\sigma}|$ – відповідно тензори головних напружень у точці в певний момент часу і в момент руйнування; $|S|$ і $|\bar{S}|$ – відповідно тензори головних переміщень (які збігаються в напрямку з головними напруженнями) у певний момент часу і в момент руйнування.

Спільний розв'язок рівнянь (2.17) і (2.23) або (2.18) і (2.24) дає можливість оцінити ступінь деформування або руйнування тунельної конструкції. Слід зауважити, що складність у проведенні такого розв'язання полягає не в знаходженні двох частин рівнянь (2.17) – (2.18), а в специфіці їх обчислення. Найбільш просто можна обчислити значення енергії деформування $E_{\text{деф}}$ за формулою (2.17) для статичного навантаження або такого, що монотонно змінюється в часі. Такі обчислення досить прості при використанні розрахункових комплексів на основі МСЕ, у яких реалізовані алгоритми пошуку енергії деформування або питомої енергії моделі (енергетичний постпроцесинг). Але в разі динамічних навантажень такі обчислення дуже складні й не реалізуються програмно, оскільки значення $E_{\text{деф}}$ не константно, а змінюється в часі, який визначається тривалістю динамічного впливу. Задача обчислення $E_{\text{деф}}$ для випадку тунельних конструкцій значно ускладнюється за рахунок того, що сумарна енергія деформування системи складається з компонент енергії деформування від статичного та динамічного навантажень. Розв'язок цього завдання в разі динамічних навантажень може бути отримано лише для квазістатичної постановки, тобто тоді, коли розрахунок ведеться на повний тиск ΔP .

2.4. Застосування фільтрів для комплексного аналізу НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив»

Більшість розрахункових комплексів, в основу яких входить дослідження систем МСЕ, надають можливість розв'язання задач з пружно-пластичним масивом, анізотропним та/або ортотропним і макротріщинуватим масивами (МСЕ в комбінації з МГЕ), пружно-в'язким масивом на основі теорії спадкової повзучості з різними видами апроксимації функцій повзучості, задач з різними видами взаємодії кріплення й масиву тощо. Але інформація, яку отримують після розрахунків незалежно від класу розрахункового комплексу, по суті стереотипна – результати являють собою масиви компонент нормальних і дотичних напружень, а також лінійних переміщень у вузлових точках скінченних елементів досліджуваної моделі. Трудомісткий і кропіткий аналіз величезного масиву даних дещо полегшується після проведення операції візуалізації, тобто побудови постпроцесором комплексу ліній рівних величин (ізолій) різних компонент на досліджуваній моделі на основі друкованих даних розв'язаної задачі. З аналізу наведеного матеріалу маємо трохи однобоку картину дослідження, властивістю якої є перекид у бік величезних зусиль у побудові моделі (а існуючі комплекси нехай і дозволяють візуально відслідковувати такі дії, але все одно вони досить складні), введення великої кількості даних (задача ускладнюється, якщо масив і/або кріплення представляти пружно-в'язким або пружно-пластичним середовищем з можливістю реологічних явищ) і досить скупі результати розрахунку. Із цього випливає проблема поглибленого аналізу взаємодій у системі «тунельна конструкція – оточуючий масив» і автором пропонується один із шляхів її вирішення.

Під фільтром будемо розуміти підпрограму (Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2004а), яка обробляє дані розрахункового комплексу певним властивим цьому фільтру чином і метою якої є отримання більш ґрунтовної інформації, ніж первинна інформація розрахункового комплексу. На рис. 2.7 автором пропонується схема фільтрів з коротким поясненням їхніх функцій.

ФІЛЬТРИ



Рис. 2.7. Схема фільтрів з коротким поясненням їхніх дій

На рис. 2.8 показана схема дії фільтра, основою якого є порівняння й вибірка («фільтрування») первинних даних.

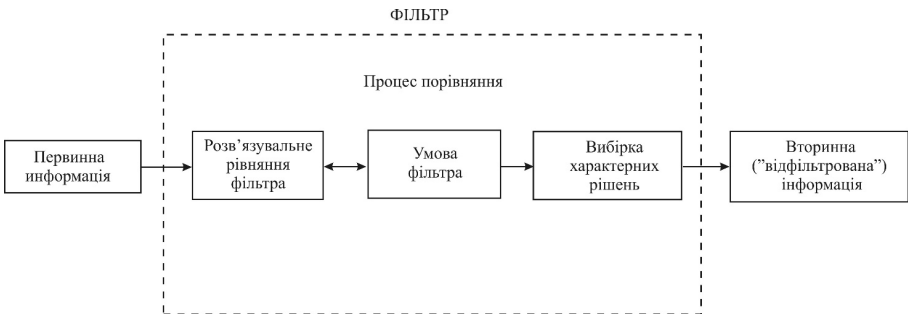


Рис. 2.8. Схема дії фільтра на основі алгоритму порівняння

Безперечно, кількість фільтрів не є постійною й може надалі збільшуватися. Кількість фільтрів має диктуватися лише вимогами розрахувачів-аналітиків і запитами дослідників, будь-яких системних вимог до них немає, оскільки практична реалізація може базуватися на стандартних додатках Microsoft Office for Windows – Access, Excel або мовах об'єктно орієнтованого програмування та ін. Перед тим як перейти до практичної реалізації фільтрування, розглянемо розв'язувальне рівняння фільтрів, наведених на рис. 2.8, і ту додаткову інформацію, яку вони можуть дати.

Розв'язувальним рівнянням фільтра № 1 може бути будь-яке рівняння теорій (концепцій) міцності, що застосовуються в конкретному розрахунку. Наприклад, для розрахунків ґрунтових масивів може застосовуватися умова міцності Кулона–Мора. Із цього випливає, що «профільтрувавши» первинну інформацію розрахункового комплексу (компоненти напружень у точках) і розв'язавши розв'язувальне рівняння цього фільтра, можна отримати ізолінії, що з'єднують точки, у яких міцність досягла граничного значення. Модифікувавши фільтр № 1 за допомогою порівняння, можна визначати запас міцності в точках, що цікавлять розрахувача.

Розв'язувальні рівняння фільтрів № 2–4 (енергетичні фільтри) схожі, відмінністю є лише умова, з якою порівнюється розв'язок рівняння. Розв'язувальними рівняннями є: для фільтра № 2 – енергія пружно-пластичного деформування, фільтра №3 – енергія руйнування, фільтра №4 – енергія реологічних явищ. Порівнюватися розв'язки рівнянь повинні з експериментальними даними з енергії формозміни, руйнування або реологічних явищ відповідно. Знаходження значень енергії системи за відомими компонентами напружень і деформацій (отриманих з розрахунків МСЕ) досить докладно описується в працях (Вялов, 1978; Гольдштейн, 1971).

Фільтр № 5, розв'язувальним рівнянням якого є рівняння фізико-технічної теорії повзучості М. М. Маслова (1984), реалізується як порівняння компонент нормальних напружень з порогом повзучості (за Масловим), і таким чином отримують зони цього реологічного явища.

Фільтр № 6 базується на встановленні виду деформування за допомогою визначення показника Надаї–Лоде (Зорин, Халимендик, & Колесников, 2001) шляхом нескладних операцій з масивом компонент напружень або деформацій.

Реалізація фільтрування первинної інформації може бути виконана у двох напрямках. Перший напрямок – для програмістів і розробників розрахункових комплексів, які можуть реалізувати систему фільтрів у середовищах програмування, у яких створені ці комплекси, тобто можливо впровадження фільтрації в стандартні дослідні комплекси. Другий напрямок – для звичайних користувачів Microsoft Office for Windows, які недостатньо кваліфіковані в програмуванні. Для них пропонується алгоритм фільтрування на основі запропонованих фільтрів:

1. Після отримання результатів з розрахункового комплексу масив даних про компоненти напружень і деформацій експортується в Microsoft Excel.

2. У Microsoft Excel інформація упорядковується й виконується розрахунок розв'язувального рівняння фільтра за даними розрахункового комплексу.

3. Масиви результатів розв'язувальних рівнянь з Microsoft Excel спрямовуються в Microsoft Access або в програму, яка базується на циклі відбору IF ... THEN (Visual Basic та ін.), де відбувається власне процес фільтрування як порівняння частин розв'язувального рівняння фільтра.

4. Отримані результати експортуються в Microsoft Excel, де виконується поглиблений аналіз вторинної інформації з побудовою графіків, діаграм і т.д.

Описаний спосіб і алгоритм поглибленого аналізу за допомогою фільтрів є спробою більш осмисленого й усвідомленого підходу до досліджень тунельних конструкцій за допомогою чисельних методів, реалізованих у розрахункових комплексах на ПЕОМ. Такий підхід дає можливість відстеження, творчої зміни або корекції розрахунку, фундаментом для більш складних побудов у галузях комп'ютерних технологій і механіки підземних споруд, причому за відрефлексованого й зваженого ставлення до них ці дві галузі повинні існувати як симбіоз, а не превалювати одна над одною, і саме таке злиття і є запорукою нових досягнень у цих галузях.

2.5. Практичне застосування енергетичного підходу й прийому фільтрування для комплексного аналізу НДС колонної станції глибокого закладення

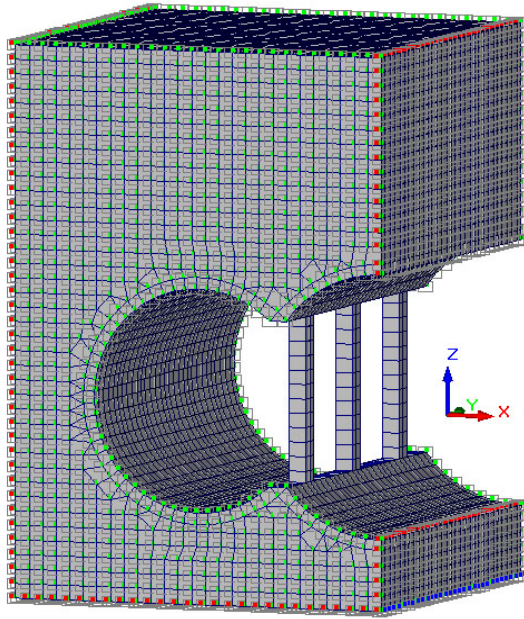
Колонна станція глибокого закладення є найбільш складною конструкцією для міцнісного розрахунку, що зумовлено неоднозначним просторовим характером взаємодії її елементів, які, у свою чергу, взаємодіють з оточуючим масивом.

Генезис розвитку міцнісних розрахунків колонної станції пройшов стадію плоских стрижневих розрахункових схем, у яких не враховувався просторовий фактор (Амусин, & Фадеєв, 1975; Проценко, & Савранський, 1988; Фролов, Голицынский, & Ледаєв, 2001; Юркевич, 1996), потім застосовувалися просторові стрижневі схеми (Демешко, Косицын, & Слемзин, 1992; Макаров, & Меркин, 1991; Петренко, & Тютюкин, 2002a; Петренко, В. І., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2004b; Фролов, & Крук, 1994) або пластинчасті й гібридні стрижнево-пластинчасті схеми (Демешко, Косицын, Сергеев, и др., 2000; Мостков, 1986; Петренко, В. І., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2004b; Юркевич, 2002) і, нарешті, просторові схеми на основі об'ємних елементів (континуальні схеми) (Фролов, 1994; Петренко, & Тютюкин, 2002b).

Усі ці стадії доповнювалися натурними й лабораторними дослідженнями колонних станцій на моделях (Ignatenko, Tiutkin, Petrenko, & Alkhdour, 2019; Бегун, Дмитриев, & Меркин, 1968; Голицынский, Фролов, & Кавказкий, 2006; Зерцалов, Устинов, & Меркин, 2006; Петренко, В. І., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2004b), які дозволили визначити важливість урахування просторового фактора взаємної роботи елементів і обґрунтували найбільшу адекватність континуальних схем реальним колонним станціям.

Розрахунок об'єктів зі складною геометрією, якими є трисклепінчасті станції метрополітенів, успішно може виконуватися на основі МСЕ. Модель трисклепінчастої станції колонного типу, наведена в цій монографії, побудована на основі реальних геометричних розмірів і результатів лабораторних досліджень (рис. 2.9).

a



б

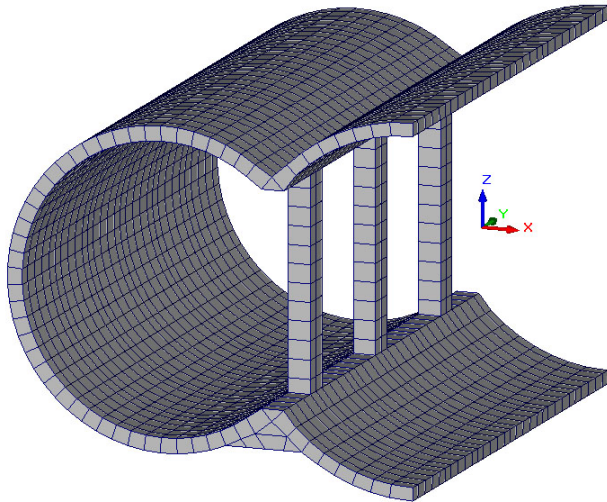


Рис. 2.9. Скінченно-елементна модель колонної станції:
a – загальний вигляд; *б* – фрагмент

Модель базується на об'ємних скінченних елементах (26 114 вузлів, 23 142 скінченних елементів) і більш повно відображає статичну роботу конструкції колонної станції з оточуючим масивом, ніж плоскі моделі (Петренко, В. І., Петренко, В. Д., & Тютюкін, 2004b). Після створення просторової моделі їй призначалися деформаційні характеристики (модуль пружності, коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунтів і залізобетону вони задавалися окремо. Після присвоєння деформаційних характеристик до моделі прикладалися граничні умови. Потім виконувався розрахунок на дію власної ваги і здійснювався аналіз його результатів.

У цьому дослідженні більшу увагу приділено другій частині комплексного аналізу – комплексному аналізу результатів, тобто комплексний аналіз станів при різних поєднаннях навантажень не проводиться. Завданням цього дослідження було показати як на основі енергетичного підходу та процесу фільтрування можна найбільш повно оцінити стан тунельної конструкції, використовуючи стандартні результати у вигляді напружень і переміщень. У комплексний аналіз результатів входять: 1) кількісний аналіз еквівалентних напружень на основі енергетичної теорії міцності; 2) визначення питомої енергії деформування; 3) фільтрування результатів за деякими фільтрами.

Для кількісного аналізу застосуємо енергетичну теорію міцності (четверту), виразом для якої є

$$\sigma_{\text{екв}}^{\text{IV}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2} \leq [\sigma], \quad (2.25)$$

де σ_x і σ_z – компоненти нормальних напружень по глобальних осях X і Z ; τ_{xz} – дотична компонента в площині XZ ; $[\sigma]$ – межа міцності матеріалу, у ролі якої виступає розрахунковий опір стиску бетону R_b ($R_b = [\sigma] = 17$ МПа для найбільш часто застосовуваного в будівництві підземних споруд бетону класу В30).

При аналізі компонент напружень по осях з'ясувалося, що значення компоненти «ігрек» (напруження, що діють уздовж моделі) часто на порядок менше горизонтальної («ікс») і вертикальної («зет») і тому їх урахування при розрахунку еквівалентних напружень змінює їхнє

значення несуттєво. Тому й надалі у формулі (2.25) компонента «ігрек» буде опущена.

Результати розрахунків у вигляді ізоліній і ізополів НДС моделі наведені на рис. 2.10.

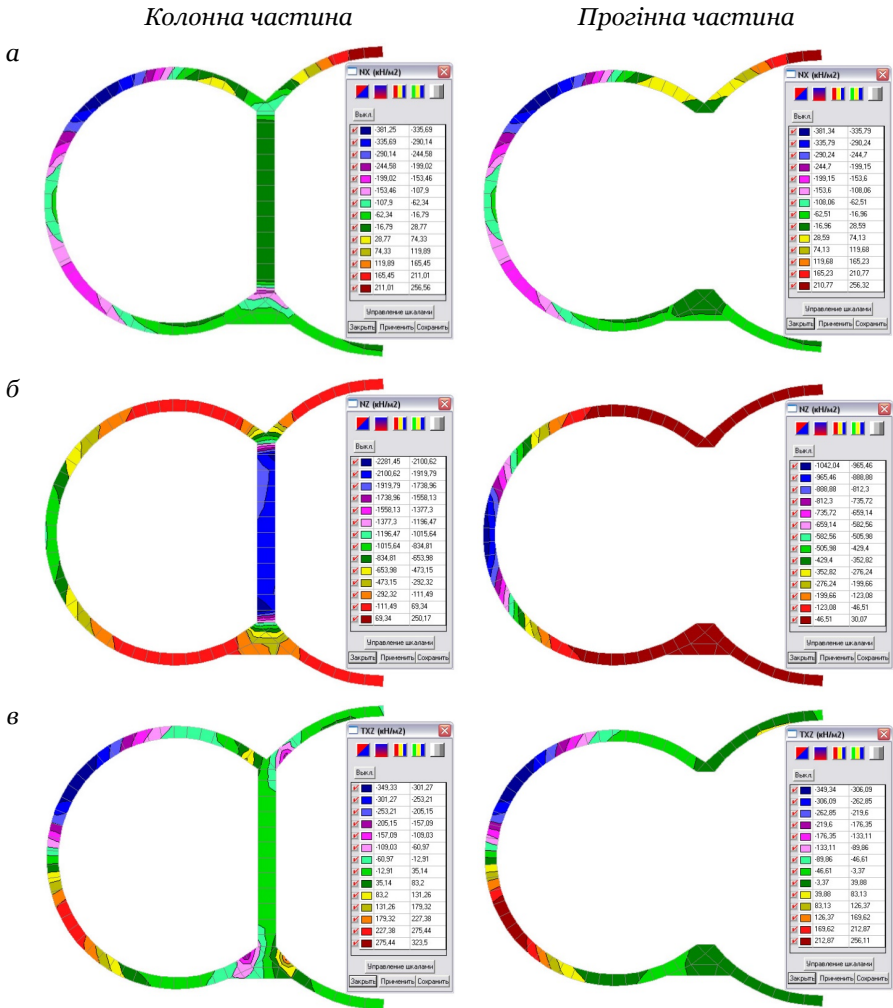


Рис. 2.10. Ізолінії та ізополі напруженого стану: (крок між колонами 3,75 м): а – горизонтальні нормальні напруження; б – вертикальні нормальні напруження; в – дотичні в площині XZ

На рис. 2.11 наведена схема точок і областей, у яких спостерігається концентрація напружень (однієї або декількох компонент) і розташовані еквівалентні напруження (табл. 2.1).

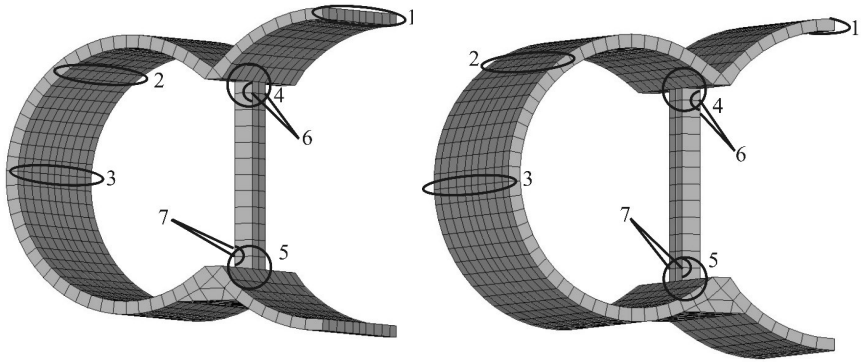


Рис. 2.11. Схема точок і областей концентрації напружень

Таблиця 2.1

Визначення еквівалентних напружень

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа	Коефіцієнт запасу $n = \frac{[\sigma]}{\sigma_{\text{екв}}}$
	нормальне по осі X	нормальне по осі Z	дотичне в площині XZ		
Крок колон – 3,75 м					
1	+0,256	-0,047	-0,046	0,249	68,3
2	-0,381	-0,473	-0,349	0,956	17,8
3	-0,107	-1,115	-0,013	1,172	14,5
4	-0,107	-0,834	+0,035	0,894	19,0
5	-0,153	-1,196	+0,035	1,281	13,3
6	-0,017	-2,281	-0,061	2,292	7,42
7	-0,017	-2,281	-0,061	2,290	7,42

Для подальшого процесу фільтрування, крім компонент напружень по осях, також слід визначити головні напруження, а для аналізу енергії системи визначити питому енергію в елементах моделі. Ці дані (для економії місця наведені тільки колонні частини) вказані на рис. 2.12.

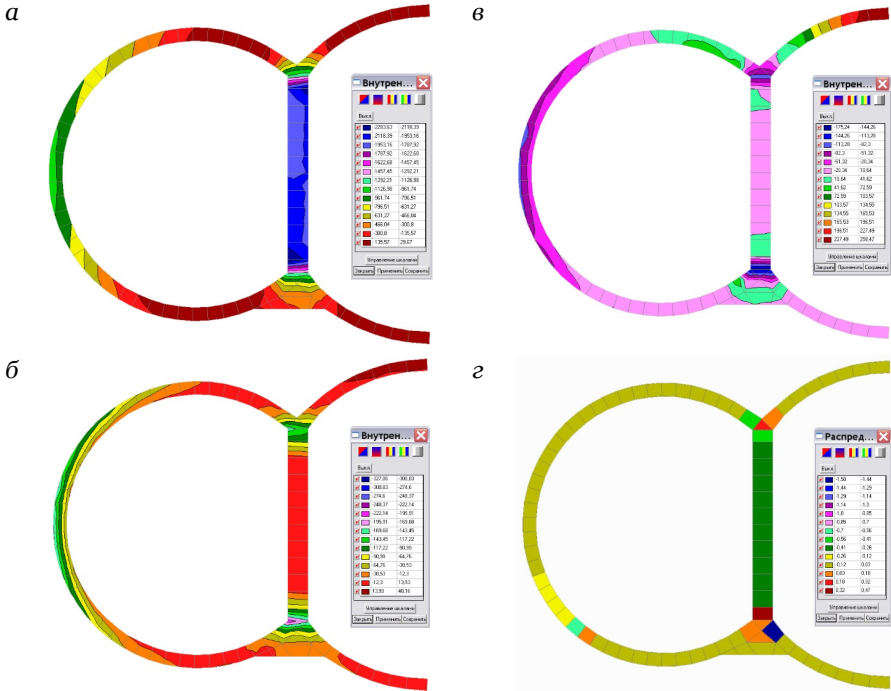


Рис. 2.12. Ізолінії та ізополя напруженого стану:

а – головні напруження σ_1 ; б – головні напруження σ_2 ;

в – головні напруження σ_3 ; г – значення питомої енергії, Дж

Доцільно оцінити енергію різних ступенів руйнування, що вимагає нового підходу, який зміг би врахувати й поступовий перебіг енергії при формуванні НДС системи «підземна конструкція – оточуючий масив», і її накопичення, що викликає руйнування. Для розробки нової концепції руйнування підземних споруд найбільш плідним є енерго-фрактальний підхід, який містить і оперування питомою енергією, і фрактальні уявлення про природу руйнування (Булат, & Дырда, 2005; Тюткин, 2016). Енерго-фрактальний підхід – це теоретичний опис процесу руйнування конструкцій на різних масштабних рівнях. Викладені автором положення енергетичного підходу дещо модифікуються для більш повного опису руйнування як матеріалу, так і структурних елементів, а також конструкції в цілому (Тюткин, 2016).

Процес руйнування в рамках фрактальних уявлень може бути теоретично представлений у вигляді перколяції (Kesten, 2006; Тарасевич, 2002) по гілках ієрархічного фрактального дерева Кейлі (ДК) (Ostilli, 2012; Тарасевич, 2002; Тютюкин, 2016). В англомовній літературі цей термін відомий також як *Bethe lattice*, який є окремим випадком *Cayley graph* (графа Кейлі). Відмінність цього концепту від введеного нижче ДК полягає в тому, що *Bethe lattice* є не лінійним, а циклічним.

Саме перколяція є зручним концептуальним прийомом для опису критичних явищ (Kesten, 2006; Тарасевич, 2002), одним з яких є явище руйнування, що підготовлюється еволюцією структури в процесі формування НДС і відбувається раптово в разі перевищення матеріалом межі міцності.

Під перколяцією будемо розуміти спосіб перебігу процесу, зумовлений зміною керівного параметра (наприклад, зростання і злиття тріщин у бетоні й арматурі). Керівним параметром у цьому випадку є енергія деформування, а весь процес описується деревом Кейлі. У цьому випадку перколяція (від лат. *percōlāre* – просочуватися, протікати) є фазовим переходом в енергетичній області. Перколяція описує за допомогою керівного параметра, тобто енергії, перехід від суцільного середовища до середовища з тріщиною, тобто фазовий перехід від цілісності до руйнування, коли при плавній зміні одного з параметрів системи її властивості змінюються стрибком. Первинний акт руйнування матеріалу нормується енергією руйнування, яка практично визначається з експериментів.

Теоретично ДК для конкретного випадку руйнування можна подати в такому вигляді (рис. 2.13).

Властивості ДК руйнування такі (Ostilli, 2012; Тарасевич, 2002; Тютюкин, 2016):

1. ДК в загальному випадку є ієрархічною фрактальною структурою, гілки якої – гілки біфуркаційного процесу (процес на кінці гілки розділяється надвоє) або процесу з великою кількістю поділів.
2. ДК є деревними структурами, на яких здійснюється перколяція.
3. Наявність відносин «центр – периферії» (система «корінь – гілки») структурує відношення «підпорядкування – командування».

4. У загальному випадку кількість рівнів ДК може бути нескінченно великою, а характер зв'язку між ними не відіграє визначальної ролі (важлива тільки структура дерева).

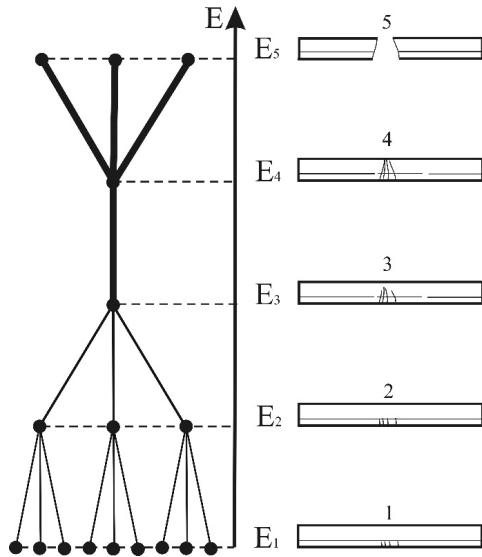


Рис. 2.13. ДК для багаторівневого руйнування залізобетонної конструкції

Важливою властивістю ДК руйнування є те, що перколяцією з гілки на гілку керує приріст енергії деформування, тобто перколяція явно корельована (Тарасевич, 2002). Практично для випадку конструкцій підземних споруд використання ДК руйнування можна прикласти до процесу руйнування таким чином: наприклад, для залізобетонного прогону колонної станції в ДК руйнування визначаються чотири скелетні гілки: 1) руйнування, що викликає тріщини на поверхні бетону; 2) руйнування, що викликає глибинні тріщини в бетоні; 3) руйнування арматури в елементі; 4) повне руйнування елемента. Як видно з цього ДК руйнування воно є зручним поданням процесу руйнування і жодною мірою не суперечить класичним поняттям про руйнування залізобетону (Байков, & Сигалов, 1984).

Використовуючи фрактальні уявлення, перехід з гілки на гілку ДК руйнування є ніщо інше, як скейлінг (масштабування). Він відбувається в цьому випадку за трьома рівнями: мікро- (руйнування бетону та

арматури), макро- (тріщина, яка визначається візуально), мезо- (повне руйнування елемента). Динамікою скейлінга керує зміна енергії: для першого рівня найпростіший акт руйнування вводиться шляхом нормування параметрів НДС – по межі міцності на розтяг / стиск або більш точно – щодо граничної енергії руйнування матеріалу; для другого рівня – величиною розкриття тріщини й швидкістю її зростання; для третього – нормується відповідно до результатів експериментальних розрахунків конструкцій.

Для станційної конструкції виконаємо фільтрування на визначення виду деформування за допомогою показника Надаї–Лоде, який визначається за допомогою головних напружень:

$$\mu_{\sigma} = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad \text{при} \quad \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3, \quad (2.26)$$

де $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – напруження, що діють по головних осях.

На жаль, навіть найбільш розроблені професійні комплекси, що базуються на МСЕ, не мають постпроцесора визначення показника Надаї–Лоде. На рис. 2.14 наведені розраховані за формулою (2.26) значення показника Надаї–Лоде на внутрішній поверхні оправи станції.

Відповідно до значення показника Надаї–Лоде можна визначити характерну поведінку елементів конструкції:

$1 \geq \mu_{\sigma} \geq 0,5$ – стиснення;

$0,5 \geq \mu_{\sigma} \geq 0$ – стиснення із зсувом;

$\mu_{\sigma} = 0$ – зрушення;

$0 \geq \mu_{\sigma} \geq -0,5$ – розтягнення зі зрушенням;

$-0,5 \geq \mu_{\sigma} \geq -1$ – розтягнення.

Аналіз рис. 2.14 свідчить про те, що практично вся внутрішня поверхня елементів станційної конструкції перебуває в розтягнутому стані (крім колони, у якій спостерігається стиснення), також є зона зі значенням показника Надаї–Лоде менше одиниці (зона в нижній частині бічного тунелю й біля основи колони), у якій можливе деформування у вигляді розтягнення зі зрушенням при досягненні показником значення $-0,5$.

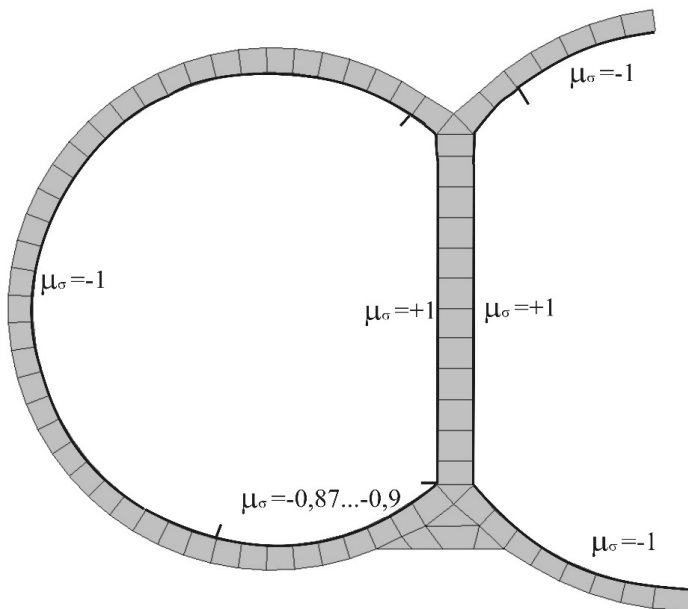


Рис. 2.14. Значення показника Надаї–Лоде на внутрішній поверхні оправи станції

Крім застосування фільтрування за енергетичним критерієм (четверта теорія міцності) і показником Надаї–Лоде, виконаємо також фільтрування за значенням питомої енергії деформування. Для того щоб провести фільтрування за даним критерієм, слід отримати значення питомої енергії руйнування бетону, для чого можна скористатися формулами (2.5) і (2.13). Питома енергія руйнування бетону за формулою (2.5) буде відшукуватися як площа, яка відсікається графіком $\sigma - \varepsilon$ при деформації і руйнуванні зразків бетону класу В30 при розрахунковому опорі на стиск, що дорівнює $17\ 000\ \text{кН/м}^2$ ($17\ \text{МПа}$). Середнє значення питомої енергії руйнування бетону класу В30 при максимальному відносному вкороченні $0,01 \dots 0,02$ стандартного зразка $10 \times 10 \times 10\ \text{см}$ і крихкому руйнуванні знаходять як

$$U = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon V.$$

Чисельно значення питомої енергії руйнування зразка дорівнює $U = 1/2 \cdot 17000 \cdot 0,01 \cdot 0,13 = 0,085 \text{ кДж} = 85 \text{ Дж}$ або 170 Дж (при відносному вкороченні $0,02$). Після порівняння за формулою (2.13) отриманої питомої енергії руйнування зі значеннями, отриманими в ході енергетичного постпроцесинга SCAD, можна зробити висновок, що вони менше питомої енергії руйнування в десятки і навіть сотні разів.

З виконаних процедур фільтрування та аналізу результатів можна зробити висновок, що ця конкретна станційна конструкція колонного типу при взаємодії з оточуючим масивом повністю відповідає умовам міцності й надалі готова до нормальної експлуатації в підземних умовах. Проведені процедури комплексного аналізу, починаючи зі створення моделі, її розрахунку й закінчуючи аналізом і фільтруванням отриманих результатів, дають можливість найбільш детально досліджувати тунельні конструкції різних типів при їх взаємодії з оточуючим масивом.

Розділ 3

НАТУРНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМУВАННЯ ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ І ОЦІНКА ДОСТОВІРНОСТІ ТЕОРЕТИЧНИХ ПОБУДОВ

3.1. Результати інструментальних вимірювань деформацій оправи перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська»

Для дослідження достовірності розроблених автором теоретичних побудов були проведені натурні експерименти у вигляді інструментальних вимірювань деформацій оправи лівого перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська» Київського метрополітену.

Лівий перегінний тунель між станціями «Либідська» – «Деміївська» довжиною приблизно 430 м і ухилом 38 % являє собою залізобетонну конструкцію кругового обрису із зовнішнім діаметром, рівним 6,04 м, і внутрішнім діаметром, рівним 5,5 м, і шириною кільця, що дорівнює 1,2 м. Усі кільця пронумеровані, ділянка натурних досліджень являла собою частину перегінного тунелю – від № 45 (станція «Либідська») до № 320 (напрямок – станція «Деміївська»).

Вичленення дослідної ділянки пояснюється тим, що найбільш важливі результати досліджень є даними стабілізованого стану в оправі тунелю (Виноградов, 1963), а їх можна було отримати тільки після робіт із щитової проходки, тобто за щитовим комплексом (Зарецкий, & Карабаев, 2004; Козин, Савков, & Хуцкий, 2006; Мазеин, Стафеев, & Маслов, 2007; Чеботаев, Щекудов, & Андриянов, 2007).

Результати інструментальних вимірювань у процесі проходки також важливі, проте виконання робіт після кільця № 320 було утруднено, оскільки щит входив у зону будівництва станційної конструкції і маркшейдерські роботи виконувалися б тільки після того, як комплекс пройшов цю ділянку. Однак після проходки ділянки між кільцями № 320 і № 378 (підхід до станції «Деміївська») роботи з вимірювання деформацій за комплексом були припинені з об'єктивних причин будівництва (складні інженерно-геологічні умови, близькість денної поверхні, застосування технології jet grouting і наявність великої кількості «мокрих» процесів).

Натурні дослідження на ділянці між кільцями №45–№320 (довжина ділянки 330 м) дозволили отримати важливу інформацію про деформований стан оправи перегінного тунелю.

Опис інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), у яких залягає перегінний тунель: ІГЕ 1 – насипний ґрунт (пісок, супісок, суглинок із вмістом щебеню, будівельного сміття, битої цегли); ІГЕ 9 – пісок жовтувато-сірий, дрібний, пилюватий, маловологий; ІГЕ 11 – супісок жовтувато-сірий з лінзами й прошарками піску, твердий, пластичний; ІГЕ 30 – пісок жовтувато-сірий, дрібний і середньої крупності, місцями глинистий, з включеннями щебеню і гравію, середньої міцності, водонасичений; ІГЕ 73 – глина блакитно-сіра мергелиста, з тонкими прошарками піску, суха (глина спондилова); ІГЕ 78 – пісок сірий дрібний, маловологий.

Таблиця 3.1

Фізико-механічні характеристики ІГЕ

Номер ІГЕ	Коефіцієнт пористості e	Показник консистенції	Питоме зчеплення C , МПа	Кут внутрішнього тертя φ , град	Модуль пружності E , МПа	Густина ρ , т/м ³
9	0,55	–	0,004	36	36,0 ... 38,0	1,7
11	0,55	0,25 < I_L < 0,50	0,030	23	21,0 ... 22,0	1,7
30	0,55	–	0,003	32	35,0 ... 36,0	1,7
73	0,65	0,25 < I_L < 0,40	0,057	18	90,0 ... 96,0	1,9
78	0,55	–	0,004	41	40,0 ... 45,0	1,7

У табл. 3.1 наведені характеристики ІГЕ, отримані в лабораторних умовах, крім ІГЕ 1 (не визначались), ІГЕ 9, 30, 78 (дані, отримані в ході досліджень при бурінні в польових умовах). Властивості ІГЕ 73 (спондилова глина) визначалися в лабораторії механіки ґрунтів Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. Нижче наведені описи розміщення кілець у масиві (табл. 3.2), причому більшість кілець розміщені таким чином, що лотік і замок розташовані в ґрунтах з різними деформаційними характеристиками.

Розташування кілець лівого перегінного тунелю

Номери кілець	Положення замка	Положення лотока
45–145	ІГЕ 30	ІГЕ 73
155–165	ІГЕ 11	ІГЕ 73
165–265	ІГЕ 11	ІГЕ 30
265–285	ІГЕ 9	ІГЕ 30
285–320	ІГЕ 9	ІГЕ 11

Основними результатами інструментальних вимірювань були такі параметри: 1) відхилення склепіння в укладанні; 2) відхилення склепіння за комплексом; 3) еліптичність вертикального діаметра в укладанні (монтажна еліптичність); 4) еліптичність вертикального діаметра за комплексом; 5) еліптичність горизонтального діаметра за комплексом; 6) відхилення лотока за комплексом. Вони характеризують деформований стан оправи перегінного тунелю в період будівництва (в укладанні, тобто в процесі монтажу оправи) і в період експлуатації (за комплексом, тобто в період стабілізації деформацій).

Параметри деформування, виміряні за комплексом, тобто з відставанням від активної зони робіт на 30 ... 40 м, можуть вважатися практично стабілізованими, оскільки за часом це відставання становить приблизно 25 ... 30 діб, а найбільш активне деформування глинистих ґрунтів відбувається в перші 14 ... 15 діб (підтверджується вимірами та даними роботи В. Й. Заворицького (1975)). На рис. 4.1–4.5 наведено графіки результатів інструментальних натурних досліджень переміщень характерних точок кілець оправи при її укладанні (монтажі) та за щитовим комплексом.

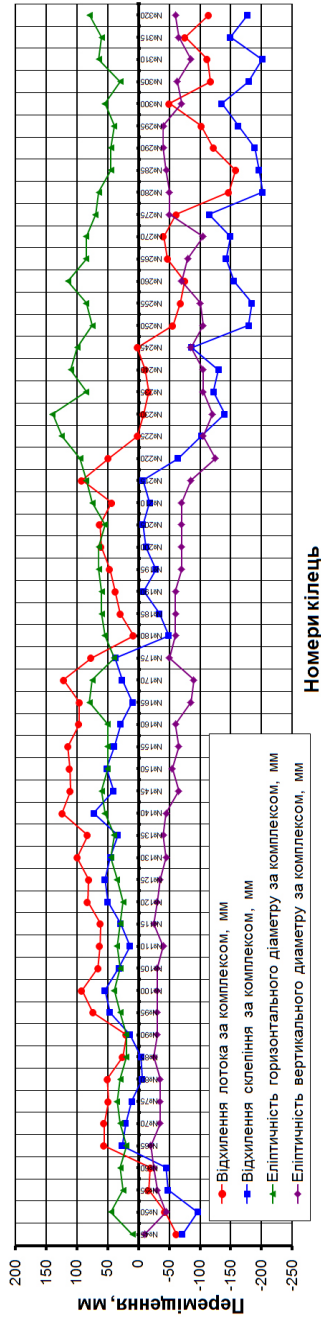


Рис. 3.1. Результати інструментальних досліджень переміщень точок оправи (склепіння, лотік) за комплексом

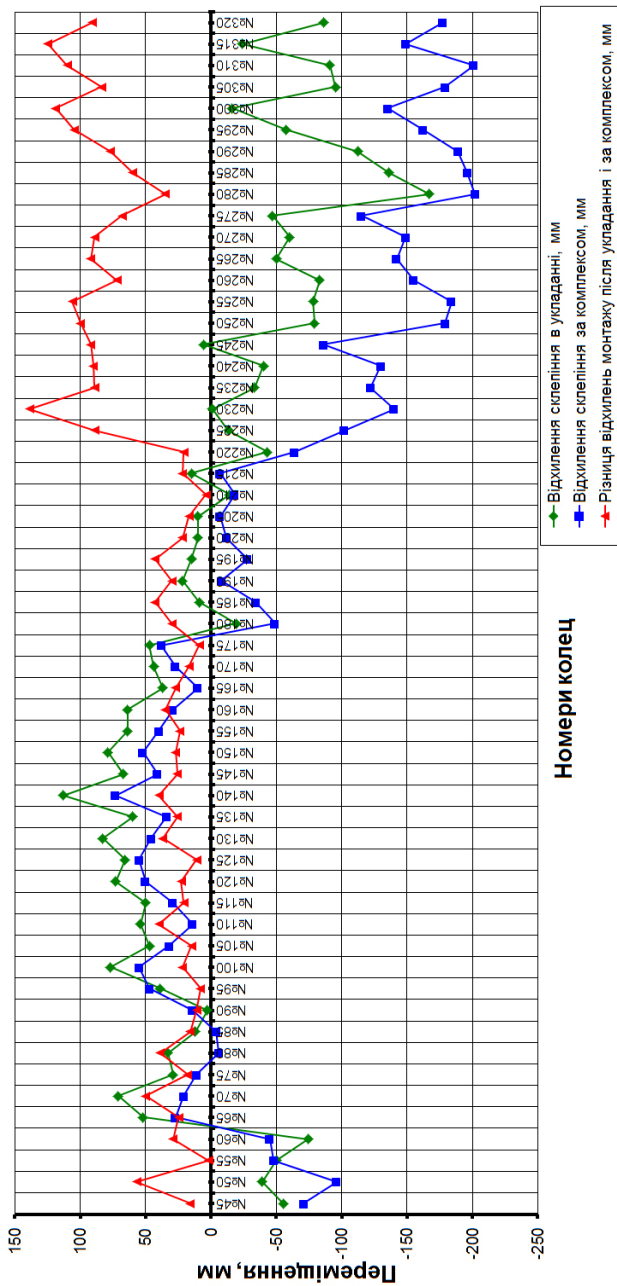
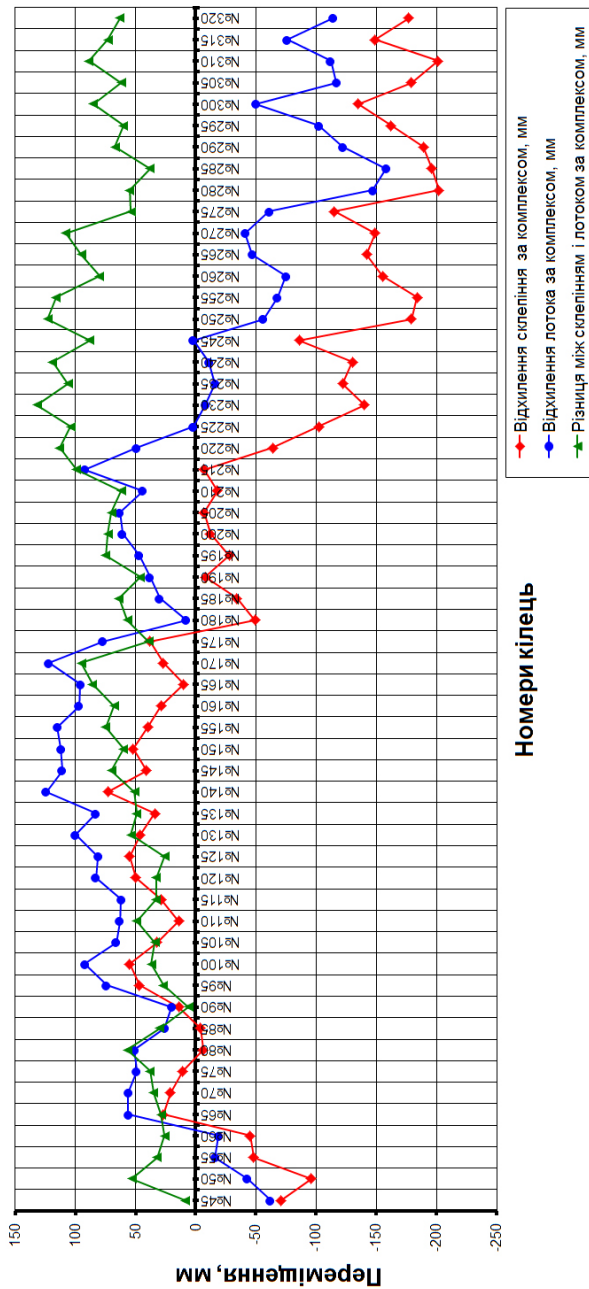


Рис. 3.2. Результати інструментальних досліджень переміщень точок оправи (склепіння) в укладанні й за комплексом



Номери кілець

Рис. 3.3. Результати інструментальних досліджень переміщень точок оправи (склепіння, лотік) за комплексом

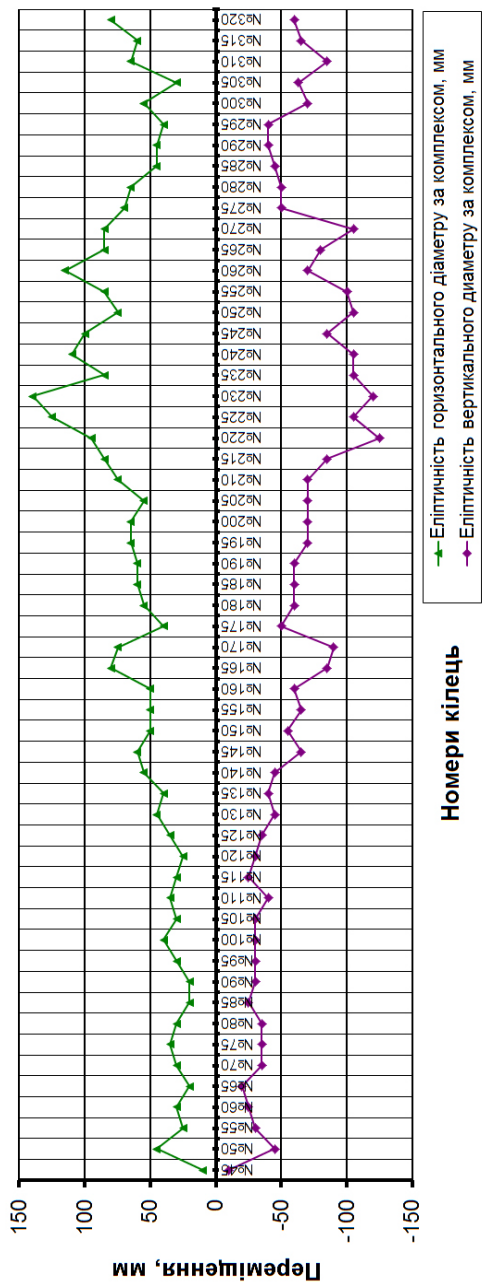


Рис. 3.4. Результати інструментальних досліджень еліптичності за комплексом

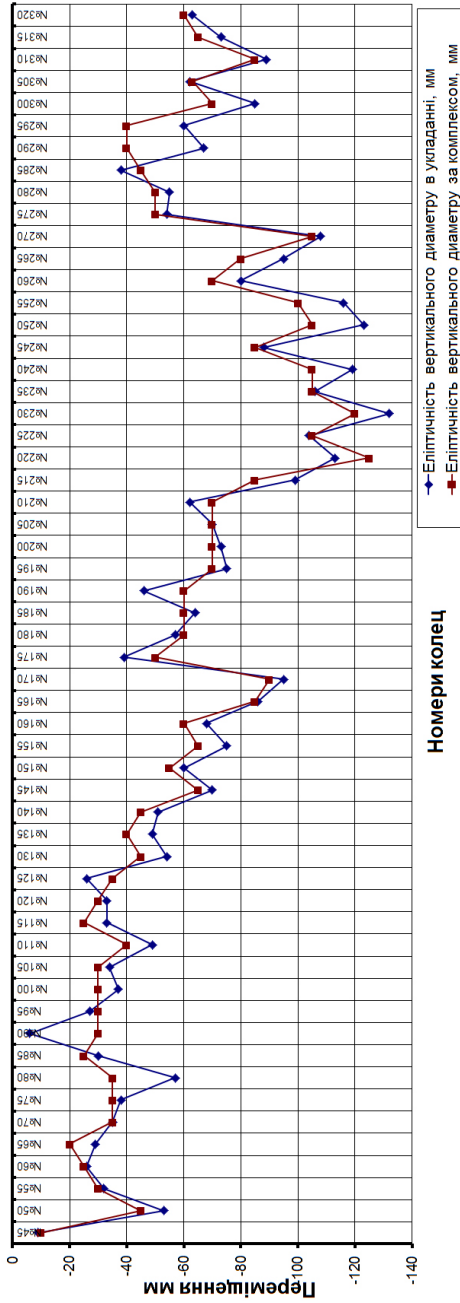


Рис. 3-5. Результати інструментальних досліджень еліптичності вертикального діаметра в укладанні за КОМПЛЕКСОМ

Аналіз відхилень склепіння в укладанні й за комплексом (див. рис. 3.2) дає можливість зробити висновок, що в процесі взаємного деформування оправи з оточуючим масивом жодних відхилень, що суперечать фізиці процесу, не виявлено. Однак процес монтажу елементів у кільці іноді відбувався на межі необхідних допусків на укладання, нормованих ДБН В.2.3-7-2010 (2011). На рис. 3.6 наведено два можливих варіанти монтажу кільця оправи: з перевищенням склепіння та із заниженням, що відображено в знаках відхилення склепіння (див. рис. 3.2 і 3.3).



Рис. 3.6. Варіанти монтажу кільця оправи:

а – з перевищенням; б – із заниженням

Відповідно, знак «плюс» свідчить про те, що склепіння оправи під час монтажу встановили вище проектної позначки (рис. 3.6, а), а знак «мінус» – що склепіння встановили нижче (рис. 3.6, б). З рис. 3.3 випливає, що на ділянках між кільцями № 140–142 (ділянка 3,6 м, середнє відхилення склепіння +113 мм) і № 275–290 (ділянка 18,0 м, відхилення склепіння –112 ... 167 мм) технологія монтажу не дотримувалася, оскільки значення відхилень склепіння більше ніж 100 мм, нормованих ДБН В.2.3-7-2010 (2011). Однак цей показник не є остаточним параметром, за яким можна судити про якість монтажних

робіт, оскільки основним параметром є різниця значень стабілізованих деформацій (за комплексом) склепіння й лотока, тобто зміщення центра оправи (див. рис. 3.3). Також трапляється перевищення нормованого значення зміщення центра по висоті – на ділянці між кільцями № 220–270 (довжина 60 м) значення різниці між відхиленнями склепіння й лотока становить 113 ... 132 мм. Але цей параметр також слід уточнити за допомогою параметра еліптичності (рис. 3.7).



Рис. 3.7. Характер деформування кільця після стабілізації:
 а – еліптичність фактичного контуру;
 б – комплексний характер деформацій

Таким чином, кільце після укладання, яке отримало відхилення центра, що розраховується як різниця між відхиленнями склепіння й лотока, вступає у взаємодію з оточуючим масивом і продовжує деформуватися, змінюючи монтажну еліптичність (в укладанні) у часі під дією зростання гірського тиску (див. рис. 3.7, а), параметри якої наведені на рис. 3.4. Слід уточнити, що еліптичність утворюється і в ході монтажу (див. рис. 3.5), проте її остаточне стабілізоване значення зазначається у вимірах за комплексом.

Як видно з графіка вертикальної й горизонтальної еліптичності (див. рис. 3.4), деформації неоднорідні по довжині кільця, що зумовлено різними інженерно-геологічними умовами, проте характер деформації кожного кільця досить однорідний, що підтверджується видом графіка на рис. 3.4. З характеру кривих, які практично симетричні щодо осі абсцис, можна зробити висновок, що кожне конкретне кільце деформується однорідно й являє собою в процесі деформації еліпс з великим діаметром по горизонтальній осі й меншим по вертикальній. Причому те значення, на яке зменшився вертикальний діаметр, є приростом горизонтального. Така ситуація зумовлена рівною жорсткістю кільця і, відповідно, це є причиною однорідності його деформування.

Аналіз зміни вертикальної еліптичності в часі (в укладанні й за комплексом, рис. 3.5) дає можливість оцінити вплив горизонтального тиску на оправу (а точніше – баланс між вертикальною і горизонтальною компонентами тиску), а також з'ясувати вплив інженерно-геологічних умов на взаємодію масиву й оправу. На ділянках №45–170 (з аномаліями в кільцях №90 і №125), №195–215, №225–285, №190–320 зберігається стійка тенденція до зменшення вертикальної еліптичності в часі, тобто приблизно через 25 ... 30 діб еліптичність збільшується від 1 до 27 мм (у кільці № 290), середнє значення зменшення становить майже 15 мм, тобто приблизно 10 ... 20% від загального значення вертикальної еліптичності. Це свідчить про те, що горизонтальний тиск на оправу, поступово розвиваючись у часі, вступає з нею у взаємодію, яка визначається в'язко-пружно-пластичними властивостями, і, зменшуючи горизонтальну еліптичність, зменшує вертикальну. Таким чином, бічна взаємодія оточуючого масиву розвивається в часі й прагне повернути кільцю оправу круговий обрис.

Повертаючись до значень різниці між відхиленнями склепіння в проєкті й за фактом установлення, слід провести їх уточнення, оскільки остаточне зміщення центра оправу буде залежати від значень вертикальної еліптичності. Відповідно, при постановці кільця в проєктне положення із завищенням Δ_{ϕ} і переміщенні центра оправу вгору вертикальна еліптичність $E_{\text{вер}}$, зменшуючи вертикальний діаметр,

переміщує центр оправи вниз на значення половини вертикальної еліптичності. Таким чином, положення центра оправи слід визначати таким шляхом: з різниці між відхиленнями склепіння за фактом Δ_ϕ і за комплексом Δ_k слід відняти половину вертикальної еліптичності $E_{\text{вер}}/2$ (рис. 3.8).

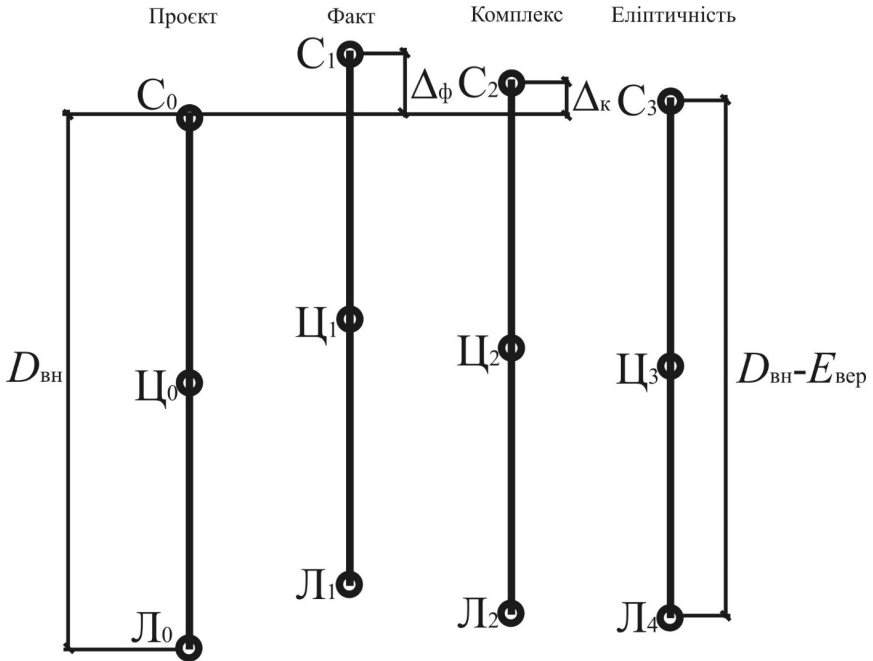


Рис. 3.8. Схема для визначення положення центра оправи в процесі її монтажу й подальшого деформування (вигляд збоку)

На рис. 3.9 наведено графік, на якому показана залежність між різницею відхилень склепіння й лотка, вертикальною еліптичністю й положенням центра оправи.

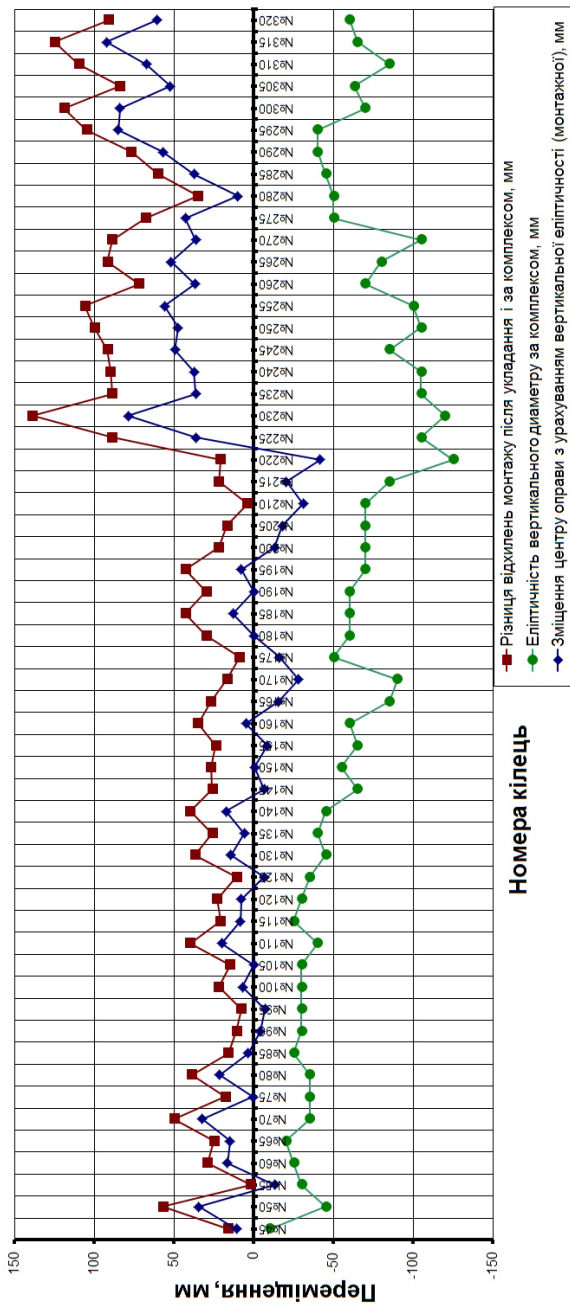


Рис. 3.9. Результати інструментальних досліджень зміщення центра оправи за комплексом

Із цього графіка можна зробити висновок, що після процесу укладання, подальшого активного деформування й стабілізації переміщень оправи максимальне відхилення центра оправи від проєктного положення становить +85 мм (кільце №295, знак «плюс» означає, що центр кільця лежить вище проєктного значення) і -41,5 мм (кільце №220, знак «мінус» означає, що центр кільця лежить нижче проєктного значення), а в середньому – майже 19 ... 20 мм, що повністю відповідає вимогам, які висуваються до цього параметра ДБН В.2.3-7-2010 (2011).

Таким чином, виконані дослідження інструментальних вимірювань деформацій оправи перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська» дали можливість поставити отримані результати у відповідність з інженерно-геологічними умовами ділянки й проаналізувати якісний характер і кількісний розподіл параметрів деформування оправи по довжині. Результати цього аналізу є первинною інформацією щодо обґрунтування авторських теоретичних побудов, оскільки їх подальше порівняння з результатами математичного моделювання дозволить зробити висновок про ступінь їх відповідності.

3.2. Порівняльний аналіз результатів натурних досліджень і математичного моделювання перегінного тунелю¹

Метою цього порівняльного аналізу є отримання достовірності теоретичних побудов розрахунку тунельних конструкцій і розробленої автором практичної методики, доказом якої є близький збіг результатів натурних досліджень і математичного моделювання.

До розрахунку прийнято кілька моделей, які відповідають різним кільцям лівого перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська» (Петренко, В. Д., Тюткин, & Петренко, В. И., 2007с), що значно підвищує достовірність авторських побудов в разі відповідності результатів математичного моделювання на основі принципів комплексного аналізу та даних інструментальних досліджень параметрів переміщень, розглянутих вище.

¹ Підрозділ написано спільно із аспіранткою Н. К. Бондаренко (Петросян).

До розрахунку прийняті такі номери кілець:

- 1) кільце № 105 із заляганням: у замку – ІГЕ 30, у лоток – ІГЕ 73;
- 2) кільце № 205 із заляганням: у замку – ІГЕ 11, у лоток – ІГЕ 30.

Для більш повного аналізу можна було б досліджувати й кільця з номерами 300, однак характер розподілу параметрів деформування (див. рис. 3.2–3.9) свідчить про те, що вплив виконаних робіт ще значний, що підтверджує явна зміна характеру деформування приблизно з кільця № 220. Такі зміни також можна пояснити близьким розташуванням поверхні (4 ... 5 м до склепіння перегінного тунелю), а вона в процесі щитової проходки значно деформувалася й надалі впливала на оправу.

Опис потужності шарів у перерізі кільце, починаючи з денної поверхні:

1) кільце № 105: ІГЕ 1 (4,5 м), ІГЕ 9 (1,2 м), ІГЕ 11 (1,2 м), ІГЕ 9 (1,2 м), ІГЕ 30 (2,2 м), склепіння тунелю, лотік тунелю, ІГЕ 73 (5,0 м), нижче – ІГЕ 78 (прийнято 3,0 м);

2) кільце № 205: ІГЕ 1 (1,6 м), ІГЕ 9 (1,6 м), ІГЕ 11 (4,0 м), склепіння тунелю, лотік тунелю, ІГЕ 30 (1,2 м), нижче – ІГЕ 73 (прийнято 3,0 м).

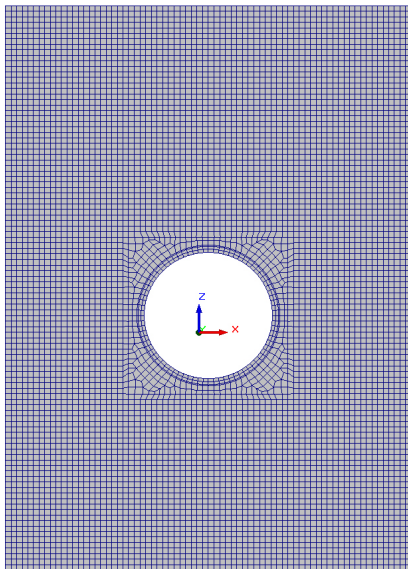
Оправа є залізобетонною конструкцією кругового обрис (зовнішній діаметр – 6,04 м, внутрішній діаметр – 5,5 м, ширина кільця – 1,2 м), заоправний простір заповнений піщано-цементним розчином (розчин первинного нагнітання, товщина ґрунтово-цементного шару – 0,05 м).

Для дослідження НДС перегінного тунелю створена просторова модель з об'ємних елементів, що дорівнює по ширині кільцю оправи, у якій врахований вплив просторового чинника на формування напруженого стану, тобто вплив третьої компоненти σ_y на компоненти σ_x і σ_z , і найбільш повно відтворені взаємодії залізобетонної конструкції з оточуючим ґрунтовим масивом.

Застосування об'ємних елементів, хоч і ускладнює процес розрахунку, формує дійсний стан кожного елемента з позиції теорії пружності, тобто в кожному елементі є три компоненти нормальних і три дотичних напружень, а також відповідні їм компоненти деформацій. Усі елементи в моделі – зі збіжними вузлами, що дозволяє отримати найбільшу точність, порівняно з моделями з незбіжними вузлами. У моделях також не застосовувалися «голчасті» елементи, тобто не було гострих кутів, які спотворюють напруження у зв'язку зі

змінюю форми (Карпиловский, Криксунов, Перельмутер, и др., 2000; Перельмутер, & Сливкер, 2002). У моделі повністю відображені всі геометричні розміри реального перегінного тунелю, умови його закладення, а також реальні деформаційні характеристики ґрунтів оточуючого масиву, але не враховані параметри еліптичності після укладання, тобто кільце, відображене в моделі, не має монтажних похибок (вертикальна й горизонтальна еліптичності в укладці).

а



б

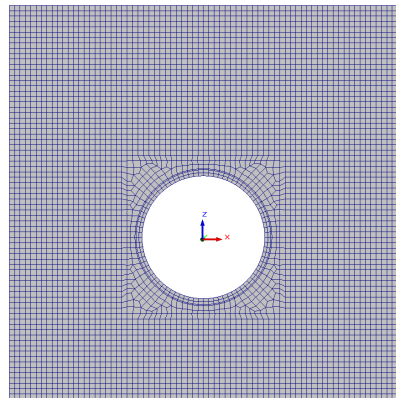


Рис. 3.10. Дискретизація SE-моделей кільця лівого перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська»:

а – № 105; б – № 205

Параметри моделей:

1) кільце № 105: ширина моделі – 17,4 м (до оправи – 5,69 м), висота моделі – 24,6 м (до склепіння – 10,48 м; до лотока – 8,08 м), довжина моделі – 1,2 м (ширина кільця); кількість SE – 28 288, вузлів – 36 430;

2) кільце № 205 : ширина моделі – 17,4 м (до оправи – 5,69 м), висота моделі – 17,64 м (до склепіння – 7,20 м; до лотока – 4,20 м), довжина моделі – 1,2 м (ширина кільця); кількість SE – 19 936, вузлів – 25 845.

Розрахунок моделі виконується тільки на власну вагу, причому кожній частині моделі надані характеристики того матеріалу, з якого вона виконана. Для цього кожному СЕ присвоєні деформаційні характеристики, взяті з лабораторних випробувань (рис. 3.11).

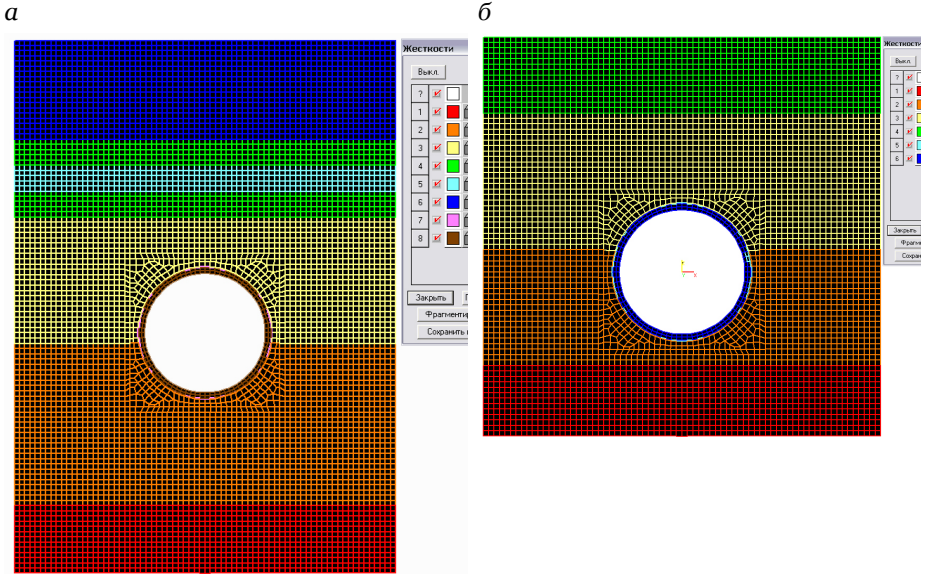


Рис. 3.11. Карти жорсткостей моделей кільце:
а – № 105; б – № 205

Позначення жорсткостей для моделі кільця № 105 (рис. 3.11, а):

- жорсткість 1 (пісок сірий дрібний, ІГЕ 78): модуль пружності $E = 45$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$; густина $\rho = 1,7$ т/м³;
- жорсткість 2 (глина спондилова, ІГЕ 73): модуль пружності $E = 90$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 1,9$ т/м³;
- жорсткість 3 (пісок жовтувато-сірий водонасичений, ІГЕ 30): модуль пружності $E = 30$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 1,7$ т/м³;
- жорсткість 4 (пісок жовтувато-сірий маловологий, ІГЕ 9): модуль пружності $E = 38$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 1,7$ т/м³;

– жорсткість 5 (супісок жовтувато-сірий, ІГЕ 11): модуль пружності $E = 2 \cdot 10^3$ кПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 1,7$ т/м³;

– жорсткість 6 (насипний ґрунт, ІГЕ 1): приблизний модуль пружності $E = 2 \cdot 10^3$ кПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 1,8$ т/м³;

– жорсткість 7 (цементно-ґрунтовий матеріал): модуль пружності $E = 2 \cdot 10^3$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,1$ т/м³;

– жорсткість 8 (залізобетон оправи): зведений модуль пружності $E = 37 \cdot 10^3$ МПа (для перерізу $0,27 \times 1,2$ м з відсотком армування, рівним 3 %, з бетону класу В40), коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,03$, густина $\rho = 2,5$ т/м³.

Позначення жорсткостей для моделі кільця № 205 (рис. 3.11, б):

– жорсткість 1 (глина спондилова, ІГЕ 73): модуль пружності $E = 90$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 1,9$ т/м³;

– жорсткість 2 (пісок жовтувато-сірий водонасичений, ІГЕ 30): модуль пружності $E = 30$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 1,7$ т/м³;

– жорсткість 3 (супісок жовтувато-сірий, ІГЕ 11): модуль пружності $E = 21$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 1,7$ т/м³;

– жорсткість 4 (насипний ґрунт, ІГЕ 1): приблизний модуль пружності $E = 21$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 1,8$ т/м³;

– жорсткість 5 (цементно-ґрунтовий матеріал): модуль пружності $E = 2 \cdot 10^3$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,1$ т/м³;

– жорсткість 6 (залізобетон оправи): зведений модуль пружності $E = 37 \cdot 10^3$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,03$, густина $\rho = 2,5$ т/м³.

Після присвоєння деформаційних характеристик до моделі були застосовані граничні умови, розроблені автором у роботі (Петренко, Селихова, & Тютюкин, 2004), і виконувався розрахунок. На рис. 3.12 наведено ізополя й ізолінії деформованого стану фрагмента СЕ–моделі.

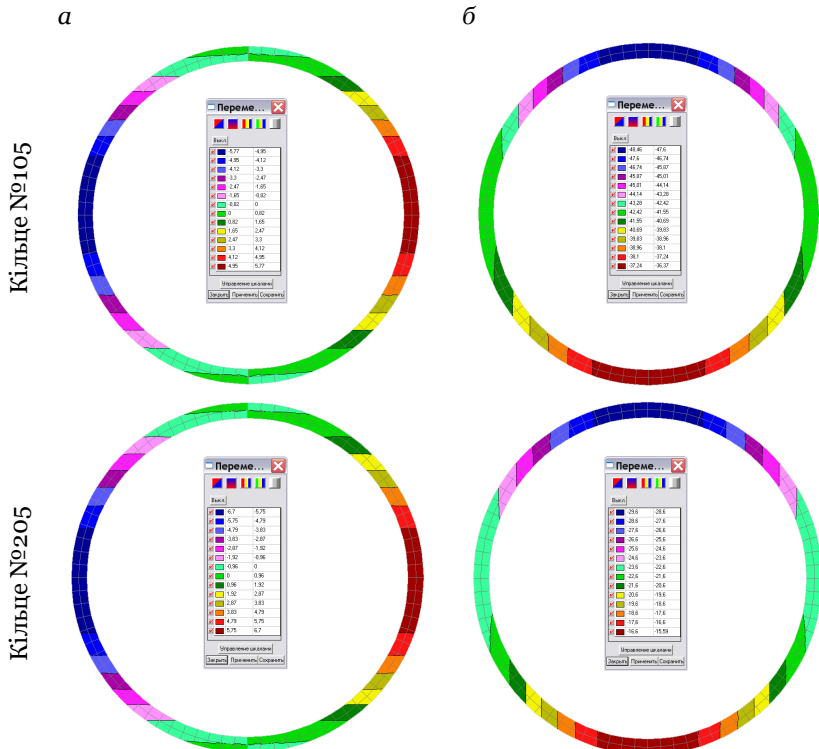


Рис. 3.12. Деформований стан фрагмента СЕ–моделі (оправа перегінного тунелю): а – переміщення по горизонтальній осі; б – переміщення по вертикальній осі

Аналіз результатів математичного моделювання кілець лівого перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська» дає можливість стверджувати, що застосовані при побудові скінченно-елементної моделі цієї тунельної конструкції авторські теоретичні положення дозволяють найбільш точно врахувати взаємодію конструкції з оточуючим масивом і отримати адекватні дійсності детальні параметри деформованого стану. Ця теза підтверджується порівнянням результатів інструментальних досліджень параметрів переміщень кілець лівого перегінного тунелю між станціями «Либідська» – «Деміївська» і відповідних результатів математичного моделювання.

Так, загальні горизонтальні переміщення в результатах математичного моделювання для кільця № 105 склали $5,77 + 5,77 = 11,54$ мм (рис. 3.12, кільце № 105, а), для кільця № 205 – $6,7 + 6,7 = 13,4$ мм (рис. 3.12, кільце № 205, а). Оскільки напрямок осі X (горизонтальна) зліва направо, відповідно знак «мінус» означає переміщення проти осі, знак «плюс» – по осі. На жаль, даних щодо абсолютного переміщення горизонтального діаметра немає, тому результати математичного моделювання можна приблизно порівняти зі значеннями горизонтальної еліптичності, виміряної за комплексом (див. рис. 3.4). Так, для кільця № 105 горизонтальна еліптичність за комплексом становить 30 мм, для кільця № 205 – 55 мм. Але ці дані порівнювати не можна, тому що горизонтальна еліптичність за комплексом є сумою горизонтальної еліптичності в укладці й збільшення, отриманого внаслідок взаємодії з оточуючим масивом, причому це збільшення і є параметром, який слід порівнювати з результатами математичного моделювання. Таким чином, порівняння горизонтальних переміщень може бути лише якісним, і воно свідчить про те, що порядок переміщень один і той самий.

Більш інформативним для підтвердження достовірності авторських положень є порівняння вертикальних переміщень, оскільки в разі інструментальних досліджень вони більш детальні.

Так, відносні вертикальні переміщення для кільця № 105 склали: переміщення склепіння – 48,46 мм, лотока – 36,37 мм (абсолютне переміщення замка з урахуванням переміщення лотока $48,46 - 36,37 = 12,09$); для кільця № 205: переміщення склепіння – 29,6 мм, лотока – 15,59 мм (абсолютне переміщення замка з урахуванням переміщення лотока $29,6 - 15,59 = 14,01$). У разі інструментальних досліджень переміщення за комплексом становлять: для кільця № 105 переміщення склепіння – 32 мм, лотока – 66 мм; для кільця № 205 переміщення склепіння – 7 мм, лотока – 63 мм (див. рис. 3.3). Однак ці параметри являють собою переміщення щодо проєктної позначки, а точніше – відхилення укладки за фактом щодо проєкту. Відповідно слід уточнити ці дані шляхом отримання різниці між відхиленням за фактом і відхиленням за комплексом (див. рис. 3.9). Так, для кільця № 105 різницю між відхиленням за фактом і за комплексом

становить 15 мм; для кільця № 205 – 17 мм. Відносна похибка між результатами інструментальних досліджень і результатів математичного моделювання становить: для кільця № 105 – 20 %, для кільця № 205 – 17,6 %.

Таким чином, отримані дані про порівняння параметрів інструментальних досліджень і результатів математичного моделювання свідчать про високий ступінь достовірності авторських положень, розроблених у цій монографії, і дійсних параметрів реального перегінного тунелю.

3.3. Результати інструментальних вимірювань деформацій кілець оправи ескалаторних тунелів на станціях «Сирець» і «Дорогожичі»²

Для виявлення загальних закономірностей поведінки оправ ескалаторних тунелів у разі їх взаємодії із шаруватим оточуючим масивом проаналізовано результати інструментальних вимірювань деформацій, які виконувалися протягом деякого часу. Отримана інформація аналізувалася з позицій впливу жорсткості оправи ескалаторного тунелю і її взаємодії з шарами ґрунту, які мають різні деформаційні характеристики.

Слід зауважити, що на розвиток деформацій кілець оправи значно впливає технологія виконання робіт зі спорудження тунелю (Гульбе, Косицын, & Долотказин, 1994; Кавказкий, 2004; Чурадзе, 1996). Відомо, що під час заморожування нестійких обводнених ґрунтів у процесі спорудження тунелю й після їх відтавання виникають значні температурні напруження, значення яких можуть у кілька разів перевищувати гірничий тиск. Також на розвиток деформацій оправи значно впливає тиск, який розвивається при первинному нагнітанні піщано-цементного розчину за оправу.

У деяких спостережуваних випадках на деформації ескалаторних тунелів ще позначається вплив тимчасових навантажень, що зумовлено нерівномірністю і швидким перебігом деформацій, але може свідчити

² Підрозділ написано спільно із аспіранткою С. І. Беліковою (Купрік).

про те, що їх розвиток відбувається через зміни гірничого тиску й прояви реологічних явищ у глинистих породах.

Після натурних досліджень отримано картини розвитку деформацій у певні терміни за такими об'єктами:

1. Ескалаторний тунель зі збірною залізобетонною оправою станції «Сирець».

2. Ескалаторний тунель зі збірною залізобетонною оправою станції «Дорогожичі».

3. Ескалаторний тунель зі збірною чавунною оправою станції «Лук'янівська».

4. Ескалаторний тунель зі збірною чавунною оправою станції «Дружба народів».

Для аналізу впливу жорсткості оправи й деформаційних характеристик шарів масиву прийнято такі результати інструментальних вимірювань:

1) еліптичність по вертикальній осі;

2) еліптичність по горизонтальній осі (тільки для станцій «Сирець» і «Дружба народів»);

3) відхилення лотока від проєкту (тільки для станції «Сирець»);

4) відхилення замка від проєкту (тільки для станцій «Сирець», «Дорогожичі» та «Дружба народів»).

Для оправи такого значного масиву інформації зробимо систематизацію даних у вигляді графіків залежностей переміщень оправи за датами вимірювань. Слід наголосити, що аналіз переміщень на станціях «Дорогожичі» та «Лук'янівська» може бути тільки якісним, оскільки не можна провести зіставлення отриманих результатів з інженерно-геологічними даними, які надані лише для станцій «Сирець» і «Дружба народів». Але результатів для цих двох ескалаторних тунелів достатньо, щоб виявити деякі закономірності впливу жорсткості й деформаційних характеристик оточуючого масиву на розвиток переміщень.

Нижче наведено описи розміщення кілець у масиві (табл. 3.3 і 3.4), причому деякі кільця розміщені таким чином, що лотік і замок розміщені в ґрунтах з різними деформаційними характеристиками.

Таблиця 3.3

Станція «Сирець» (залізобетонна оправа)

Номери кілець	Положення замка	Положення лотока
1–15	ІГЕ 20а	ІГЕ 20а
20	ІГЕ 20а	ІГЕ 23
25	ІГЕ 20а	ІГЕ 20а (вклинювання)
30	ІГЕ 20а	ІГЕ 23
35	ІГЕ 20а	ІГЕ 70
40–45	ІГЕ 23	ІГЕ 72
50	ІГЕ 70	ІГЕ 73
60–70	ІГЕ 72	ІГЕ 73
75–95	ІГЕ 73	ІГЕ 73

Таблиця 3.4

Станція «Дружба народів» (чавунна оправа)

Номери кілець	Положення замка	Положення лотока
1–65	ІГЕ 20а	ІГЕ 20а
70–85	ІГЕ 72	ІГЕ 72
90–100	ІГЕ 73	ІГЕ 73

Опис ІГЕ (табл. 3.5):

ІГЕ 20а – пісок дрібний жовтий і сірий, з прошарками супіску та сутлинку, середньої щільності, водонасичений.

ІГЕ 23 – суглинок світло-сірий з прошарками супіску й лінзами піску, тугопластичний.

ІГЕ 70 – супісок темно-зелений з прошарками піску, текучий.

ІГЕ 72 – суглинок сірувато-зелений слюдяний з тонкими прошарками піску, тугопластичний.

ІГЕ 73 – глина блакитно-сіра мергелиста, з тонкими прошарками піску, суха (глина спондилова).

Властивості ґрунтів ПГЕ

Номер ПГЕ	Коефіцієнт пористості e	Питоме зчеплення C , МПа	Кут внутрішнього тертя φ , град	Модуль пружності E , МПа	Густина ρ , т/м ³
20а	0,55	0,004	36	38,0	1,7
23	0,65	0,025	19	17,0	1,8
70	0,55	0,030	23	21,0	1,7
72	0,55	0,034	23	25,0	1,8
73	0,65	0,057	18	90,0	1,8

З аналізу результатів натурних досліджень переміщень кілець оправи ескалаторного тунелю станції «Сирець» випливає, що в перші місяці відбуваються значні переміщення всередину тунелю (до 70 ... 80 мм), які з часом значно зменшуються в кільцях № 1–40 – до 45 ... 60 мм. Цей факт доводить те, що тимчасові навантаження зменшують свою роль, і на процес деформації впливає тільки гірничий тиск. Значення переміщень замка (до 50 мм) в кільцях № 1–40 пов'язані з тим, що гірничий тиск ще недостатньо впливає на конструкцію оправи й стримується її жорсткістю. У кільцях № 45–80 значення переміщення замка збільшуються до величин 80 ... 100 мм, що можна пояснити так. Починаючи із 45 до 75 (80) кільця в замку залягає суглинок, а в лоток – спондилова глина, і ця зміна деформаційних характеристик впливає на деформацію оправи. Аналізуючи спільно переміщення замка й лотока, можна вважати, що до 35 кільця лотік переміщується всередину тунелю, а потім, до 95 кільця – назовні. Це пояснюється тим, що в перших 35 кільцях вертикальний тиск має незначні величини, не має можливість вдавлювати оправу в основу, а після 35 кільця деформативність ґрунту дозволяє розвивати переміщення в основі, оскільки до 35 кільця залягає пісок, після 35 кільця – суглинок або глина.

Можна вважати, що переміщення замка величиною 80 ... 100 мм не є абсолютними, оскільки лотік також переміщається. Тому абсолютним переміщенням кілець, починаючи з № 35 до № 95, є різниця між

переміщеннями замка й лотока, яка становить 50 ... 60 мм, як і в кільцях №№ 31–35.

Значення абсолютних переміщень кілець оправи (50 ... 60 мм) зі збереженням габарита свідчить про те, що в ґрунтах типу пісків, суглинків і глин жорсткості залізобетонної оправи досить для протистояння гірничому тиску. Підвищені деформації оправи із залізобетону, на відміну від чавунної, відіграють позитивну роль у загальній картині деформованого стану, оскільки виникають більші деформації лотока, які нівелюють значення переміщень замка, зберігаючи габарит.

Аналіз графіків переміщень за вимірами (рис. 3.13 і 3.14) також доводить той факт, що до кільця № 30 переміщення лотока позитивні, тобто лоток деформується всередину кільця, а з кільця № 35 до № 95 – назовні. Це пояснюється тим, що в піску (ІГЕ 20а) більші деформаційні характеристики ($E = 38$ МПа), ніж у суглинка або глини (ІГЕ 70, 72 і 73) з модулем пружності $E = 21 \dots 25$ МПа. Розвиток деформацій протягом трьох місяців по ескалаторному тунелю станції «Сирець» показує, що вони є постійними.

Цей факт також доводять апроксимації графіків (рис. 3.13 і 3.14), зокрема незначна зміна аргументів полінома четвертого порядку (відхилення лотока від проекту) і шостого порядку (відхилення замка від проекту). Це є свідченням того, що залізобетонна оправа похилого ескалаторного тунелю станції «Сирець» працює в нормальному режимі експлуатації.

Аналіз переміщень ескалаторного тунелю станції «Дружба народів» зі збірною чавунною оправою також підтверджує вищевикладені висновки. Переміщення склепіння у разі його відхилення від проекту становить 30 ... 50 мм, що свідчить про значну жорсткість чавунної оправи. Аналіз переміщень замка в кільцях № 1–65, які залягають у пісках (ІГЕ 20а), свідчить про те, що вони спрямовані всередину оправи, а в кільцях № 65–100 вони відбуваються назовні. Причому в кільцях № 65–100 у перший місяць вимірювань переміщення ще позитивні, а потім значно змінюються, причому змінюється і їх знак. Це свідчить про те, що бічний тиск у кільцях № 65–100 значно збільшується.

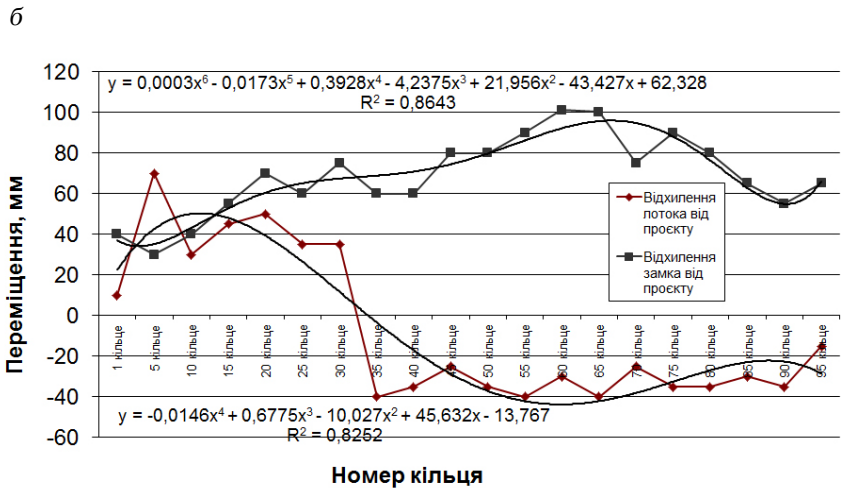
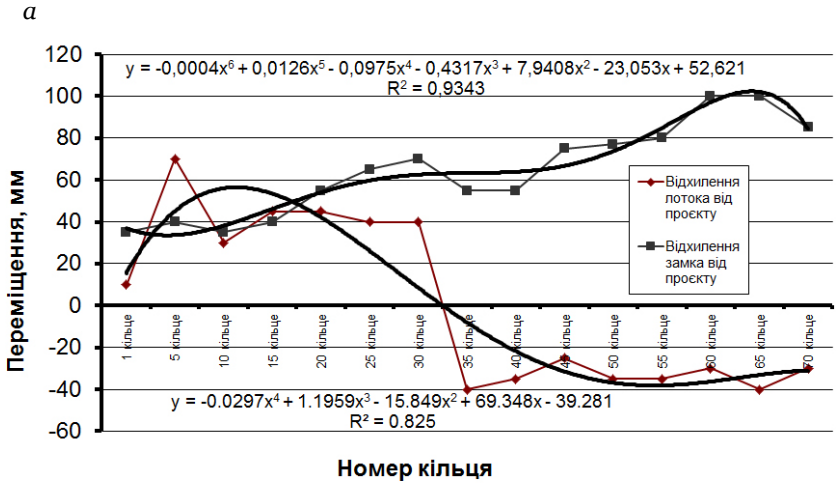


Рис. 3.13. Графіки переміщень оправи ескалаторного тунелю станції «Сирець»: а – 2004 р.; б – 2006 р.

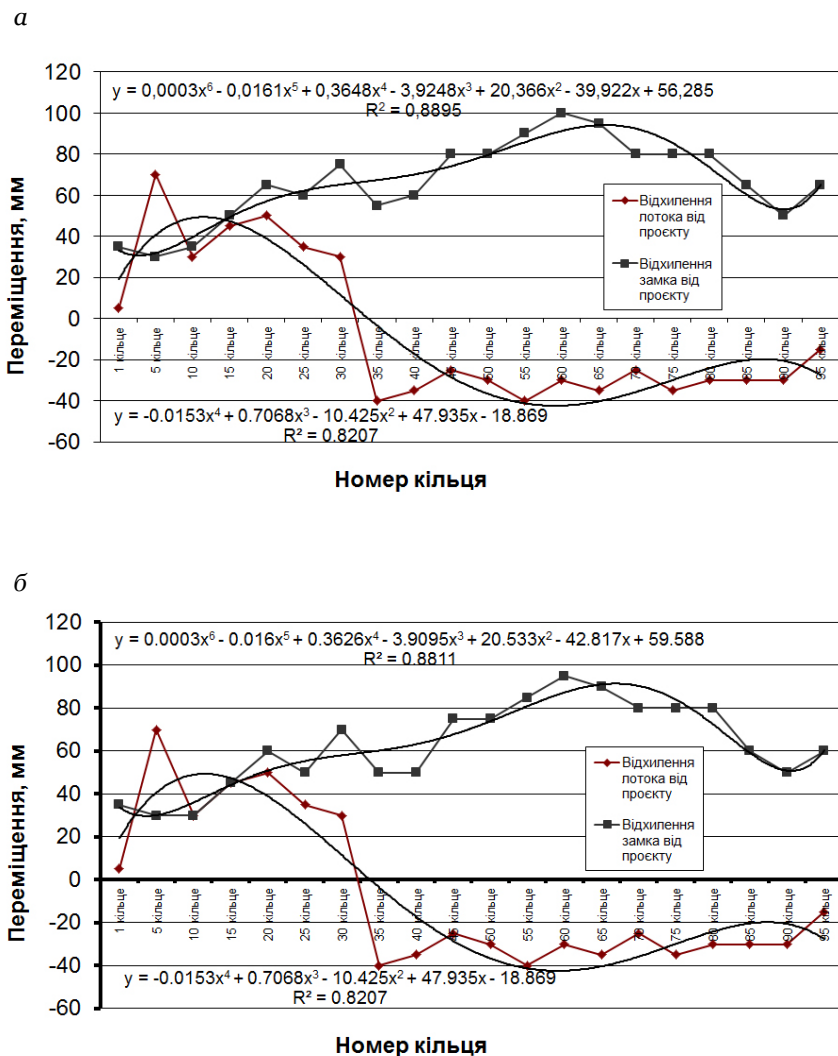
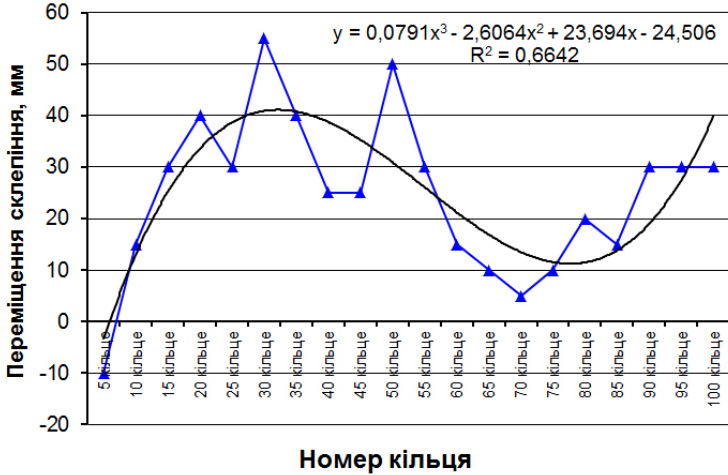


Рис. 3.14. Графіки переміщень оправи ескалаторного тунелю станції «Сирець»: а – 2008 р.; б – 2010 р.

Апроксимація кривої відхилення склепіння від проекту також свідчить про постійний характер деформацій, причиною яких є нормально виконаний цикл «заморожування – відтавання» і первинне нагнітання з витримкою технології його проведення (рис. 3.15 – 3.17).

Якісний аналіз переміщень ескалаторних тунелів станцій «Лук'янівська» та «Дорогожичі» також свідчить про їхню нормальну роботу. На жаль, відсутність інженерно-геологічних умов не дає можливості зіставлення переміщень і деформаційних характеристик шарів.

а



б

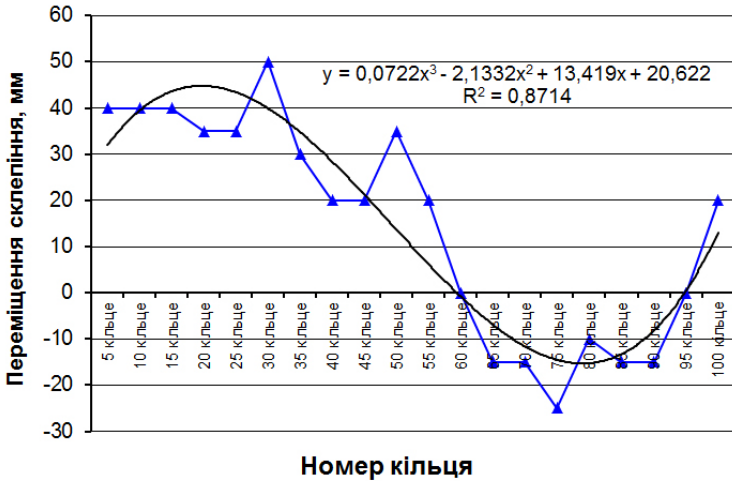
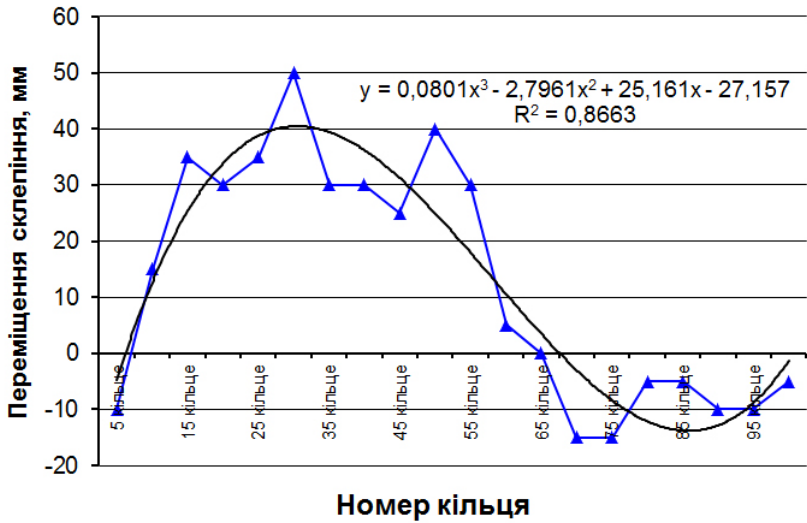


Рис. 3.15. Апроксимація кривої відхилення склепіння від проєктної величини по довжині тунелю станції «Дружба народів»: а – 2004 р.; б – 2006 р.

а



б

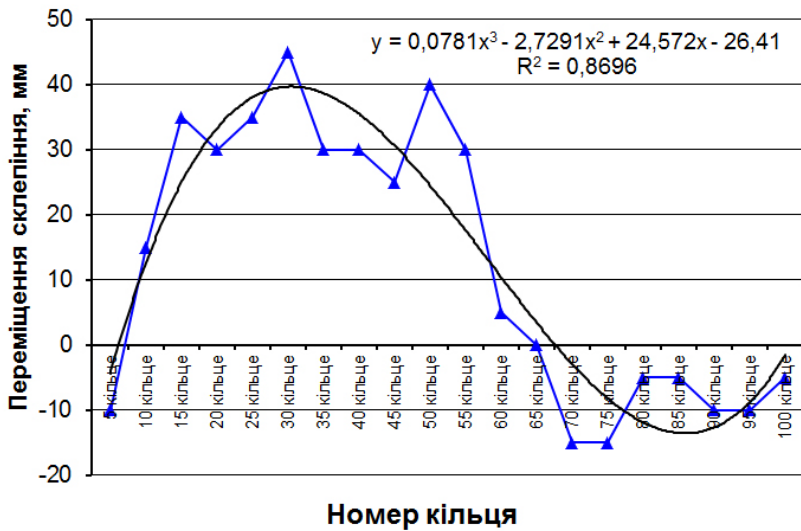
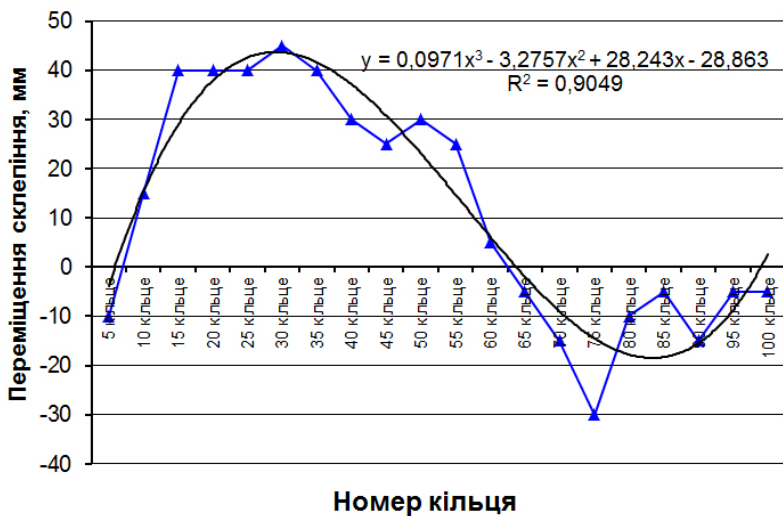


Рис. 3.16. Апроксимація кривої відхилення склепіння від проектної величини по довжині тунелю станції «Дружба народів»: а – 2008 р.; б – 2010 р.

а



б

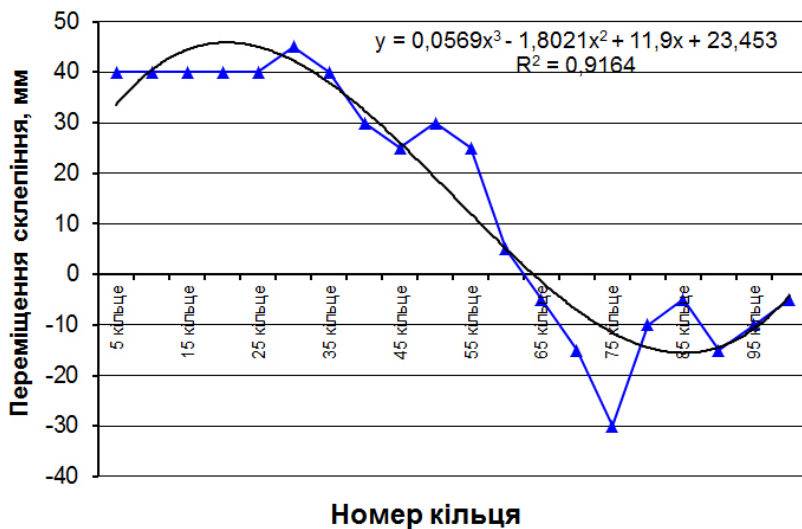


Рис. 3.17. Апроксимація кривої відхилення склепіння від проектної величини по довжині тунелю станції «Дружба народів»: а – 2012 р.; б – 2014 р.

3.4. Порівняльний аналіз результатів натурних досліджень і математичного моделювання ескалаторного тунелю

Метою цього порівняльного аналізу також є підтвердження достовірності теоретичних побудов розрахунку НДС тунельних конструкцій і розробленої автором практичної методики, доказом якої є близький збіг результатів натурних досліджень і математичного моделювання (Петренко, Гузченко, & Тютюкін, 2006; Петренко, В. Д., Тютюкін, & Петренко, В. І., 2006).

Модель похилого тунелю виконувалася шляхом копіювання прототипу (рис. 3.18). Кількість скінченних елементів – 45315, кількість вузлів – 49536, загальний розмір моделі: по довжині – 108 м, по ширині – 18,25 м, по глибині закладки – 63 м. Збіжність моделі нормальна, без флуктуацій. Ізолінії напружень і переміщень мають гладкий характер, що також підтверджує їхню достатню збіжність.

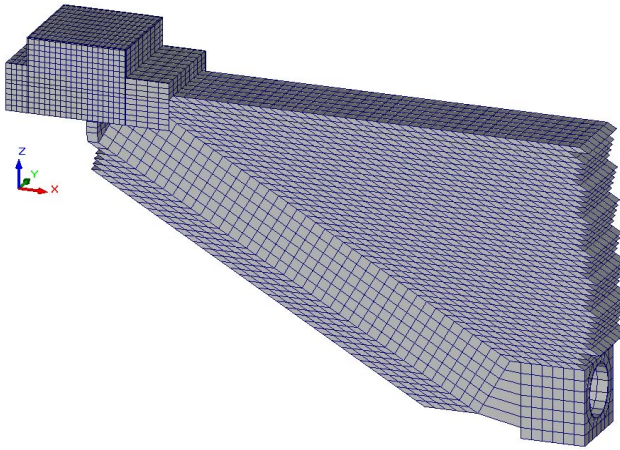


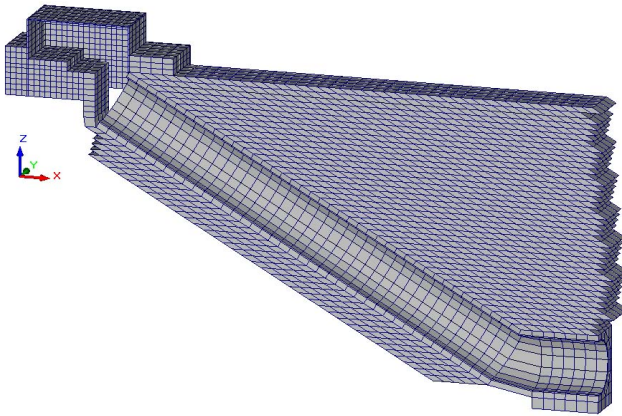
Рис. 3.18. Загальна схема моделі ескалаторного комплексу

У прийнятій моделі застосовуються об'ємні елементи неправильної форми (Карпиловский, Криксунов, Перельмутер, и др., 2000; Перельмутер, & Сливкер, 2002), (крім елементів, які моделюють ґрунтовий масив навколо ескалаторного тунелю – октаедри на основі паралелограма) типу 36 (октаедрична призма з криволінійними ребрами) і елемент 34 (тетраедр з криволінійними ребрами).

Після створення просторової моделі її СЕ надавалися деформаційні характеристики (модуль пружності-деформації, коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунту і бетону вони задавалися окремо. Потім на модель накладалися граничні умови: по нижній межі моделі – заборона по осях X ; Y ; Z ; по бокам моделі (уздовж сторін, які паралельні осі тунелю) – заборона по осях X і Y ; по торцях моделі (боки, які перпендикулярні осі X) – заборона по осі Y .

Крім ескалаторного тунелю, для більшої адекватності моделі реальній споруді, вперше в практиці математичного моделювання МСЕ змодельований наземний вестибюль і підземна камера (рис. 3.19).

а



б

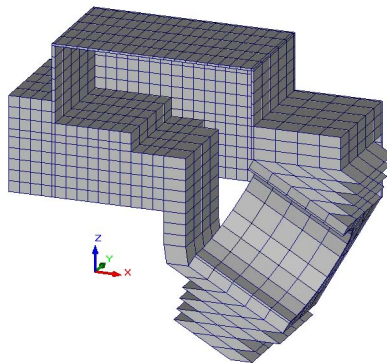


Рис. 3.19. Переріз моделі по осі ескалаторного тунелю (а) і схема вестибюля (б)

Це дозволило більш точно відобразити в моделі умови прилягання ескалаторного похилого тунелю до підземних конструкцій і не вимагало вводити додаткові гіпотези щодо взаємодії конструкції тунелю. Такі розрахунки з моделюванням не тільки конструкції похилого тунелю, але й прилеглих тунельних конструкцій, є оригінальними, оскільки ті самі розрахунки, виконані іншими авторами (Гульбе, Косицын, & Долотказин, 1994; Кавказкий, 2004; Чурадзе, 1996), містили лише відтворення конструкції похилого тунелю, що негативно впливало на достовірність отриманих результатів.

Досить оригінально проведене сполучення ескалаторного тунелю й підземної натяжна камери – на основі криволінійних скінченних елементів (рис. 3.20).

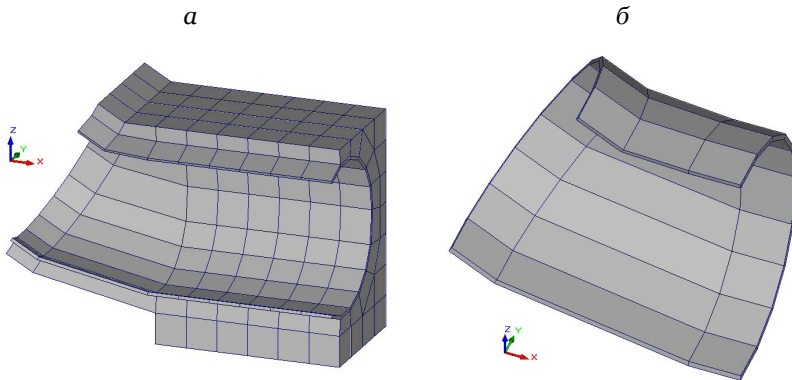


Рис. 3.20. Схема камери (а) і схема сполучення ескалаторного тунелю і натяжна камери (б)

Для того щоб не вводити в модель додаткові гіпотези щодо розподілу навантажень на всі її частини, змодельований оточуючий їх ґрунт, якому надані реальні деформаційні характеристики, а також густина. Розрахунок моделі виконується тільки на власну вагу, причому кожній частині моделі надані характеристики того матеріалу, з якого вона виконана. Густина і деформаційні характеристики ґрунту взяті з даних лабораторних випробувань. Це дозволило також не вводити гіпотези щодо розподілу жорсткостей і їх взаємодії між собою, адже в моделі ґрунтового масиву враховується шаруватість масиву.

Для розрахунку ескалаторного тунелю із залізобетонною оправою прийнятий реальний об'єкт – ескалаторний тунель станції «Сирець». Вихідні дані СЕ-моделі наведені вище, і вона застосовується в усіх розрахунках, які проводилися для дослідження цих об'єктів.

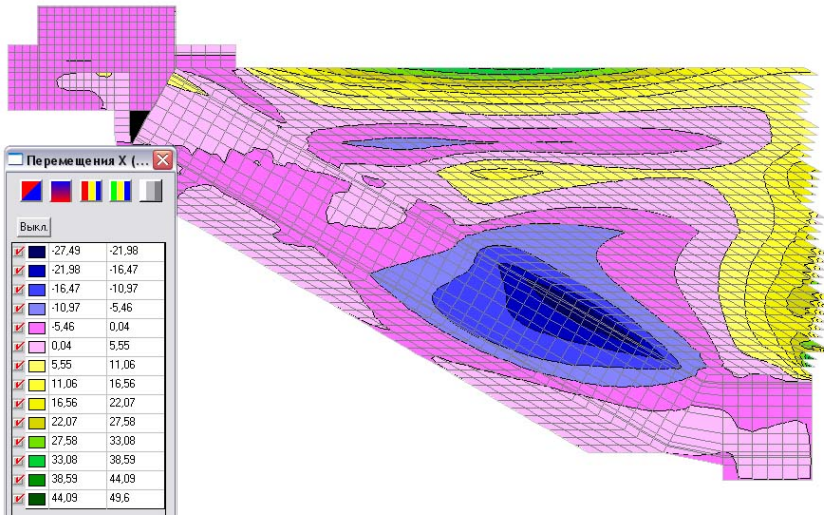
Змінним параметром моделі є деформаційні характеристики шарів оточуючого масиву, а деформаційні характеристики залізобетону й чавуну залишаються незмінними. Вони розраховуються за формулами, наведеними в роботі (Устинов, Круглов, & Кудашов, 1975) і складають: модуль пружності $E = 38,5 \cdot 10^3$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,02$, густина $\rho = 2,5$ т/м³. Ці деформаційні характеристики відповідають залізобетонним блокам з поперечним перерізом $0,5 \times 0,75$ м на основі бетону класу В30 і арматури АІІ з коефіцієнтом армування 3 ... 5 %. Слід зауважити, що коефіцієнт Пуассона μ для залізобетону занижений на відміну від бетону, що відповідає дійсності, оскільки значення поперечних деформацій у залізобетоні значно менше.

Карта деформаційних характеристик моделі повністю відповідає деформаційним характеристикам шарів, а геометричні координати залягання шарів по висоті відповідають інженерно-геологічному розрізу. Деформаційні характеристики ґрунту в оточуючому масиві взяті з опису ІГЕ (див. табл. 3.5), які відповідають реальним інженерно-геологічними умовами закладення ескалаторного тунелю станції «Сирець».

Жорсткість 1 (бетон сполучення натяжної камери): модуль пружності $E = 30 \cdot 10^3$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$; густина $\rho = 2,4$ т/м³; жорсткість 2 (дрібний пісок, ІГЕ 20а): модуль пружності $E = 38$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$; густина $\rho = 1,7$ т/м³; жорсткість 3 (суглинок, ІГЕ 23): модуль пружності $E = 17$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,25$; густина $\rho = 1,8$ т/м³; жорсткість 4 (суглинок, ІГЕ 71 і 72): модуль пружності $E = 25$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$; густина $\rho = 1,8$ т/м³; жорсткість 5 (глина, ІГЕ 73): модуль пружності $E = 90$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$; густина $\rho = 1,9$ т/м³; жорсткість 6 (залізобетон оправи та наземного вестибюля): модуль пружності $E = 38,5 \cdot 10^3$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,02$; густина $\rho = 2,5$ т/м³.

На рис. 3.21 і 3.22 наведені результати розрахунку ескалаторного комплексу станції «Сирець».

а



б

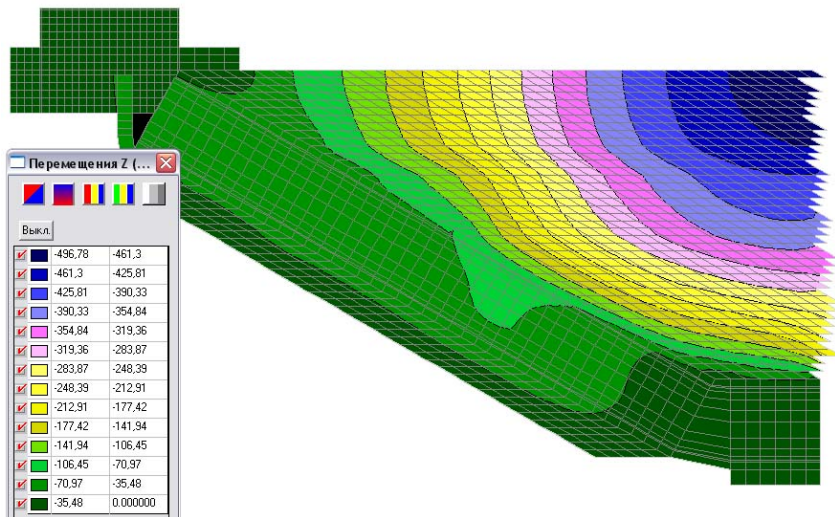


Рис. 3.21. Ізолінії та ізополя параметрів деформованого стану ескалаторного комплексу станції «Сирець» із залізобетонною оправою:
а – переміщення по осі X; б – переміщення по осі Z

Оправа ескалаторного тунелю

Сполучення з натяжною камерою

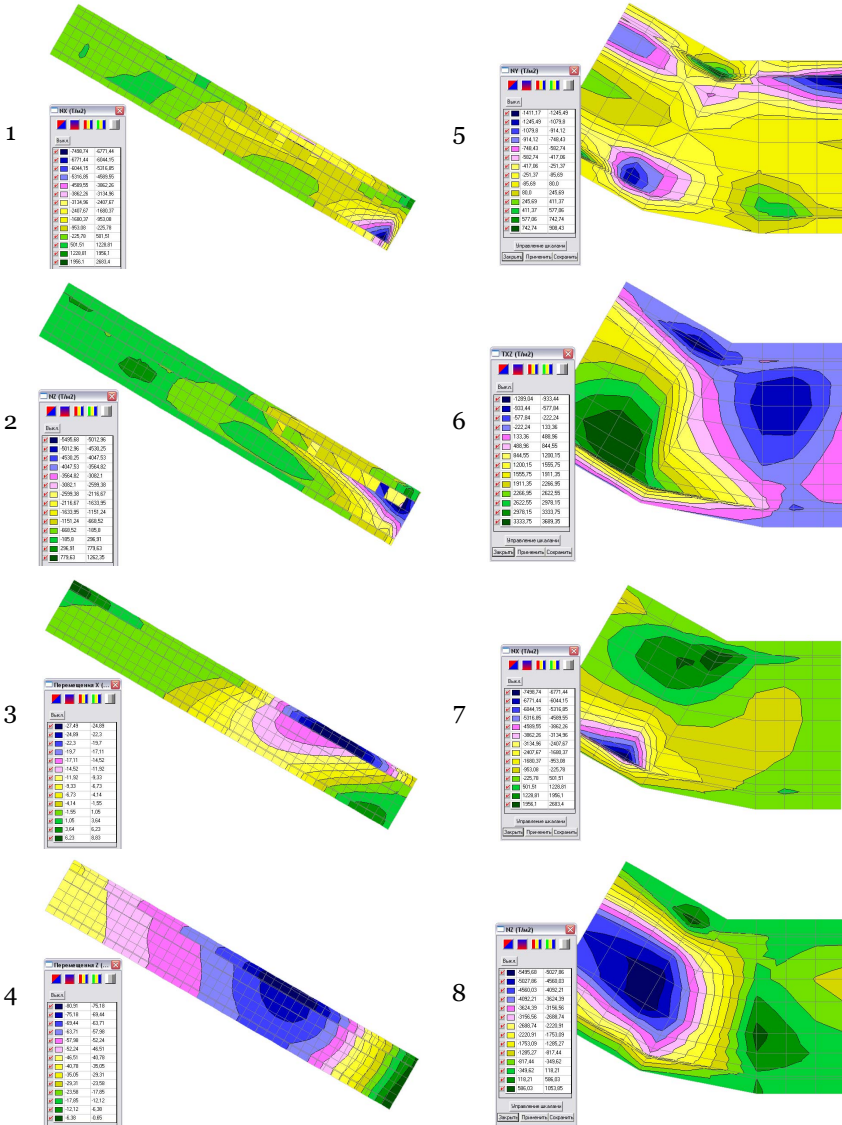


Рис. 3.22. Ізолінії та ізополя параметрів НДС станції «Сирець» із залізобетонною оправою: 1 – переміщення по осі X; 2 – переміщення по осі Z; 3, 5 – нормальні напруження по осі X; 4, 6 – нормальні напруження по осі Z; 7 – нормальні напруження по осі Y; 8 – дотичні напруження в площині XZ

Аналіз напружень і переміщень ескалаторного комплексу, оправи тунелю й сполучення тунелю з натяжною камерою дає можливість зробити висновок щодо поведінки в шаруватому масиві й впливу жорсткості оправи на розвиток НДС. Основним положенням є те, що найбільші переміщення й напруження проявляються в другій половині тунелю. Найважча ситуація щодо напружень спостерігається в сполученні ескалаторного тунелю з натяжною камерою.

Аналіз переміщень по осі X (див. рис. 3.21, а) свідчить про те, що їх значення розташовані в нормативних межах. Але розвиток цих переміщень відбувається аж до поверхні, на якій утворюється значна мульда осідання зі значними горизонтальними переміщеннями (до 45 мм). Мульда осідання значно розвивається над ескалаторним тунелем, затухаючи біля наземного вестибюля, осадки якого становлять майже 35 мм і є нормальними. Причому однорідність поля переміщень по осі Z (див. рис. 3.21, б) в наземному вестибюлі свідчить про його нормальну експлуатацію.

Переміщення по осі X зі значеннями 27 ... 30 мм змінюють свій знак у другій половині ескалаторного тунелю від кільця № 50 до № 95, тобто переміщення оправи відбуваються всередину кільця. Явна неоднорідність переміщень по осі X зумовлена шаруватістю масиву, що спостерігається і в переміщеннях по осі Z , ізолінії яких згинаються на межі переходу шарів.

Порівняння результатів розрахунку ескалаторного тунелю МСЕ та інструментальних вимірювань свідчить про таке. У кільцях від № 1 до № 25 і в розрахунку МСЕ, і при інструментальних вимірах ці переміщення становлять від 40 до 60 мм, у кільцях з № 25 до № 60 – від 60 до 80 мм, у кільцях з № 60 до № 80 – до 80 мм, з № 80 до № 95 – від 80 до 40 мм. Відносна похибка між результатами інструментальних вимірювань і розрахунку МСЕ (див. рис. 3.12 і 3.13) в межах 11 ... 15 %, що свідчить про адекватність розробленої СЕ-моделі реальній споруді. Дещо не збігаються значення переміщень по осі Z в останніх п'яти кільцях при розрахунку МСЕ, але це можна пояснити тим, що застосування складних елементів під час моделювання сполучення й невизначеність його

деформаційних характеристик внесли деякі помилки в розрахунок, але їх можна вважати незначними.

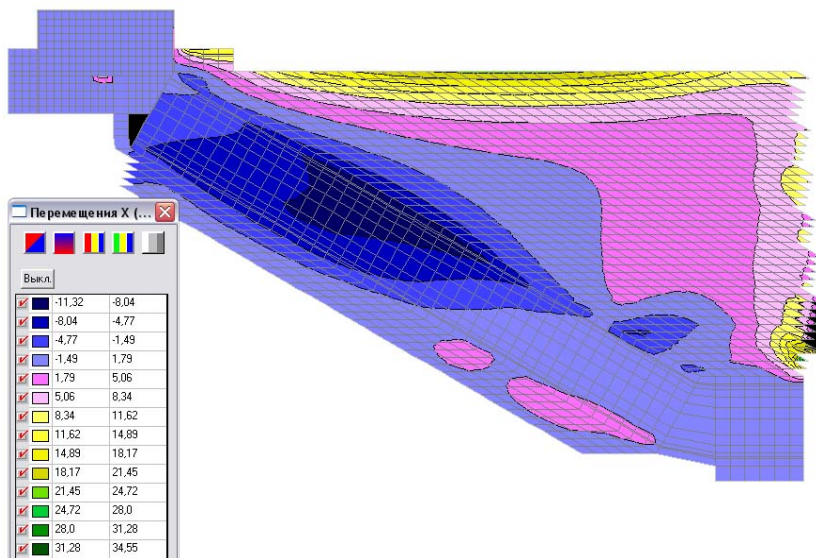
Найбільші напруження проаналізовано в області сполучення ескалаторного тунелю з натяжною камерою (див. рис. 3.22). Екстремальні значення нормальних напружень становлять: $N_z - 0,55$ МПа, $N_x - 0,75$ МПа, $N_y - 0,14$ МПа, що свідчить про те, що вони не є критичними для залізобетону оправи. Характер дотичних напружень T_{xz} свідчить про їх неоднорідний розподіл і наявність на одному відрізку конструкції від кілець № 90 до кінця натяжної камери зони як розтягування, так і стиснення. Цей факт також доводить те, що особливу увагу під час будівництва ескалаторних тунелів слід приділяти сполученню оправи похилого тунелю в місці наземного вестибюля й натяжної камери. Значення дотичних напружень T_{xz} (від 0,33 до $-0,13$ МПа) також свідчать про те, що вони не є критичними для залізобетону.

Для розрахунку ескалаторного тунелю з чавунною оправою прийнятий реальний об'єкт – ескалаторний тунель станції «Дружба народів». SE-модель, застосована раніше для розрахунку ескалаторного тунелю станції «Сирець», змінюється відповідно до інженерно-геологічних умов закладення станції «Дружба народів», а також змінюється жорсткість оправи: модуль пружності сірого чавуну $E = 10 \cdot 10^4$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,1$; густина $\rho = 7,2$ т/м³.

Деформаційні характеристики ґрунту оточуючого масиву взяті з опису ІГЕ (табл. 3.5) і відповідають реальним інженерно-геологічними умовами закладення ескалаторного тунелю станції «Дружба народів». Карта жорсткості відповідає деформаційним характеристикам шарів, а координати залягання шарів – інженерно-геологічному розрізу. Крім зміненої жорсткості оправи інші жорсткості залишилися незмінними. На рис. 3.23 і 3.24 наведено результати розрахунку ескалаторного комплексу станції «Дружба народів».

Також виконано розрахунок станції «Дружба народів» із залізобетонною оправою (рис. 3.25 і 3.26), результати якого більш повно відбивають вплив жорсткості оправи при взаємодії з оточуючим масивом.

а



б

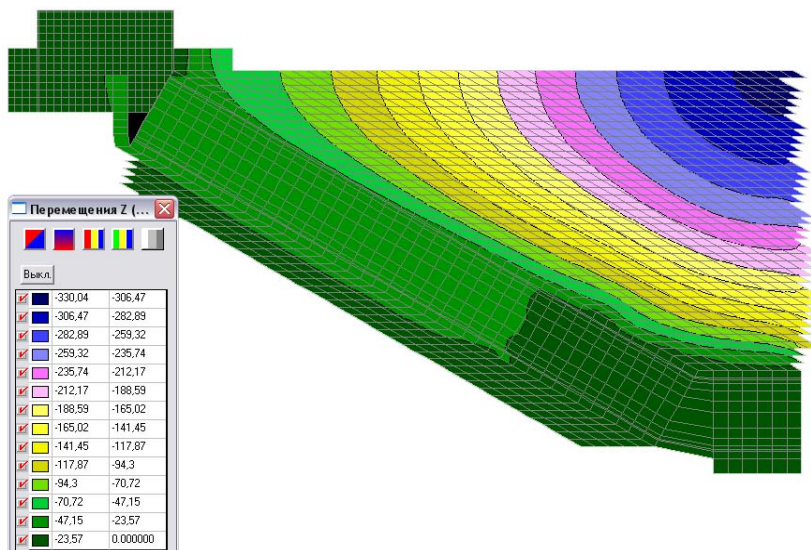


Рис. 3.23. Ізолінії іта ізополя параметрів деформованого стану ескалаторного комплексу станції «Дружба народів» з чавунною оправою:
а – переміщення по осі X ; б – переміщення по осі Z

Оправа ескалаторного тунелю

Сполучення з натяжною камерою

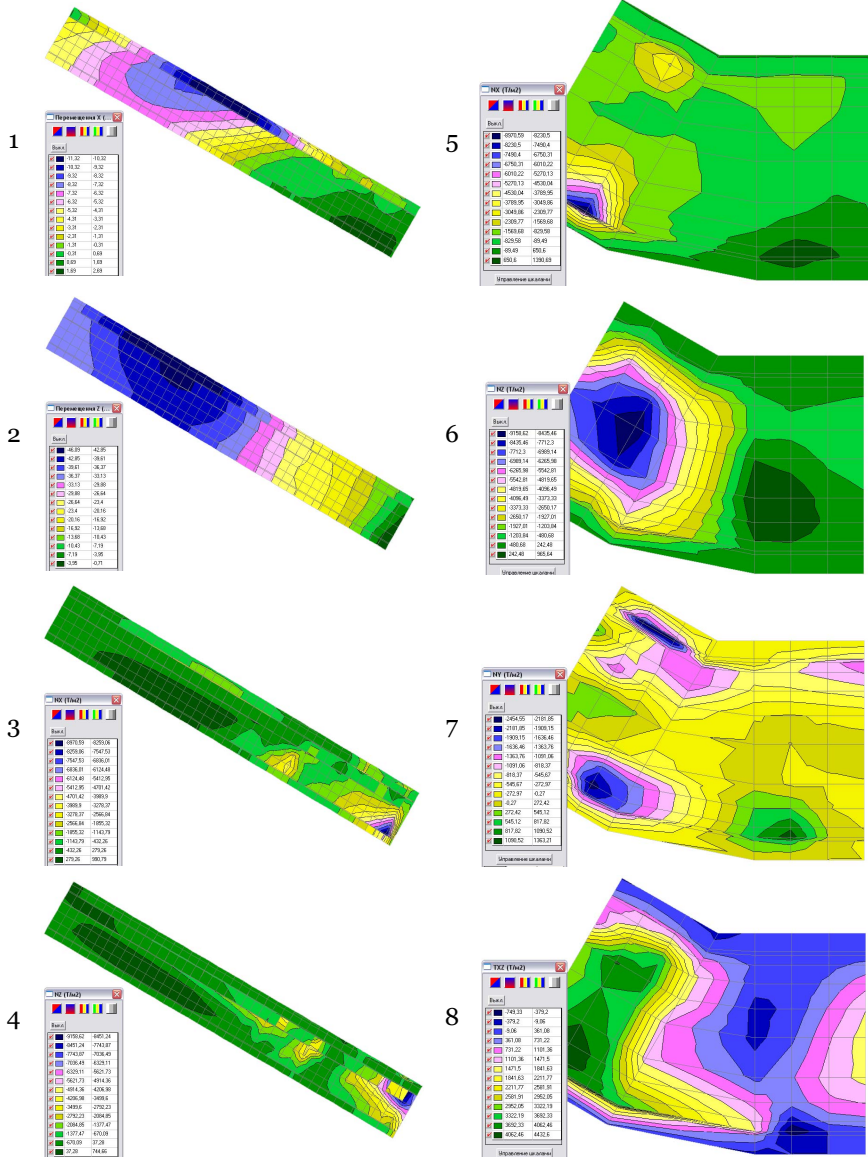
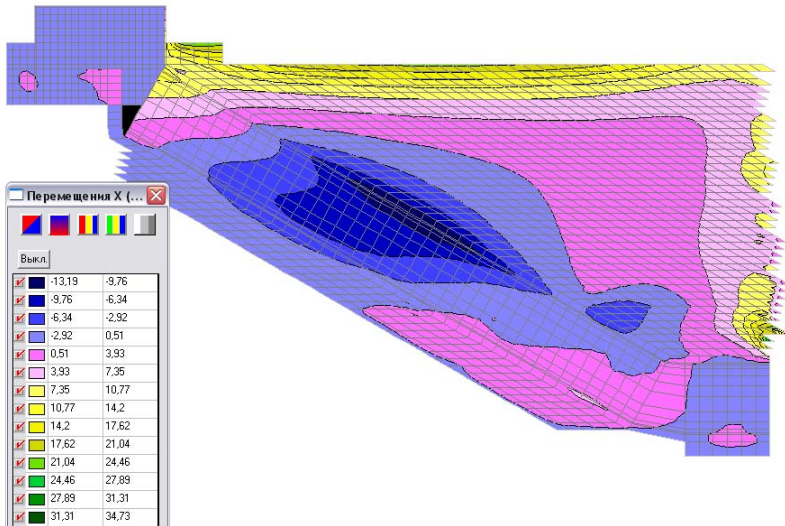


Рис. 3.24. Ізолінії іта ізополя параметрів НДС станції «Дружба народів» з чавунною оправою: 1 – переміщення по осі X; 2 – переміщення по осі Z; 3, 5 – нормальні напруження по осі X; 4, 6 – нормальні напруження по осі Z; 7 – нормальні напруження по осі Y; 8 – дотичні напруження в площині XZ

а



б

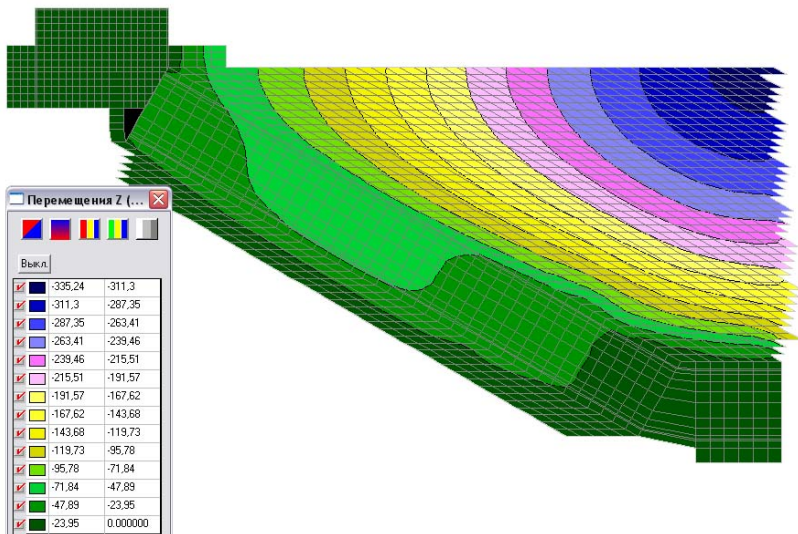


Рис. 3.25. Ізолінії та ізополя параметрів деформованого стану ескалаторного комплексу станції «Дружба народів» із залізобетонною оправою:
а – переміщення по осі X; б – переміщення по осі Z

Оправа ескалаторного тунелю

Сполучення з натяжною камерою

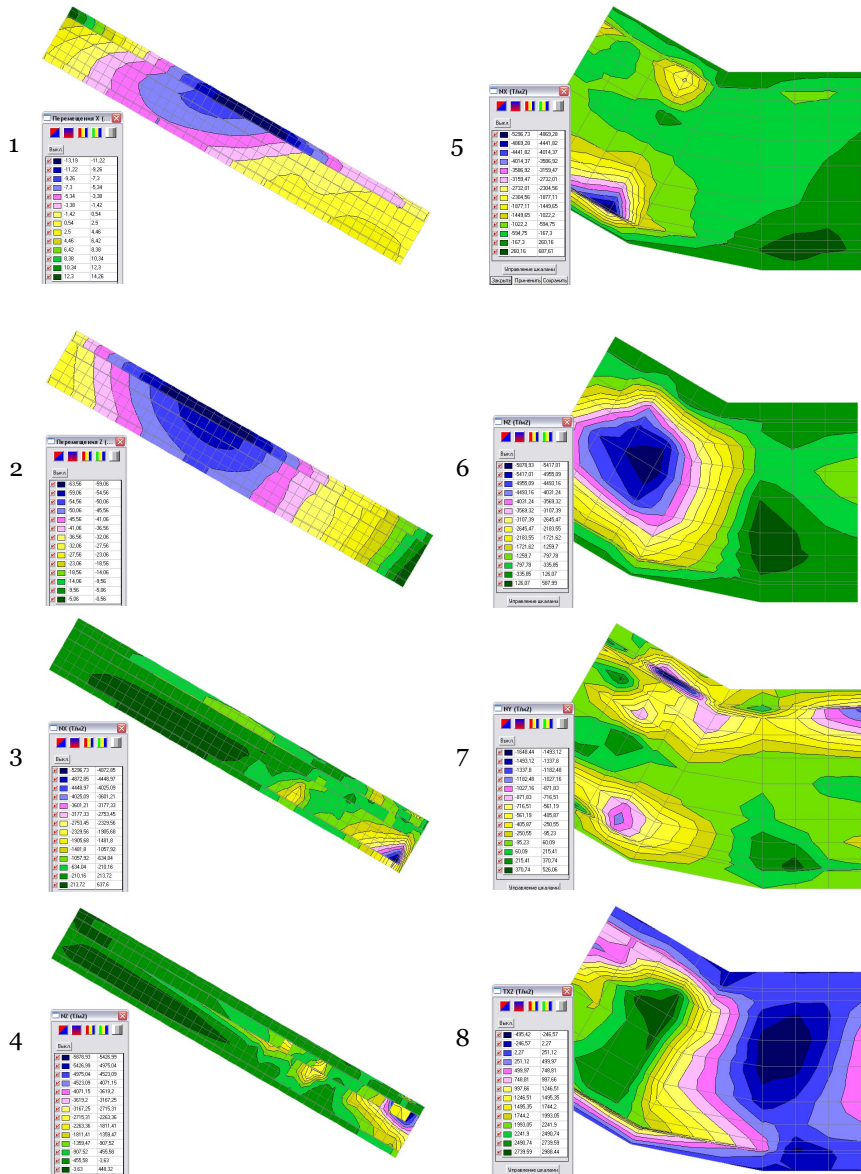


Рис. 3.26. Ізолінії та ізополя параметрів НДС станції «Дружба народів» із залізобетонною оправою: 1 – переміщення по осі X; 2 – переміщення по осі Z; 3, 5 – нормальні напруження по осі X; 4, 6 – нормальні напруження по осі Z; 7 – нормальні напруження по осі Y; 8 – дотичні напруження в площині XZ

З аналізу переміщень тунелю випливає, що в разі застосування чавунної оправи, на відміну від залізобетонної, абсолютні деформації кількісно менші, а напруження більші. Це пояснюється взаємозв'язком напружень і деформацій у рівнянні Гука для пружного середовища або реологічному рівнянні в'язко-пружно-пластичного середовища (Безухов, 1961; Качанов, 1960; Качанов, 1969; Малинин, 1968). Так, якщо деформації зменшуються через більшу жорсткість чавуну, то з тієї ж причини значно збільшуються напруження. Значення переміщень по осі Z для чавунної оправи в 2 ... 3 рази менші, ніж для залізобетонної (26 ... 46 мм – у чавунної, 40 ... 80 мм – у залізобетонної). Переміщення по осі X на поверхні моделі змінюється залежно від жорсткості незначно (8,34 мм у чавунної оправи, 7,34 мм – у залізобетонної). Під час аналізу переміщень по осі Z також видно, як вигинаються ізополя на контакті двох шарів.

Слід зауважити, що розподіл більших переміщень при чавунній оправі і менш деформативному верхньому шарі відбувається у верхніх кільцях оправи (до кільця № 50). Їх порівняння з результатами інструментальних вимірювань свідчить про таке: переміщення по осі Z оправи ескалаторного тунелю при розрахунку МСЕ і при інструментальних вимірах збігаються до 90 ... 95 % (у кільцях № 10–20 – 20 ... 35 мм при інструментальних вимірах і 30 ... 39 мм у розрахунку МСЕ; у кільцях № 25–30 – 35 ... 45 при інструментальних вимірах і 39 ... 46 мм у розрахунку МСЕ), тобто відносна похибка між результатами математичного моделювання й натурних випробувань становить 10,2 ... 33 %. Слід наголосити, що в перших і останніх 10 кільцях значення не збігаються, що так само, як і в разі розрахунку ескалаторного тунелю станції «Сирець», впливом прилягання оправи тунелю до вестибюлю й натяжної камери.

Порівняння напружень також проведено в сполученні тунелю з натяжною камерою, оскільки найбільші перенапруження спостерігаються саме тут. Значення напружень по осі Z у чавунної оправи (0,9 МПа) більші в 1,7 ... 2,0 рази на відміну від залізобетонних (0,58 МПа), але їх значення в обох випадках дозволяє зробити висновок, що вони не критичні для обох типів оправи. Характер напруженого стану в разі оправ різного типу майже ідентичний якісно, але змінюється кількісно. Це доводить, що застосування залізобетонних оправ, на відміну від чавунних, є доцільним і раціональним при нормальному дотриманні технології спорудження похилого ходу й технологічно правильно виконаній гідроізоляції.

Розділ 4

ОСНОВИ КОМПЛЕКСНОГО АНАЛІЗУ ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Дослідження тунельних конструкцій при складному комплексі навантажень

Проблемою дослідження поведінки тунельних конструкцій, зокрема станцій метрополітену глибокого закладення, є створення математичних моделей, які були б найбільш адекватні реальній споруді. Тому останні тенденції моделювання складних систем відбивають прагнення до найбільш повного й детального відображення сутнісних параметрів елементів системи, взаємозв'язків між ними, процесів, які описують поведінку системи в цілому, що виражається в ускладненні розрахункових схем і моделей, розробці нових принципів ведення розрахунків міцності, надійності та довговічності тунельних конструкцій. Розв'язання цієї проблеми, яка складається з безлічі окремих питань і завдань, дасть можливість отримати найбільш повну інформацію про поведінку конструкції та її НДС.

Також усе більшої актуальності набувають дослідження НДС тунельних конструкцій при складному комплексі навантажень, який містить особливе сполучення (ДБН В.2.3-7-2010, 2011). Зумовлено це тим, що розрахунків НДС на постійне й тимчасове поєднання недостатньо, оскільки вплив особливого сполучення все частіше спостерігається в роботі тунельних конструкцій, зокрема споруд метрополітену глибокого й мілкового закладення – станцій і перегінних тунелів. Однак найчастіше цей набір навантажень і сполучень характеризується складними неоднозначними впливами, облік яких найменше розроблений як у теоретичному, так і в практичному плані, тому розвиток цього аспекту комплексного аналізу є актуальним, а його розробка дозволяє розв'язати низку завдань, які відрізняються науковою новизною й дають можливість вирішити проблему дослідження НДС тунельних конструкцій.

Особливістю статичної роботи тунельних конструкцій є те, що їх НДС формується у взаємодії з оточуючим масивом. Але, у свою чергу,

динамічна складова НДС такого роду конструкцій також велика, оскільки тунельні конструкції сприймають, крім постійної дії оточуючого масиву, спектр динамічних навантажень. Цей спектр містить: 1) вплив рухомого автотранспортного навантаження на денній поверхні (станції та перегінні тунелі мілкового закладення); 2) рухоме поїзне навантаження (тунелі на залізницях) або метропроїзд (тунельні конструкції метрополітену); 3) особливі динамічні навантаження (випадки імпульсного впливу в разі вибуху або удару).

Слід зауважити, що складність поведінки тунельних конструкцій і оточуючого масиву при динамічних навантаженнях істотно вища, ніж при статичних, тому що підхід до вирішення динамічних задач відрізняється від статичного підходу урахуванням інерційної складової формування НДС. Проблема розв'язання динамічних задач у разі тунельних конструкцій ускладнюється тим, що слід враховувати приєднані маси ґрунту, беручи до уваги при цьому не тільки інерційну складову, але й взаємодію з елементами конструкції.

Існуючі аналітичні положення поділяють область динамічних розрахунків на динаміку споруд і динаміку ґрунтів. Але більш інформативним є спільний розгляд системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» як єдино правильний підхід до дослідження реальної споруди. Але застосування цього підходу не набуло поширення через складність одночасного аналізу обох частин системи, яка в разі динамічної дії істотно підвищується. Розв'язання динамічних задач у цьому випадку стає можливим лише із застосуванням чисельних методів, зокрема МСЕ.

Деякі задачі та шляхи їх розв'язання в області статичних або слабо динамічних дій уже були отримані й систематизовані деякими авторами, однак загальна систематизація та шляхи розв'язання динамічних задач у разі підземних споруд викладені не були (Бакиров, & Лой, 2002; Дашевский, 1974; Иванов, 1978; Кудрявцев, 1999). До особливих впливів, що входять в особливе сполучення, найчастіше відносять сейсмічну дію (Фотиева, 1980) і спеціальні динамічні навантаження (Иванов, 1978; Ильичев, & Поляков, 1983). Слід наголосити, що на сьогодні практичні розрахунки на сейсмічну дію розроблені достатньою мірою (Beredugo, 1976; Фотиева, 1980), але мають перевірочний характер (ДБН В.2.3-7-

2010, 2011), розрахунки на спеціальні динамічні навантаження нечисленні (Sterling, 1993; Гордеев, Лантух-Лященко, Микитаренко, и др., 2005), а їх застосування для розрахунків тунельних конструкцій одиничне (Дашевский, 1974; Иванов, 1978; Ильичев, & Поляков, 1983).

Область динамічних дій для станцій метрополітену можна класифікувати таким чином:

1. Динамічний вплив метропроїзда, який є періодичною дією як на оправу станції, так і на основу. Наслідками цього динамічного впливу є віброкомпресія (стиснення основи під лотоковою частиною станційної конструкції), віброповзучість (явище збільшення переміщень у зволоженому оточуючому масиві під лотком тунельної конструкції при дії періодичного або імпульсного навантаження (Иванов, 1978; Ильичев, & Поляков, 1983)) і посилення корозії бетону.

Динамічний вплив метропроїзда, відповідно, проявляється в усіх видах станцій, незалежно від глибини закладення. Однак найбільш негативна дія динамічного впливу спостерігається в разі водонасичених глинистих (віброповзучість) і піщаних ґрунтів (віброкомпресія) (Дашевский, 1974; Иванов, 1978; Кудрявцев, 1999).

2. Динамічний вплив наземного транспорту, який найактивніше діє на станційні конструкції мілкого закладення, найчастіше проявляється на станціях односклепінчастого й колонного типів мілкого закладення (глибина закладення не більше ніж 20 метрів) (Фролов, & Крук, 1994).

3. Ударний динамічний вплив у разі падіння будь-яких мас у межах тунельної конструкції (наприклад, падіння літальних апаратів) (Гордеев, Лантух-Лященко, Микитаренко, и др., 2005).

4. Імпульсний динамічний вплив (вибуховий або іншого характеру). Цей вид впливу мало вивчений у розрахунках станційних конструкцій, проте є актуальним для рішень при розрахунках на особливі впливи.

5. Сейсмічний динамічний вплив. Розрахунки на вплив землетрусів виділилися в окрему галузь аналізу тунельних конструкцій, вони є найбільш розробленими й систематизованими (Петренко, Букань, & Тютюкин, 2003; Фотиева, 1980).

6. Динамічний вплив тектонічних процесів земної кори.

Аналізуючи кожен вид динамічного впливу, слід також оцінювати його з позиції відображення в нормативних документах, оскільки

урахування більшості динамічних дій у них тільки декларується, без пропонування будь-яких методик з урахування цих факторів. Слід зауважити, що ДБН В.2.3-7-2010 (2011) так само декларується вимога розрахунків тунельних конструкцій з урахуванням пружно-пластичного деформування ґрунтів оточуючого масиву, а також повзучості, проте жодні практичні методики не розглядаються і не наводяться.

Класифіковані вище динамічні дії, що впливають на тунельні конструкції, в існуючих нормах відображені неоднорідно. Так, сейсмічні впливи найбільш вивчені, результати їх досліджень для різних промислово-цивільних, транспортних і підземних споруд систематизовані й широко відбивають поведінку тунельних конструкцій у разі землетрусів. Водночас ударний та імпульсний впливи практично не досліджені (у літературі наведені результати нечисленних досліджень (Пановко, & Губанова, 1987; Попов, Г. И., 1986; Попов, Н. Н., Расторгуев, & Забегаев, 1992)) і, відповідно, не відображені в ДБН В.2.3-7-2010 (2011). Найважливіший динамічний вплив у вигляді метропроїзда також недостатньо вивчений, хоча проблема зміни властивостей ґрунтів основи в разі віброповзучості й віброкомпресії вивчена, але з деяким відривом від конкретних динамічних впливів (Дашевский, 1974; Иванов, 1978; Кудрявцев, 1999).

Тунельні конструкції взаємодіють з ґрунтовим масивом безпосередньо, і динамічним впливом для них є рухоме навантаження від поїзда. Оцінюючи цей вплив за критеріями інтенсивності й частотною характеристикою, можна віднести їх до слабких, тобто таких, що не сильно змінюють структуру ґрунту.

Певну складність під час дослідження впливу поїзного навантаження на основу становить вибір підходу при моделюванні цього навантаження, зокрема розгляд його в динамічному або квазістатичному вигляді. Причому основною складністю є недостатнє знання про динамічний вплив поїзного навантаження. Важливо також зазначити, що проблема приєднаних мас ґрунту недостатньо вивчена й часто опускається в динамічних розрахунках, причому моделі основи є безінерційними. Тому в цій роботі розроблені теоретичні основи комплексного аналізу системи «тунельна конструкція – оточуючий масив», який містить і динамічний розрахунок.

4.2. Концепція комплексного аналізу тунельних конструкцій

Розвиток розрахункових методів, які впроваджуються в теорію і практику проектування й розрахунку тунельних конструкцій, дозволяє здійснювати розробку нових методик дослідження, які дають найбільш повну та репрезентативну інформацію про поведінку частин системи «тунельна конструкція – оточуючий масив». Широке використання розрахункових комплексів, які базуються на чисельних методах, дало можливість створення геометрично складних моделей, які можна контролювати візуально, змінюючи геометричні й деформаційні параметри, умови закріплення й навантаження, а також створення складних моделей з простих прототипів методами копіювання, дублювання й складання. У той же час, крім видимих переваг застосовуваних комплексів, існують і проблеми, які виражаються в тому, що в них використовуються застарілі моделі, розроблені для розрахунку конструкцій аналітичними методами. Таким чином, у нових підходах до дослідження тунельних конструкцій (Барбакадзе, & Мураками, 1989; Басовская, & Басовский, 1975; Бульчев, 2000; Гайко, 2006; Гузченко, & Шабодяш, 1989; Демешко, Косицын, Сергеев, и др., 2000; Фролов, 1994; Чурадзе, Т. К., Тархнишвили, Чурадзе, К. Т., & Грдзелишвили, 2004) застосовуються застарілі принципи створення моделей. Наприклад, у розрахунках станцій і перегінних тунелів метрополітену реалізуються стрижневі плоскі схеми, в основу яких покладені методи сил або переміщень (Еременко, 1991; Ержанов, & Каримбаев, 1975; Ухов, 1973; Фадеев, 1989). Безперечно, при такому значному спрощенні конструкції будь-які кількісні результати, адекватні реальним параметрам НДС, не можна отримати. У разі використання таких моделей (методи Метродіпротрансу, Давидова та Зурабова–Бугаєвої) у розрахунках часто спрощується вид взаємодії конструкції з оточуючим масивом. Це виражається в застосуванні моделі Фусса–Вінклера, у заміні взаємодії стрижневими елементами з еквівалентною жорсткістю або епюрою пружної взаємодії (відпору), форма і розташування якої встановлюється емпірично (пропозиції Бодрова, Матері, Бугаєвої, Давидова, Орлова та

багатьох інших). Таким чином, у разі створення математичної моделі тунельної конструкції на основі аналітичних методів, у неї вносяться спрощення, які віддаляють модель від реальної конструкції. Це обґрунтовується тим, що застосування таких методів базується на деякому математичному апараті, що вимагає певних дій для можливості виконання рішення.

Чисельні методи, зокрема метод скінченних елементів (МСЕ), базуючись на принципах варіаційного обчислення, які реалізовані на базі комп'ютерних програм, не потребують уведення в модель додаткових спрощень, необхідних для реалізації розв'язку.

Деякі автори, порівнюючи чисельні й аналітичні методи, вказують, що останні дають можливість отримання рішень у замкнутому вигляді, у той час як першими реалізуються розв'язання конкретних завдань, які надалі не можуть бути поширені на подібні завдання зі зміненими параметрами (Булычев, 2000; Фотиева, 1980). Однак отримання замкнутого рішення аналітичним методом вимагає для його реалізації введення в модель і умов розрахунку безлічі спрощень, що менш цінне для практичних розрахунків тунельних конструкцій, ніж отримання конкретного рішення МСЕ для певного об'єкта, у ході якого може бути враховано більшість особливостей конструкції, інженерно-геологічних умов і взаємодії в системі «тунельна конструкція – оточуючий масив».

Тут же слід зауважити, що крім розглянутої проблеми застосування застарілих принципів моделювання, існує й інша проблема, яка пов'язана із застосуванням чисельних методів, зокрема МСЕ. Проблема полягає в тому, що моделювання з використанням будь-якого комплексу часто переростає в бездумне оперування з найпростішими прототипами, тобто в створенні моделей не використовуються принципи фундаментальних наук. Таким чином, створення моделей перетворюється на формальний процес, результатом якого є отримання параметрів НДС конструкції, що знайшла своє відображення в моделі без належного ступеня відповідності дійсності.

Відповідно аналізована проблема дозволяє визначити три аспекти, вирішення яких забезпечує отримання найбільш детальної і адекватної реальній тунельній конструкції картини поведінки моделі, тобто досліджувати дійсну конструкцію віртуально. Ці три аспекти такі:

1) відображення реальної взаємодії між елементами загальної системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» і їх властивостей в скінченно–елементній моделі; 2) детальний аналіз отриманих результатів; 3) урахування можливих станів системи і їх моделювання. Таким чином, урахування цих аспектів проблеми є ядром концепції комплексного аналізу тунельних конструкцій.

Розв'язання двох аспектів уже наведено автором вище. Оскільки ґрунтовий масив є в загальному випадку пружно-пластично-в'язким середовищем, змінює свої властивості зі зміною навантаження і з часом, тож проблема дослідження міцності тунельних конструкцій актуальна, тому що мала розробленість підходу до неї, відсутність систематизації методів дослідження НДС вимагає розробки розв'язання цієї задачі, що наведено в розд. 2.

Дослідження міцності та стійкості будівельних конструкцій концептуально побудовано на знаходженні, подальшому аналізі їх НДС і порівнянні його параметрів з умовами міцності та стійкості, що було зроблено автором у розд. 2 з використанням енергетичного підходу.

4.3. Комплексний аналіз конструкції колонної станції метрополітену

У монографії виконано комплексний аналіз конструкції колонної станції метрополітену, причому пропонується конструкція є типовою для умов будівництва станцій метрополітену мілкого закладення в м. Києві.

У комплексний аналіз цього об'єкта входять:

1. Статичний і модальний аналіз.
2. Аналіз колонної станції мілкого закладення на рухоме навантаження (відповідно до ДБН В.2.3-7-2010 (2011)).
3. Дослідження НДС станційної конструкції в разі ударного навантаження.
4. Динамічний аналіз конструкції станції в разі імпульсного впливу.

Цей спектр досліджень дозволяє отримати найбільш детальні результати про поведінку станційної конструкції в різних розрахункових ситуаціях. Причому деякі види аналізу, що входять у комплексний, наприклад модальний, на ударне навантаження й імпульсний вплив, виконуються вперше.

4.3.1. Статичний і модальний аналіз колонної станції метрополітену мілкового закладення

Для виконання статичного й модального аналізу колонної станції метрополітену мілкового закладення як частини комплексного аналізу використовується SE-модель, яка наведена на рис. 3.8 (розд. 3), зі збереженням усіх параметрів для отримання найбільш детальних результатів з урахуванням взаємодії станційної конструкції з оточуючим ґрунтом (Тютюкин, 2013; Тютюкін, & Руденко, 2013). У статичному аналізі конструкції станції колонного типу завантаженням була власна вага моделі, яка автоматично розраховується комплексом відповідно до густини матеріалу. Результати статичного аналізу наведені на рис. 4.1.

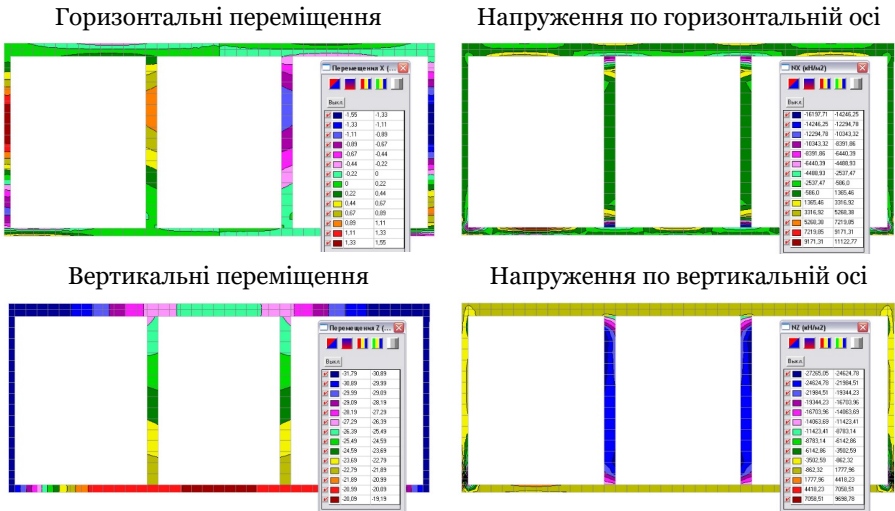


Рис. 4.1. Результати статичного аналізу станції колонного типу

Результати статичного аналізу конструкції колонної станції адекватно відповідають реальним параметрам НДС: максимальні горизонтальні переміщення дорівнюють 1,33 ... 1,55 мм, абсолютні вертикальні переміщення – 31,79 мм, переміщення замкової частини – 5,9 ... 6,0 мм, максимальні горизонтальні напруження – 11,1 ... 16,2 МПа, максимальні вертикальні напруження – 9,7 ... 27,3 МПа (у колонах).

Перевірка системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» за енергетичним критерієм у цьому дослідженні не наводиться, оскільки її результати більш детально викладені нижче в дослідженні конструкції колонної станції мілкового закладення на ударні навантаження.

Досліджено поведінку станційної конструкції при зміні глибини закладення й визначено залежності напружень і переміщень з метою встановлення критичної глибини для залізобетону оправи. Щоб зменшити кількість впливових факторів, зафіксуємо крок колон і питому вагу ґрунту оточуючого масиву. Основним параметром, який буде варіюватися, є глибина закладення (0, 5, 10 і 15 метрів над шелигою склепіння). Не подаючи результатів усіх розрахунків, оскільки якісно вони не відрізняються від результатів на рис. 4.1 і змінюються лише кількісно, слід навести лише графіки залежності вертикальних переміщень (рис. 4.2), а також еквівалентних напружень (рис. 4.3) в колоні станційної конструкції як найбільш навантаженому її елементі, причому досліджено також вплив бокового ґрунту на вертикальні переміщення й напруження.

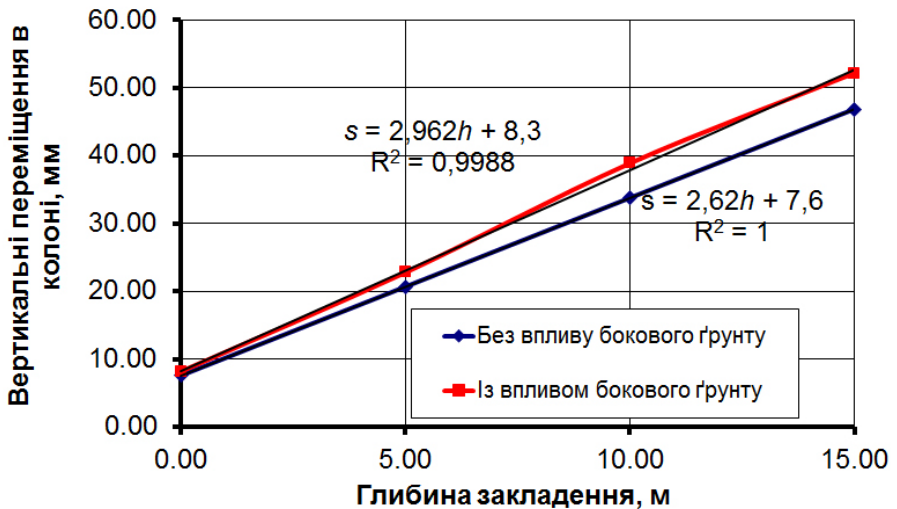


Рис. 4.2. Графіки залежності переміщень від глибини закладення

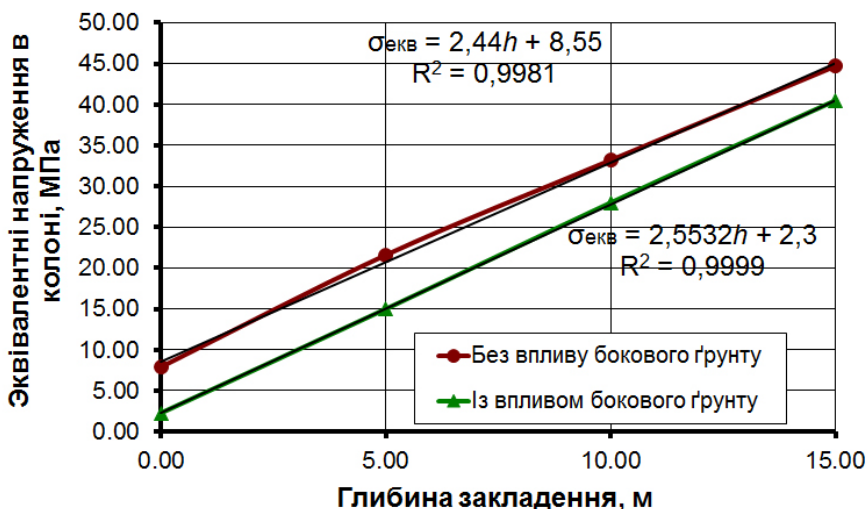


Рис. 4.3. Графіки залежності еквівалентних напружень від глибини закладення

Таким чином, для ґрунту засипки з питомою вагою 20 кН/м³ функція залежності еквівалентних напружень у колоні має такий вигляд: $\sigma_{\text{екв}} = 2,55h - 2,3$, і критична глибина закладення $h_{\text{кр}}$, при якій еквівалентні напруження в колоні будуть відповідати межі міцності бетону на стиск 17 МПа (бетон класу В30), становить 6,0 метрів. Таким чином, при глибині закладення 10 метрів у колоні виникають значні перенапруження й прогнозується посилене утворення тріщин і, щоб ситуація не стала аварійною, матеріал колони слід змінити на сталь. Апроксимація графіків, яка наведена на рис. 4.3, свідчить про високий ступінь автоматичного підбору функцій, що доводить майже функціональний характер цих залежностей.

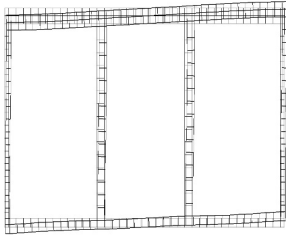
Дослідження дії рухомого навантаження статичного характеру (навантаження НК-80) на загальну НДС станційної конструкції свідчить про те, що її вплив на зміну переміщень і напружень мінімальний (у межах 5%). Таким чином, розрахунок на рухоме навантаження в статичній постановці, який ДБН В.2.3-7-2010 (2011) регламентує як обов'язковий, може вважатися перевірочним.

Переходячи від статичного аналізу, для пошуку частот і форм власних коливань конструкції колонної станції з приєднаною масою оточуючого масиву маси статичного завантаження (власна вага) перетворюються в інерційні характеристики системи.

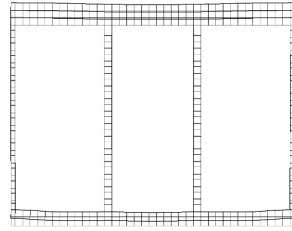
Результатами модального аналізу є форми й частоти власних коливань (рис. 4.4, наведено фрагмент станційної конструкції в колонній частині). Слід зауважити, що надалі будуть наводитися перші три-чотири власні форми з відповідними частотами як ті характеристики коливань, які виникають при резонансі. Як видно з аналізу рис. 4.4, діапазон частот власних коливань для перших семи форм 1,98 ... 5,11 Гц, що відповідає низькочастотним коливанням. Така ситуація цілком нормальна для важкої й жорсткої станційної конструкції, яка взаємодіє з приєднаними масами оточуючого ґрунту. Можливим процесом, який може стати причиною резонансних явищ у станційній конструкції, є землетрус, коливання якого перебувають у межах від 1 до 30 Гц.

Аналіз форм власних коливань свідчить про те, що форми від четвертої до сьомої є згинальними, причому конструкція станції працює як одне ціле; форми 2 і 3 (дві найбільш важливі форми власних коливань після основного тону – форми 1) є такими, що переміщують конструкцію паралельно початковому стану статичної рівноваги: 2-га форма – уздовж вертикальної осі, 3-тя форма – уздовж горизонтальної осі; 1-ша форма (основний тон власних коливань) – є крутильною, тобто конструкція на цій частоті обертається навколо свого центру, згинаючись.

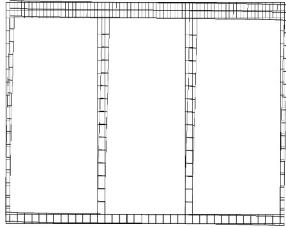
Цікавим фактом є те, що форми 1 і 5 є косиметричними, тобто при застосуванні SE-моделі у вигляді половини станційної конструкції вони б випали з модального аналізу, і основним тоном конструкції була б частота 2,05 Гц, що категорично неправильно. Форма 5 також характеризує конструкцію, яка при частоті 4,0 Гц згиналася б нерівномірно – ліва колона йшла б уздовж вертикальної осі вгору, права – вниз.



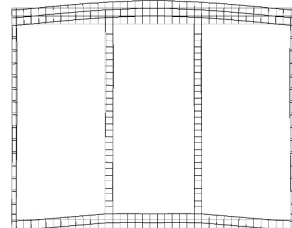
1-ша форма, частота 1,98 Гц



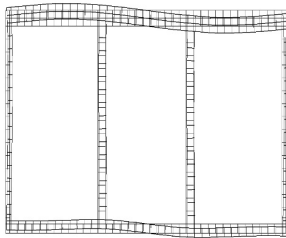
2-га форма, частота 2,05 Гц



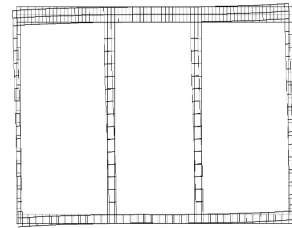
3-тя форма, частота 2,55 Гц



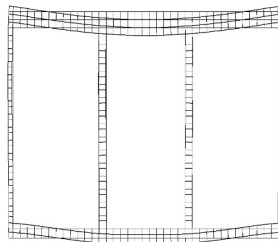
4-та форма, частота 3,00 Гц



5-та форма, частота 4,00 Гц



6-та форма, частота 4,27 Гц



7-ма форма, частота 4,42 Гц

Рис. 4.4. Форми власних коливань конструкції станції (показана деформована і недеформована схеми станційної конструкції)

Важливим завданням при динамічному аналізі є визначення закономірностей впливу приєднаних мас оточуючого масиву, які значно зменшують частоту власних коливань станційної конструкції (Петренко, В. Д., Тютюкін, & Петренко, В. І., 2011). Для цього дослідження розроблені ще п'ять моделей, у яких поступово по 2 метри забирається шар ґрунту над склепінням (рис. 4.5).

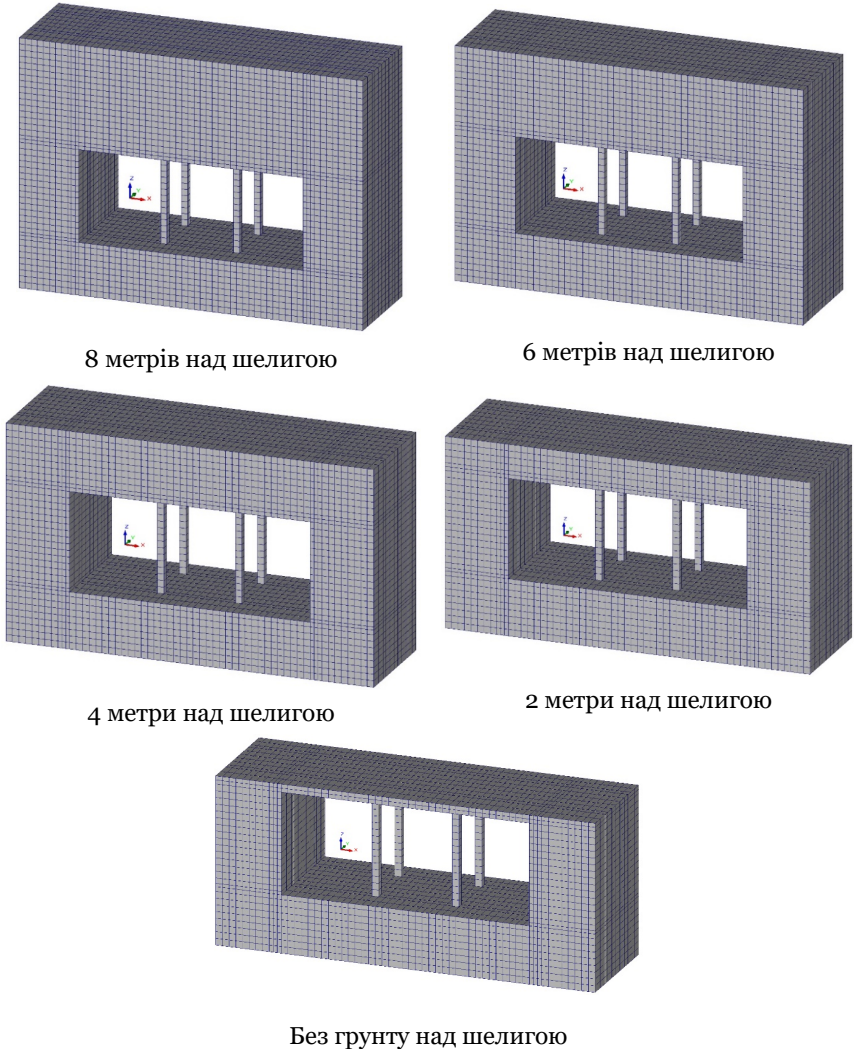
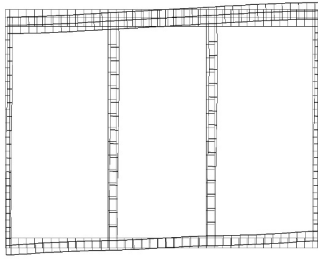
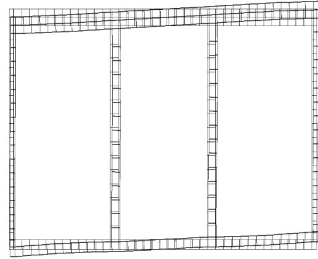


Рис. 4.5. SE-моделі станційної конструкції зі зміною приєднаних мас над шелигою склепіння

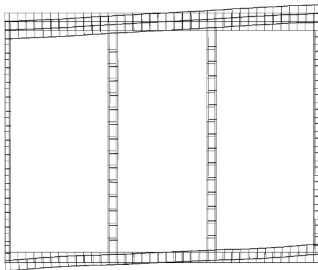
На рис. 4.6 наведено форми власних коливань за основним тоном для всіх моделей.



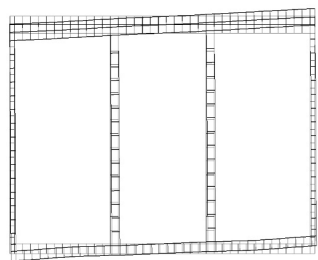
10 метрів над шелигою, частота
1,98 Гц



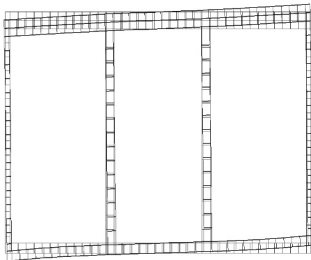
8 метрів над шелигою, частота
2,17 Гц



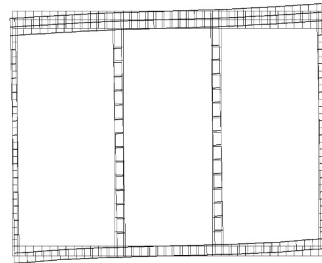
6 метрів над шелигою, частота
2,39 Гц



4 метри над шелигою, частота
2,66 Гц



2 метри над шелигою, частота
2,96 Гц



Без ґрунту над шелигою,
частота 3,32 Гц

Рис. 4.6. Власні форми SE-моделей за основним тоном з відповідною йому частотою

Як видно з рис. 4.6, форми за основним тоном всіх СЕ-моделей якісно ідентичні, причому кількісно змінюється лише частота. Із цього можна зробити висновок, що наявність приєднаних мас над шелигою склепіння впливає лише на частоту цих коливань, не змінюючи форми. Бічні приєднані маси при зміні шару ґрунту над станцією зберігають форму коливань, що видно із значної зміни кососиметричних коливань усіх моделей з бічними масами на відміну від симетричних коливань моделі без приєднаних мас, у якій після збільшення частоти залежно від ґрунту над склепінням вона зменшилася до значення 2,19 Гц.

4.3.2. Дослідження НДС колонної станції мілкового закладення при дії ударних навантажень

Метою цього дослідження є вивчення наслідків авіакатастрофи для станції метрополітену мілкового закладення. Аналітичний розв'язок схожої задачі (наїзд автомобіля й падіння літака на промислово-цивільну будову) наведено в роботі Гордєєва, Лантух-Ляценка, Микитаренка, и др. (2005), проте в ній описані лише залежності навантаження на будівельні конструкції при ударі літака від його швидкості й маси, тобто задача після її знаходження перетворюється в статичну або квазістатичну (для зарубіжних літальних апаратів (MRCA, Phantom, Lear Jet, Boeing 707). Такий підхід є більш спрощеним, оскільки при його використанні деякі особливості, які можна визначити тільки з динамічного аналізу (вплив глибини закладення, динамічний ефект удару двох тіл), не можуть бути враховані.

Для того щоб не конкретизувати параметри ударного навантаження (назва й тип літального апарата, його маса, висота падіння), слід застосувати інтегральну характеристику, яка враховує ці параметри, і нею є імпульс $I = mV$. Так, значення імпульсу 112000 кН·м/с відповідає як падінню літака Ту-154 (маса приблизно 40 т) з висоти 1000 м, так і падінню літака Airbus 310 (маса майже 160 т) з висоти 62 м. Чисельні розрахунки виконуються на вертикальний удар. Для того щоб виконати розрахунок, слід задатися базовими значеннями деяких параметрів. Літальний апарат приймається за матеріальну точку m ,

тобто з деякої висоти H (м) точка масою m падає на поверхню й відскакує від неї на висоту h . Швидкість точки при ударі об поверхню позначимо \bar{V} , при відскоку від поверхні \bar{U} , причому $\bar{U} < \bar{V}$ (рис. 4.8).

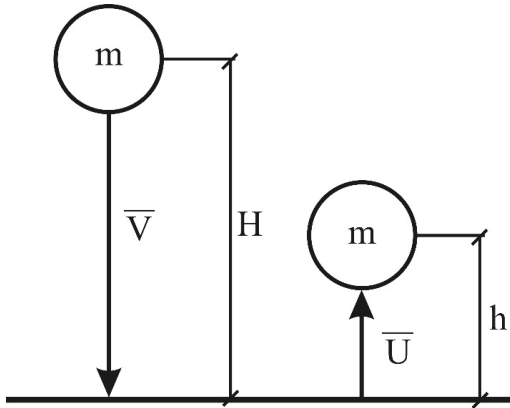
Відношення швидкостей $k = \frac{\bar{U}}{\bar{V}}$ називають коефіцієнтом відновлення при ударі ($0 \leq k \leq 1$). З формули Галілея випливає, що

$$k = \frac{\bar{U}}{\bar{V}} = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{2gH}} = \sqrt{\frac{h}{H}}.$$

Приймемо три значення імпульсу:

- 1) 28000 кН·м/с; 2) 56000 кН·м/с і 3) 112000 кН·м/с.

а



б

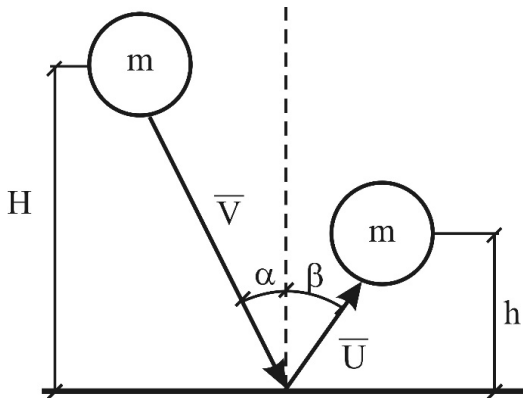


Рис. 4.8. Схема для визначення коефіцієнта відновлення:

а – прямий удар; б – похилий удар

Також для конструкції станції слід задати значення логарифмічного декременту $\delta = 0,3$ (залізобетонні споруди). Зв'язок між логарифмічним декрементом δ і коефіцієнтом непружного опору γ як $\rho = \pi\gamma$ (Байков, & Сигалов, 1984; Бакиров, & Лой, 2002), звідки $\gamma = \frac{\delta}{\pi}$ і для залізобетонних споруд $\gamma = 0,0955$. При перевірці через коефіцієнт втрат

$$\eta = \frac{\gamma}{1 - (1 - \frac{\gamma^2}{U})} = 0,0957, \text{ що відповідає середньому значенню}$$

$\eta = 0,089 \dots 0,091$ для залізобетонних конструкцій (Байков, & Сигалов, 1984; Бакиров, & Лой, 2002).

Виконавши розрахунки на динамічне навантаження від літака й вертольота, були отримані характерні картини ізополів та ізоліній переміщень і напружень (на рис. 4.9 наводяться тільки для значення першого імпульсу).

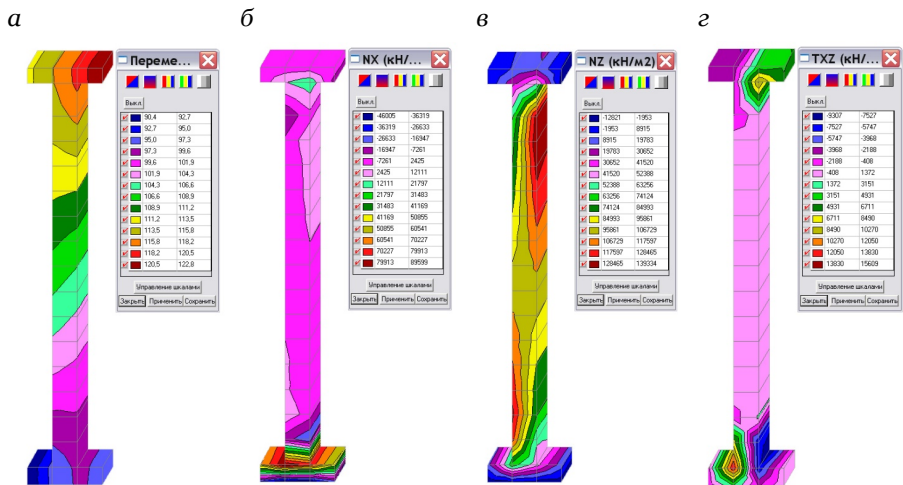


Рис. 4.9. Напружено-деформований стан фрагментів моделі (колонна) від дії прямого удару (глибина закладення – 10 м, значення імпульсу 28000 кН·м/с): а – вертикальні переміщення; б – горизонтальні напруження; в – вертикальні напруження; г – дотичні напруження в колоні

Якщо розглядати ґрунтовий масив окремо, то характерним впливом дії динамічного навантаження є лійкоподібний розподіл переміщень. Напруження розподіляються відповідно. Коли в роботу включається оправа станції, то тут, з огляду на те що залізобетон має більш високі деформаційні властивості, переміщення значно зменшуються, а напруження зростають. Причому при падінні літака напруження в деяких елементах значно перевищують допустимі значення для залізобетону, що свідчить про те, що конструктивний елемент буде зруйнований.

За результатами розрахунків з різними значеннями імпульсів і глибин закладення конструкції колонної станції побудовані графіки залежностей вертикальних переміщень (рис. 4.10) і напружень (рис. 4.11) у колоні.

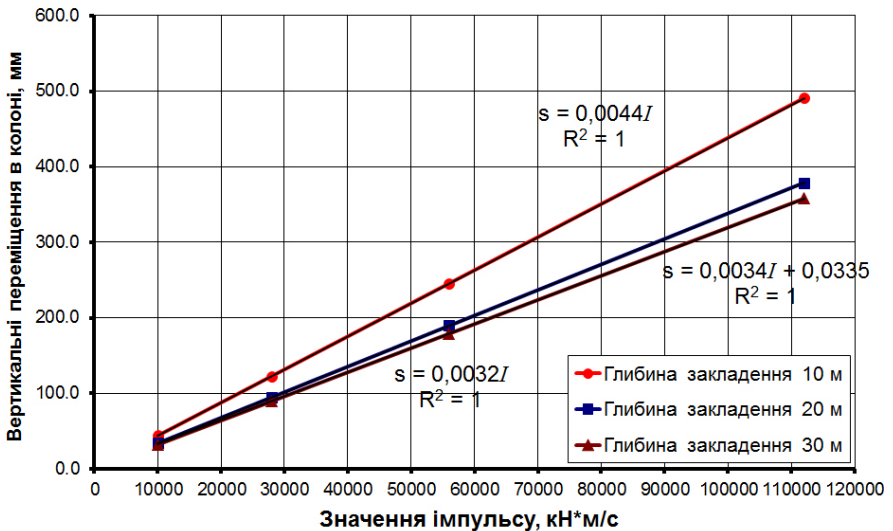


Рис. 4.10. Залежність вертикальних переміщень від імпульсу

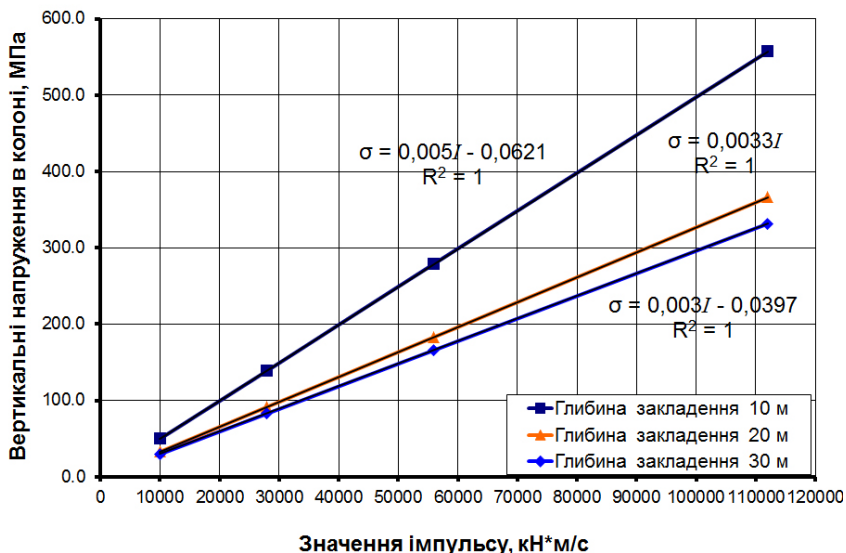


Рис. 4.11. Залежність вертикальних напружень від імпульсу

Ступінь апроксимації, яка дорівнює у всіх випадках одиниці, свідчить про те, що отримані лінійні залежності є функціями й описують поведінку напружень і переміщень у станційній конструкції при різних значеннях імпульсу. Відповідно, скориставшись отриманими залежностями, можна визначити, яке значення імпульсу й відповідного йому параметра ударного навантаження у вигляді літального апарата можна прикласти до денної поверхні, щоб напруження в найбільш навантаженому елементі відповідали розрахунковому опору.

4.3.3. Чисельний динамічний аналіз станції колонного типу мілкого закладення на імпульсні дії

У цьому пункті більш докладно зупинимося на дослідженні імпульсних впливів, причому розглядаються вибухові навантаження, оскільки їхній вплив на НДС тунельних конструкцій мало вивчений, а поява в підземних умовах в результаті терористичних актів має високу ймовірність; також слід виокремити ймовірність вибуху в аварійних

ситуаціях (Котляревский, Виноградов, Еремін, и др., 1996; Власов, Маковский, & Меркин, 2000; Попов, Г. И., 1986; Попов, Н. Н., Расторгуев, & Забегаев, 1992) і при проведенні вибухів під час проходки виробок, розташованих поблизу діючих об'єктів метрополітену.

З досліджень вибухового впливу відомо, що його характер є імпульсним (Баум, Орленко, Станюкович, и др., 1975), що також впливає з досліджень його дії на конструкцію. Значення також має природа вибуху, оскільки форма імпульсу значно впливає на величину повного імпульсу. Вважається, що $P(t) = 0$, якщо $\tau < 0$ і $\tau > t$, тобто $P(t)$ існує в межах від 0 до τ . Деяку подвійність у розуміння вибухового впливу на конструкцію вносить той факт, що на вибір розрахункової схеми конструкції для визначення її НДС впливає співвідношення між періодом власних коливань конструкції T і тривалістю імпульсу τ (Попов, Г. И., 1986; Попов, Н. Н., Расторгуев, & Забегаев, 1992).

Якщо відношення $\tau/T \leq 1$, то розрахунок виконується на імпульс вибуху; якщо $\tau/T > 1$ – на залишковий максимальний тиск, тобто в першому випадку інерційні властивості конструкції враховуються, а в іншому – постановка задачі стає квазістатичною. Таким чином, дія імпульсу вибуху відзначається тільки на близьких відстанях, тому часто розрахунки ведуться в квазістатичній постановці на максимальний тиск, що практично не відрізняється від статичних розрахунків (Юрманов, 1966). Іншими дослідниками пропонуються інші значення: при $\tau/T \leq 0,375$ – розрахунок на імпульсний вплив, при $\tau/T > 0,375$ – розрахунок на повний тиск (Попов, Г. И., 1986; Попов, Н. Н., Расторгуев, & Забегаев, 1992).

Слід також зауважити, що вибір методу розрахунку для тунельної конструкції значно ускладнений, оскільки складно визначити для них період власних коливань, що пояснюється взаємодією тунельної конструкції з оточуючим масивом, який бере участь у процесі коливання як приєднана маса. Таким чином, у цьому питанні немає однозначності, тим більше, що в довідковій літературі наведене вище відношення

дорівнює $\tau/T \geq 2,5$ (Юрманов, 1966), причому при $\tau/T = 0,1$ форма імпульсу може не враховуватися.

Для подальшого аналізу станції колонного типу за формулами, наведеними вище, розраховані основні параметри імпульсу на відстані 0,5 м від динамічного джерела: імпульс (приведений до одиничної площі) $I = 0,8$ кН·с, час дії імпульсу $t = 0,00106$ с, форма імпульсу – трикутна. Місце прикладення імпульсу в моделі показано на рис. 4.12 – 3,65 м від верха колони (1 м від дійсного верха платформи).

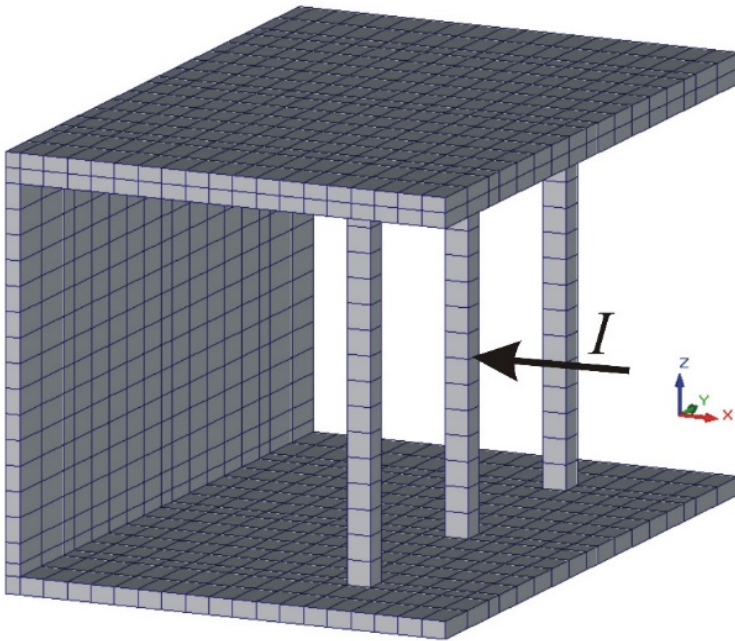


Рис. 4.12. Місце прикладення імпульсу в моделі (стрілкою показано місце імпульсного впливу)

Після виконаного динамічного аналізу на вплив імпульсу отримані дві форми коливань з частотами 3561,5 і 12 952,7 Гц, тобто цей вплив є високочастотним. Для випадку імпульсного впливу також визначені значення динамічних переміщень та напружень, які наведені на рис. 4.13.

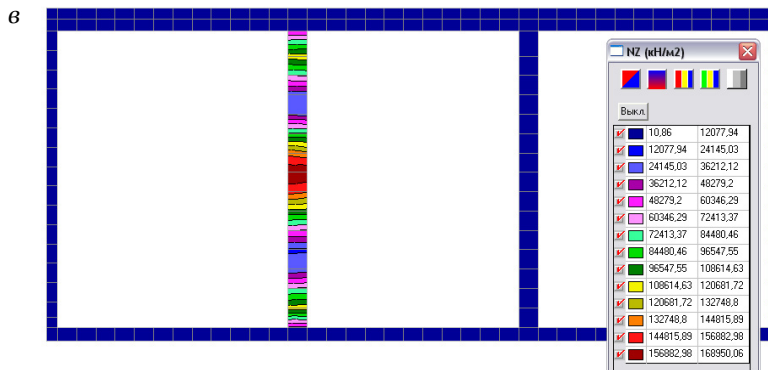
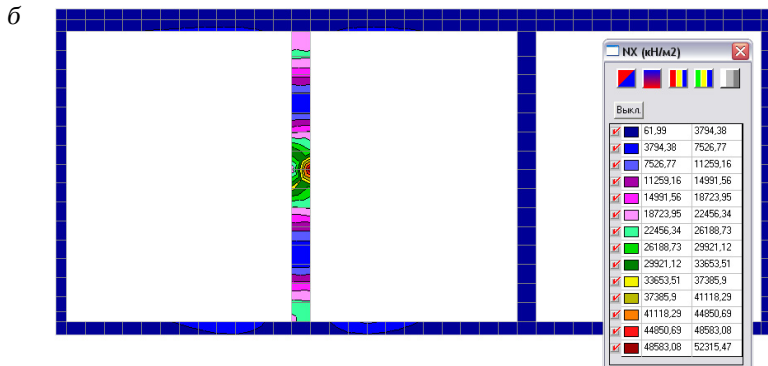
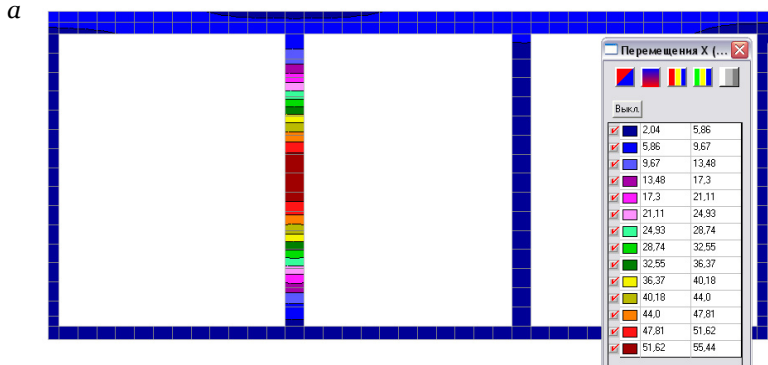


Рис. 4.13. Результати динамічного аналізу станції колонного типу на вплив імпульсу (ізополя й ізолінії у фрагменті моделі):

а – горизонтальні переміщення; б – напруження по горизонтальній осі;

в – напруження по вертикальній осі

Значення динамічного переміщення по горизонтальній осі в місці прикладення імпульсного впливу дорівнює 55,44 мм (рис. 4.13, а), що ще не дає можливості свідчити про руйнування колони. Однак значення динамічних напружень (по горизонтальній осі – 52,3 МПа (рис. 4.13, б), по вертикальній осі – 168,9 МПа (рис. 4.13, в) і по осі Y (по осі станції, результати не наведено) – 10,4 МПа) свідчать про те, що вони в 2,5 ... 8 разів більше міцності бетону колони (бетон класу В30 з розрахунковим опором на стиск $R_b = 17,0$ МПа), тобто при вибуху 1 кг тротилу бетон у місці прикладення імпульсу буде однозначно зруйнований.

Скориставшись формулою енергетичної теорії міцності й розрахувавши еквівалентне напруження в місці прикладення імпульсу, можна стверджувати, що воно дещо перевищує і межу міцності арматури. Таким чином, можна говорити, що колона буде зруйнована і це призведе до аварійної ситуації. Досліджуємо залежність впливу імпульсу на напруження і переміщення. Для цього SE-модель розрахована на імпульси різного значення (від 0,15 до 0,75 кН·с), після чого еквівалентні напруження й горизонтальні переміщення (максимальні, що відповідають напрямку імпульсу) наведені у вигляді графіка й апроксимовані (рис. 4.14).

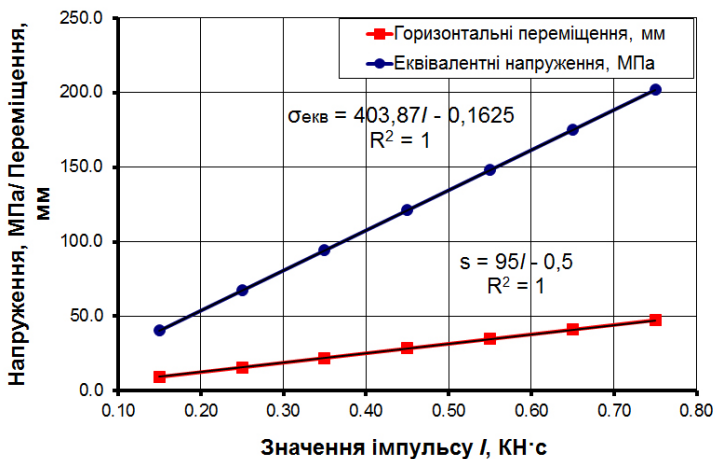


Рис. 4.14. Залежності еквівалентних напружень (МПа) і горизонтальних переміщень (мм) від значення імпульсу (кН·с)

Як впливає з аналізу графіка та його апроксимації, залежність між напруженнями (як компонентними, так і еквівалентними) і переміщеннями є лінійною, тобто, розрахувавши два значення НДС для конкретної станційної конструкції при максимальному й мінімальному значенні імпульсу, можна отримати повну картину проміжних значень напружень і деформацій для всіх значень імпульсу й таким чином прогнозувати ступінь впливу вибухових дій.

4.4. Поетапний аналіз прогресуючого руйнування станційних конструкцій

Останнім часом у комплексний аналіз складних тунельних конструкцій, таких як станції метрополітенів, крім розрахунків на динамічні навантаження й розв'язання задач технологічного супроводу, стали рекомендувати розрахунки на дію прогресуючого руйнування, хоча ні теоретичні основи, ні практичні й методологічні принципи цих розрахунків детально не розроблені. Урахування локальних руйнувань і їх вплив на виникнення й перебіг процесу прогресуючого руйнування досить розроблене та систематизоване для цивільних монолітних і каркасних будівель. Основною відмінністю в роботі наземних і підземних споруд є їх спільна робота з оточуючим масивом, що має в загальному випадку широкий спектр властивостей, наприклад в'язко-пружно-пластичних.

Метою дослідження конструкцій станцій метрополітену в разі прогресуючого руйнування є з'ясування впливів, які можуть призвести до такого сценарію розвитку, розгортання процесів прогресуючого руйнування й обґрунтування параметрів НДС в його ході. Для станцій метрополітену мілкого й глибокого закладення аналіз випадку прогресуючого руйнування виконувався вперше, тому отримання інформації в його ході є актуальним, оскільки дає можливість отримання репрезентативних даних про складне явище й подальший вплив на його характер.

4.4.1. Аналіз прогресуючого руйнування колонної станції мілкого закладення

Для дослідження можливого прогресуючого руйнування створені три моделі (Тютькін, 2009b), у яких передбачено розвиток прогресуючого руйнування внаслідок поетапного руйнування колон (рис. 4.15).

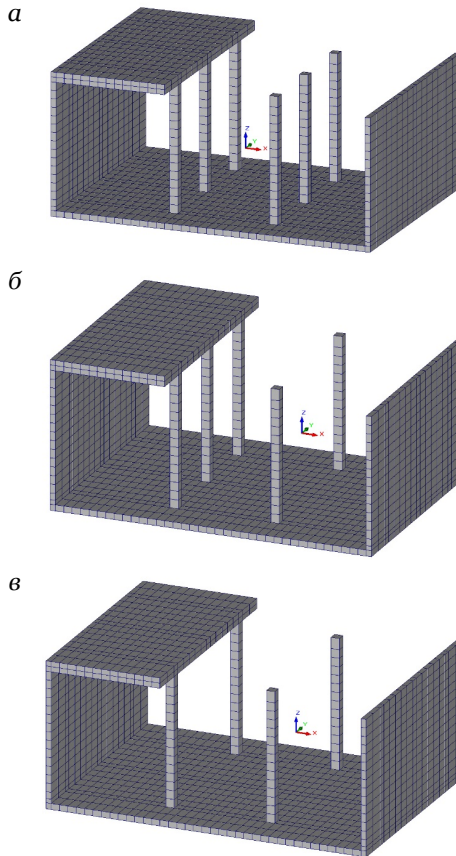


Рис. 4.15. Фрагмент моделей колонної станції – оправа (частина перекриття фрагментована): а – модель до руйнування (I етап); б – модель з однією зруйнованою колоною (II етап); в – модель з двома зруйнованими колонами (III етап)

Оскільки в станціях метрополітену колона є найбільш напруженим елементом тунельної конструкції, її руйнування може бути причиною можливого подальшого прогресуючого обвалення. Для дослідження можливості утворення й розвитку цього процесу виконано чисельний аналіз двох моделей, причому результати їх розрахунку порівнюються з результатами розрахунку без руйнування колон, тобто з моделлю, наведеною на рис. 4.15, а).

У моделі крок колон збільшений до 6 м, що відповідає новій концепції будівництва колонних станцій мілкового закладення (Фролов, 1994; Фролов, & Крук, 1994), проте підвищення модуля відстані між колонами не обґрунтовано з позиції зміни НДС. Так, при здійсненому вище комплексному аналізі колонної станції з відстанню між колонами, рівною 4 м, було з'ясовано, що цей модуль позитивно впливає на формування й розподіл НДС у станційній конструкції і особливо в колонах. Однак збільшення модуля до 6 м (іноді до 7,5 м) може негативно впливати на напруження, але результатів досліджень такого збільшення немає, тому виконані нижче дослідження дають можливість оцінити ступінь впливу таких змін на НДС.

З можливих сценаріїв первинного деградаційного впливу на колони станції метрополітену обраний сценарій руйнування колон одного ряду, як найбільш ймовірний. Тому в моделях відображена як можливість аналізу розвитку прогресуючого руйнування (поетапне руйнування колон і подальше руйнування перекриття), так і можливість дослідження випадку одночасного руйнування ряду колон як причини можливого одноразового руйнування станційної конструкції.

На рис. 4.16–4.18 наведені ізолінії й ізополі напруженого стану фрагмента моделей станційної конструкції в місці руйнування колони або ряду колон.

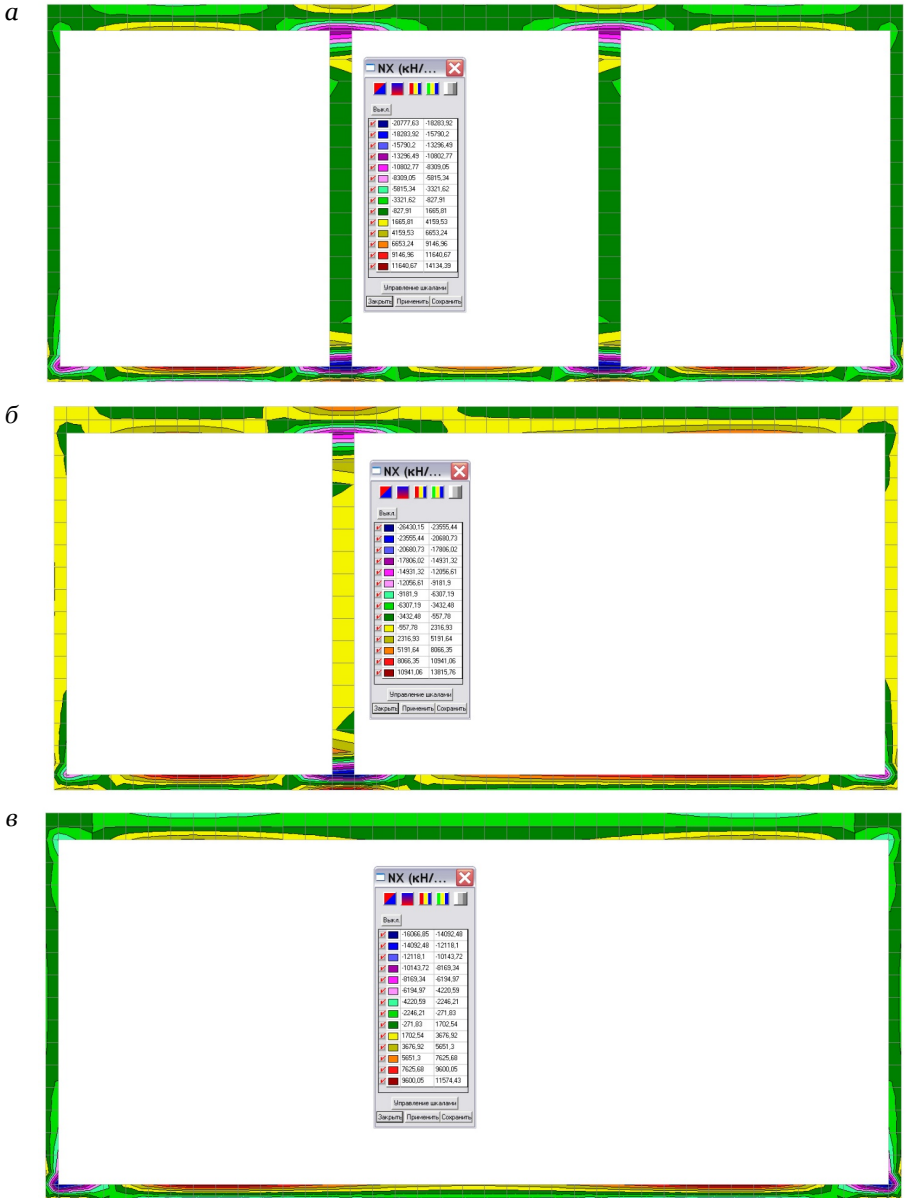


Рис. 4.16. Напружений стан фрагмента станційної конструкції (горизонтальні напруження): а – I етап; б – II етап; в – III етап

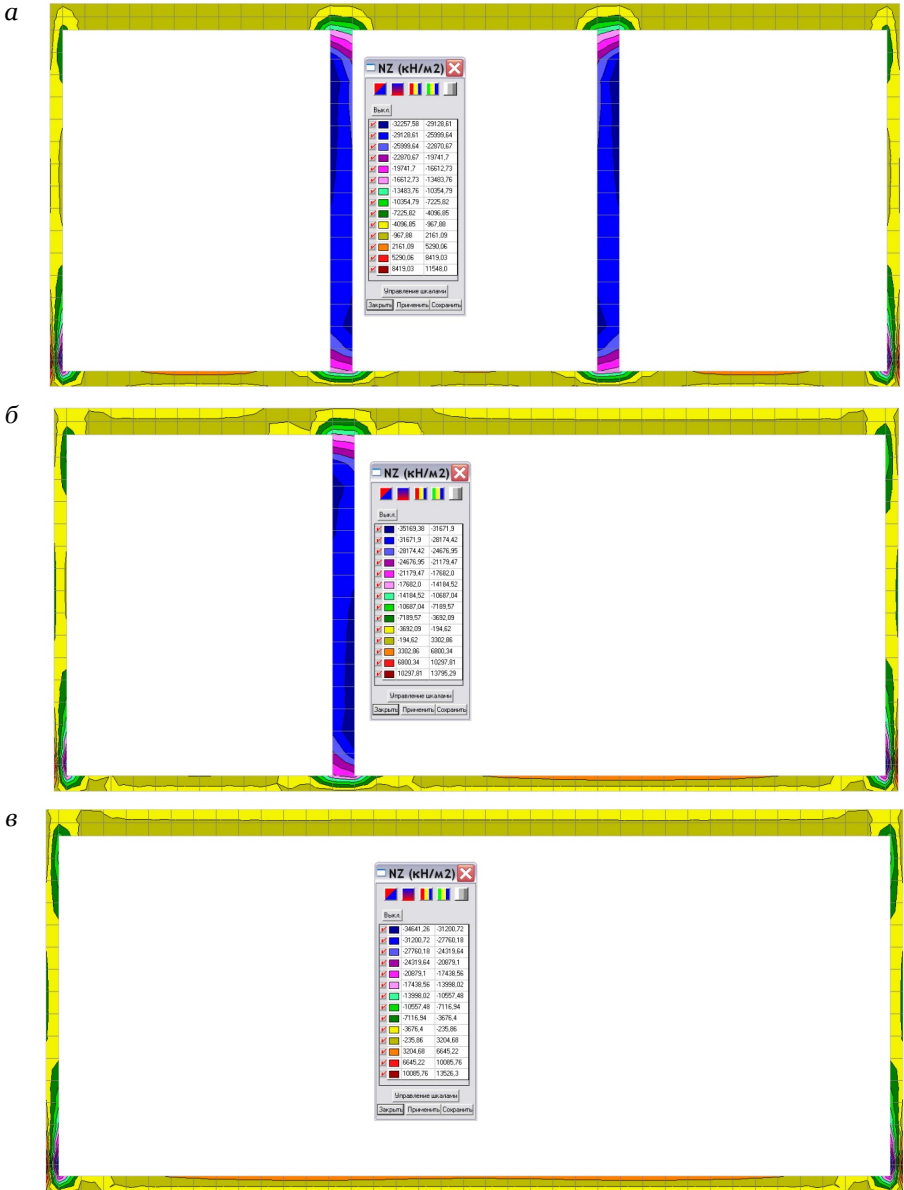
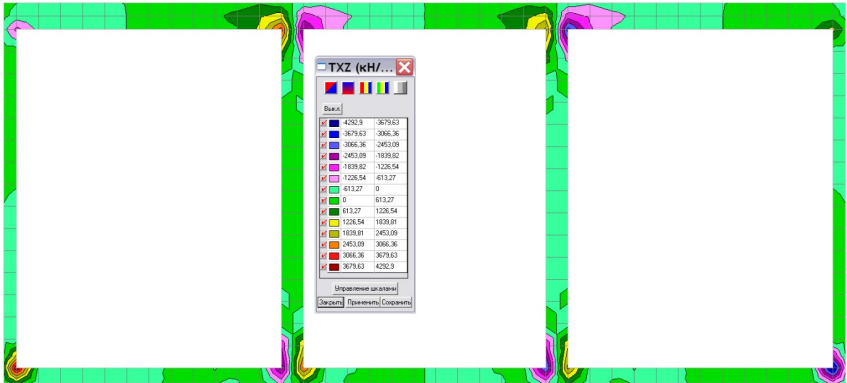
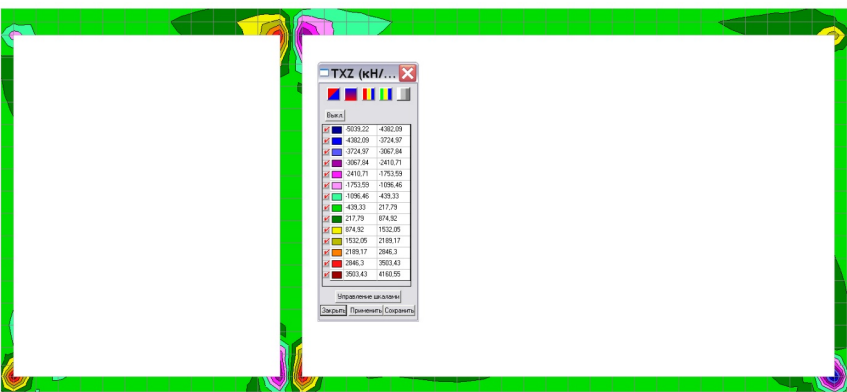


Рис. 4.17. Напружений стан фрагмента станційної конструкції (вертикальні напруження): а – I етап; б – II етап; в – III етап

а



б



в

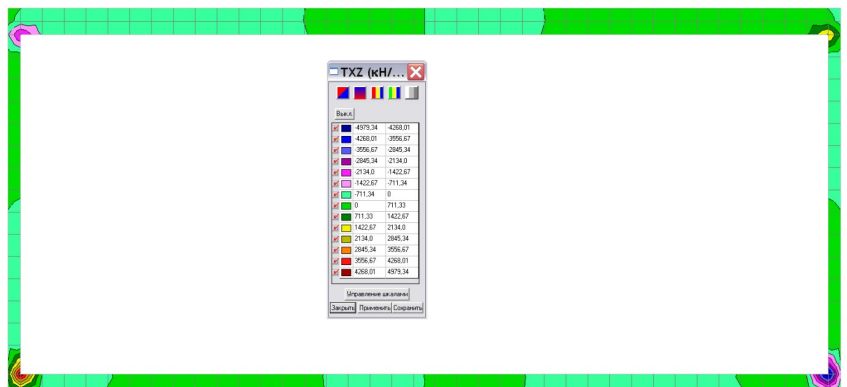


Рис. 4.18. Напряженный стан фрагмента станционной конструкции (дотичні напруження): а – I этап; б – II этап; в – III этап

Перед аналізом напруженого стану елементів конструкції станції, який найбільше змінюється в процесі руйнування колон, слід зауважити, що розвиток переміщень у процесі прогресуючого руйнування також явно свідчить про значний вплив деградації внутрішніх конструкцій. Так, у шелизі середнього пасажирського тунелю значення вертикальних переміщень такі: на I етапі – 37 мм, на II етапі – 42 мм, на III етапі – 49 мм.

Горизонтальні переміщення незначні (до 1 мм на III етапі), і відрізняються мінливим характером: явно набуваючи нерівномірного характеру на II етапі, знову стають рівномірними на III етапі, що зумовлено поверненням конструкції на цьому етапі до симетрії. Також слід наголосити, що на II етапі характер деформування незруйнованої колони є нерівномірним і дає можливість зробити висновок про її локальні руйнування в місцях кріплення до перекриття й лотокової частини.

Складність аналізу результатів досліджуваних моделей полягає в тому, що на кожному етапі напружений стан значно змінюється якісно, що відбивається в зміні місця розташування концентраторів. Так, концентратори вгорі й внизу колони на I та II етапі зникають через руйнування колон, незмінними залишаються концентратори в кутах станційної конструкції. Для того щоб зробити кількісний аналіз, скористаємося енергетичною теорією міцності. Пошук еквівалентних напружень за енергетичною (четвертою) теорією міцності проводився в точках концентрації.

Як видно з табл. 4.1, значення еквівалентних напружень у разі власної ваги в деяких точках досягають розрахункового опору на стиск бетону класу В30 ($[\sigma] = 17$ МПа), а значення коефіцієнтів запасу свідчить про те, що умова міцності не виконується.

Значення коефіцієнтів запасу, які менші одиниці, для точок 5–7, 9 і 10 на I етапі роботи станційної конструкції (без руйнування) свідчить про можливе локальне утворення тріщин бетону. Загальне зниження запасу міцності в точках концентрації на II етапі роботи станційної конструкції (до 43 ... 50%) говорить про негативний вплив руйнування однієї колони.

**Результати розрахунку еквівалентних напружень
за четвертою теорією міцності**

Номер точки	Еквівалентне напруження $\sigma_{\text{екв}}^{\text{IV}}$, МПа, і коефіцієнт запасу $n = \frac{[\sigma]}{\sigma_{\text{екв}}^{\text{IV}}}$		
	I етап	II етап	III етап
1	11,7 / 1,45	5,5 / 3,10	13,6 / 1,25
2	21,0 / 0,81	28,6 / 0,60	2,01 / 8,50
3	21,0 / 0,81	28,6 / 0,60	2,01 / 8,50
4	8,9 / 1,91	1,01 / 17,0	1,31 / 12,9
5	29,3 / 0,58	32,9 / 0,52	33,4 / 0,51
6	34,3 / 0,50	41,7 / 0,41	11,6 / 1,47
7	34,3 / 0,50	41,7 / 0,41	11,6 / 1,47
8	12,7 / 1,34	5,21 / 3,27	6,01 / 2,83
9	33,0 / 0,52	37,0 / 0,46	–
10	33,0 / 0,52	37,0 / 0,46	–

Дані цього аналізу свідчать про те, що збільшення відстані між колонами з 4 до 6 мм може призвести до локальних руйнувань бетону, активного утворення тріщин у ньому й оголення арматури. Дещо парадоксальною є картина еквівалентних напружень і запасу міцності на III етапі роботи, оскільки напруження значно зменшилися, а значення запасу міцності (крім точки 4 – кут з'єднання стіни й лотокової частини) значно зросли. Така картина пояснюється тим, що наявність двох (I етап) або однієї (II етап) колон перетворюють конструкцію станції в статично невизначену зі значним перенапруженням у системі колон. При руйнуванні ряду колон (прочерки в концентраторах 9 і 10 показують їх відсутність) напружений стан частини конструкції між збереженими рядами перерозподілилося в бік зменшення, оскільки самі навантажені елементи зі статично невизначеної системи вилучені. Для того щоб більш детально розглянути дію прогресуючого руйнування, окрім еквівалентних напружень у фрагменті моделей, також проаналізуємо розподіл компонент напружень в системі колон (рис. 4.19).

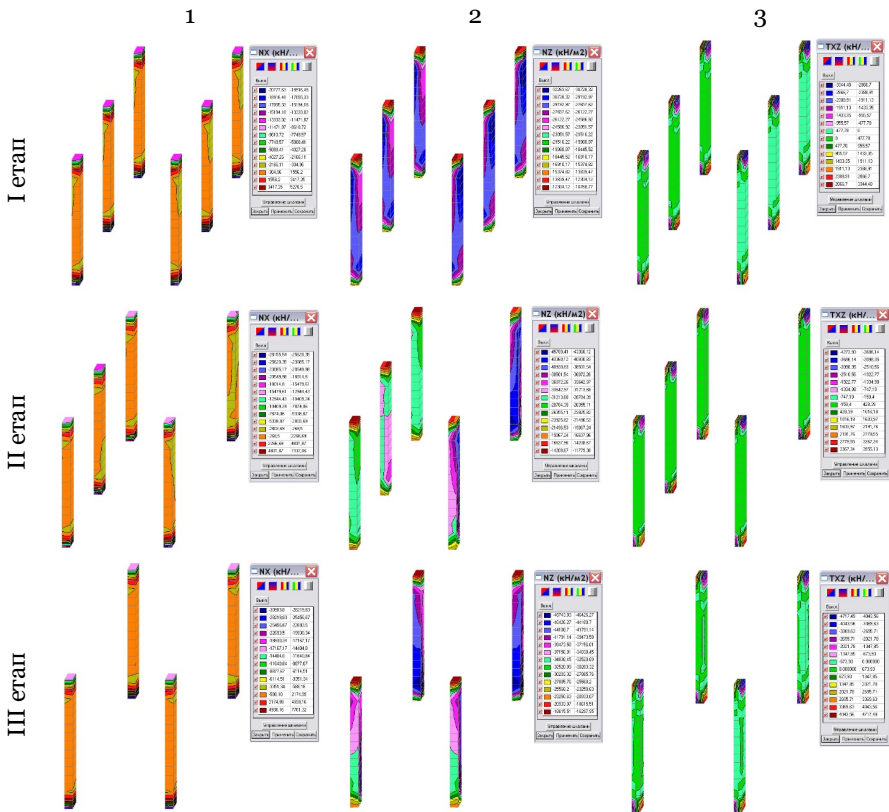


Рис. 4.19. Напружений стан системи колон:

- 1 – горизонтальні напруження; 2 – вертикальні напруження;
3 – дотичні напруження

Найбільший негативний вплив на напружений стан деградації колони проявляється на II етапі, оскільки, крім перенапруження в конструкції, відзначається явно нерівномірний розподіл напружень.

Розглядаючи концентратори 9 і 10 в крайніх рядах колон, можна спостерігати зміну еквівалентних напружень у ході прогресуючого руйнування: I етап – 33,4 МПа (коефіцієнт запасу 0,51); II етап – 46,3 МПа (коефіцієнт запасу 0,37); III етап – 50,6 МПа (коефіцієнт запасу 0,34). Із зміни значень коефіцієнта запасу в крайніх рядах колон впливає, що руйнування однієї колони або ряду колон найбільше впливає на напруження рядів колон, найближчих до місця руйнування.

Причому близькі значення коефіцієнтів запасу II і III етапів дають можливість зробити висновок про те, що процес прогресуючого руйнування, впливаючи на сусідні ряди колон, відповідно до ефекту доміно втягує в активне деформування нові елементи, збільшуючи зону руйнування. Після руйнування в точках концентрації 9 і 10 однієї колони значної частини бетону й подальшого руйнування арматури можна прогнозувати руйнування колони того самого ряду, причому рівень напруженого стану стін, перекриття та лотокової частини зменшується. Однак при видимому зменшенні напружень у станційній конструкції вони значно збільшуються в сусідніх рядах колон, причому значення коефіцієнтів запасу дуже малі, тобто можливе подальше руйнування рядів колон, а при розвитку критичної відстані в перекритті існує можливість подальшого зростання напружень і повного обвалення конструкції станції.

4.4.2. Аналіз прогресуючого руйнування колонної станції глибокого закладення

До подальшого дослідження береться станція метрополітену глибокого закладення (глибина закладення 50 метрів, модель наведена на рис. 2.9) колонного типу із взаємодією оточуючого масиву, представленого вапняком щільним нетріщинуватим. Процес прогресуючого руйнування передбачає причиною свого виникнення накопичення локальних деформацій у колоні з її подальшою критичною деформацією, частковим і повним руйнуванням. Збільшений через руйнування проліт між колонами може призвести до руйнування прогону, який з'єднує систему колон, що надалі призведе до напруження елементів бічного й середнього тунелю, підвищеного утворення тріщин і можливого руйнування. Як деградаційний вплив на колону передбачається імпульсний вплив, що призводить її до неповного руйнування, а лише до можливої втрати стійкості.

Для дослідження можливого прогресуючого руйнування створений ряд моделей зі зміненою системою колон (рис. 4.20).

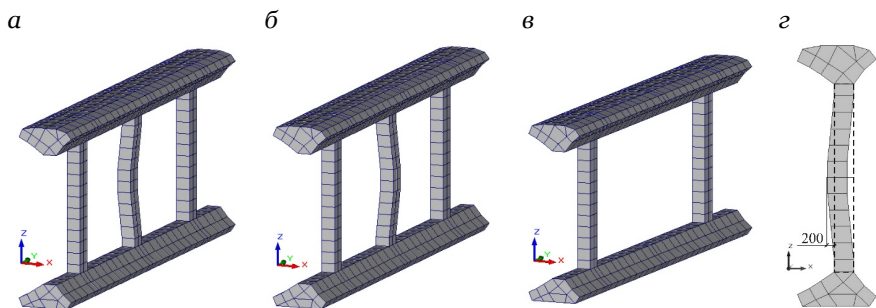


Рис. 4.20. Варіанти змін у системі колон:
 а – система колон (1–А етап); б – система колон (1–Б етап);
 в – система колон (2 етап); г – параметри деформування колони

Зміна форми колони прийнята в дослідженні прогресуючого руйнування на підставі того, що вона є найбільш навантаженим елементом конструкції станції і, таким чином, її руйнування може призвести до істотної зміни НДС загальної системи з її можливим подальшим руйнуванням. Таким чином, були досліджені чотири моделі, кожна з яких відображає НДС одного з етапів можливого прогресуючого руйнування: 1 модель – 0 етап (модель до руйнування); 2 модель – 1–А етап (модель з поперечним вигином колони в бік бокового тунелю); 3 модель – 1–Б етап (модель з поперечним вигином колони в бік середнього тунелю); 4 модель – 2 етап (модель з повним руйнуванням колони).

Наявність двох моделей 1-го етапу руйнування пояснюється тим, що нерівномірна завантаженість колони при нормальній експлуатації може спричинити значну перевантаженість деформованої колони як з боку бокового, так і з боку середнього тунелю, проте, де вона проявиться більше, до розрахунку визначити важко.

Параметри деформування колони (рис. 4.20, г) обрані таким чином, щоб колона перебувала в стані, близькому до втрати стійкості і з умовою можливих реальних впливів на внутрішні конструкції станції, наприклад, у разі деградаційного імпульсного впливу.

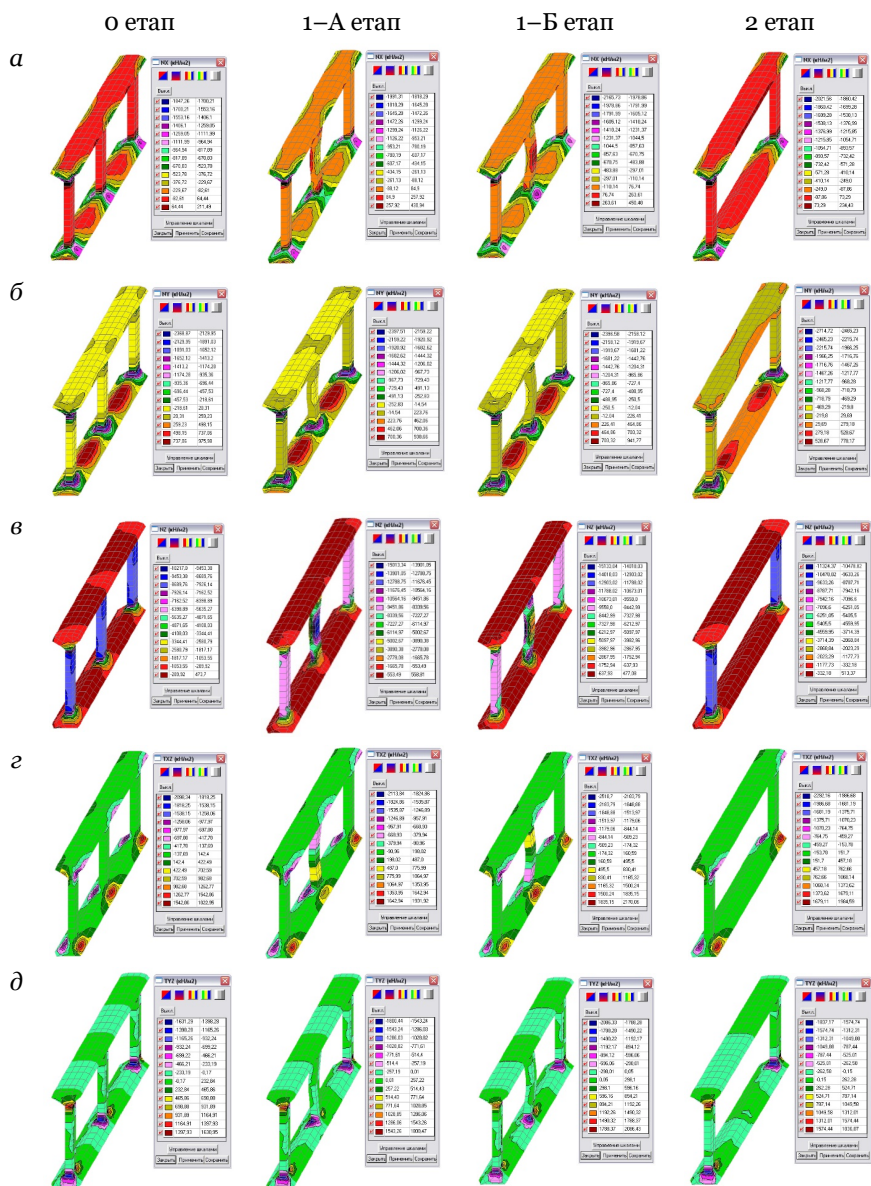


Рис. 4.21. Напряжений стан системи колон: а – нормальні горизонтальні напруження; б – нормальні поздовжні напруження; в – нормальні вертикальні напруження; г – дотичні у вертикальній площині XZ ; д – дотичні у вертикальній площині YZ

На рис. 4.21 наведено результати розрахунку чотирьох моделей у вигляді ізоліній та ізополів напружень у системі колон, як найбільш навантажених елементів.

Перш ніж перейти до аналізу напруженого стану, який найбільш інформативно відображає вплив локальних руйнувань колон, слід зазначити, що в деформованому стані відзначаються деякі зміни. Так, максимальні вертикальні переміщення (шелига склепіння середнього тунелю) становлять: 0 етап – 1,68 мм, 1–А та 1–Б етапи – 1,69 мм, 2 етап – 1,91 мм; горизонтальні переміщення набувають більш нерівномірного характеру після деформування колони, їх максимальні значення такі: 0 етап – 0,11 ... 0,16 мм, 1–А етап – від 0,17 до 0,91 мм (у центрі колони), 1–Б етап – від 0,11 до 0,82 мм (у центрі колони), 2 етап – 0,14 ... 0,2 мм. Аналіз деформованого стану, а точніше горизонтальних переміщень, дозволяє зробити висновок, що деформації колони в бік бокового тунелю впливають на цей вид переміщень більш істотно, причому їх розвиток може призвести до часткового або повного руйнування колони.

Аналіз напруженого стану дозволяє зробити такі висновки. У процесі введення в модель 0 етапу (без локальних руйнувань) деформацій колони і моделювання її подальшого руйнування напружений стан якісно змінюється незначно, а істотні зміни компонент напружень мають локальний характер і стосуються самої колони. Зміни компонент напружень у нижньому і верхньому прогоні незначні як якісно, так і кількісно.

Кількісні зміни компонент напружень пов'язані з деформацією колони, і для горизонтальних напружень (рис. 4.21, а) такі: 0 етап – +0,21 МПа (середина прогону між колонами) і –1,84 МПа (основа колони); 1–А етап – +0,43 МПа (середина прогону між колонами) і –1,99 МПа (основа колони); 1–Б етап – +0,45 МПа (середина прогону між колонами) і –2,16 МПа (основа колони); 2 етап – +0,23 МПа (середина прогону між уцілілими колонами) і –2,02 МПа (основа уцілілих колон). Кількісні зміни поздовжніх напружень незначні, тобто збільшуються в 1,1 ... 1,4 раза (рис. 4.21, б). Для максимальних вертикальних напружень ці зміни такі (рис. 4.21, в): 0 етап – –10,2 МПа (основа колони); 1–А етап – –15,0 МПа (основа колони); 1–Б етап – –15,1 МПа (основа колони); 2 етап – –11,3 МПа (основа уцілілих колон). Кількісні зміни дотичних напружень незначні й мають локальний характер (рис. 4.21, г і д).

Максимальні напруження в колоні розраховані за енергетичною теорією міцності і становлять: 0 етап – 8,56 МПа, 1–А – 14,8 МПа, 1–Б етап – 14,8 МПа, 2 етап – 10,2 МПа (у збережених колонах), тобто їх значення менше розрахункового опору на стиск матеріалу колони (бетон класу В30), який становить 17 МПа. Із цього випливає, що навіть при введенні локального руйнування в колоні еквівалентні напруження будуть перебувати в межах граничних напружень і не відбудеться навіть тріщиноутворення. У разі 2 етапу при повному руйнуванні колони еквівалентні напруження знаходилися на збережених колонах, що не зовсім коректно. Для більш коректного аналізу порівняємо вертикальні напруження посередині крайніх колон моделі (на 2 етапі вони є уцілілими колонами): 0 етап – –8,68 МПа, 1–А – –9,45 МПа, 1–Б етап – –9,55 МПа, 2 етап – –9,6 МПа. Як видно з рис. 4.21, в, напруження в крайніх колонах 0 і 2 етапів змінилися в 1,6 ... 1,7 раза, а їх значення такі, що руйнування в них не відбувається.

Висновком виконаного дослідження є те, що для конкретних інженерно-геологічних умов закладення станції колонного типу дослідження на прогресуюче руйнування зайве, тому що введення локальних деформацій у найбільш навантажений і такий, що має можливість втрати стійкості елемент конструкції (колона) призвело лише до локальної зміни напруженого стану, причому для конкретних умов значення напружень перебувають у межах міцності матеріалу (Петренко, В. Д., Тютюкин, & Петренко, В. И., 2007а).

Однак, зміна напружень у разі повного руйнування однієї колони свідчить про те, що вони перебувають у допустимих межах і, таким чином, крок колон для конкретної конструкції можна збільшити до 6 ... 8 м без втрати міцності матеріалу, що вимагає додаткового дослідження.

З аналізу результатів попереднього розрахунку станційної конструкції з кроком колон, рівним 3,75 м, випливає, що, по-перше, колони є найбільш напруженим елементом конструкції (чотири зони концентрації із семи), а по-друге, значення еквівалентних напружень значно менші межі міцності бетону конструкції.

З результатів аналізу бачимо, що деякі геометричні розміри станції можна змінити в бік збільшення, а саме можливо збільшити крок між колонами. Така дія приведе до кількісного збільшення напружень у конструкції станції, зокрема в системі колон, а також в оправі

середнього й бокового тунелів. Варіюючи крок колон, можна встановити залежність їх зміни і, таким чином, прогнозувати збільшення напружень при збільшенні кроку між колонами. Також можна з'ясувати крок колон, при якому еквівалентні напруження дорівнюватимуть кордону міцності бетону, тобто критичний крок колон $b_{кр}$.

Для подальших розрахунків приймемо два варіанти кроку колон: 1 варіант – 4,8 м; 2 варіант – 5,6 м. Для побудови залежностей напружень від кроку колон застосуємо також результати аналізу варіанта з кроком 3,75 м.

Перед аналізом слід зауважити, що місце знаходження точок і областей концентрації напружень, не змінилося, тобто порівняння напружень у моделях з різним кроком колон є коректним. Для подальшого аналізу за результатами розрахунку еквівалентних напружень, які не наводяться для економії місця, побудована діаграма залежності еквівалентних напружень від кроку колон (рис. 4.22) і виконана апроксимація графіка максимальних еквівалентних напружень, у результаті якої отримана аналітична залежність. За допомогою цієї залежності можна отримати критичний крок колон $b_{кр}$, при якому напруження в точках 6 і 7 (концентратор на колоні, рис. 5.29) будуть дорівнювати межі міцності бетону В30 ($[\sigma] = 17,0$ МПа).

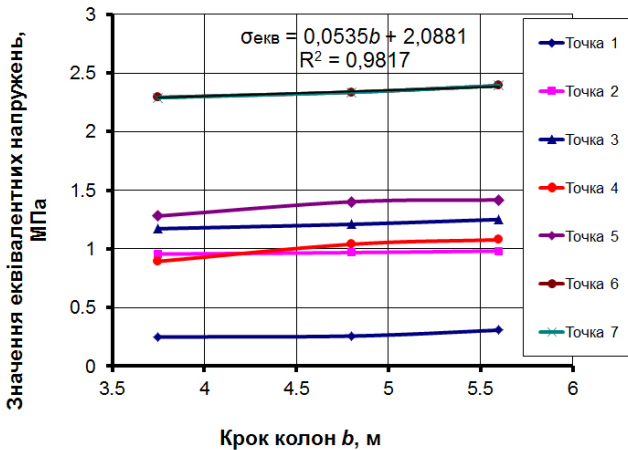


Рис. 4.22. Графік залежності еквівалентних напружень у точках концентрації від кроку колон (точки 6 і 7 збігаються)

Як видно з графіка, аналітична залежність еквівалентних напружень у точках концентрації 6 і 7 від кроку колон має вигляд рівняння прямої лінії – $\sigma_{\text{екв}} = 0,0535b + 2,0881$, а величина достовірності апроксимації $R^2 = 0,98$, тобто отримана залежність має функціональний вигляд. Користуючись цим виразом, отримаємо значення критичного кроку колон $b_{\text{кр}}$. Для інженерно-геологічних умов, у яких була закладена станція колонного типу, можна було б застосувати крок колон значно більший, наприклад $b = 6...8$ м, причому максимальні еквівалентні напруження коливалися б біля значення 3 МПа.

4.5. Аналіз власних форм і частот пілонної станції на основі просторової моделі

Слід також зауважити, що розвиток розрахунків НДС тунельних конструкцій у статичній постановці розвивається інтенсивніше, на відміну від динамічних розрахунків (Тютюкин, 2007; Тютюкін, 2010). Це пояснюється тим, що дослідження динамічних характеристик трисклепінчастих станцій, наприклад, пілонного типу (Жуков, 1963; Жуков, Кошелєв, & Лысяк, 1964; Пашков, 1984; Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2005), дуже складне через просторовість конструкцію, наявність стрибкоподібної зміни жорсткостей у системі «пілон – отвір», нерегулярність елементів станції. Однак автором цієї роботи був виконаний модальний аналіз пілонів станції й отримані перші результати про частоти і форми власних коливань конструкції з урахуванням і без урахування приєднаних мас ґрунтового масиву (Тютюкин, 2007). Слід наголосити, що в цій монографії, яка вирізняється новизною досліджень у цій сфері, що виражено в створенні досить точної моделі й отриманні нових наукових результатів, не були враховані деякі фактори динамічної роботи конструкції, що трохи знижує практичну та теоретичну цінність виконаних досліджень. Однак, розглядаючи й аналізуючи невраховані фактори, можна свідчити про те, що їх неврахування було продиктовано теоретичними особливостями

динамічного розрахунку споруд, які були розроблені в руслі аналітичного підходу. Автор, користуючись методом скінченних елементів, формально переніс на розробку скінченно-елементної моделі прийоми створення аналітичного підходу, таким чином зменшивши обсяг корисної інформації, отриманої в ході динамічного розрахунку МСЕ, що трохи знижує практичну та теоретичну цінність виконаних досліджень. Однак, розглядаючи і аналізуючи невраховані фактори, можна свідчити про те, що їхнє неврахування було продиктоване теоретичними особливостями динамічного розрахунку споруд, які були розроблені в руслі аналітичного підходу.

При дослідженні форм і частот у роботі (Тютюкин, 2007) автор користувався просторовими моделями, які були розроблені ним на основі професійного комплексу SCAD (рис. 4.24).

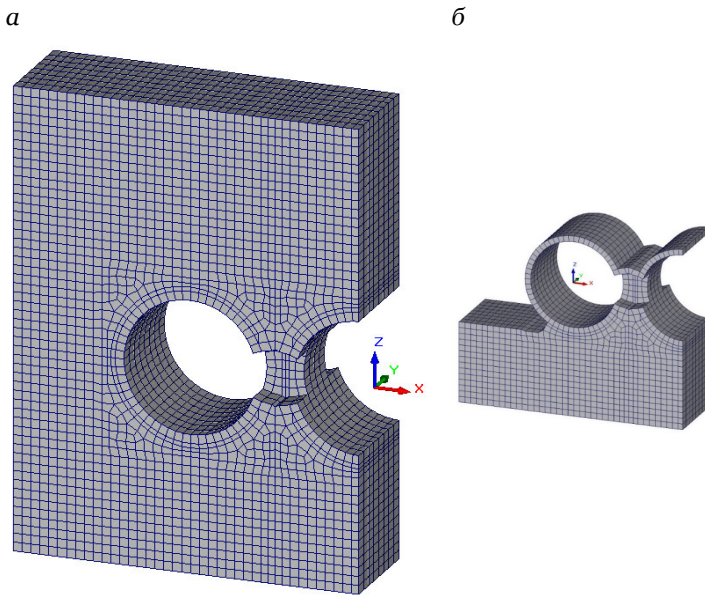


Рис. 4.24. Загальний вигляд скінченно-елементних моделей (Тютюкин, 2007):
а – з урахуванням приєднаних мас; б – без урахування приєднаних мас

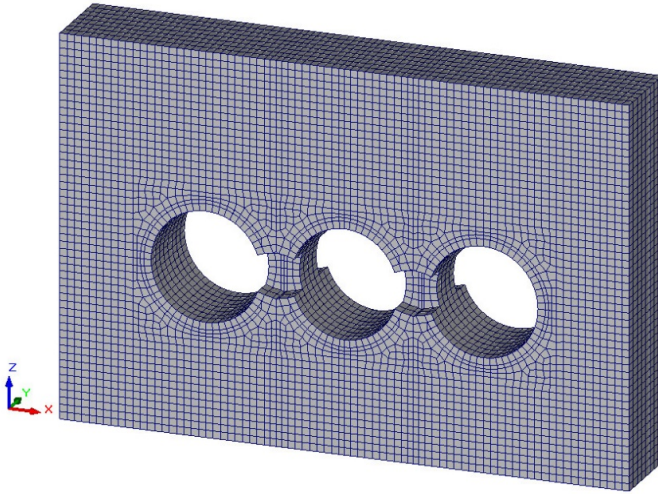
Розроблені моделі досить повно відповідають реальній пілонній станції, оскільки при їх створенні враховані геометричні й деформаційні характеристики оправи, а також деформаційні параметри ґрунту оточуючого масиву. Моделі перевірені з позиції збіжності скінченно-елементного рішення, закріплення найбільш повно відповідають випадку впливу власної ваги масиву, абсолютні розміри моделі підібрані в результаті декількох ітерацій і дозволяють найбільш повно формувати НДС системи. Єдиною особливістю наведених моделей було те, що при їх створенні врахована симетрія конструкції й навантаження щодо вертикальної осі, причому умови симетрії відображені в системі кріплень, а саме застосування прийому дозволило значно зменшити кількість динамічних невідомих (у 2 рази) і виконати динамічний розрахунок власних частот. Використаний прийом в аналітичних дослідженнях динамічних задач обґрунтований з тих самих позицій, що і в разі застосування його автором – він дозволяє спростити розв'язання складної динамічної задачі за рахунок зменшення невідомих.

Однак формальне застосування цього прийому при створенні скінченно-елементної моделі призвело до того, що урахування симетрії конструкції і навантаження не дозволило отримати більш повну інформацію про вільні коливання. Це пояснюється тим, що в симетричній конструкції наявні не тільки симетричні, а й косиметричні форми коливань з відповідними їм частотами, які неможливо досліджувати за допомогою моделей, які представляють половину конструкції (див. рис. 4.24).

Для отримання більш повної інформації про власні коливання конструкції пілонів станції розроблені більш точні просторові моделі (рис. 4.25).

Для детального вивчення виконано порівняння результатів власних частот в разі половинної та повної моделі. Здійснено повторний модальний аналіз цих чотирьох моделей, досліджені десять перших форм власних коливань, наведено обрані результати досліджень (див.рис. 4.24 і 4.25) і параметри вільних коливань – у табл. 4.2.

a



б

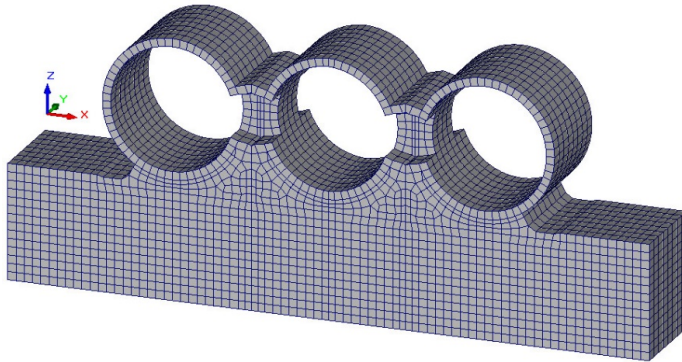
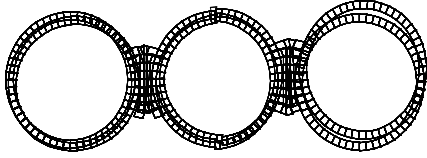
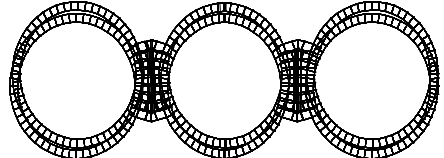


Рис. 4.25. Загальний вигляд просторових скінченно-елементних моделей:
a – з урахуванням приєднаних мас; *б* – без урахування приєднаних мас

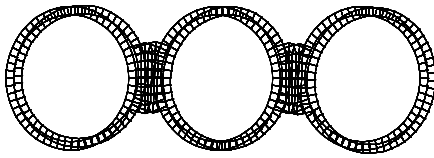
З урахуванням приєднаних мас



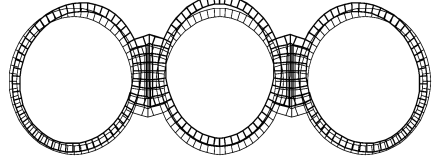
1-ша форма



2-га форма

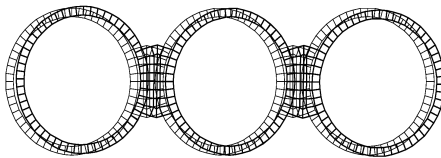


3-тя форма

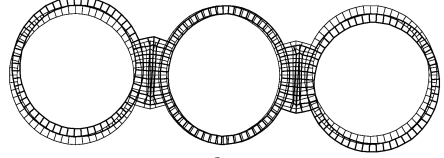


4-та форма

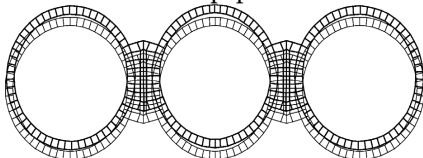
Без урахування приєднаних мас



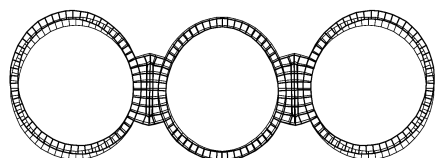
1-ша форма



2-га форма



3-тя форма



4-та форма

Рис. 4.26. Результати модального аналізу повної моделі

Результати модального аналізу конструкції пілонів станції

Номер форми	Власна частота повної моделі, Гц		Власна частота половинної моделі, Гц	
	З урахуванням	Без урахування	З урахуванням	Без урахування
1	1,61	2,29	1,67	3,42
2	1,67	3,42	2,39	4,72
3	2,10	3,59	3,49	5,33
4	2,39	4,72	4,01	6,53
5	3,21	5,11	4,30	7,11
6	3,49	5,33	4,97	7,16
7	3,60	5,84	5,61	8,02
8	4,01	6,53	5,67	8,11
9	4,07	6,68	6,00	8,47
10	4,30	7,11	6,10	8,71

Після порівняльного аналізу наведених результатів можна зробити такий висновок: формально застосований підхід до створення скінченно-елементних моделей є причиною отримання неповної інформації в разі динамічного аналізу (наприклад, модального). Це пов'язано з тим, що застосування половинної моделі (див. рис. 4.24) не дає можливості отримання всіх форм вільних коливань з відповідними частотами. Про це свідчить той факт, що при динамічному дослідженні половинної моделі кососиметричні форми не можуть проявитися і, таким чином, будуть виключені з розгляду.

Параметри модального аналізу (табл. 4.2) дають можливість визначення кососиметричних форм шляхом порівняння значень частот, отриманих для повної й половинної моделей. Як впливає з табл. 5.2, основний тон власних коливань у разі повної моделі має значення 1,61 Гц (без приєднаних мас – 2,29 Гц), у половинній моделі такого значення немає, відповідно, будучи коливанням за кососиметричною схемою, у половинній моделі його визначити не можна. Це є ще одним недоліком половинної моделі, оскільки значення основного тону є основним параметром власних коливань.

Порівнюючи параметри в табл. 4.2, можна визначити кососиметричні форми, що випали з розгляду, що підтверджується значеннями частот. Так для випадку урахування приєднаних мас,

у повній моделі форми 2, 4, 6, 8 і 10 відповідають формам 1, 2, 3, 4 і 5 в половинній моделі, що цілком очікувано, оскільки 1, 3, 5, 7 і 9 форми в повній моделі мають кососиметричний характер. Усі форми половинної моделі нижче 6-ї – симетричні, таким чином, використання цієї моделі дає тільки половину інформацію про власні коливання.

Виконані дослідження є новими в рамках дослідження тунельних конструкцій, тому їх методологія ще задовільно не розроблена, що є причиною нових досліджень у цій сфері. Слід зауважити, що результати виконаного модального аналізу є порівняльними параметрами при проведенні динамічних розрахунків на сейсмічні, імпульсні й періодичні впливи, і тому виконання таких досліджень актуально для розвитку концепції комплексного аналізу тунельних конструкцій.

4.6. Математичне моделювання впливу метропроїзда на конструкцію пілонної станції метрополітену

Це дослідження виконується для того, щоб з'ясувати вплив рухомого складу на загальний стан конструкції пілонної станції та її елементів. Урахування дії метропроїзда наведено в нормативних документах, наприклад, у ДБН В.2.3-7-2010 (2011), п. 5.44, але розрахунки впливу рухомого складу залишаються перевірочними, оскільки відомо, що вага складу становить не більше ніж 5 ... 10 % від дії гірського тиску. Але у вищезгаданому нормативному документі розрахунки на вплив рухомого складу наведені в статичній постановці, оскільки розв'язання динамічної задачі впливу поїзного навантаження занадто складне.

Але слід зауважити, що вже виконані дослідження динамічних параметрів станційної конструкції (власні частоти й форми оправи станції) (Петренко, & Тютькин, 2014; Петренко, В. Д., Тютькин, & Петренко, В. И., 2007b; Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютькин, 2008), а також дослідження впливу метропроїзда, зроблені іншими дослідниками (Дашевский, 1974; Иванов, 1978; Ильичев, & Поляков, 1983), дають можливість зробити висновок, що значень частот, які наявні під час спорудження та експлуатації метрополітену, близьких до

частот власних коливань, немає, тому резонансних явищ не спостерігається. Це пояснюється характером частот і самої конструкції і впливом приєднаних мас, оскільки їх величини розташовані в низькочастотному регістрі й характерні для землетрусів. Завдання впливу вібрації на оточуючий масив у цій роботі не розглядається, тому що більша увага приділена тунельній конструкції, а не ґрунтовій основі під лотоком станції, хоча проблема віброповзучості й віброкомпресії є важливою (Дашевский, 1974; Иванов, 1978; Ильичев, & Поляков, 1983; Кудрявцев, 1999).

За п. 5.44 ДБН В.2.3-7-2010 (2011) навантаження від рухомого складу метропроїзда, які діють на верхню будову колії (ВБК), нормуються таким чином:

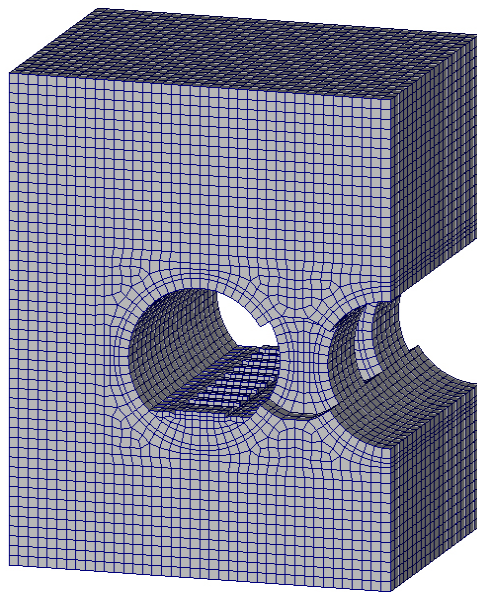
1. Нормативне вертикальне навантаження $F = 150$ кН на кожен вісь.
2. Нормативне горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування або сили тяги – 10 % від нормативного вертикального навантаження від рухомого складу, тобто 15 кН на рівні головки рейки.
3. Нормативне горизонтальне поперечне навантаження від ударів ходових частин – прикладене на рівні головки рейки рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю 2 кН/м.

У подальшому дослідженні будуть враховані тільки 1-ше і 2-ге навантаження в комплексі, 3-тє не враховується через незначну величину на відміну від перших двох.

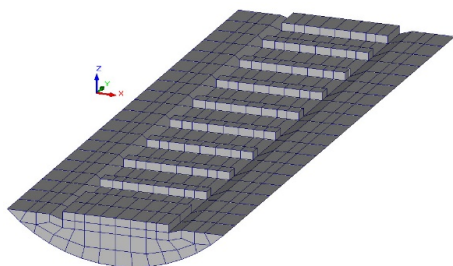
Для прикладання навантажень від рухомого складу змодельована ВБК (рис. 4.27), для того щоб адекватніше відтворити систему впливу метропроїзда. Геометричні параметри ВБК: товщина баластного шару – 1,1 м, матеріал баласту – бетон класу В12,5 (ДБН В.2.3-7-2010, 2011). Шпали залізобетонні, геометричні параметри: довжина – 2,6 м, розміри поперечного перерізу – 0,2 (висота)×0,3 (ширина).

У ВБК відтворена не вся рейко-шпальна решітка (рис. 4.27, в), а лише ті шпали, навантаження на які найбільше впливає на загальний НДС конструкції. ВБК як фрагмент моделі змодельована окремо, а потім у режимі збірки вбудована в загальну СЕ-модель.

a



б



в

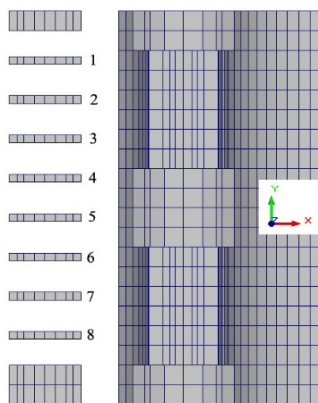


Рис. 4.27. Скінченно-елементна модель пілонної станції: а – загальний вигляд; б – фрагмент моделі конструкції станції – половина конструкції з верхньою будовою колії; в – відношення рейко-шпальної решітки до основних елементів конструкції станції

У подальшому дослідженні навантаження прикладається не на всі шпали, а лише на ті, які перебувають у відповідності з характерними місцями конструкції станції. Відстані між точками прикладання навантажень, нормовані ДБН В.2.3-7-2010 (2011), наведені на рис. 4.28.

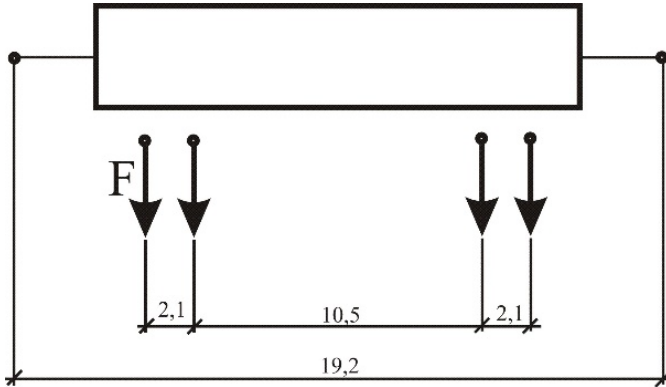


Рис. 4.28. Схема прикладання навантажень від вагона метропроїзда

На загальну модель пілонів станції прикладаються такі комбінації навантажень:

- 1) власна вага;
- 2) 1-ше і 2-ге навантаження на шпалу № 2;
- 3) 1-ше і 2-ге навантаження на шпалу № 4;
- 4) 1-ше і 2-ге навантаження на шпалу № 5;
- 5) 1-ше і 2-ге навантаження на шпали № 2 і № 8.

Положення навантаження пояснюється тим, що в комбінації 2 шпала розміщується практично посередині пілона, у комбінації 4 – на межі пілона й отвору, у комбінації 5 вагон перебуває навпроти системи «пілон–отвір–пілон». Дослідження комбінацій власної ваги й навантажень на шпалу не виконується у зв'язку з тим, що вплив власної ваги значно більше впливу навантаження на шпалу.

Навантаження на шпалу представлене вузловими силами, які прикладаються на частину шпали, яка дорівнює відстані між рейками (1,52 м).

Деформаційні характеристики моделі розподіляються таким чином: жорсткість 1 – залізобетон, модуль пружності $E = 3,51 \cdot 10^4$ МПа,

коефіцієнт Пуассона $\mu=0,03$, густина $\rho=2,5$ т/м³; жорсткість 2 – глина суха, модуль пружності $E=32$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu=0,3$, густина $\rho=2,0$ т/м³; жорсткість 3 – бетон В12,5, модуль пружності $E=2,3 \cdot 10^4$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu=0,2$, густина $\rho=2,4$ т/м³. Після закінчення моделювання схеми виконувався розрахунок.

На рис. 4.29 наведені параметри напружень і переміщень у моделі без урахування впливу рухомого складу, лише на дію власної ваги для їх кількісного порівняння з випадком дії метропроїзда.

Параметри НДС для поєднань навантажень одночасної дії власної ваги і навантажень на шпалу не наводяться, тому що вплив власної ваги є значно більшим, ніж впливу від рухомого складу, тому напруження й переміщення від метропроїзда поглинулися напруженнями й переміщеннями від власної ваги.

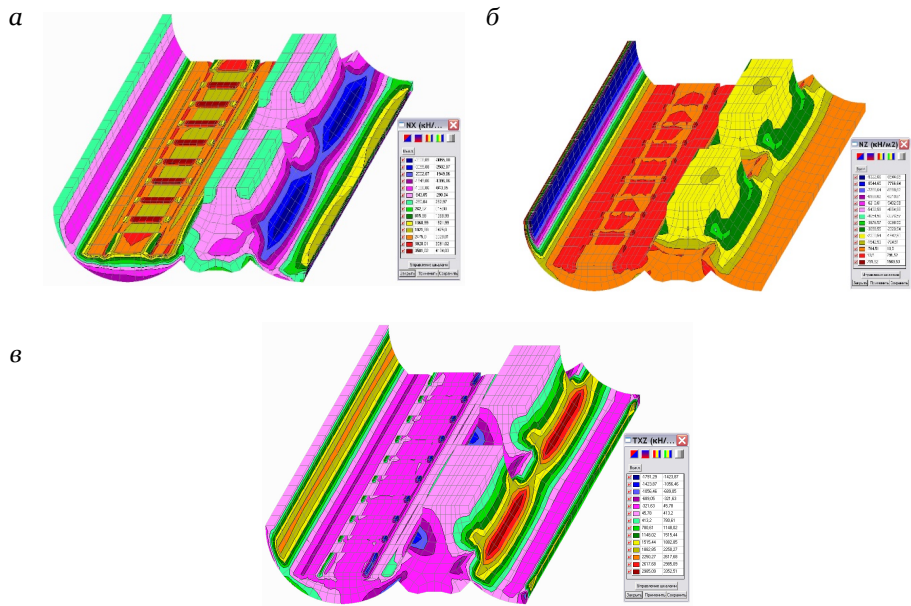


Рис. 4.29. Ізолінії та ізополя НДС фрагмента моделі в разі власної ваги:
 а – нормальні напруження по осі X; б – нормальні напруження по осі Z;
 в – дотичні напруження в площині XZ

Проаналізувавши результати розрахунків, можна зробити такі висновки:

1. Розроблена СЕ-модель конструкції станції з лотоковою частиною і ВБК більш адекватна реальній тунельної конструкції, оскільки дозволяє отримати НДС від впливу рухомого складу метропроїзда.

2. Аналіз результатів контрольного розрахунку на дію лише власної ваги масиву свідчить про те, що кількісно та якісно вони є характерними для випадку сухої глини (3,6 ... 4,1 МПа – горизонтальні напруження; 9,5 ... 9,3 МПа – вертикальні напруження; 1,7 ... 3,3 МПа – дотичні напруження в площині XZ).

3. Аналіз випадків прикладання навантажень на різні шпали (рис. 4.30) свідчить про те, що вплив рухомого складу є локальним і на оправу в лотоковій частині впливає несуттєво. Значний вплив метропроїзда відбувається на рівні 0,5 ... 0,8 м у бетоні лотокової частини, але напруження можна вважати незначними порівняно з міцністю бетону В12,5 (0,24 ... 0,26 МПа – горизонтальні напруження, максимум – 0,29 МПа в разі одночасного впливу на 2-гу й 8-му шпалу; 0,70 ... 0,71 МПа – вертикальні напруження в усіх випадках; напруження рівня 0,05 ... 0,06 МПа – дотичні в площині XZ, поздовжні напруження дуже малі й практично не впливають на загальну картину НДС). Запас міцності бетону лотокової частини від дії тільки рухомого складу становить десятки разів.

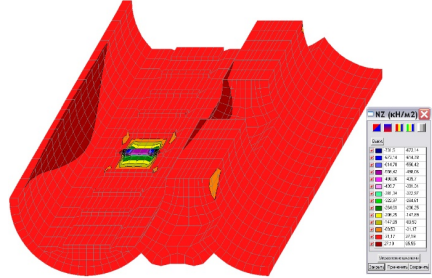
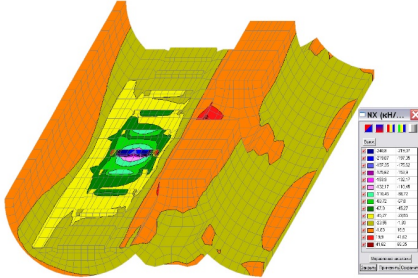
Розрахунок конструкції станції на дію рухомого складу в статичній постановці можна вважати перевірочним, оскільки він не надає результатів, які дозволили б зробити висновок про їхню більшу значущість. Цей висновок підтверджується часткою напружень від рухомого складу у загальному напруженому стані – ця частка становить приблизно 1 ... 2 %.

Для розв'язання задачі впливу метропроїзда з метою отримання більш достовірних результатів змінимо статичну постановку й представимо навантаження у вигляді динамічного впливу. Для цього перетворимо статичну завантаженість від нормативного вертикального навантаження ($F = 150$ кН на кожен вісь) у динамічну шляхом заміни її імпульсом.

Нормальні напруження по осі X

Нормальні напруження по осі Z

а



б

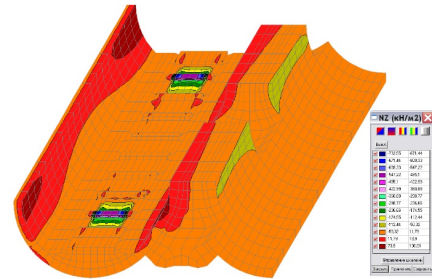
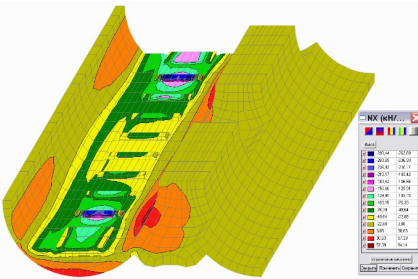


Рис. 4.30. Ізолінії та ізополю напруженого стану фрагмента моделі:
 а – навантаження на 5-ту шпалу;
 б – одночасні навантаження на 2-гу і 8-му шпалу

Імпульсне навантаження в цьому випадку будемо вважати заміною можливого удару колеса об рейку (коефіцієнт динамічності $\mu = 2$, тобто $F = 300$ кН на кожен вісь) при часі дії навантаження $t = 0,1$ с і коефіцієнті непружного опору матеріалу – 0,09 (для бетону або залізобетону), форма – імпульс трикутний, максимальне значення $F = 300$ кН, розподілений по всій поверхні шпали.

Оскільки розрахунок на статичне навантаження показав, що його положення на ВСП незначно впливає на загальний НДС конструкції станції, то імпульсне навантаження прикладається тільки до 5-ї шпали (навпроти отвору). Результати розрахунку НДС при динамічному навантаженні метропроїзда наведені на рис. 4.31.

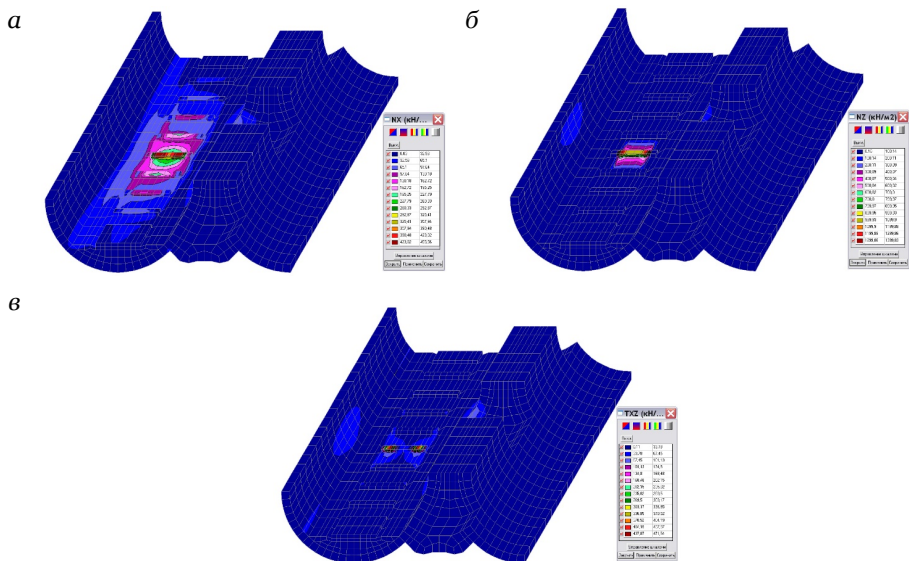


Рис. 4.31. Ізолінії та ізополю напруженого стану фрагмента моделі в разі імпульсу: *a* – нормальні напруження по осі *X*; *б* – нормальні напруження по осі *Z*; *в* – дотичні напруження в площині *XZ*

Порівняння переміщень при статичному та динамічному навантаженні свідчить про їх збільшення при імпульсі у 2 рази (горизонтальні) і 2,5 ... 2,6 рази (вертикальні) при ідентичній якісній картині розподілу деформацій. Рівень напружень у разі імпульсу збільшився кількісно приблизно в 1,8 ... 2,2 рази (максимальні напруження: 0,455 МПа – горизонтальні, 1,4 МПа – вертикальні, 0,47 МПа – дотичні), а якісно змінився незначно порівняно зі статичним навантаженням.

Після виконаного аналізу впливу метропроїзда на конструкцію пілонів станції метрополітену в статичній та динамічній постановці можна зробити обґрунтований висновок про незначний вплив рухомого складу на тунельну конструкцію, а розрахунок, який враховує такі дії, вважати перевірочним.

Розділ 5

ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ ЯК СКЛАДОВА ЧАСТИНА КОМПЛЕКСНОГО АНАЛІЗУ

5.1. Дослідження НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» з урахуванням технології спорудження

Одним із завдань дослідження НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив», що розробляються в останнє десятиліття, є завдання технологічного супроводу (Chang, Kwon, Moon, & Lee, 2005; Cheon, Choi, Jeon, & Ryu, 2005; Tanaka, & Okajima 2008; Колыбин, & Фурсов, 2000; Тютькін, 2008а; Юркевич, 1996), тобто завдання впливу технологічних процесів на загальний НДС. Воно має особливе значення також і з огляду на будівництво підземних споруд у складних інженерно-геологічних умовах.

Урахування впливу деяких факторів, таких як тимчасове кріплення, виконання робіт з бетонування окремими захватками, поетапне розкриття перерізу підземної споруди, на НДС тунельної конструкції детально вивчене в працях (Radkevych, Petrenko, Tiutkin, Horbatiuk, Rapirov, 2019; Тютькін, 2008а; Фролов, & Мордвинков, 2006; Юркевич, 1996), причому створені моделі відрізняються високим ступенем дискретизації, а їхні параметри отримані з лабораторних досліджень. У моделі тунелю, який споруджується гірничим способом, також врахована нерегулярність розкриття перерізу, оскільки в половині моделі калотта розкрита, а в іншій частині розкритий увесь переріз. У праці (Колыбин, & Фурсов, 2000) враховано вплив підземного гаража на тунельні конструкції, проте дискретизація SE-моделі на основі автоматичної тріангуляції призводить до отримання результатів невисокої точності. Дещо в іншому ключі завдання впливу технології розв'язується в роботах (Безродный, 2005; Чеботаев, Щекудов, & Андриянов, 2007), у яких досліджується вплив технології будівництва надземної споруди на вже існуючу підземну. Цей аспект проблеми впливу технології на загальний НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» також важливий, але стоїть трохи осторонь від основних питань.

Постановка задачі про прогнозування деформацій ґрунтового масиву при проходженні тунелів виконана в роботі Чеботаєва, Щекудова, & Андріянова (2007). Однак вона розв'язується на основі плоскої скінченно-елементної моделі (розрахунковий комплекс, розроблений в НДЦ ТМ ВАТ ЦНДІЗ «РУПС-02»), яка створена на базі трикутних скінченних елементів пластинчастого типу, що надалі спільно працюють зі стрижневими СЕ постійного кріплення. Проблеми взаємодії стрижневих і пластинчастих СЕ розглядалися в багатьох працях (Баженов, Гусяр, А. И., Сахаров, & Топор, 1993; Большаков, Яценко, Сосу, и др., 2000; Городецкий, Заборицкий, Лантух-Лященко, & Рассказов, 1981), і коректне застосування цих типів у одній моделі вимагає уведення додаткових умов.

Задача прогнозу деформацій ґрунтового масиву в процесі будівництва підземної споруди більш детально розглядається також у роботі Pang, C. H., Yong, K. Y., & Dasari, G. R. (2005). Основними змінами відносно розрахунків, що застосовувалися раніше на практиці в експлуатаційній стадії, є: використання тривимірної моделі, яка дозволяє не вводити додаткових компромісних припущень, пружно-пластична постановка задачі й урахування процесу пересування прохідницького комплексу. Однак у використовуваних моделях (розрахунковий комплекс «PLAXIS 3D Tunnel 2») тетраедрична скінченно-елементна сітка явно побудована у автоматичному режимі, що знижує точність проведення скінченно-елементного розрахунку. Висновки, зроблені авторами Pang, C. H., Yong, K. Y., & Dasari, G. R. (2005) про задовільне застосування пружно-пластичної моделі Кулона–Мора в піщаних ґрунтах і завищення деформацій у аналогічному застосуванні моделі для глинистих ґрунтів у 2 рази, дещо не обґрунтовані, оскільки додатково це питання не досліджувалося.

Розв'язання такої задачі, але в більш широкій постановці, наведено в роботі Маковського & Фам Ань Туан (2006). Умови задачі розширені, що дозволило врахувати шість конструктивно-технологічних факторів: 1) діаметр щита; 2) глибину закладення тунелю; 3) тиск активного привантаження в забої щита; 4) тиск тампонажного розчину за оправою; 5) ступінь заповнення заоправних пустот тампонажним розчином; 6) наявність наземних будівель, розташованих на трасі тунелю.

Безперечно, розглядати перші два врахованих фактори тривіально, оскільки отримання результатів, адекватних реальній поведінці системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» у процесі експлуатації або будівництва, можливе лише за точної відповідності геометричних параметрів усіх її елементів. Урахування шостого фактора також не є оригінальним, оскільки маса наземних будівель задається в скінченно-елементній моделі у вигляді розподіленого навантаження, що не становить будь-яких методичних і практичних труднощів. Методика урахування третього фактора в роботі (Маковський, & Фам Ань Туан, 2006) не наведена. У роботі також заявлене врахування впливу тампонажного розчину (четвертий і п'ятий фактори), але його методика не описана, а розміри скінченних елементів моделі занадто великі, щоб отримати хоча б якісну картину розподілу параметрів НДС. SE-модель, мабуть також побудована у автоматичному режимі (розрахунковий комплекс «PLAXIS 3D Tunnel 2»), явно не дозволяє отримати скільки-небудь точні результати через неправильну дискретизацію на скінченні елементи, які мають розміри приблизно $2 \times 2 \times 2$ м, причому жодного згущення в місці прилягання оправи до масиву не спостерігається. Таким чином, виконані 23 серії числових розрахунків мають явно якісний характер.

Позитивним внеском у розвиток розрахунків тунельних конструкцій у процесі експлуатації в роботі Маковського & Фам Ань Туан (2006) є те, що результати чисельних експериментів потім аналізуються в ході статистичного аналізу й порівнюються з аналітичними функціями, що є результативним методологічним прийомом, який дозволяє поєднати конкретність рішень чисельних методів з точністю методів аналітичних.

Більш детальним і методологічно розробленим є розв'язання задачі визначення оптимальної величини привантаження забою, яке наводиться в роботі (Зарецький, & Карабаев, 2004). До безперечних переваг постановки задачі належить урахування взаємодії бетонної оправи з оточуючим ґрунтом, поведінка якого описується математичною моделлю Ю. К. Зарецького (нелінійна пружно-пластична модель зі зміцненням (Зарецький, 1980)), а також моделювання процесу проходки підземної споруди в просторовій постановці (комплекс «ГЕО-МІГГ», розроблений у МІГГ). Процес поетапного спорудження тунелю

з подальшим дослідженням привантаження чола забою також розроблений детально, проте слід зауважити, що застосування тетраедричної сітки скінченних елементів 1-го порядку (чотиривузлових) явно негативно впливає на точність результатів. Важливою перевагою праці Зарецького, & Карабаєва (2004) перед роботою Маковського & Фам Ань Туан (2006) є те, що привантаження від міської забудови моделюється не просто розподіленим навантаженням, а об'єктами, що імітують реальні будівлі та споруди.

Велика увага створенню скінченно-елементних моделей, правильне відбиття властивостей яких є запорукою правильності виконання розрахунку й отримання точних результатів, приділяється в роботі (Юфин, & Циммерманн, 2005). Застосування програми «Z_SOIL.PC®», розробленої швейцарською фірмою «ZACE ltd», дозволяє провести пробний розрахунок на крупній сітці з гексаєдрів, а потім в ітераційному процесі визначити найбільш доцільне подрібнення первинної сітки.

Проте в розглянутих вище працях, у яких відбиті основні аспекти вирішення завдання дослідження НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» у процесі проходки, не був врахований фактор впливу конструкції щита, зокрема вплив дії робочих гідроциліндрів. Цього аспекту завдання торкнуться в роботі (Баклашов, Хлопцов, & Рёсслер, 2003), однак її оглядовий характер не дозволив більш детально зупинитися на ньому для того, щоб запропонувати можливі методи його вирішення.

5.2. Урахування технологічних процесів під час спорудження перегінного тунелю

Важливу роль у формуванні НДС системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» відіграють технологічні процеси проходки виробки, монтажу оправи та первинного нагнітання. На сьогоднішньому етапі розвитку підземного будівництва щитова проходка є досить поширеною при спорудженні тунелів і метрополітенів в різних інженерно-геологічних умовах. Аналізуючи й визначаючи переваги цього способу проходки, слід відмітити, що існують і деякі особливості, які впливають на якість робіт, умову взаємодії оправи з ґрунтовим масивом і її подальшу експлуатацію. Одним з основних факторів, які визначають

напружений стан оправи, є її взаємодія з ґрунтовим масивом (Sokolov, Korolev, & Shlykov, 1996; Tiutkin, Petrosian, Radkevych, & Alkhdour, 2019; Мазєїн, Стафєєв, & Маслов, 2007; Тютькін, 2008а). У свою чергу, НДС ґрунтового масиву визначається його фізико-механічними властивостями, а також жорсткістю оправи та якістю нагнітання піщано-цементного розчину, у результаті чого утворюється система «тунельна конструкція – оточуючий масив». Щитова проходка має перевагу в тому, що в процесі робіт безпосередньо за розробкою та транспортуванням ґрунту відразу встановлюють кільця оправи, які сприймають навантаження і протидіють деформації ґрунтового масиву, не допускаючи значних осідань поверхні землі.

Якщо в процесі проходки порушується технологія робіт, то на земній поверхні утворюється так звана мульда осідання значних розмірів, що завжди є неприпустимим. Якщо умовами будівництва закладається обмеження деформації поверхні землі, то необхідно розробити спеціальну технологію робіт, а в деяких випадках і спеціальні пристрої до щита, наприклад, для різного виду привантаження чола вибою, що забезпечує мінімальні деформації ґрунту за щитовою оболонкою.

При розрахунках оправи перегінних тунелів найчастіше враховуються лише постійні навантаження (гірський гідростатичний тиск, власна вага конструкцій) і досить рідко тимчасові (тиск щитових гідроциліндрів, тиск первинного нагнітання). Розрахунок на особливі навантаження, наприклад на сейсмічну дію від землетрусу, має перевірений характер і найчастіше виконується в тих випадках, коли ці навантаження значні. Таким чином, розрахунок оправи перегінних тунелів на постійні навантаження є розрахунком конструкції в експлуатаційній стадії, коли всі поточні процеси можна вважати постійними. Але слід зазначити, що розрахунок в експлуатаційній стадії не є показовим, оскільки додаткові навантаження на тунельну конструкцію не враховуються і, таким чином, не можна вважати розрахований НДС конструкцій адекватним реальному. Також цю тезу доводить простий факт, що в разі впливу на комплекс постійних і тимчасових навантажень тунельна конструкція сприймає широкий і найчастіше нерівномірний спектр навантажень, сума яких значно більша за суму тільки постійних. Тому для розширеного аналізу

взаємодії між оправою і оточуючим масивом доцільним є виконання розрахунків на комплекс постійних і тимчасових навантажень у будівельній стадії.

Найчастіше в ході досліджень розподілу напружень і переміщень в системі «тунельна конструкція – оточуючий масив» наявність щита й щитового комплексу не враховують, хоча відомо, що від технології виконання прохідницьких робіт залежить стійкість чола вибою і міцність оточуючого масиву (Заворицкий, 1975; Тютюкін, 2008а).

Тому для більш точного відображення технологічних процесів розроблена SE-модель, у якій крім оправи змодельований щит з певними геометричними розмірами й деформаційними характеристиками (рис. 5.1).

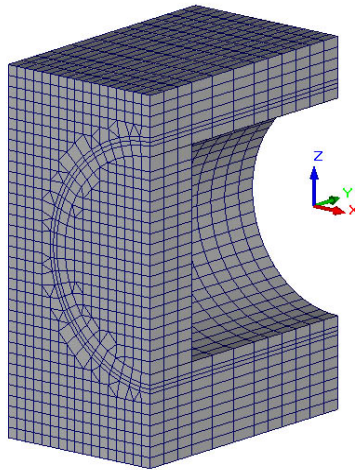


Рис. 5.1. Модель системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» для випадку щитової проходки

При щитовій проходці основним силовим чинником, який значно змінює картину напружень, є дія щитових гідроциліндрів (ГЦ), причому складність картини НДС при урахуванні їхньої дії полягає в тому, що їх напрямок ортогональний дії гірського тиску.

Розподіл деформаційних характеристик SE-моделі наведено на рис. 5.2, на якому також показано розміщення дії щитових ГЦ.

1	1	1	3	3	1500.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	1600.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	1700.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	1800.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	1900.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2000.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2100.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2200.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2300.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2400.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2500.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2600.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2700.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2800.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	2900.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3000.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3100.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3200.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3300.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3400.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3500.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3600.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3700.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3800.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	3900.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4000.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4100.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4200.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4300.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4400.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4500.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4600.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4700.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4800.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	4900.0	2	2	2	2	2	2
1	1	1	3	3	5000.0	2	2	2	2	2	2

Рис. 5.2. Карта деформаційних характеристик моделі

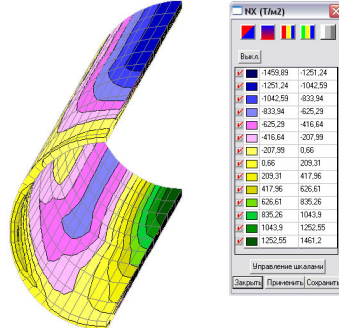
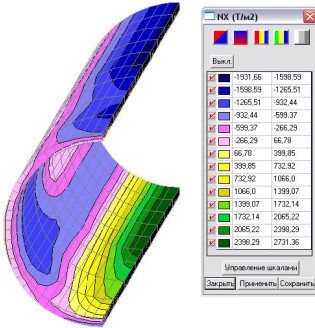
Довжина щита, яка була прийнята до розрахунку, становила 4,5 м, товщина оболонки – 5 см, матеріал щита – сталь марки Ст5, модуль пружності $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 7,7$ т/м³. Для того щоб змодельовати ситуацію при проходці тунелю щитом, перед ним був залишений шар ґрунту з певними деформаційними характеристиками оточуючого масиву шириною 3 м, а після щита розміщена оправа із залізобетону на основі бетону класу В30, наведений модуль пружності $E = 38,5 \cdot 10^3$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,02$, густина $\rho = 2,5$ т/м³, довжиною 6 м. Таким чином, повністю змодельована частина загальної системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» з урахуванням дії щита й уже змонтованої оправи; усім частинам системи присвоєні реальні геометричні й деформаційні характеристики.

У моделі запропоновано врахувати дію 18 щитових ГЦ із загальним значенням сили 18 000 кН за допомогою вузлових сил, які прикладаються до 120 вузлів моделі (рис. 5.3).

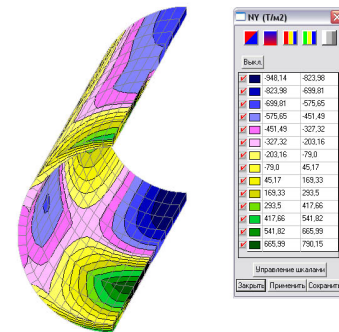
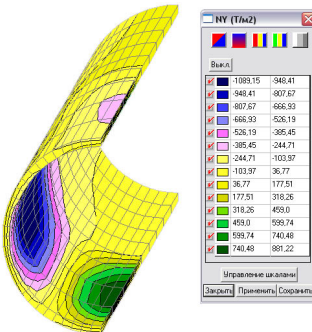
Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

а



б



в

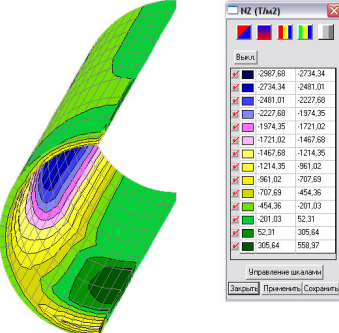
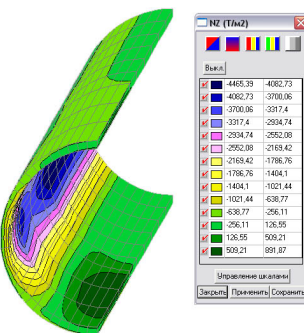


Рис. 5.3. Ізолії та ізополя параметрів напруженого стану перегінного тунелю зі щитом:

а – нормальні напруження по осі X;

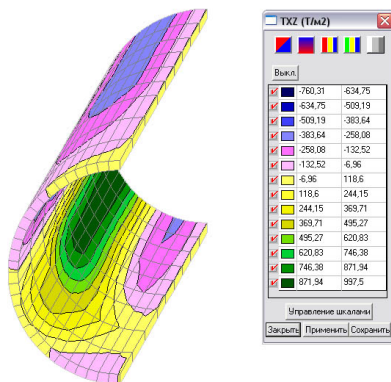
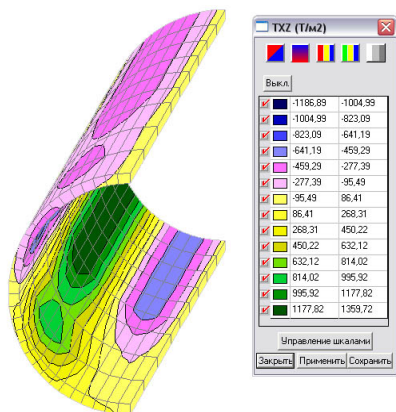
б – нормальні напруження по осі Y;

в – нормальні напруження по осі Z

Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

а



б

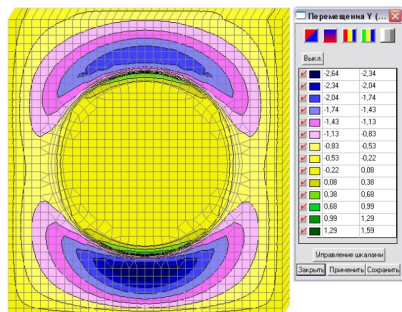
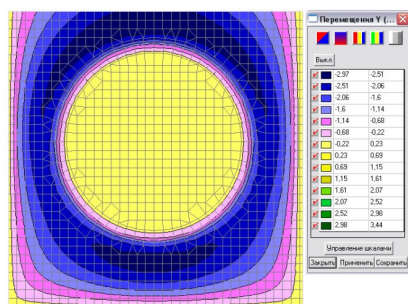


Рис. 5.4. Ізолінії та ізополя параметрів НДС перегінного тунелю зі щитом (оправа і фрагмент моделі):

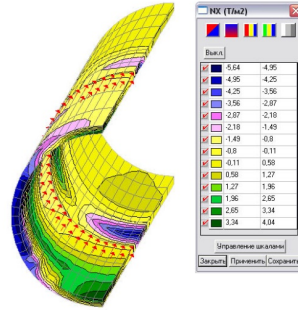
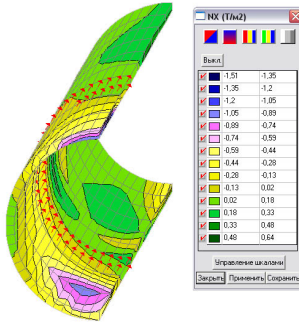
а – дотичні напруження в площині XZ;

б – нормальні напруження по осі Y (вигляд із вибою)

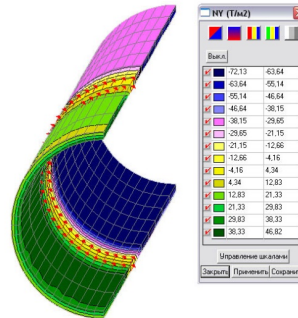
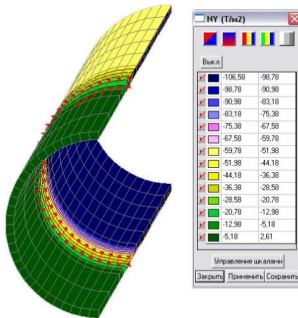
Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

а



б



в

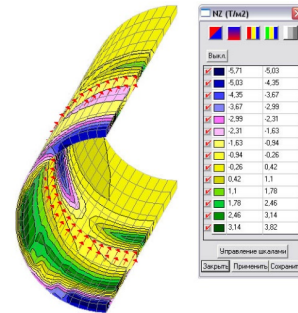
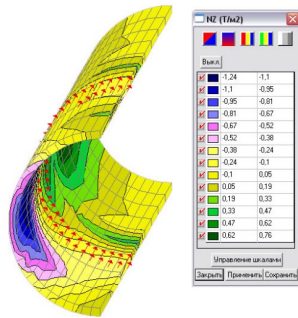


Рис. 5.5. Ізолінії та ізополя параметрів напруженого стану перегінного тунелю з урахуванням дії щитових ГЦ (без урахування власної ваги):

а – нормальні напруження по осі X;

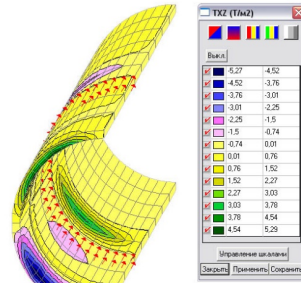
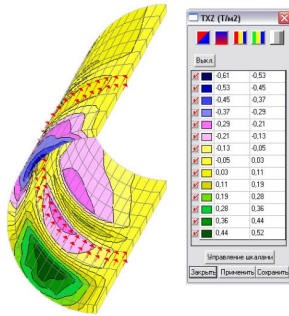
б – нормальні напруження по осі Y;

в – нормальні напруження по осі Z

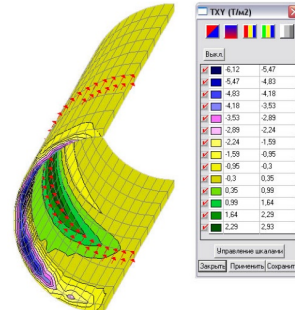
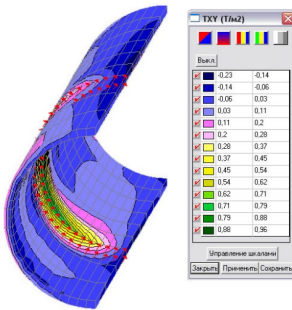
Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

а



б



в

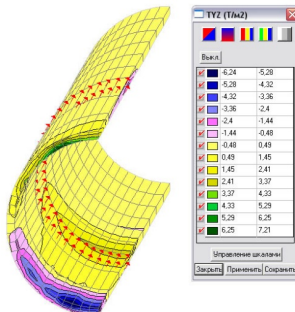
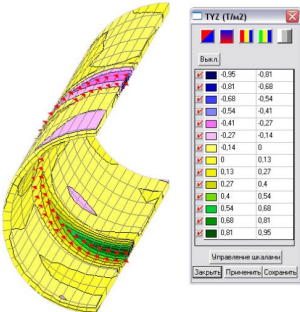


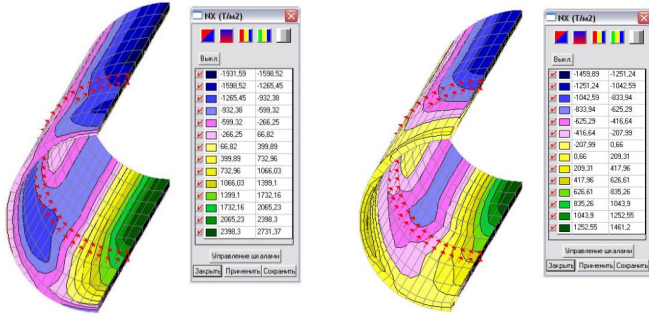
Рис. 5.6. Ізолінії та ізополя параметрів НДС перегінного тунелю з урахуванням дії щитових ГЦ (без урахування власної ваги):

- а – дотичні напруження в площині XZ;
- б – дотичні напруження в площині XY;
- в – дотичні напруження в площині YZ

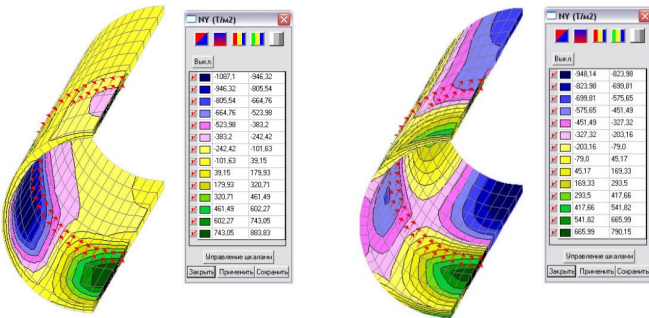
Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

а



б



в

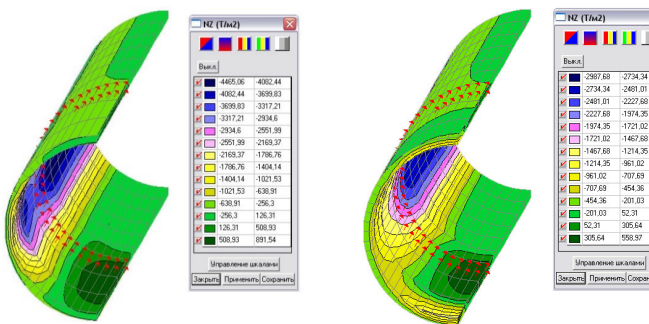


Рис. 5.7. Ізолінії та ізополя параметрів НДС перегінного тунелю з урахуванням дії щитових ГЦ (з урахуванням власної ваги):

а – нормальні напруження по осі X;

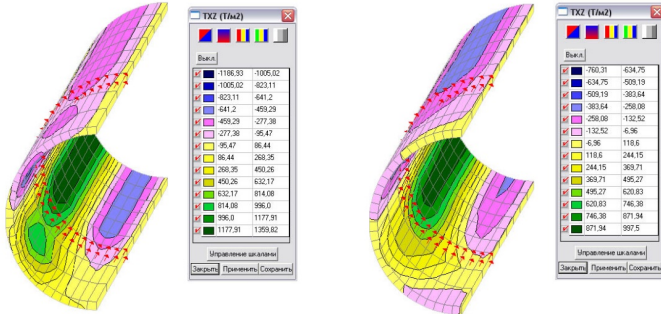
б – нормальні напруження по осі Y;

в – нормальні напруження по осі Z

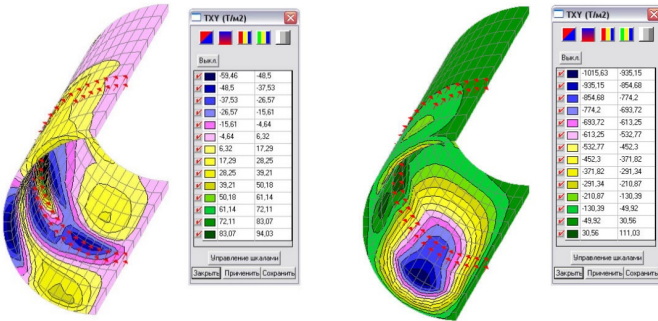
Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

а



б



в

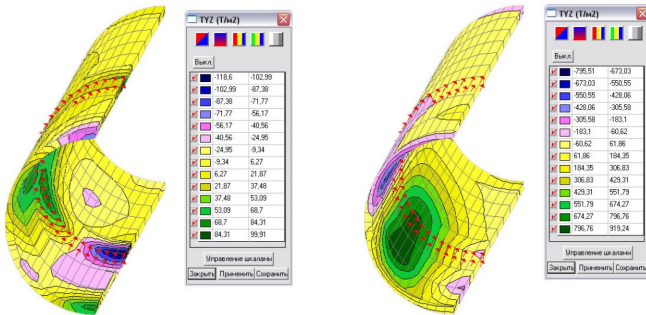


Рис. 5.8. Ізолії та ізополя параметрів НДС перегінного тунелю з урахуванням дії щитових ГЦ (з урахуванням власної ваги):

а – дотичні напруження в площині XZ;

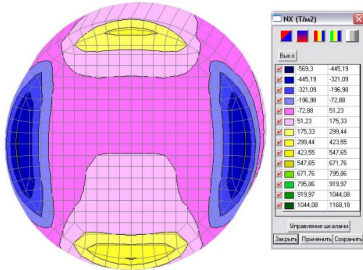
б – дотичні напруження в площині XY;

в – дотичні напруження в площині YZ

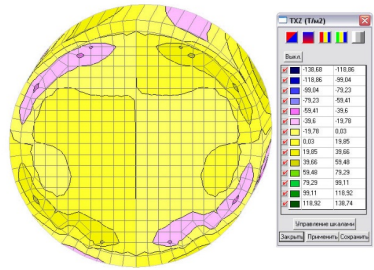
Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

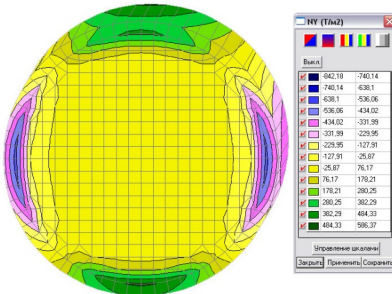
а



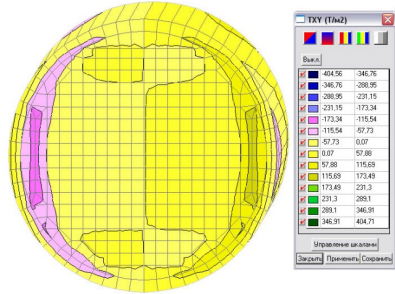
г



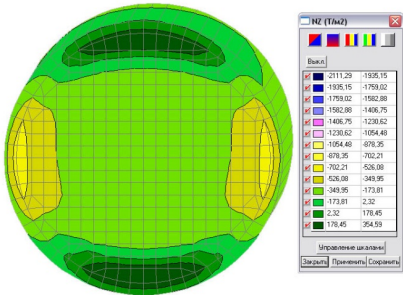
б



д



в



е

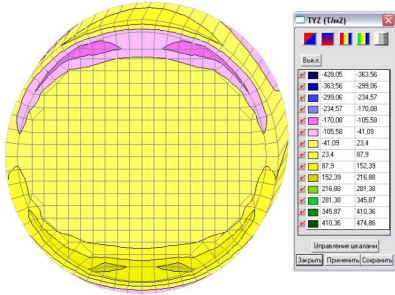


Рис. 5.9. Ізолінії та ізополя параметрів напруженого стану перегінного тунелю з урахуванням дії щитових ГЦ (з урахуванням власної ваги):

а – нормальні напруження по осі X;

б – нормальні напруження по осі Y;

в – нормальні напруження по осі Z;

г – дотичні напруження в площині XZ;

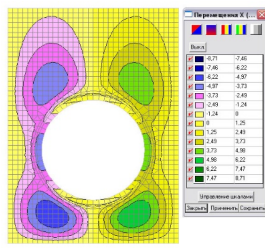
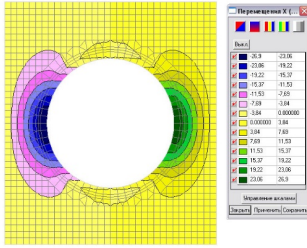
д – дотичні напруження в площині XY;

е – дотичні напруження в площині YZ

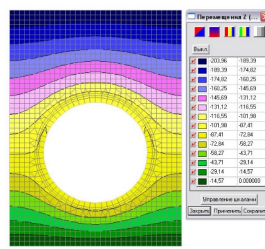
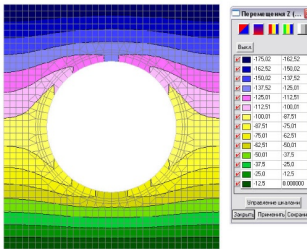
Без кріплення чола вибою

З кріпленням чола вибою

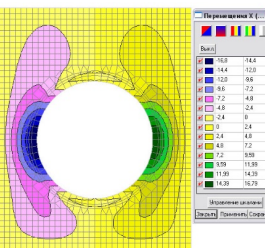
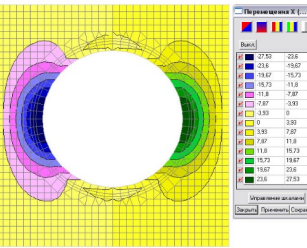
а



б



в



г

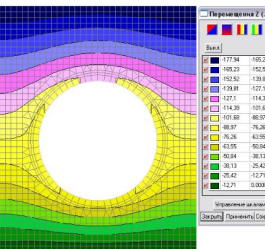
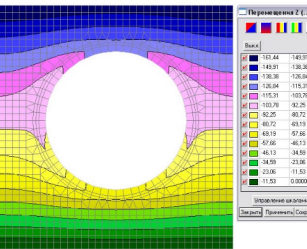


Рис. 5.10. Ізолінії та ізополя переміщень:
 а – переміщення по осі X (переріз у місці щита);
 б – переміщення по осі Z (переріз у місці щита);
 в – переміщення по осі X (переріз у місці оправи);
 г – переміщення по осі Z (переріз у місці оправи)

Для спрощення задачі її постановка була квазістатичною, тобто вважається, що щит тільки почав рухатися, розвиваючи тиск на оправу, але не зрушив з місця. Крім дії щитових ГЦ у моделі змодельована ситуація, коли чоло вибою залишається відкритим. Це відбувається, якщо щит подає робочий орган у протилежний хід щита напрямом при його пересуванні на довжину заходки. У результаті на оправу діє комплекс навантажень, який складається з власної ваги масиву та дії щитових ГЦ, які значно більші за величиною, ніж тільки дія власної ваги. Це, у свою чергу, підтверджує, що розрахунок з урахуванням технологічних навантажень більш інформативний, ніж з експлуатаційними навантаженнями.

З результатів розрахунку (див. рис. 5.3–5.10) можна зробити такі висновки. Наявність щита в передній частині моделі надає загальній системі «щит – тунельна конструкція – масив» великої жорсткості, що відбивається в більших переміщеннях, причина яких пояснювалася для чавунної оправи. Значний інтерес становить розподіл переміщень для двох випадків проведення прохідницьких робіт: без кріплення і з кріпленням чола вибою. Причому результати дають можливість аналізувати ці переміщення як у перерізі в місці розташування передньої частини щита, так і в місці оправи. Відсутність кріплення чола вибою аналогічно ситуації вже змонтованої оправи, але з підвищеною жорсткістю в передній частині щита. Цей висновок можна зробити після аналізу деформаційної картини (див. рис. 5.10), який свідчить про те, що кріплення вибою значно зменшує переміщення по осі X (у 3,0 рази в місці щита і в 1,63 рази в місці оправи), причому характер деформації змінюється не тільки кількісно, але і якісно (рис. 5.10, *a*). При цьому ж вертикальні переміщення моделі (по осі Z) у разі кріплення чола вибою значно збільшуються через підвищення жорсткості (30 мм у перерізі щита і 16 мм у перерізі оправи). Причому повні осідання оправи у двох випадках залишаються на одному рівні (114 ... 115 мм – осідання замка, 69 ... 76 мм – осідання лотока, 39 ... 45 мм – загальне осідання оправи). Це свідчить про те, що проходка щитом значно впливає на розвиток деформацій земної поверхні, тобто і при проходці щитом виникає мульда осідання, але значення осідань не є критичними, тому що не входять у межі (вертикальні осідання – до 150 мм). На загальні

осідання оправи у двох випадках кріплення чола вибою не впливає, оскільки монтаж оправи відбувається на відстані 5 ... 6 м від нього, тому відзначається загасання його впливу. Переміщення по осі Y (див. рис. 5.3) у двох випадках незначні, оскільки кріплення чола вибою зменшує їх величину.

На рис. 5.3, а і 5.4 наведена картина напружень у разі дії щитових ГЦ, причому вона значно змінюється в разі кріплення чола вибою як кількісно, так і якісно. При кріпленні чола вибою напруження змінюються в 1,32 ... 1,87 раза (напруження по осі X), у 1,12 ... 1,14 раза (напруження по осі Y) і 1,49 ... 1,59 раза (напруження по осі Z). Обчислимо для двох варіантів (без кріплення чола вибою – варіант 1; з кріпленням – варіант 2) еквівалентні напруження за відомою формулою (табл. 5.1).

Таблиця 5.1

Результати розрахунку еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності

№ пор.	Вид кріплення чола вибою	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа
		Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
1	Варіант 1	-19,3	-2,56	-0,96	20,8
2	Варіант 1	2,73	-2,56	-0,96	3,19
3	Варіант 1	-0,93	-4,67	13,59	24,1
4	Варіант 2	-14,59	-2,01	-0,69	15,73
5	Варіант 2	1,46	-2,01	-0,69	2,16
6	Варіант 2	-0,83	-2,98	9,97	17,6

Примітка. У таблиці під порядковими номерами наведено такі випадки: 1 і 4 – замок; 2 і 5 – лотік; 3 і 6 – точка на горизонтальному діаметрі.

Слід зауважити, що розподіл напружень у масиві в місці щита і в місці оправи якісно відрізняються, тому еквівалентні напруження (див. табл. 5.1) визначено лише для оправи. З аналізу таблиці можна зробити

висновок, що при дії щитових ГЦ на оправу без кріплення чола вибою напруження в оправі, а саме в замку і на горизонтальному діаметрі, вище межі міцності бетону оправы, що може бути причиною тріщин у бетоні й виведення оправы з умов нормальної експлуатації. Тому дія щитових ГЦ має врівноважуватися кріпленням чола вибою різними методами (механічним посуванням робочого органу або різними видами привантаження) і своєчасно виконаним первинним нагнітанням.

Для більш детального аналізу перевіримо напруження в оправі від дії щитових ГЦ за умовою $[\sigma] \geq \sigma_y$, де $[\sigma]$ – розрахунковий опір бетону на стиск, бетон марки В30 $[\sigma] = 17,0$ МПа. У точках на горизонтальному діаметрі напруження по осі Y становлять приблизно 6,65 МПа у варіанті 1 і 9,48 МПа у варіанті 2, що приблизно в 2 ... 3 рази менше, ніж межа міцності бетону на стиск. Таким чином, можна зробити висновок, що дія щитових ГЦ в комплексі з дією власної ваги незначно змінює НДС оправы.

Для того щоб відокремити вплив на формування загального НДС системи «щит – тунельна конструкція – масив», виконано розрахунок перегінного тунелю на дію щитових ГЦ без урахування власної ваги масиву. Результати цього розрахунку (див. рис. 5.5, 5.6) дають можливість зробити висновок, що дія щитових ГЦ найбільше впливає на складову напружень по осі Y, тобто по тій осі, по якій прикладається їх дія. Дві другі компоненти (див. рис. 5.5, 1–2, а, в) змінюються від дії щитових ГЦ незначно, на відміну від компоненти по осі Y, значення якої як у разі незакріпленого чола вибою, так і у разі закріпленого в 1,20 ... 1,34 рази більше, ніж той самий параметр у разі дії лише власної ваги масиву. Слід зазначити, що розрахунок виконувався тільки для залізобетонної оправы, тому порівняння цих параметрів для чавунної некоректне. Можна також зауважити, що розподіл компоненти напружень по осі Y є рівномірним, що ще раз доводить, що дія щитових ГЦ проявляється на значній відстані від місця прикладення навантаження (3 ... 4 м від прикладення зусиль ГЦ), при цьому її значення становить 1,06 МПа в разі незакріпленого чола вибою і 0,72 МПа в разі закріпленого. Картина розподілу дотичних напружень (див. рис. 5.7) також доводить той факт, що дія щитових ГЦ значно впливає на

компоненту нормальних напружень по осі Y , не впливаючи на інші компоненти. Про це свідчить розподіл дотичних напружень лише в зоні впливу щитових ГЦ і їх невеликі значення (до 0,095 МПа в першому випадку і 0,72 МПа в другому випадку); також відзначається збільшення значень дотичних напружень у разі закріплення чола вибою.

Після з'ясування впливу дії щитових ГЦ виконано розрахунок на спільну їх дію з гравітаційною складовою власної ваги системи (див. рис. 5.8–5.9). Обчислимо для двох варіантів (без кріплення чола вибою – варіант 1; з кріпленням – варіант 2) еквівалентні напруження (табл. 5.2).

Для розрахунку еквівалентних напружень вибрано переріз з найбільшими значеннями напружень – у місці докладання зусиль щитових ГЦ, тому що картина розподілу напружень у системі є дуже складною. Також обчислимо для двох варіантів еквівалентні напруження для площини XU (табл. 5.3).

Два розрахунки еквівалентних напружень у площинах XZ і XU свідчать про те, що їх значення майже на порядок менше значення розрахункового опору бетону на стиск (бетон В30 [σ] = 17,0 МПа), тобто спільна дія щитових ГЦ з власною вагою системи не викликає руйнування в оправі.

Таблиця 5.2

Результати розрахунку еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності

№ пор.	Вид кріплення чола вибою	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа
		Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
1	Варіант 1	-1,59	-0,64	-0,95	2,58
2	Варіант 1	2,38	-0,64	-0,95	2,69
3	Варіант 1	-0,59	-4,47	0,99	5,09
4	Варіант 2	-1,25	-0,20	-0,069	1,37
5	Варіант 2	0,63	-0,20	-0,069	0,57
6	Варіант 2	-0,63	-2,98	0,75	3,58

Примітка: у таблиці під порядковими номерами наведені такі випадки: 1 і 4 – замок; 2 і 5 – лотік; 3 і 6 – точка на горизонтальному діаметрі.

**Результати розрахунку еквівалентних напружень за
четвертою теорією міцності**

№ пор.	Вид кріплення чола вибою	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа
		Нормальне по осі X	Нормальне по осі Y	Дотичне в площині XY	
1	Варіант 1	-1,59	-0,24	-0,046	1,74
2	Варіант 1	2,38	0,46	-0,046	2,64
3	Варіант 1	-0,59	-0,81	-0,59	1,59
4	Варіант 2	-1,25	-0,45	0,11	1,54
5	Варіант 2	0,63	0,29	0,11	0,84
6	Варіант 2	-0,63	-0,45	0,11	0,96

Примітка: у таблиці під порядковими номерами наведено такі випадки: 1 і 4 – замок; 2 і 5 – лотік; 3 і 6 – точка на горизонтальному діаметрі.

Виконані розрахунки свідчать про те, що дія щитових ГЦ зрівноважує дію власної ваги системи, перерозподіляючи компоненти напружень, і, таким чином, відіграє важливу роль у формуванні загального НДС. Отже, у результаті виконаних досліджень можна зробити висновок, що для комплексного аналізу напружень і переміщень в оправі перегінного тунелю виконання розрахунку оправі тільки в стадії експлуатації недостатньо.

5.3 Аналіз впливу шаруватості при спорудженні перегінних тунелів у перехідній зоні від спондилових глин до водонасичених пісків³

Як відомо, перегінні тунелі в спондилових глинах перебувають у досить стійкому стані, і деформації їх оправ не перевищують гранично допустимих для цієї категорії ґрунтів (Заворицкий, 1975). Однак у перехідній зоні від спондилових глин до водонасичених пісків виникають значні навантаження, які призводять до збільшених деформацій (Petrenko, Huzchenko, Tiutkin, O. L., Tiutkin, D. V., 2014), що зумовлено наявністю шаруватості. Для дослідження НДС перегінного тунелю в шаруватому масиві створена просторова модель з об'ємних елементів (рис. 5.11 і 5.12).

³ Підрозділ написано спільно із аспірантом Д. В. Тютюкіним.

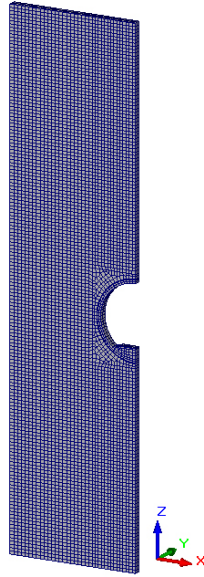


Рис. 5.11. Скінченно-елементна модель (СЕ-модель) перегінного тунелю з взаємодією оточуючого масиву

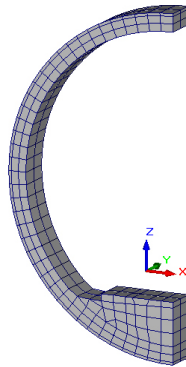


Рис. 5.12. Частина перегінного тунелю в режимі презентаційної графіки

Модель побудована на основі скінченних елементів типу призма (34-й і 36-й тип елемента в комплексі SCAD) з узгодженими вузлами. У моделі застосовувалися елементи таких розмірів у площині XZ : $0,24 \times 0,24$ м (понад 95 % від обсягу СЕ схеми – увесь ґрунтовий масив і оправа), $0,1 \times 0,25$ м (2,5 % від схеми – моделювання шару нагнітання

за оправу). По осі Y (по довжині тунелю) розмір елементів становив 0,3 м, що обґрунтовується меншим впливом розміру СЕ у цьому напрямку.

СЕ-модель, яка застосовувалася в усіх дослідженнях, має такі розміри: по осі X – 10,0 м; по осі Y – 0,6 м; по осі Z – 40,0 м. Загальна кількість вузлів СЕ-моделі – 18 246, загальна кількість СЕ – 11736 штук. Кількість СЕ свідчить про те, що розв’язувана задача є задачею середньої розмірності. Модель була створена таким чином, щоб відтворити всі геометричні розміри перегінного тунелю: діаметр внутрішній – 5,6 м, діаметр зовнішній – 6,04 м (залізобетонні блоки класу В30).

Моделям були присвоєні деформаційні властивості, отримані з реальних досліджень матеріалів, стратиграфічна колонка відображає частину масиву, що оточує досліджуваний тунель (рис. 5.13).

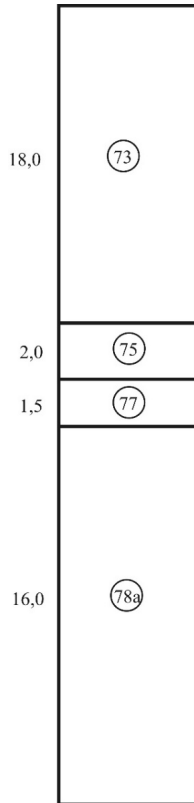


Рис. 5.13. Стратиграфічна колонка частини масиву навколо тунелю

Властивості інженерно-геологічних елементів стратиграфічної колонки наведені в табл. 5.4.

Таблиця 5.4

Властивості ґрунтів ІГЕ

Номер ІГЕ	Коефіцієнт міцності за Прото-дьяконовим f	Коефіцієнт пористості e (д. од)	Питоме зчеплення C , кПа	Кут внутрішнього тертя φ , град	Модуль деформації E , МПа	Густина ґрунту ρ , т/м ³
73	1,0	0,767	78	15	30,0	1,96
75	0,8	0,627	5	18	25,0	2,01
77	0,6	0,574	3	28	20,0	1,82
78a	0,4	0,580	2	28	20,0	1,86

Продовження табл. 5.4

Властивості ґрунтів ІГЕ

Номер ІГЕ	Природна вологість W , д. од.	Пористість n , %	Ступінь вологості S_r , д. од.	Коефіцієнт фільтрації K_f , м/добу	Розрахунковий опір R_0 , кПа
73	0,273	43,4	0,978	0,005	325
75	0,206	38,5	0,883	0,120	250
77	0,080	36,5	0,330	1,300	200
78a	0,260	36,7	–	5,000	200

ІГЕ 73 – глина блакитно-зеленувато-сіра мергелиста, пілувата, слюдиста, карбонатна, з тонкими прошарками й гніздами сірого пілуватого піску, місцями тріщинувата, водонепроникна по тріщинах і піщаних шарах, тугопластична, напівтверда, тверда (глина спондилова);

ІГЕ 75 – суглинок блакитно-сірувато-зелений слюдистий, пілуватий, карбонатний, твердий, напівтвердий, тугопластичний;

ІГЕ 77 – пісок блакитно-зеленувато-сірий дрібний, пилюватий, глинистий, мергелистий, слабослюдистий, середньої щільності, маловологий, вологий, насичений водою;

ІГЕ 78a – пісок сірий, зеленувато-сірий, місцями середньої крупності, середньої густини, щільний, насичений водою.

Оскільки за наведеними властивостями конкретні ґрунти можна розділити на глинисті й піщані, то для спрощення розрахунків складена табл. 5.5. У ній наведено середні розрахункові значення властивостей шарів, у яких відображена реальна стратиграфічна колонка, що застосовується в численних розрахунках (рис. 5.14).

Таблиця 5.5

Властивості ґрунтів ІГЕ

№ ІГЕ	Коефіцієнт міцності за Протодьяконовим f	Модуль деформації E , МПа	Густина ґрунту ρ , т/м ³
73	0,9	27,5	1,99
78a	0,5	20	1,84



Рис. 5.14. Зведена стратиграфічна колонка частини масиву навколо тунелю

Така заміна реальної стратиграфічної колонки зведеною правомірною, оскільки товщина шарів, які не враховуються, невелика (1 ... 2 м) і таким чином не може значно впливати на картину розподілу деформацій.

Деформаційні властивості залізобетону отримані як зведені характеристики, і для залізобетону на основі бетону класу В30 становили: модуль пружності $E = 35000$ МПа (при відсотку армування – 1 ... 3 %), коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,5$ т/м³. Властивості цементно-піщаного розчину, який подається за оправу при первинному нагнітанні, були такими: усереднена товщина 0,1 м, модуль пружності $E = 20\ 000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,2$ т/м³.

Розрахунок вусіх моделей виконувався на два навантаження: 1) дія метропоїзда; 2) власна вага оточуючого масиву й конструкції. Урахування дії метропоезда відображено в нормативних документах (п. 9.44 ДБН В.2.3-7-2010 (2011)). Але розрахунки впливу рухомого складу залишаються перевірними, оскільки відомо, що вага поїзда становить не більше 5 ... 10 % від дії гірського тиску (Тютюкін, 2008b).

Згідно п. 9.44 ДБН В.2.3-7-2010 (2011), навантаження від рухомого складу метропоїзда, що діють на верхню будову колії (ВБК), нормуються таким чином: 1) нормативне вертикальне навантаження – 150 кН на кожну вісь; 2) нормативне горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування або сили тяги – 10 % від нормативного вертикального навантаження рухомого складу (15 кН на рівні головки рейки); 3) нормативне горизонтальне поперечне навантаження від ударів ходових частин (прикладене на рівні головки рейки рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю 2 кН/м). У подальшому дослідженні будуть враховані тільки перші навантаження в комплексі, друге і третє не враховуються через їх незначну величину.

Для прикладання навантажень від рухомого складу змодельована верхня будова колії, щоб більш точно відтворити систему впливу метропоїзда. Геометричні параметри ВБК: товщина баластного шару – 0,8 м, матеріал баласту – бетон класу В12,5 (модуль пружності $E = 27000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,2$ т/м³). У ВБК відображена не вся рейкошпальні ґрати, а тільки одна шпала.

Надалі виконується дослідження деформованого стану оправи в зоні переходу від глини до піску. Для цього здійснюється серія розрахунків:

1) варіант 1 – реальний випадок, при якому тунель перетинає два шари ґрунту (ІГЕ 73 і ІГЕ 78а, рис. 5.15, а);

2) варіант 2 – можливий випадок, при якому тунель залягає тільки в одному шарі ґрунту (ІГЕ 73, рис. 5.15, б);

3) варіант 3 – можливий випадок, при якому тунель залягає тільки в одному шарі ґрунту (ІГЕ 78а, рис. 5.15, в).

Варіант 2 і 3, які є гіпотетичними, дають можливість подальшого порівняння деформованого стану оправи та масиву, оскільки вони є однорідними. Розрахунок деформованого стану цих двох випадків дозволяє порівняти значення деформацій з варіантом 1 і зробити висновок про вплив шаруватості на розвиток вертикальних деформацій.

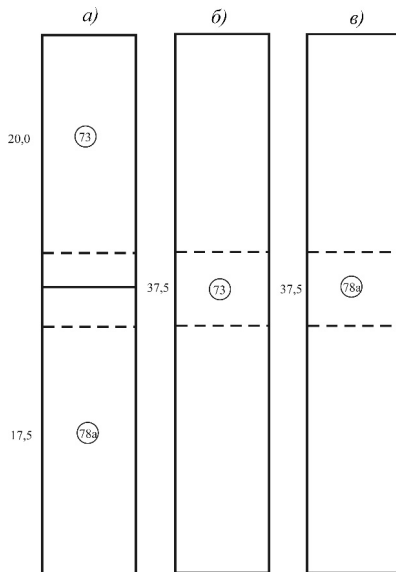


Рис. 5.15. Стратиграфічні колонки з розміщенням тунелю (пунктиром позначено положення замка і лотока):

а – варіант 1; б – варіант 2; в – варіант 3

Після створення СЕ-моделей виконувався їх розрахунок, результати якого наведені на рис. 5.16 і 5.17.

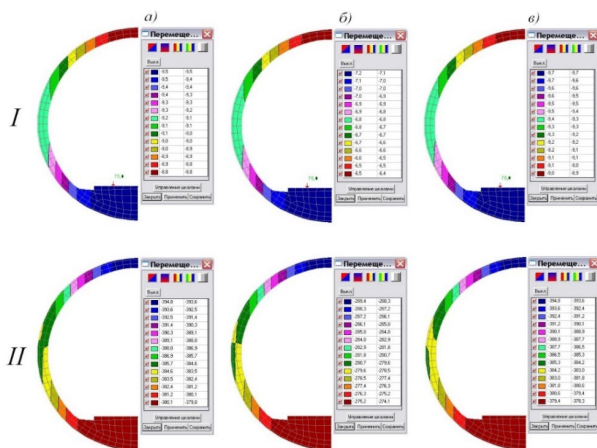


Рис. 5.16. Ізолінії та ізополія вертикальних переміщень оправи тунелю від дії метропоїзда (I) і власної ваги моделі (II):
а – варіант 1; б – варіант 2; в – варіант 3

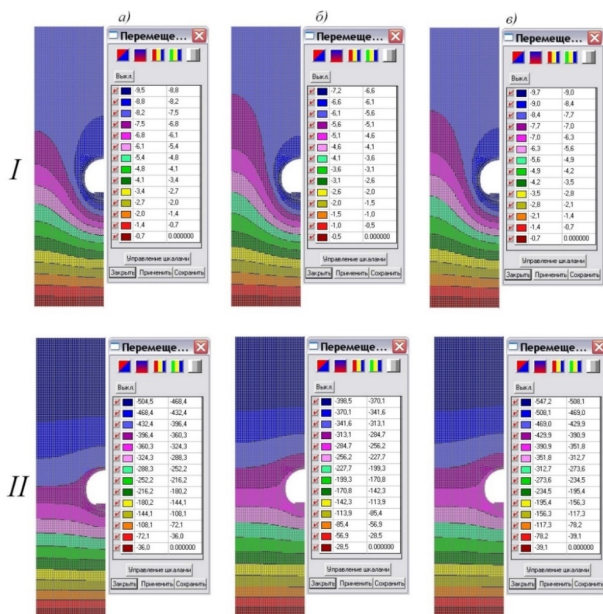


Рис. 5.17. Ізолінії та ізополія вертикальних переміщень масиву навколо тунелю від дії метропоїзда (I) і власної ваги моделі (II):
а – варіант 1; б – варіант 2; в – варіант 3

Результати розрахунку показали, що вплив метропоїзда на горизонтальні переміщення оправи майже відсутній, оскільки значення деформацій у всіх трьох варіантах однакові (максимальне – 0,4 мм на горизонтальному діаметрі оправи). Горизонтальні деформації в моделі, тобто в оправі, яка взаємодіє з масивом, якісно ідентичні, а кількісно змінюються незначно (0,4 ... 0,5 мм).

Аналіз рис. 5.16 і 5.17 свідчить про те, що вплив метропоїзда на вертикальні переміщення оправи значний, оскільки значення деформацій у всіх трьох варіантах розташовано в межах 10 мм (варіант 1 – -9,5 мм, варіант 2 – -7,2 мм, варіант 3 – -9,7 мм). У цій компоненті різниця між варіантами значна й становить 1,32 раза між варіантом 1 і 2 та 1,35 раза між варіантами 2 і 3. Можна зробити висновок, що закладення в глині у варіанті 2 є найбільш оптимальним, причому різниця між варіантами 1 і 2 є незначною. Таким чином, часткове закладення тунелю в глині, коли пісок є підстильним шаром, практично не впливає на деформований стан, що пояснюється великою деформаційною здатністю піску.

Вертикальні деформації від дії масиву якісно збігаються в моделі і фрагменті моделі (оправі), але кількісно вони підтверджують те, що було відзначено в разі дії метропоїзда. Слід вказати на відповідні зміни в максимальних значеннях вертикальних деформацій (верх моделі): варіант 1 – мінус 394,8 мм, варіант 2 – мінус 289,3 мм, варіант 3 – мінус 394,8 мм. Для того щоб знайти абсолютні деформації точок оправи, наприклад, у замку, слід відняти значення деформації в ньому від того самого значення в лотку. Таким чином, максимальні значення вертикальних деформацій у замку становлять: варіант 1 – $-394,8 - (-379) = -15,4$ мм, варіант 2 – $-289,3 - (-274,1) = -15,2$ мм, варіант 3 – $-394,8 - (-378,3) = -16,5$ мм. Це також свідчить про підвищену деформаційну здатність масиву у варіанті 1 і 3.

Одним з головних чинників, який впливає на розвиток деформацій, є зміна деформаційних властивостей, особливо модуля деформації ґрунту, наприклад, під впливом ґрунтових вод. Виконано розрахунок реального випадку закладення тунелю (варіант 1) з урахуванням зміни модуля деформації піску. Була розрахована модель з модулем деформації $E = 20$ МПа, проведено шість розрахунків: варіанта 1 – $E = 17,5$ МПа

(підваріант 1), 2 – $E = 15$ МПа (підваріант 2), 3 – $E = 12,5$ МПа (підваріант 3), 4 – $E = 10$ МПа (підваріант 4), 5 – $E = 7,5$ МПа (підваріант 5), 6 – $E = 5$ МПа (підваріант 6). Аналогічно попередньому розрахунку визначено максимальні вертикальні деформації в замку оправи. Крім того, варто зауважити, що якісна картина розподілу ізополів переміщень не змінилася, змінилися тільки кількісні значення. Отримані результати підтверджують, що вплив деформаційних характеристик (модуля деформації піску) незначно впливає на горизонтальні деформації в разі дії метропоїзду, але під дією власної ваги зміни істотніші.

Аналізуючи абсолютні вертикальні деформації оправи, слід зазначити, що зменшення модуля пружності піску (моделювання замочування) істотно впливає на вертикальні деформації оправи. Також слід наголосити, що цей розрахунок виконувався в статичній постановці, хоча в реальних умовах динамічна дія від руху метропоїзда викликає віброосідання замоченого піску під оправою тунелю. Крім того, залежність між модулем пружності піску E і переміщеннями оправи S має цілком закономірний характер, який можна відстежити за допомогою побудови графіка (рис. 5.18). Максимальні вертикальні деформації оправи складають 15,6 мм при найменшому заданому модулі пружності піску 5 МПа.

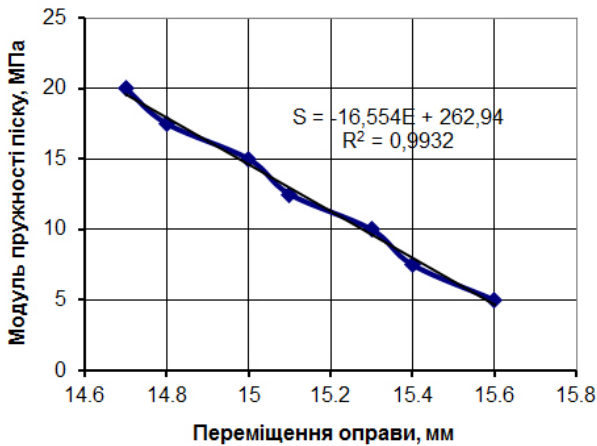


Рис. 5.18. Графік залежності вертикальних деформацій оправи від модуля пружності піску

Графік побудований в програмному комплексі Microsoft Excel, і за допомогою функціональних можливостей програми виконано апроксимацію результатів. Як апроксимуюча функція була обрана лінійна залежність, яка відображається рівнянням $S = -16,554E + 262,94$, величина достовірності апроксимації якого становить $R^2 = 0,9932$, що вказує на високий збіг з апроксимуючою лінійною функцією.

У реальних умовах додаткова динамічна дія від руху метропоїзда призведе до більшого зростання деформацій, які стануть причиною встановлення обмеження швидкості метропоїзда на цій ділянці перегінного тунелю. Найчастіше для зменшення деформацій, що виникають при зниженні несучої здатності основи, використовують штучні способи закріплення ґрунтів. Найбільш простим і ефективним способом штучного зміцнення ґрунтів є нагнітання цементно-піщаного розчину за оправу. Для того щоб спрогнозувати розвиток деформацій після штучного закріплення ґрунту, була створена розрахункова модель, де основа під тунелем була закріплена цементно-піщаним розчином.

Жорсткість цементно-піщаного розчину, який подається за оправу при закріпленні, була такою: модуль пружності $E = 20000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,2$ т/м³. Товщина шару закріпленого піску прийнята рівною 1 м. Такий спосіб закріплення ґрунтів моделювався при модулях пружності піщаного шару від 5 до 20 МПа. На підставі розрахунків побудований графік залежності вертикальних деформацій оправи від модуля пружності піску при цементно-піщаному закріпленні ґрунту (рис. 5.19). Навантаження прикладалося від ваги всієї моделі.

Графік деформацій на рис. 5.19 показує, що після виконання штучного закріплення ґрунту вертикальні деформації тунелю зменшилися в середньому на 5,5 мм, тобто приблизно на третину від максимальних деформацій за відсутності посилення ґрунту з модулем пружності 5 МПа. Крім того, таке закріплення ґрунту ефективно як для незамоченого піску з високим модулем пружності, так і водонасиченого піску.

Таким чином, у ході дослідження виявлена основна причина значних деформацій на ділянці переходу від спондилових глин до бучацьких пісків, що пояснюється явищем віброосідання водонасиченої основи під тунелем і визначає наукову новизну виконаних досліджень в області шаруватих масивів.

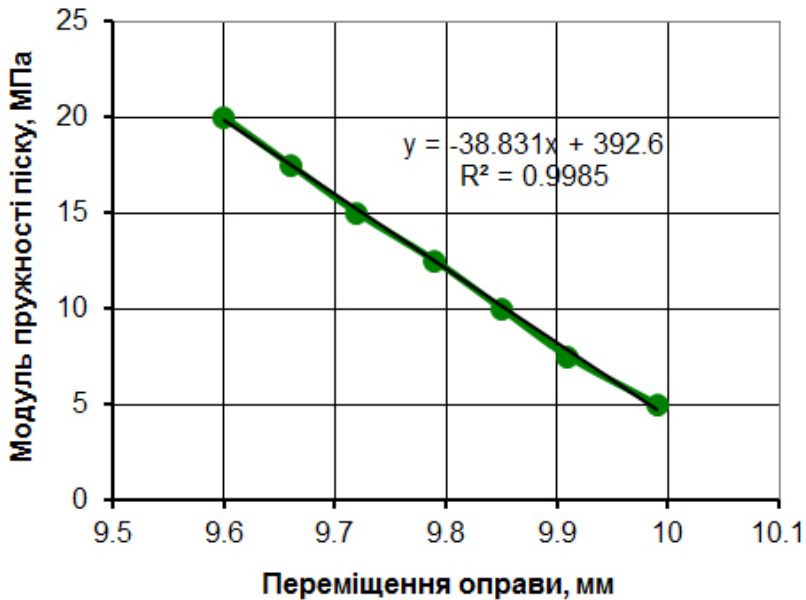


Рис. 5.19. Графік залежності вертикальних деформацій оправи від модуля пружності піску при активному тампонажі

5.4. Керування напруженим станом оправи шахтного стовбура під час проведення спеціального способу заморожування⁴

Під час проведення спеціального способу заморожування важливим питанням нормальної роботи конструкції шахтного стовбура є керування його напруженим станом, що реалізовується на основі результатів чисельного аналізу оправи в процесі заморожування ґрунтів та отриманих закономірностей напруженого стану в разі зміни їх властивостей (Tiutkin, Miroshnyk, Radkevych, & Alkhdour, 2019). Ці закономірності дозволяють, змінюючи напружений стан замороженого масиву, керувати напруженим станом оправи й таким чином підбирати її раціональні геометричні параметри, зокрема товщину. Отримання закономірностей напруженого стану багатопарової системи «ґрунт оточуючого масиву – заморожений ґрунт – оправа шахтного стовбура» є

⁴ Підрозділ написано спільно із аспірантом В. А. Мірошником.

центрального питання керування напруженим станом (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Mirosnyk, & Alkhdour, 2018).

Для його вирішення були виконані серії чисельного аналізу багатосарової системи «грунт оточуючого масиву – заморожений грунт – оправа шахтного стовбура» на основі методу скінченних елементів. Розрахунок виконувався для того, щоб визначити вплив льодоґрунтової огорожі та її роль у формуванні напруженого стану оправи стовбура й масиву при заморожуванні ґрунту навколо шахтного стовбура.

Для цього була розроблена модель стовбура із взаємодією оправи та оточуючого масиву, побудована на основі реальних геометричних розмірів, результатів лабораторних досліджень і застосування розрахункового професійного комплексу SCAD. Першим етапом створення об'ємної моделі є розробка плоского прототипу (рис. 5.20) (Борщевский, Петренко, Тюткин, Антонов, & Плешко, 2006).

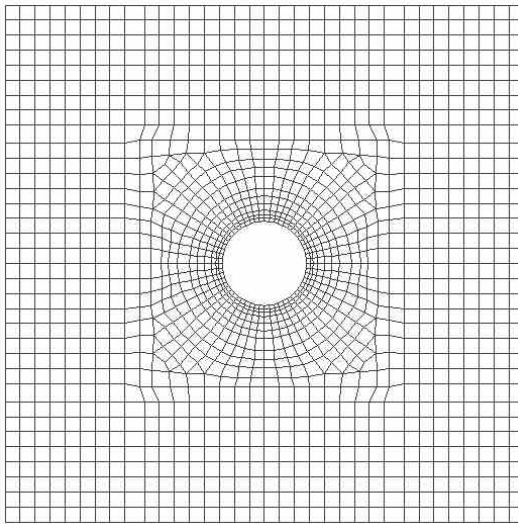


Рис. 5.20. Плоский прототип СЕ-моделі стовбура

Надалі шляхом копіювання по вертикальній осі була створена просторова модель (рис. 5.21), яка базується на об'ємних скінченних елементах (133 812 вузлів, 125 120 скінченних елементів) і максимально повно відображає взаємодії конструкції стовбура з оточуючим масивом. Ця модель імітує шахтний стовбур глибиною 40 метрів з внутрішнім діаметром 5,1 м; товщина оправи дорівнює 0,5 м, ширина

льодоґрунтової огорожі становить 2,32 м, ширина оточуючого масиву ґрунту становить у середньому 10,6 м.

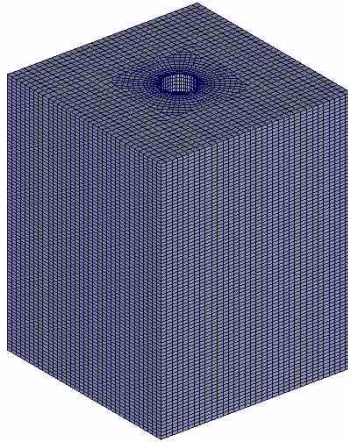


Рис. 5.21. Просторова SE-модель шахтного стовбура

Після створення просторової моделі їй присвоювалися деформаційні характеристики (модуль пружності й коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунтів, льодоґрунтової огорожі й матеріалу оправи вони задавалися окремо. У рамках чисельного аналізу було проведено кілька серій розрахунків цієї моделі шахтного стовбура й були досліджені три типи оправи (залізобетонні блоки, тюрінги із сірого чавуну й тюрінги з модифікованого сірого чавуну) і два типи ґрунтів (пісок і суглинок за початкової температури $+8\text{ }^{\circ}\text{C}$) за різних температур заморожування ($-2\text{ }^{\circ}\text{C}$, $-6\text{ }^{\circ}\text{C}$ і $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$). При чисельному аналізі основні досліди були проведені з трьома видами заморожених ґрунтів: 1) мерзлим піском (із вмістом частинок фракції $>0,25\text{ мм}$ – 93,0 %, фракції 0,25 ... 0,05 мм – 5,6 %, фракції 0,05 мм – 1,4 % і середньою сумарною вологістю $W = 17 \dots 19\%$); 2) мерзлим пилоподібним ґрунтом (вміст фракції $>0,05\text{ мм}$ – 35,6 %; $<0,005\text{ мм}$ – 9,2 % і $W = 26 \dots 29\%$); 3) мерзлою глиною (вміст фракції $<0,005\text{ мм}$ більше ніж 50 % і $W = 46 \dots 56\%$), а також зі зразками вичномерзлих дисперсних ґрунтів непорушеної структури.

Найбільшу величину модуля нормальної пружності E має мерзлий пісок (від 82 МПа за температури $-0,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ до 225 МПа за $-10,2\text{ }^{\circ}\text{C}$), найменшу – мерзлі глини (від 68 МПа за $-1,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ до 278 МПа за $-8,4\text{ }^{\circ}\text{C}$); величини модуля нормальної пружності пилоподібних суглинків і супісків мають проміжні значення.

Для кількісного аналізу отриманих даних числових розрахунків розглянуто картини ізоліній та ізополів SE-моделей SCAD (рис. 5.22, наведена характерна картина розподілу, усі інші численні рисунки для економії місця монографії опущені). Для чисельного аналізу обрані точки на оправі з максимальним значенням напружень за трьома компонентами (N_x – нормальні напруження по горизонтальній осі; N_z – нормальні напруження по вертикальній осі; T_{xz} – дотичні напруження в площині XZ).

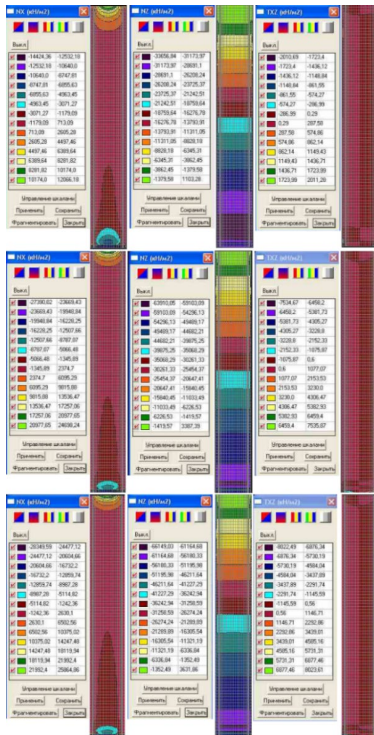


Рис. 5.22. Характерна картина ізоліній та ізополів напруженого стану в піску за температури $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$

Для отримання закономірностей напруженого стану багат шарової системи «грунт оточуючого масиву – заморожений ґрунт – оправа шахтного стовбура» у ході чисельного аналізу побудовані й апроксимовані графіки залежностей напружень від модуля пружності, які в разі піску є поліномами другого порядку або степеневими функціями (рис. 5.23–5.25).

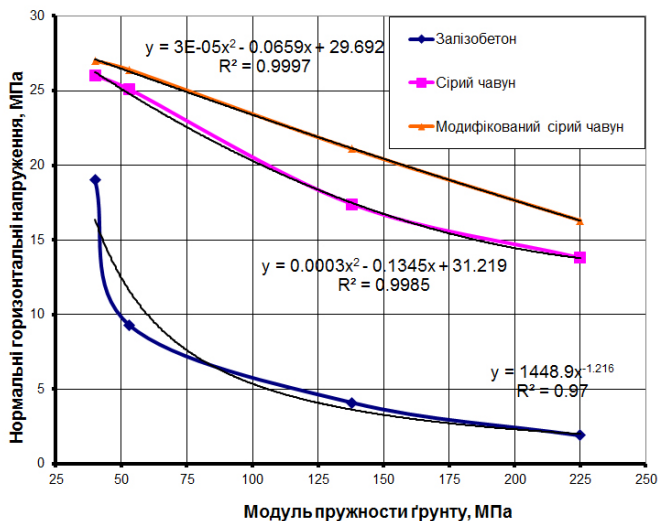


Рис. 5.23. Графік залежності N_x від модуля пружності піску для трьох типів оправи

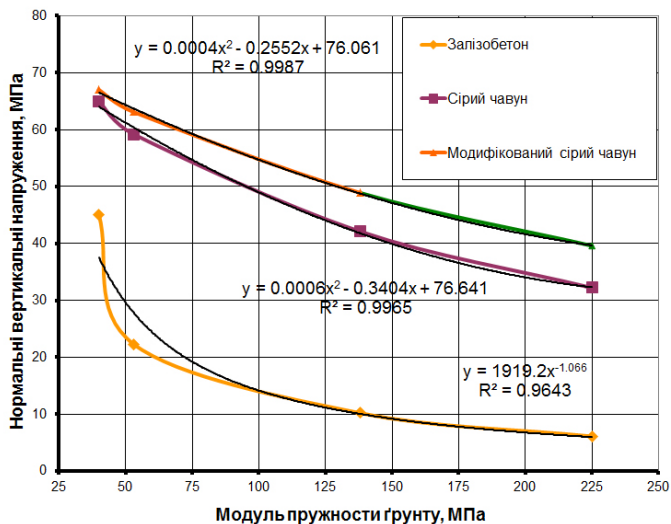


Рис. 5.24. Графік залежності N_z від модуля пружності піску для трьох типів оправи

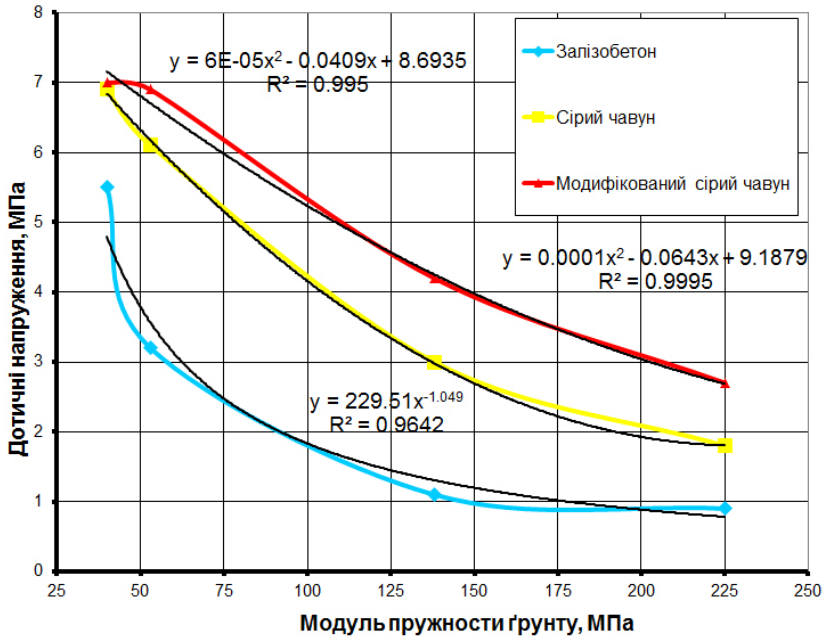


Рис. 5.25. Графік залежності T_{xz} від модуля пружності піску для трьох типів оправи

Наведемо також результати для піску й суглинку, графіки залежностей яких побудовані за точками, а за результатами їх апроксимації були отримані значення їх функцій.

Для оправи із залізобетонних блоків:

- залежність N_x від E піску – $N_x = 1448,9E^{-1,2158}$;
- залежність N_z від E піску – $N_z = 1919,2E^{-1,0663}$;
- залежність T_{xz} від E піску – $T_{xz} = 229,51E^{-1,0491}$;

Для оправи з тюбінгів із сірого чавуну:

- залежність N_x від E піску – $N_x = 0,0003E^2 - 0,1345E + 31,219$;
- залежність N_z від E піску – $N_z = 0,0006E^2 - 0,3404E + 76,641$;
- залежність T_{xz} від E піску – $T_{xz} = 0,0001E^2 - 0,0643E + 9,1879$;

Для оправи з тюбінгів з модифікованого сірого чавуну:

– залежність N_x від E піску – $N_x = 0,00005E^2 - 0,0659E + 29,692$;

– залежність N_z від E піску – $N_z = 0,0004E^2 - 0,2552E + 76,061$;

– залежність T_{xz} від E піску – $T_{xz} = 0,00005E^2 - 0,0409E + 8,6935$.

Ці графіки мають середню квадратичну похибку R^2 , близьку до одиниці, що свідчить про високу якість апроксимації, але не означає, що отримані функції є абсолютно правильними, оскільки побудовані за 4 точками. Зробимо кількісний аналіз наведених графіків.

Максимальні значення напружень у залізобетонній оправі при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять:

– нормальні напруження вздовж осі X (горизонтальна) – $N_x = 1,9$ МПа;

– нормальні напруження вздовж осі Z (вертикальна) – $N_z = 6,1$ МПа;

– дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz} = 0,9$ МПа.

Максимальні значення напружень в оправі з тюбінгів із сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять:

– нормальні напруження вздовж осі X (горизонтальна) – $N_x = 13,8$ МПа;

– нормальні напруження вздовж осі Z (вертикальна) – $N_z = 32,2$ МПа;

– дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz} = 1,8$ МПа.

Максимальні значення напружень в оправі з тюбінгів із модифікованого сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять: нормальні напруження вздовж осі X (горизонтальна) – $N_x = 16,3$ МПа; нормальні напруження вздовж осі Z (вертикальна) – $N_z = 39,6$ МПа; дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz} = 2,7$ МПа.

Апроксимовані закономірності для компонент напруженого стану оточуючого ґрунту в разі сутлінку також є поліномами другого порядку або степеневими функціями (рис. 5.26–5.28).

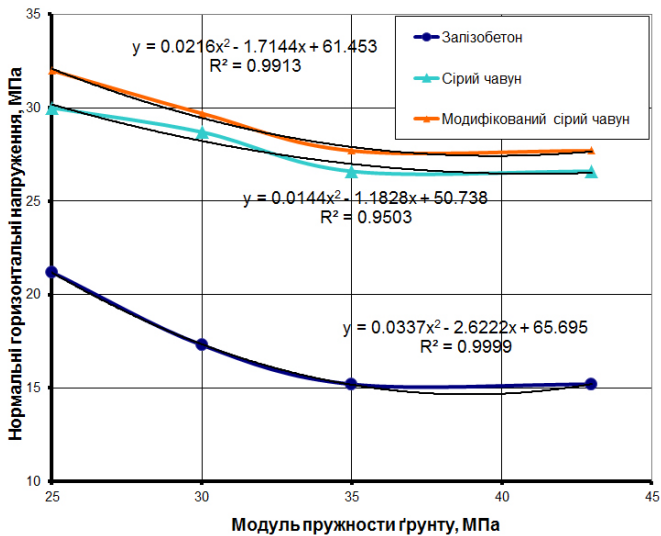


Рис. 5.26. Графік залежності N_x від модуля пружності сутлинку для трьох типів оправи

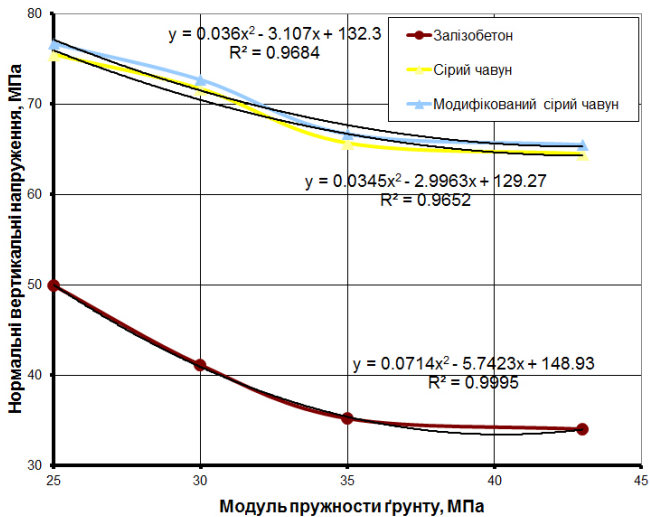


Рис. 5.27. Графік залежності N_z від модуля пружності сутлинку для трьох типів оправи

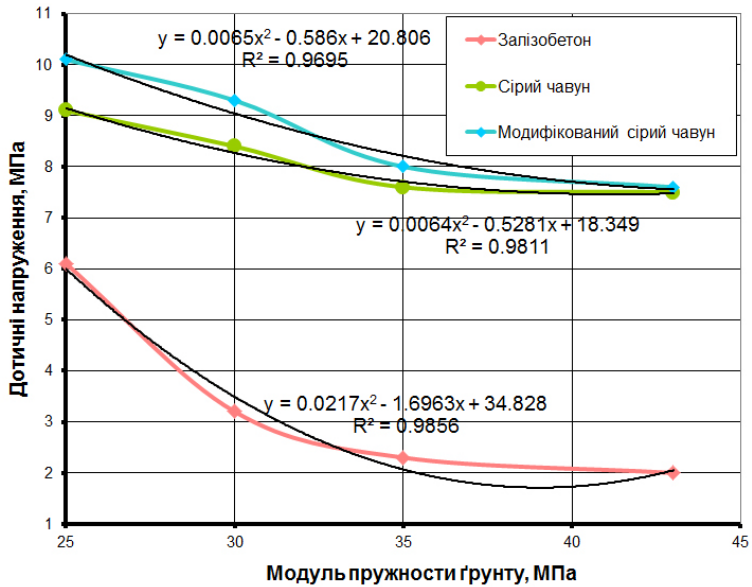


Рис. 5.28. Графік залежності T_{xz} від модуля пружності суглинку для трьох типів оправи

Графіки залежностей також були побудовані за точками, за результатами апроксимації були отримані значення їх функцій.

Для оправи із залізобетонних блоків:

– залежність N_x від E суглинку –

$$N_x = 0,0337E^2 - 2,6222E + 65,695;$$

– залежність N_z від E суглинку –

$$N_z = 0,0714E^2 - 5,7423E + 148,93;$$

– залежність T_{xz} від E суглинку –

$$T_{xz} = 0,0217E^2 - 1,6963E + 34,828;$$

Для оправи з тюбінгів із сірого чавуну:

– залежність N_x від E суглинку –

$$N_x = 0,0144E^2 - 1,1828E + 50,738;$$

– залежність N_z від E суглинку –

$$N_z = 0,0345E^2 - 2,9963E + 129,27;$$

– залежність T_{xz} від E суглинку –
 $T_{xz} = 0,0064E^2 - 0,5291E + 18,349$;

Для оправи з тюбінгів з модифікованого сірого чавуну:

– залежність N_x від E суглинку –
 $N_x = 0,0216E^2 - 1,7144E + 61,453$;

– залежність N_z від E суглинку – $N_z = 0,036E^2 - 3,107E + 132,3$;

– залежність T_{xz} від E суглинку – $T_{xz} = 0,0065E^2 - 0,586E + 20,806$.

Ці графіки також мають середню квадратичну похибку R^2 , близьку до одиниці, що свідчить про їх майже функціональний характер. Розглядаючи коефіцієнти при аргументі X і вільні члени вищенаведених графіків, відзначається, що для графіків залежності N_x , N_z і T_{xz} від E ґрунту для оправи з тюбінгів із сірого й модифікованого сірого чавуну подібні. Водночас коефіцієнти й вільні члени для графіків залежності N_x , N_z і T_{xz} від E ґрунту для оправи з тюбінгів із сірого чавуну й залізобетонних блоків відрізняються на порядки, що пояснюється кардинальною зміною деформаційної здатності оправи.

Кількісний аналіз наведених графіків показує, що максимальні значення напружень у залізобетонній оправі при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять:

– нормальні напруження вздовж осі X (горизонтальна) –
 $N_x = 15,2$ МПа;

– нормальні напруження вздовж осі Z (вертикальна) – $N_z = 34$ МПа;

– дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz} = 2$ МПа.

Максимальні значення напружень в оправі з тюбінгів із сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять:

– нормальні напруження вздовж осі X (горизонтальна) –
 $N_x = 26,6$ МПа;

– нормальні напруження вздовж осі Z (вертикальна) –
 $N_z = 64,5$ МПа;

– дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz} = 7,5$ МПа.

Максимальні значення напружень в оправі з тюбінгів з модифікованого сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять:

- нормальні напруження вздовж осі X (горизонтальна) – $N_x = 27,7$ МПа;
- нормальні напруження вздовж осі Z (вертикальна) – $N_z = 65,5$ МПа;
- дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz} = 7,6$ МПа.

Таким чином, отримані закономірності напруженого стану багат шарової системи «грунт оточуючого масиву – заморожений ґрунт – оправа шахтного стовбура» дозволяють ним керувати, підбираючи оптимальні геометричні параметри й матеріал оправи, а також температуру циклу заморожування ґрунтів при застосуванні спеціального способу.

5.5. Закономірності формування НДС елементів станційної конструкції в процесі її спорудження⁵

Під час спорудження колонної станції великий вплив на формування її НДС мають технологія виконання робіт і термін уведення несучих конструкцій у роботу (Петренко, В. Д., Тютькин, Петренко, В. И., & Кавун, 2008).

Колонні станції глибокого закладення, як і станції пілонного типу, споруджують закритим способом шляхом поступової проходки й закріплення виробленого простору. Оправа при цьому вступає у взаємодію з уже деформованим оточуючим породним масивом. Ступінь інтенсивності впливу гірського тиску може бути різним і залежить, головним чином, від глибини закладення виробки, її розмірів, технології спорудження тунельних конструкцій і деформаційних характеристик порід і кріплення.

Оправа станції, на яку в монтажний період діє навантаження від власної ваги й вага монтажних пристроїв, через відсутність заповнення зазорів між нею й породою не зустрічає значного впливу з боку масиву. Тому, чим швидше зведена конструкція оправи та здійснено нагнітання, тим меншу зону охопить процес активної деформації як оточуючих порід, так і самої оправи. Залежно від послідовності розкриття виробки на повний профіль взаємодія масиву може відбуватися в різних поєднаннях і, отже, може по-різному взаємодіяти з окремими елементами несучої конструкції.

⁵ Підрозділ написано спільно із магістром Д. А. Кавуном.

Для вивчення НДС станційної конструкції використовуємо порівняно простий метод, який дозволяє досліджувати роботу найважливіших елементів конструкції – колон як найбільш завантажених несучих конструкцій і перевірку НДС прогонів і оправи.

Отримані дані про НДС колон є матеріалом для оцінки закономірності розподілу взаємодій оточуючого масиву як по довжині, так і по ширині кожної досліджуваної станції. Завдяки вимірам напружень у колонах можливо оцінити не тільки величину діючих навантажень, але й роботу всієї конструкції досліджуваної станції.

Монтаж елементів внутрішнього несучого каркаса й включення їх у загальну конструкцію станції здійснюється різними технологічними способами залежно від послідовності основних робіт зі спорудження станції. Існує органічний зв'язок між принциповим конструктивним рішенням станції колонного типу глибокого закладення й тією послідовністю ведення робіт, яка необхідна для об'єднання окремих виробок у загальний профіль станційної конструкції.

Одним з поширених способів спорудження станції є спосіб, у якому елементи внутрішнього каркаса повністю монтуються в окремих замкнутих бічних тунелях, пройдених заздалегідь. Наявність підготовлених опор у вигляді двох рядів колон дозволяє здійснити всі подальші роботи з розкриття станції на повний профіль (розробку середнього прогону) фронтом, що просувається поступово. При цьому обидва ряди колон завантажуються поступово, відповідно до стадій проходка частини склепіння середнього прогону, а потім при проходці ядра, розбиранні оправи бічних тунелів і розробці зворотного склепіння.

Виділимо чотири основні етапи спорудження станції (рис. 5.29):

Етап 1. Проходка бічних тунелів і монтаж несучих конструкцій.

Етап 2. Спорудження склепіння середнього тунелю.

Етап 3. Розробка ядра й розбирання оправи бічних тунелів.

Етап 4. Спорудження зворотного склепіння.

Згідно з наведеними на рис. 5.29, а етапами спорудження побудовані прототиби моделей станції (рис. 5.29, б), розрахункова область яких розбита на плоскі скінченні елементи. Розміри плоскої схеми вибрані таким чином, щоб максимально наблизити умови роботи моделі станції до реального об'єкта: глибина закладення станції – 50 м;

грунт оточуючого масиву – глина спондилова, модуль пружності $E = 35$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, густина $\rho = 1,9$ т/м³; матеріал конструкцій станції – залізобетон, модуль пружності $E = 38\ 500$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,02$, густина $\rho = 2,5$ т/м³.

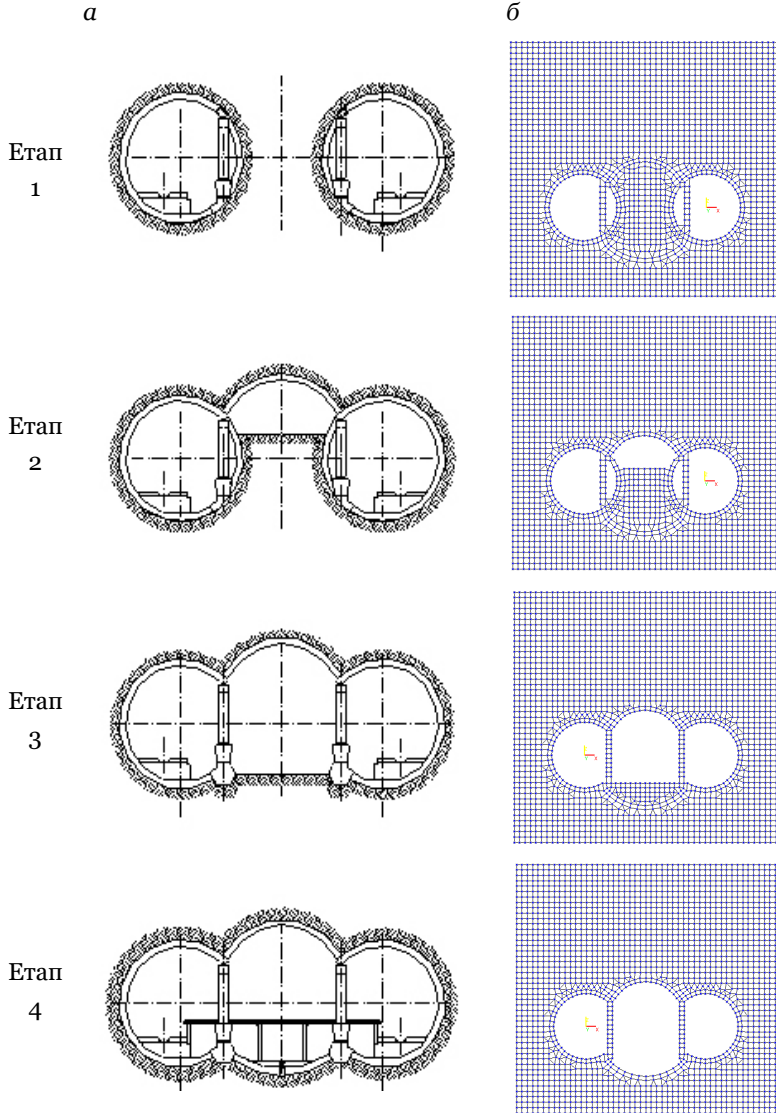
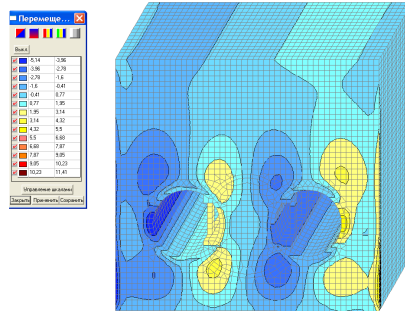


Рис. 5.29. Етапи будівництва станції (а) і відповідні їм СЕ-моделі (б)

Після визначення всіх необхідних розмірів плоских моделей об'ємні моделі станцій отримані шляхом генерації плоских схем, які розташовані в площині XZ , у напрямку осі Y з кроком 0,6 м. Для об'ємних моделей задані відповідні граничні умови. Для визначення закономірностей формування НДС станційної конструкції проаналізуємо НДС моделей станції на основі даних чисельного аналізу.

Після проходка бічних тунелів з відставанням 20 ... 30 м і монтажу оправи колони (Етап 1) значно деформуються (рис. 5.30).

а



б

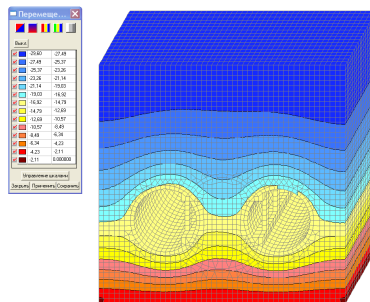


Рис. 5.30. Ізополя та ізолінії переміщень моделі станції після проходки бічних тунелів: а – по осі X ; б – по осі Z

Значення переміщень несучих елементів (рис. 5.31), наведених у табл. 5.6, дуже залежать від швидкості введення несучих елементів у роботу й відображають граничний деформований рівноважний стан бічних тунелів, коли зростання деформацій припинилося. Розглянутий випадок деформованого стану дозволяє в подальшому досліджувати негативний вплив затримок при монтажі несучих елементів.

Таблиця 5.6

**Максимальні переміщення елементів станції
на першому етапі спорудження**

Несучі елементи станції	Переміщення, мм		
	вертикальні	горизонтальні	уздовж осі станції
Колони	16,31	3,68	0,06
Прогони	16,44	1,99	0,06
Оправа бічних тунелів	16,97	3,40	0,02

Значний вплив на перерозподіл переміщень в цьому випадку здійснюється ґрунтовим масивом середнього прогону, який продовжує сприймати значну частину загального навантаження. За рахунок порушення первинного НДС ґрунтового масиву в ньому починається розвиток переміщень, який посилюється взаємним впливом бічних виробок. Максимальні переміщення становлять: в оправі – 16,97 мм; у прогонах – 16,44 мм, колонах – 16,31 мм.

Оправа залишається значною мірою недовантаженою, тому що ґрунтовий масив станційного тунелю ще залишається нерозробленим, і він сприймає значну частину гірського тиску, перешкоджаючи значним зміщенням оправу, викликаним дією бічного тиску, за рахунок реактивних зусиль, що виникають у ґрунтовому масиві середнього прогону (рис. 5.32).

Максимальні величини напружень у несучих елементах наведені в табл. 5.7. Для подальшого розрахунку конструкції на міцність, який буде виконуватися по бетону, застосуємо формулу четвертої енергетичної теорії міцності. Найбільш завантаженими в цьому випадку є колони, стискальні зусилля в них становлять 3,908 МПа (рис. 5.32, а).

Результати розрахунку еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності (перший етап)

Несучі елементи станції	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа
	нормальне по осі X	нормальне по осі Z	дотичне в площині XZ	
Колони	-0,168	-3,908	-0,333	4,011
Прогони	-0,875	-1,900	-0,333	2,655
Оправа бокового тунелю	1,421	0,591	0,054	2,124

Можна зробити висновок про важливість включення в роботу колон відразу ж після проходка бічного тунелю й монтажу оправи вже на першому етапі формування НДС станції. При цьому не менш важливим є точність їх установки в строго вертикальне положення для виключення появи значних ексцентриситетів і, як наслідок, розтягувальних зусиль.

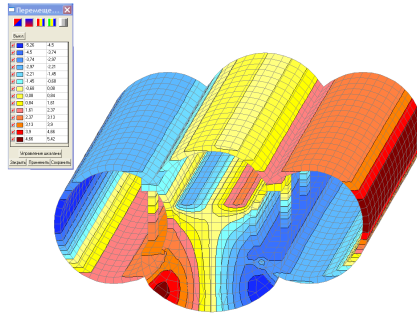
Після спорудження склепіння (Етап 2) знімається частина взаємодії з внутрішньої частини оправи бічних тунелів за рахунок видалення частини ґрунту середнього прогону. У результаті збільшення загального перерізу виробки не тільки змінюється величина зусиль і деформацій в оправі бічних тунелів, а й відбувається їх перегрупування в новій системі з додатковими опорами у вигляді конструкцій внутрішнього каркаса (колони з прогонами). Максимальні величини переміщень у несучих елементах наведені в табл. 5.8.

Таблиця 5.8

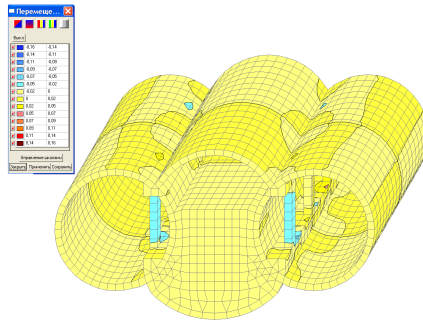
Максимальні переміщення елементів станції на другому етапі спорудження

Несучі елементи станції	Переміщення, мм		
	вертикальні	горизонтальні	уздовж осі станції
Колони	15,36	2,97	0,05
Прогони	16,03	1,45	0,02
Оправа бічних тунелів	16,70	5,26	0,05
Склепіння середнього тунелю	16,70	1,45	0,05

а



б



в

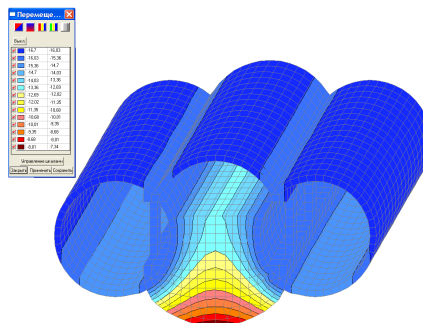


Рис. 5.33. Переміщення станційної конструкції після спорудження середнього склепіння: а – по осі X; б – по осі Y; в – по осі Z

Найбільш деформованою на цьому етапі спорудження станції є оправа бічних станційних тунелів – максимальні переміщення в ній становлять 16,7 мм (рис. 5.33).

Максимальні величини нормальних, дотичних і еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності в несучих елементах внутрішнього каркаса на другому етапі спорудження станції наведені в табл. 5.9.

Таблиця 5.9

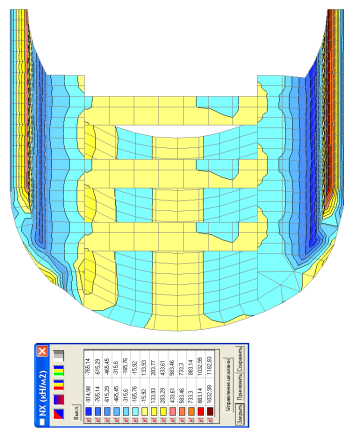
Результати розрахунку еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності (другий етап)

Несучі елементи станції	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа
	нормальне по осі X	нормальне по осі Z	дотичне в площині XZ	
Колони	-0,166	-3,002	0,397	3,164
Прогони	-0,315	-0,677	-0,331	1,049
Оправа бічного тунелю	1,182	0,252	-0,476	1,561
Склепіння середнього тунелю	1,182	0,252	-0,476	1,561

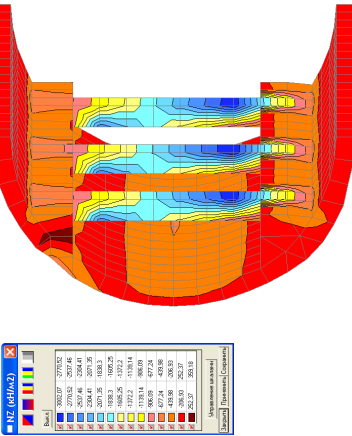
Спорудження середнього склепіння призводить до збільшення жорсткості в поперечному напрямку, що сприяє зменшенню деформацій і напружень у несучих елементах внутрішнього каркаса (рис. 5.34).

Розробка ядра й розбирання оправи бічних тунелів (Етап 3) супроводжується інтенсивним зростанням деформацій і напружень у несучих елементах внутрішнього каркаса (рис. 5.35 і 5.36). На цьому етапі спорудження станції напруження є максимальними й значно перерозподіляються. Колони є найбільш завантаженими несучими елементами, але інтенсивне їх завантаження саме в цей період позитивно відбивається на роботі склепіння середнього прогону, який здатний сприйняти розпір бічних тунелів, що зростає в міру розробки ядра.

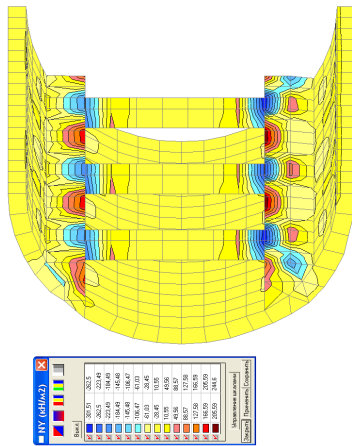
а



б



б



з

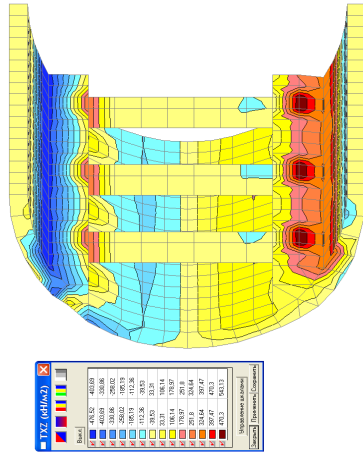


Рис. 5.34. Напруження в несучих елементах внутрішнього каркаса на другому етапі спорудження станції: а – нормальні по осі X; б – нормальні по осі Y; в – нормальні по осі Z; г – дотичні в площині XZ

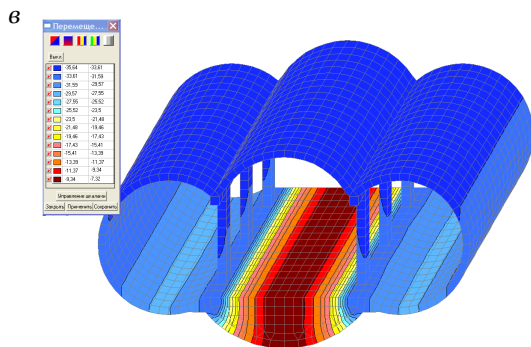
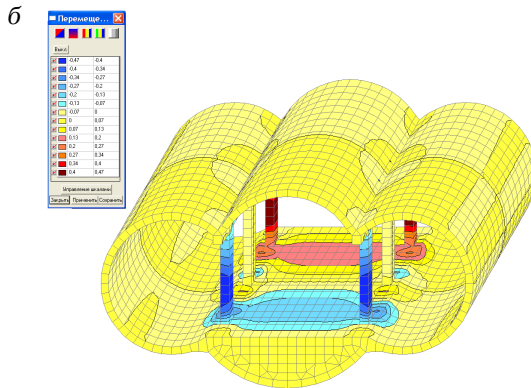
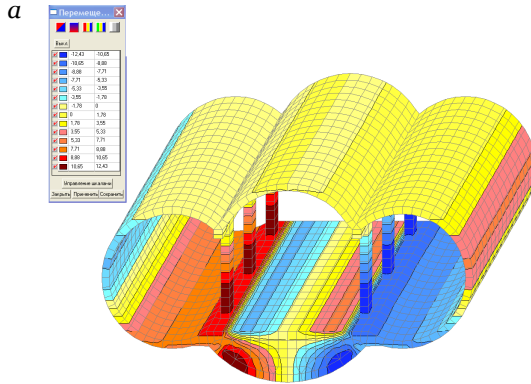
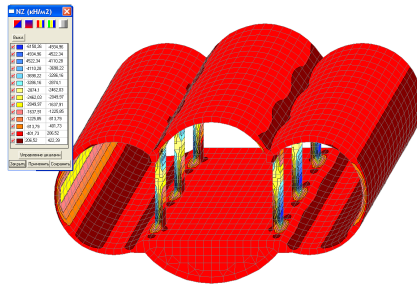
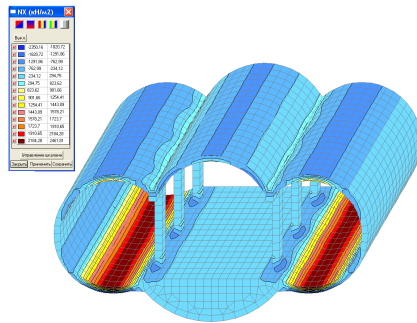


Рис. 5.35. Переміщення станційної конструкції на третьому етапі спорудження:
 а – по осі X; б – по осі Y; в – по осі Z

а



б



в

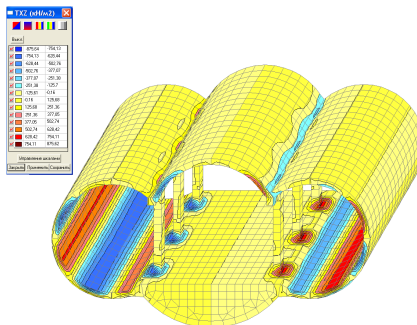


Рис. 5.36. Напруження в станційній конструкції на третьому етапі спорудження: а – нормальні по осі Z; б – нормальні по осі X; в – дотичні в площині XZ

Слід зауважити, що формування НДС залежить від часу. Наведені значення переміщень і напружень відбивають сформований рівноважний стан станції, коли подальший перерозподіл зазначених величин з часом не відбувається.

Максимальні значення переміщень і напружень у несучих елементах на цьому етапі спорудження станції наведені в табл. 5.10 і 5.11.

Таблиця 5.10

Максимальні переміщення елементів станції на третьому етапі спорудження

Несучі елементи станції	Переміщення, мм		
	вертикальні	горизонтальні	уздовж осі станції
Колони	35,64	12,43	0,47
Прогони	35,64	1,78	0,13
Оправа бічних тунелів	35,64	7,71	0,13
Склепіння середнього тунелю	35,64	3,55	0,13

Таблиця 5.11

Результати розрахунку еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності (третій етап)

Несучі елементи станції	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа
	нормальне по осі X	нормальне по осі Z	дотичне в площині XZ	
Колони	0,824	-6,150	0,875	5,978
Прогони	0,824	-2,814	-0,377	2,589
Оправа бічного тунелю	2,462	-2,050	0,875	2,741
Склепіння середнього тунелю	-1,820	0,422	0,875	2,240

Зі збільшенням поперечного перерізу виробки й після спорудження середнього станційного тунелю станції (Етап 4) основна частина навантаження розподіляється на колони, що не зустрічають значного опору від підосви, тому що вони не мають передачі зусиль на значну площу. Бічний тиск на станційні тунелі також значно впливає на НДС колон, викликаючи в них розтягувальні зусилля, завдяки відсутності необхідної жорсткості підосви в поперечному напрямку. Тому спорудження зворотного склепіння супроводжується зниженням деформацій і напружень у несучих елементах внутрішнього каркаса станції і подальшою їх стабілізацією (рис. 5.37, 5.38).

На цьому етапі спорудження дуже важливим є своєчасне включення в роботу зворотного склепіння. Передчасне його включення в роботу може призвести до подальшої концентрації напружень, що призведе до появи неприпустимих зусиль у несучих елементах.

Максимальні значення переміщень і напружень у несучих елементах на цьому етапі спорудження станції наведені в табл. 5.12 і 5.13.

Таблиця 5.12

**Максимальні переміщення елементів станції
на четвертому етапі спорудження**

Несучі елементи станції	Переміщення, мм		
	вертикальні	горизонтальні	уздовж осі станції
Колони	12,43	3,70	0,13
Прогони	12,43	2,47	0,10
Оправа бічних тунелів	13,96	8,64	0,08
Склепіння середнього тунелю	13,65	2,47	0,02
Зворотне склепіння	11,20	3,70	0,02

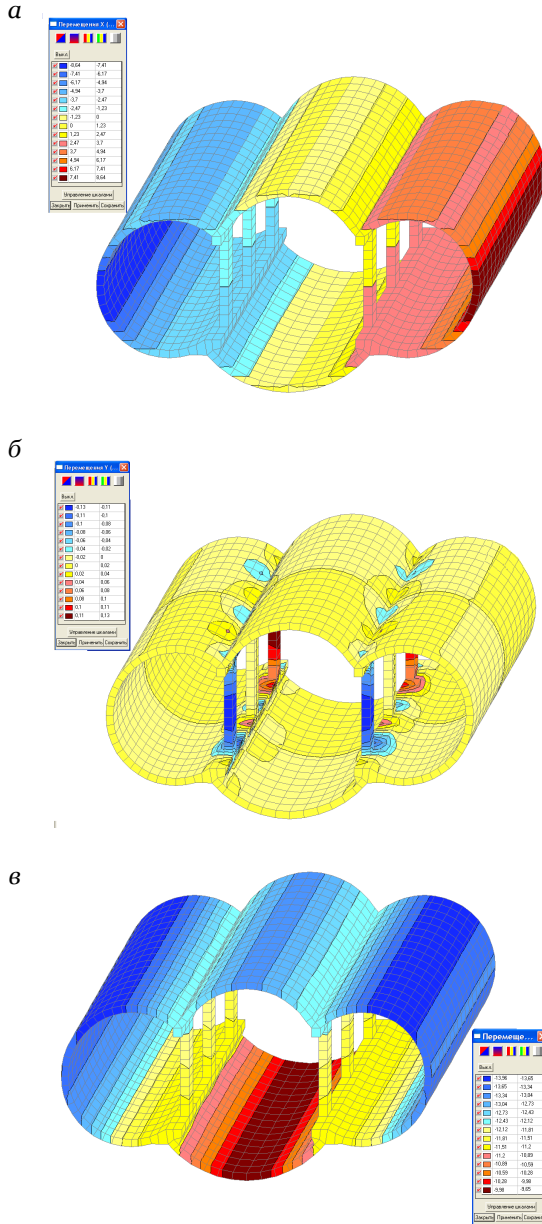
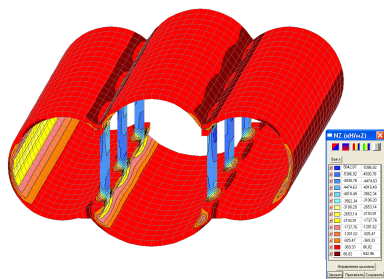
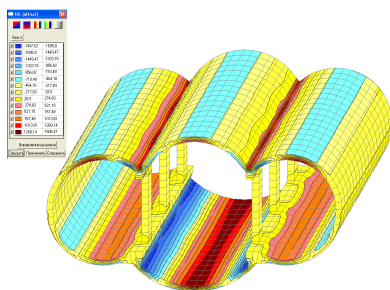


Рис. 5.37. Переміщення станційної конструкції на заключному етапі спорудження: а – по осі X; б – по осі Y; в – по осі Z

а



б



в

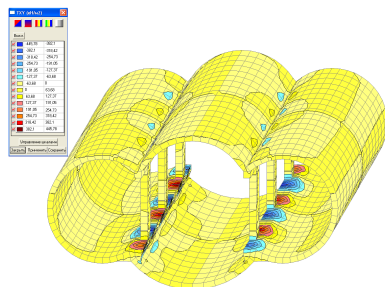


Рис. 5.38. Напруження станційної конструкції на заключному етапі спорудження:

а – нормальні по осі Z;
б – нормальні по осі X;
в – дотичні в площині XZ

Результати розрахунку еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності (заключний етап)

Несучі елементи станції	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа
	нормальне по осі X	нормальне по осі Z	дотичне в площині XZ	
Колони	0,271	-5,84	0,127	5,714
Прогони	-0,860	-2,50	0,127	3,031
Оправа бічного тунелю	-1,950	-3,11	0,127	4,426
Склепіння середнього тунелю	1,510	-1,74	0,127	1,652
Зворотне склепіння	-1,950	-1,74	0,127	3,205

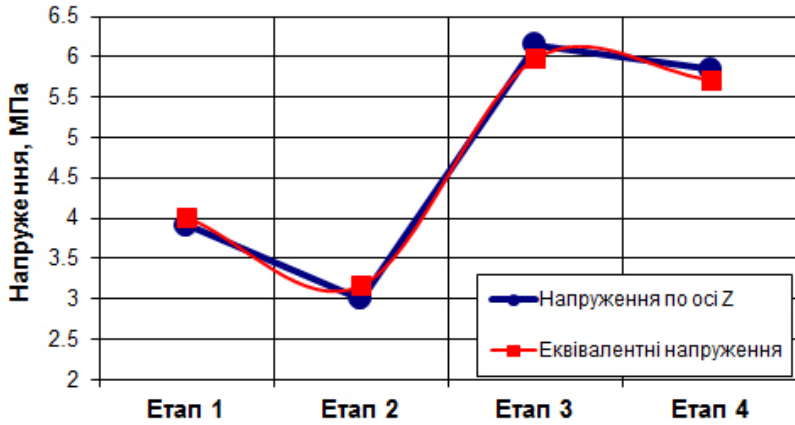
З наведених таблиць видно, що еквівалентні напруження не перевищують значення в 6,0 МПа, що свідчить про те, що в бетоні несучих елементів не утворюються тріщини, а самі залізобетонні елементи мають значний запас міцності.

З аналізу НДС моделей станції можна зробити висновок про важливість дотримання всіх технологічних процесів з її спорудження: чіткої послідовності робіт, необхідної точності монтажу, часу спорудження й уведення несучих елементів у загальну роботу.

Найбільш відповідальними несучими елементами станції на всіх етапах її спорудження є колони, які сприймають не тільки основне навантаження на станцію, а й відповідають за перерозподіл напружень і інтенсивність їх формування. Другим найбільш навантаженим і інтенсивно деформованим елементом є прогони, які з'єднують колони й забезпечують станційній конструкції жорсткість у поздовжньому напрямку.

Графік зростання стискаючих напружень (нормальних по осі Z) у колонах і прогонах (рис. 5.39) свідчить про перевищення напруженнями третього етапу порівняно з четвертим на 10 %.

а



б

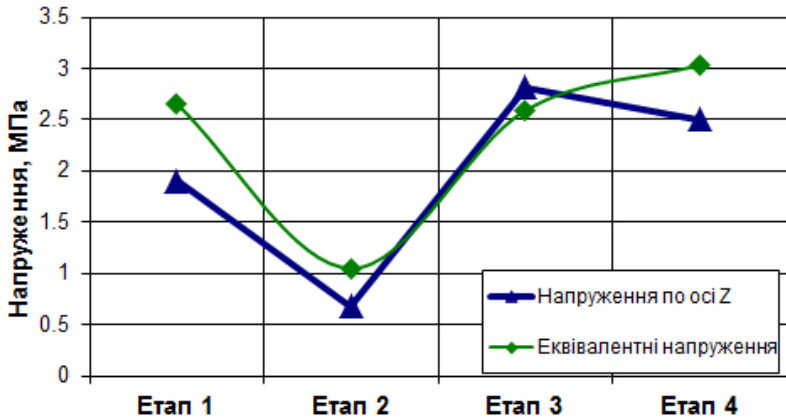
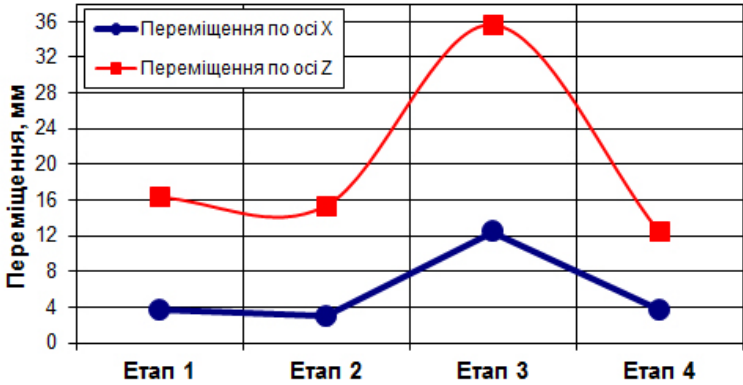


Рис. 5.39. Зростання вертикальних і еквівалентних напружень під час спорудження станції: а – у колонах; б – у прогонах

У процесі спорудження станції виникають значні горизонтальні (по осі X) і вертикальні (по осі Z) переміщення колон (рис. 5.40), причому горизонтальні й вертикальні переміщення 3 етапу значно перевищують подібні переміщення 4 етапу, який вважається експлуатаційним – до 3,4 і 2,9 рази відповідно.

а



б



Рис. 5.40. Зростання вертикальних і горизонтальних переміщень під час спорудження станції: *а* – у колонах; *б* – у прогонах

Переміщення колон у поперечному напрямку викликано несиметричністю дії на них навантаження в процесі спорудження, що сприяє розвитку у них ексцентриситетів і розтягувальних зусиль. Тому для виключення ексцентриситетів необхідна установка шарнірів у місцях з'єднання колон з прогонами у верхній частині й фасонних тубінгів – у нижній, а також при монтажі колон необхідна висока точність установки їх в строго вертикальне положення.

З аналізу НДС станції в процесі її спорудження можна зробити висновок про важливість врахування особливостей технології робіт, які значно впливають на формування й інтенсивність зростання зусиль і переміщень у несучих елементах. Це означає, що, проектуючи трисклепінні станції глибокого закладення з урахуванням виконання робіт, усі необхідні розрахунки повинні виконуватися на максимальні зусилля, які виникають не в стадії експлуатації станції, а в процесі монтажу несучих елементів.

ВИСНОВОК

У наданій до вашої уваги монографії зібрано результати досвіду, який було здобуто автором протягом п'ятнадцяти років. У цій праці розроблено такі три основні напрями механіки підземних споруд і геомеханіки:

1. Визначення закономірностей зміни напружено-деформованого стану підземних споруд для випадку в'язко-пружно-пластичного середовища.
2. Визначення залежностей енергії для системи «тунельна конструкція – оточуючий масив».
3. Розробка теоретичних основи комплексного аналізу тунельних конструкцій.

Кожен із них надалі можна розвивати окремо, однак розглянуті й проаналізовані методи визначення напружено-деформованого стану тунельних конструкцій при статичних і динамічних навантаженнях свідчать про те, що, перебуваючи в руслі комплексного підходу, слід поєднувати накреслені напрями – це буде більш ефективним у ґносеологічному плані.

Слід наголосити, що основою роботи, без якої вона б не була реалізована, є принцип суперпозиції деформацій, що дозволяє враховувати як пружно-пластичні деформації, так і деформації, пов'язані з реологічними явищами. Розроблена згідно з цим принципом методика розділення деформацій є практичною і конкретною, що надалі може стати запорукою впровадження нових нормативних документів.

Розроблені теоретичні основи енергетичного підходу до аналізу напружено-деформованого стану системи «тунельна конструкція – оточуючий масив» дозволяють отримувати значення енергії як для пружно-пластичної деформації, так і для реологічних явищ, що дає можливість якнайповніше врахувати особливості деформації оточуючого масиву як в'язко-пружно-пластичного середовища. Так, енергетичний підхід, що досі, при всіх своїх визначних перевагах, не може стати основним інструментом оцінки міцності, поступово втілюється в практику.

Уперше виконані різні види динамічного аналізу різноманітних тунельних конструкцій надали змогу збагатити аналіз і зробити його дійсно комплексним. Уперше здійснені дослідження випадку прогресуючого обвалення конструкцій станцій колонного типу мілкого і глибокого закладення при деградаційному руйнуванні колон, а також динамічний аналіз конструкції пілонної станції дозволили уточнити деякі розрахункові положення на нормативному рівні.

Чисельний аналіз впливу технології спорудження станції метрополітену остаточно довів її вплив на формування напружено-деформованого стану. Змодельовано чотири етапи спорудження станції, аналіз результатів дослідження яких дозволив зробити висновок про важливість урахування технології робіт, оскільки максимальні напруження в колонах і прогонах станції спостерігалися не в процесі експлуатації, а при відкритті калотти середнього залу, причому горизонтальні й вертикальні переміщення цього етапу значно більші, ніж такі переміщення експлуатаційного етапу.

Автор цією монографією доводить, що комплексний аналіз складних підземних споруд повинен стати звичайною, а не винятковою практикою. Дослідження важливих процесів взаємодії в системі «тунельна конструкція – оточуючий масив», врахування технології будівництва, розгляд динамічних сценаріїв – це не додаткові перевірочні розрахункові ситуації, а суттєві дослідження експлуатації підземних споруд. Пройдений автором шлях і накреслені ним напрямки руху можуть стати наріжним каменем розвитку теорії і практики розрахунків тунельних конструкцій.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

Attewell, P. B., & Boden, J. B. (1971). Development of stability ratios for tunnels driven in clay, *Tunnels and Tunneling*, 3, 195-198.

Beredugo, J. (1976). Modal analysis of coupled motion of horizontally excited embedded footing, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 4(4), 403-410.

Chang, S. B., Kwon, S., Moon, S. J., & Lee, S. D. (2005). *A design case study of the very wide 3-arch tunnel under the railroad station building*, *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, 135-139.

Cheon, D. S., Choi, S. O., Jeon, Y. S., & Ryu, C. (2005). *Numerical analysis of geotechnical parameters on subsidence due to underground mining*, *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, 245 - 251.

Ignatenko, D., Tiutkin, O. L., Petrenko, V. D., & Alkhdour, A. M. (2019). Application of centrifugal modeling for the study of landscape structure stability, *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 10(01), 2179-2187.

Kesten, H. (2006). What is percolation?, *Notices of the AMS*, 572-573.

Ostili, M. (2012). Cayley Trees and Bethe Lattices, a concise analysis for mathematicians and physicists, *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, 391(12), 3417-3423.

Pang, C. H., Yong, K. Y., & Dasari, G. R. (2005). *Some considerations in finite element analysis of tunneling*, *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, 1149-1154.

Petrenko, V. D., Huzchenko, V. T., Tiutkin, O. L., Tiutkin, D. V. (2014). Analysis of deformed state structures of the Kyiv metro running tunnels on a transition zone from spondylov's clay to buchatskiy sands, *Science and Transport Progress*, 4(52), 127-138.

Radkevych, A., Petrenko, V., Tiutkin, O., Horbatiuk, Yu., Parinov, V. (2019). Overview of technologies for constructing the facilities at the Dniester pumped storage power station, *Mining of Mineral Deposits*, 13(3), 31-39.

Shashenko, O., Shapoval, V., Kovrov, O., Skobenko, A., Tiutkin, O., Babii, K., Samorodov, O., & Slobodyanyuk, S. (2019). Determining the influence of physical nonlinearity of soil strength properties on the estimated base resistance, *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 6/7 (102), 19-26.

Sokolov, V. N., Korolev, V. A., & Shlykov, V. G. (1996). *Modelling principles of the engineering-geological properties for clays*, Proc. 30th International Geological Congress. Abstracts, 3, p. 383.

Sterling, R. (1993). *Underground space design*. New York: Van Nostrand Reinhold.

Tanaka, T., & Okajima K. (2008). *Elasto-viscoplastic finite element analysis of retaining structure by excavation*, Proc. of the International geotechnical conference «Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering», Saint Petersburg, 1, 149-154.

Tiutkin, O., Miroshnyk, V., Radkevych, A., & Alkhdour, A. (2019). Nonuniform stress state of a hoisting shaft lining as a result of disturbance of the ground freezing technology In *International Conference ESSAYS OF MINING SCIENCE AND PRACTICE // E3S Web of Conferences* 109, 00099

Tiutkin, O., Petrenko, V., Petrosian, N., Miroshnyk, V., & Alkhdour, A. (2018). Controlling stress state of a hoisting shaft frame in the context of specific freezing process, *Mining of Mineral Deposits*, 12(4), 28-36.

Tiutkin, O., Petrosian, N., Radkevych, A., & Alkhdour, A. (2019). Regularities of stress state of unsupported working occurring in a layered massif In *International Conference ESSAYS OF MINING SCIENCE AND PRACTICE // E3S Web of Conferences* 109, 00100

Алексеевко, С. Ф., Заболотный, А. Г., Штанько, Л. А., и др. (1996). *Основы моделирования при решении задач горной геомеханики*. Киев: Техніка.

Амусин, Б. З., & Фадеев, А. Б. (1975). *Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики*. Москва: Недра.

Баженов, В. А., Гусяр, А. И., Сахаров, А. С., & Топор, А. Г. (1993). *Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел*. Киев: НИИ строительной механики.

Байков, В. Н., & Сигалов, Э. Е. (1984). *Железобетонные конструкции: Общий курс. Учебник для вузов*. Москва: Стройиздат.

Бакиров, Р. О., & Лой, Ф. В. (2002). *Динамический расчет и оптимальное проектирование подземных сооружений: Учеб. пособие для вузов*. Москва: Стройиздат.

Баклашов, И. В., & Картозия, Б. А. (1984). *Механика подземных сооружений и конструкции крепей*. Москва: Недра.

Баклашов, И. В., & Тимофеев, О. В. (1979). *Конструкции и расчет крепей и обделок*. Москва: Недра.

Баклашов, И. В., Хлопцов, В. Г., & Рёсслер, У. (2003). Статические расчеты в технологии микротоннелирования, *РОБТ*, 8, 31-32.

Барбакадзе, В. Ш., & Мураками, С. (1989). *Расчет и проектирование строительных конструкций и сооружений в деформируемых средах*. Москва: Стройиздат.

Басовская, А. М., & Басовский, Л. Е. (1975). *Расчет подземных сооружений как поливариантных систем*. Москва: Недра.

Баум, Ф. А., Орленко, Л. П., Станюкович, К. П., и др. (1975). *Физика взрыва*. Москва: Наука, Главная редакция физ.-мат. литературы.

Бегун, А. Д., Дмитриев, М. Г., & Меркин, В. Е. (1968). Исследования на моделях станции колонного типа глубокого заложения, *Транспортное строительство*, 1, 45-47.

Безродный, К. П. (2005). Формирование напряженно-деформированного состояния несущих элементов станции «Комендантский проспект» Санкт-Петербургского метрополитена при строительстве, *Метро и тоннели*, 3, 42-45.

Безухов, Н. И. (1961). *Основы теории упругости, пластичности и ползучести*. Москва: Высшая школа.

Большаков, В. И., Яценко, Е. А., Соссу, Г., и др. (2000). *Основы метода конечных элементов*. Днепропетровск: ПГАСиА.

Борщевский, С. В., Петренко, В. Д., Тютькин, А. Л., Антонов, Е. Б., & Плешко, М. С. (2006). Расчет крепи ствола методом конечных элементов, *Геотехнічна механіка*, 66, 89-96.

Бугров, А. К., & Гребнев, К. К. (1977). Численное решение физически нелинейных задач для грунтовых условий, *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 3, 39-42.

Булат, А. Ф., & Дырда, В. И. (2005). *Фракталы в геомеханике*. Киев: Наукова думка.

Булат-Корнейчук, Е. А., & Дырда, В. И. (2006). *Научные открытия в механике разрушения*. Днепропетровск: Нова ідеологія.

Булъчев, Н. С. (1994). *Механика подземных сооружений*. Москва: Недра.

Булъчев, Н. С. (2000). От гипотез горного давления к теории расчета подземных сооружений, *Подземное строительство России на рубеже XXI века*, 105-111.

Булъчев, Н. С., Фотиева, Н. Н., & Стрельцов, Е. В. (1986). *Проектирование и расчет крепи капитальных выработок*. Москва: Недра.

Векслер, Ю. А. (1970). Об оценке влияния разрушения при ползучести на величину смещения горных пород, *Горный журнал*, 3, 37-40.

Виноградов, Б. Н. (1963). Определение нормативных нагрузок и коэффициентов перегрузки по результатам измерений горного давления, *Транспортное строительство*, 9, 59-61.

Власов, С. Н., Маковский, Л. В., & Меркин, В. В. (2000). *Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов*. Москва: ТИМР.

Вознесенский, Е. А. (1997). *Поведение грунтов при динамических нагрузках*. Москва: Изд-во МГУ.

Вялов, С. С. (1978). *Реологические основы механики грунтов*. Москва: Высшая школа.

Гайко, Г. І. (2006). *Конструкції кріплення підземних споруд*. Алчевськ: ДонДТУ.

Гапеев, С. М., & Старотіторов, І. Ю. (2011). Імітаційне моделювання деформування неоднорідних гірських порід в умовах контрольованого руйнування, *Геотехнічна механіка*, 94, 31-40.

Гленсдорф, П., & Пригожин, І. (1973). *Термодинамическая теория структуры, устойчивости и флуктуаций*. Москва: Мир.

Глушко, В. Т., Чередниченко, В. П., & Усатенко, Б. С. (1981). *Реология горного массива*. Киев: Наукова думка.

Голицынский, Д. М., Фролов, Ю. С., & Кавказкий, В. Н. (2006). Исследование методом моделирования напряженно-деформированного состояния обделки тоннелей станции метро «Жибек Жолы» г. Алматы, *Метро и тоннели*, 1, 44-45.

Гольдштейн, М. Н. (1971). *Механические свойства грунтов. Основные компоненты грунта и их взаимодействие*. Москва: Стройиздат.

Гольдштейн, М. Н. (1973). *Механические свойства грунтов. Напряженно-деформативные и прочностные характеристики*. Москва: Стройиздат.

Гордеев, В. Н., Лантух-Лященко, А. И., Микитаренко, М. А., и др. (2005). *Нагрузки на здания и сооружения*. Киев: Сталь.

Городецкий, А. С., Заворицкий, В. И., Лантух-Лященко, А. И., & Рассказов, А. О. (1981). *Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений*. Москва: Транспорт.

Гузченко, В. Т., & Шабодяш, Д. Р. (1989). Определение напряженного состояния конструкции колонной станции метрополитена, *Устойчивость геотехнических сооружений на железнодорожном транспорте*, 45-47.

Гульбе, В. И., Косицын, С. Б., & Долотказин, Д. Б. (1994). Пространственный расчет несущей конструкции эскалаторного зала проектируемого второго выхода станции метро «Маяковская», *Метро*, 5-6, 31- 32.

Дашевский, М. А. (1974). Распространение волн при колебании тоннелей метро, *Строительная механика и расчет сооружений*, 5, 29-34.

ДБН В.2.3-7-2010 (2011). *Споруди транспорту. Метрополітени*. Київ: ДП «Укрархбудінформ».

Демешко, Е. А., Косицын, С. Б., Сергеев, В. К., и др. (2000). Современные методы прочностных расчетов в метро- и тоннелестроении, *Подземное строительство России на рубеже XXI века, 200-207*.

Демешко, Е. А., Косицын, С. Б., & Слемзин, А. Е. (1992). Расчет колонной станции метрополитена как пространственной конструкции, *Транспортное строительство, 1, 32-35*.

ДСТУ Б В.2.1-4-96 (2006). *Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості*. Київ: Держбуд України.

Еременко, С. Ю. (1991). *Методы конечных элементов в механике деформируемых тел*. Харьков: Изд-во «Основа» при Харьковском ун-те.

Ержанов, Ж. С. (1964). *Теория ползучести горных пород и её приложения*. Москва: Наука.

Ержанов, Ж. С., & Каримбаев, Т. Д. (1975). *Метод конечных элементов в задачах механики горных пород*. Алма-Ата: Наука.

Жихович, В. В., & Жихович, Ю. А. (2001). *Практическая реология грунтов*. В. В. Жихович. Одесса: Астропринт.

Жуков, И. Ф. (1963). Конструкция станции метрополитена глубокого заложения из сборного железобетона, *Транспортное строительство, 8, 32-35*.

Жуков, И. Ф., Кошелев, М. П., & Лысяк, В. А. (1964). Совершенствование конструкций пилонов станций метрополитена, *Транспортное строительство, 11, 53*.

Заворицкий, В. И. (1975). *Проектирование подземных транспортных сооружений*. Киев: Будівельник.

Зарецкий, Ю. К. (1980). Новая концепция вязко-пластического течения грунтов, *Труды Третьего Всесоюз. симп. по реологии грунтов, 58-73*.

Зарецкий, Ю. К. (1982). Нелинейная механика грунтов и перспективы ее развития, *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 5, 28 – 31.

Зарецкий, Ю. К., & Карабаев, М. И. (2004). Расчет оптимальной величины пригрузки забоя при проходке тоннелей ТПМК, *Метро и тоннели*, 2, 40-43.

Зерцалов, М. Г., Устинов, Д. В., & Меркин, В. Е. (2006). Станция «Алматы» Алматинского метрополитена. Применение методов математического моделирования при расчете вестибюля, *Метро и тоннели*, 5, 30-32.

Зорин, А. Н., Халимендик, Ю. М., & Колесников, В. Г. (2001). *Механика разрушения горного массива и использование его энергии при добыче полезных ископаемых*. Москва: ООО «Недра-Бизнесцентр».

Иванов, П. Л. (1978). *Разжижение и уплотнение несвязных грунтов при динамических воздействиях*. Ленинград: Изд-во ЛПИ.

Ильичев, В. А., & Поляков, В. С. (1983). К вопросу о расчете уровня вибрации в грунте от воздействия метропоездов в тоннелях мелкого заложения, *Труды НИИОСП*, 80, 33-42.

Иноземцев, А. А. (1966). *Соппротивление упруго-вязких материалов*. Москва: Стройиздат.

Ионов, В. Н., & Огибалов, П. М. (1979). *Прочность пространственных элементов конструкций. Ч.1. Основы механики сплошной среды*. Москва: Высшая школа.

Кавказкий, В. Н. (2004). Особенности работы обделки эскалаторного тоннеля из монолитного железобетона, пройденного с предварительным замораживанием слабых водонасыщенных грунтов, *Метро и тоннели*, 3, 46-49.

Кандидов, В. П., Чесноков, С. С., & Выслоух, В. А. (1980). *Метод конечных элементов в задачах динамики*. Москва: Изд-во Московского университета.

Карпиловский, В. С., Криксунов, Э. З., Перельмутер, А. В., и др. (2000). *SCAD для пользователя*. Киев: ВВП «Компас».

Качанов, Л. М. (1960). *Теория ползучести*. Москва: Физматгиз.

Качанов, Л. М. (1969). *Основы теории пластичности*. Москва: Наука.

Козин, Е. Г., Савков, Б. М., & Хуцкий, В. П. (2006). Исследование процесса сдвижения земной поверхности на участке между станциями «Лесная» и «Площадь Мужества» в Санкт-Петербурге, *Метро и тоннели*, 4, 32-35.

Колыбин, И. В., & Фурсов, А. А. (2000). Расчет подземных сооружений с учетом технологии их возведения, *Подземное строительство России на рубеже XXI века*, 183-190.

Королёв, В. А. (1997). *Термодинамика грунтов*. Москва: Изд-во МГУ.

Котляревский, В. А., Виноградов, А. В., Еремин, С. В., и др. (1996). *Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий* (Книга 2). Москва: Изд-во Ассоциации строительных ВУЗов.

Кудрявцев, И. А. (1999). *Влияние вибрации на основания сооружений*. Гомель: БелГУТ.

Лоскутов, А. Ю., & Михайлов, А. С. (1990). *Введение в синергетику*. Москва: Наука, Главная редакция физ.-мат. литературы.

Мазеин, С. В., Стафеев, Г. М., & Маслов, М. И. (2007). Непрерывный контроль деформаций кольца обделки при щитовой проходке тоннелей, *Метро и тоннели*, 3, 20-22.

Макаров, О. М., & Меркин, В. Е. (1991). *Транспортные тоннели и метрополитены*. Москва: ТИМР.

Маковский, Л. В., & Фам Ань Туан (2006). Проходка тоннелей в слабоустойчивых грунтах. Определение параметров мульды осадок земной поверхности, *Метро и тоннели*, 5, 24-25.

Малинин, Н. Н. (1968). *Прикладная теория пластичности и ползучести*. Москва: Машиностроение.

Маслов, Н. Н. (1984). *Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства*. Москва: Стройиздат.

Мартин, Н., & Ингленд Дж. (1988). *Математическая теория энтропии*. Москва: Мир.

Месчан, С. Р. (1985). *Экспериментальная реология глинистых грунтов*. Москва: Недра.

Мизюмский, В. А. (1964). Закономерности деформирования глинистых пород с естественной структурой, *Вопросы геотехники*, 7, 32-43.

Моисеев, Н. Н. (1978). *Методы оптимизации*. Москва: Наука.

Мостков, В. М. (1986). *Подземные гидротехнические сооружения*. Москва: Высшая школа.

Николис, Г., & Пригожин, И. (1979). *Самоорганизация в неравновесных системах*. Москва: Мир.

Пановко, Я. Г., & Губанова, И. И. (1987). *Устойчивость и колебания упругих систем: Современные концепции, парадоксы и ошибки*. Москва: Наука.

Парамонов, В. Н. (2000). Конечноэлементное решение задачи о вдавлении штампа в грунт в геометрически нелинейной постановке, *Реконструкция городов и геотехническое строительство*, 108-117.

Пашков, П. Д. (1984). О конструкциях пилонных станций, *Транспортное строительство*, 9, 16-17.

Перельмутер, А. В., & Сливкер, В. И. (2002). *Расчетные модели сооружений и возможность их анализа*. Киев: Сталь.

Петренко, В. Д., Букань, А. П., & Тютюкин, А. Л. (2003). Способ комплексной оценки физического состояния системы «крепление-массив» при сейсмических взаимодействиях, *Геотехнічна механіка*, 42, 204-208.

Петренко, В. Д., Гузченко, В. Т., & Тютюкин, О. Л. (2006). Розрахунок ескалаторного тунелю із залізобетонною оправою МСЕ, *Геотехнічна механіка*, 64, 51-59.

Петренко, В. Д., Селихова, Т. А., & Тютюкин, А. Л. (2004). Численный анализ влияния граничных условий модели системы «сооружение-основание» МКЭ, *Науковий вісник Національного гірничого університету*, 11, 51-56.

Петренко, В. Д., & Тютюкин, А. Л. (2002a). К вопросу о дискретизации конечно-элементных моделей, *Строительство. Материаловедение. Машиностроение*, 18, 123-128.

Петренко, В. Д., & Тютюкин, А. Л. (2002b) Пространственный расчет станции метрополитена с интерпретацией окружающего массива как упруго-вязко-пластического, *Геотехнічна механіка*, 40, 194-202.

Петренко, В. Д., & Тютюкин, А. Л. (2002c) Анализ реологических явлений вокруг выработки кругового очертания, *Будівництво*, 11, 33-37.

Петренко, В. Д., & Тютюкин, А. Л. (2006). Применение энергетического подхода для решения динамической задачи взрывного воздействия на строительные конструкции, *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, 73, 235-239.

Петренко, В. Д., & Тютюкин, А. Л. (2014). Комплексный динамический анализ пилонной станции метрополитена глубокого заложения, *Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського*, 6, 1(89), 80-85.

Петренко, В. Д., Тютюкін, О. Л., & Петренко, В. І. (2006). Визначення міцності ескалаторного тунелю із чавунною оправою за допомогою МСЕ, *Проблеми гірського тиску*, 14, 270-277.

Петренко, В. Д., Тютюкин, А. Л., & Петренко, В. И. (2007a). Комплексный анализ конструкции колонной станции метрополитена, *Науковий вісник Національного гірничого університету*, 9, 61-65.

Петренко, В. Д., Тютюкин, А. Л., & Петренко, В. И. (2007b). Анализ собственных форм и частот пилонной станции на основе пространственной модели, *Строительство. Материаловедение. Машиностроение*, 43, 353-359.

Петренко, В. Д., Тютюкин, А. Л., & Петренко, В. И. (2007c). Сравнительный анализ результатов натурных исследований и математического моделирования перегонного тоннеля между станциями «Лыбедьская»–«Демеевская», *Геотехнічна механіка*, 73, 91-100.

Петренко, В. Д., Тютюкин, А. Л., Петренко, В. И., & Кавун, Д. А. (2008). Закономерности формирования напряженно-деформированного состояния конструкции колонной станции метрополитена в процессе ее сооружения, *Геотехнічна механіка*, 78, 87-99.

Петренко, В. Д., Тютькин, А. Л., & Селихова, Т. А. (2004). Реализация свойств упруго-вязко-пластического массива с помощью «грунтовых» элементов, *Геотехнічна механіка*, 50, 270-277.

Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютькин, А. Л. (2004а). Применение «фильтров» для углубленного анализа поведения системы «крепь-массив» в расчетах подземных сооружений, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 3, 137-140.

Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютькін, О. Л. (2004б). *Розрахунок трисклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення*. Дніпропетровськ: Наука і освіта.

Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютькин, А. Л. (2005). *Современные технологии строительства метрополитенов в Украине*. Дніпропетровськ: Наука і освіта.

Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютькин, А. Л. (2008). Численный анализ влияния импульсного воздействия на напряженно-деформированное состояние обделки пилонной станции, *Науковий вісник Національного гірничого університету*, 2, 3-8.

Петренко, В. Д., Тютькін, О. Л., & Петренко, В. І. (2011). Комплексний аналіз колонної станції із варіацією глибини закладення, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 39, 138-143.

Попов, Г. И. (1986). *Железобетонные конструкции, подверженные действию импульсных нагрузок*. Москва: Стройиздат.

Попов, Н. Н., Расторгуев, Б. С., & Забегаев, А. В. (1992). *Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки*. Москва: Высшая школа.

Проценко, А., & Савранский, Б. (1988). Учет физико-механических свойств горных пород в стержневых моделях при их взаимодействии с подземными сооружениями, *Метрострой*, 6, 16-17.

Пэжина, П. (1968). *Основные вопросы вязкопластичности*. Москва: Мир.

Работнов, Ю. Н. (1977). *Элементы наследственной механики твердых тел*. Москва: Наука.

Работнов, Ю. Н. (1987). *Введение в механику разрушения*. Москва: Наука, Главная редакция физ.-мат. литературы.

Ребиндер, П. А. (1958). Физико-химическая механика, *Знание*, IV, 39, 40.

Рейнер, М. (1965). *Реология*. Москва: Наука.

Русинко, Н. К. (1981). *Теория пластичности и неустановившейся ползучести*. Львов: Вища школа. Изд-во при Львовском ун-те.

Савенко, С. К., Гурин, А. А., & Малый П. С. (1973). *Ударные воздушные волны в подземных выработках*. Москва: Недра.

Синицын, А. П. (1978). *Метод конечных элементов в динамике сооружений*. Москва: Стройиздат.

Спорыхин, А. Н., & Шашкин, А. И. (2004). *Устойчивость равновесия пространственных тел и задачи механики горных пород*. Москва: Физматлит.

Ставрогин, А. Н., & Протосеня, А. Г. (1979). *Пластичность горных пород*. Москва: Недра.

Тарасевич, Ю. Ю. (2002). *Перколяция: теория, приложения, алгоритмы*. Москва: Едиториал УРСС.

Тютюкин, А. Л. (2006). Исследование основных параметров взрывного воздействия для практических расчетов прочности и устойчивости тоннельных конструкций, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 12, 208-214.

Тютюкин, А. Л. (2007). Модальный анализ конструкции пилоновой станции метрополитена с учетом присоединенных масс грунта, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 18, 167-171.

Тютюкін, О. Л. (2008а). Дослідження напружено-деформованого стану обробки перегінного тунелю із урахуванням технологічних процесів, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 20, 169-173.

Тютюкін, О. Л. (2008b). Математичне моделювання впливу рухомого складу на конструкцію пілонної станції метрополітену, *Наукові праці Донецького національного технічного університету. Серія «Гірничо-геологічна»*, 7 (135), 86-90.

Тютюкін, О. Л. (2008с). Теоретичні основи визначення напружено-деформованого стану глинистого породного масиву як в'язко-пружно-пластичного середовища, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 21, 201-206.

Тютюкін, О. Л. (2009a). Основи енергетичного підходу до аналізу напружено-деформованого стану системи «кріплення–масив», *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 26, 141-146.

Тютюкін, О. Л. (2009b). Основи розрахунку тунельних конструкцій у випадку прогресуючого обвалення, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 28, 116-120.

Тютюкін, О. Л. (2010). Модальний аналіз колонної станції із врахуванням нелінійних властивостей та приєднаних мас оточуючого масиву, *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 32, 122-126.

Тютюкин, А. Л. (2013). Численный анализ воздействия подвижной нагрузки на колонную станцию метрополитена, *Известия ТулГУ. Науки о Земле*, 3, 97-102.

Тютюкин, А. Л. (2016). Концепция разрушения подземных сооружений на основе энергетико-фрактального подхода, *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 9, 61–67.

Тютюкін, О. Л., & Руденко, К. Ю. (2013). Результати комплексного аналізу конструкції колонної станції мілкого закладення, *Науковий вісник ХНУБА*, 72, 167-172.

Устинов, В. П., Круглов, В. М., & Кудашов, В. И. (1975). Метод конечных элементов в расчете железобетонных конструкций, *Метод конечных элементов в строительной механике*, 141-148.

Ухов, С. Б. (1973). *Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов*. Москва: Энергия.

Фадеев, А. Б. (1989). *Метод конечных элементов в геомеханике*. Москва: Недра.

Фотиева, Н. Н. (1980). *Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах*. Москва: Недра.

Фролов, Ю. С. (1994). Системный анализ конструкций колонной станции полужакрытого способа, *Метро*, 2, 30-31.

Фролов, Ю. С., Голицынский, Д. М., & Ледяев, А. П. (2001). *Метрополитены*. Москва: Желдориздат.

Фролов, Ю. С., & Крук, Ю. Е. (1994). *Метрополитены на линиях мелкого заложения. Новая концепция строительства*. Москва: ТИМР.

Фролов, Ю. С., & Мордвинков, Ю. А. (2006). Система «крепь–грунтовой массив». Численный анализ напряженно-деформированного состояния с учетом технологии проходки тоннелей, *Метро и тоннели*, 5, 32-35.

Чеботаев, В. В., Щекудов, Е. В., & Андриянов, А. Г. (2007). Прогнозирование деформаций грунтового массива при сооружении тоннелей щитами с активным пригрузом забоя (на примере Серебряноборских тоннелей), *Метро и тоннели*, 2, 38-39.

Чурадзе, Т. К. (1996). Численный анализ пространственного напряженного состояния эскалаторного тоннеля, *Метро*, 3, 37-38.

Чурадзе, Т. К., Тархнишвили, В. А., Чурадзе, К. Т., & Грдзелишвили, М. В. (2004). К решению некоторых задач механики подземных сооружений, *Метро и тоннели*, 3, 45.

Шапиро, Д. М. (1985). Практический метод расчета оснований и грунтовых сооружений в нелинейной постановке, *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 5, 19-21.

Шашенко, А. Н., Майхерчик, Т., & Сдвижкова, Е. А. (2005). *Геомеханические процессы в породных массивах*. Днепропетровск: Национальный горный университет.

Шашенко, А. Н., Сдвижкова, Е. А., & Гапеев, С. Н. (2008). *Деформируемость и прочность массивов горных пород*. Днепропетровск: НГУ.

Юркевич, П. Б. (1996). Геомеханические модели в современном строительстве, *Подземное пространство мира*, 1-2, 10-31.

Юркевич, П. Б. (2002). Подземное проектирование – комплексный подход, *Метро и тоннели*, 5, 24-29.

Юрманов, Ю. А. (1966). Защита сооружений от действия ударной воздушной волны, *Записки ЛГИ*, 52, 1, 117-121.

Юфин, С. А., & Циммерманн, Т. (2005). Численное моделирование в подземном строительстве. Современные требования и возможности, *Метро и тоннели*, 2, 36-38.

Наукове видання

Тют'якін Олексій Леонідович

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ КОМПЛЕКСНОГО АНАЛІЗУ
ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Монографія

Редактор *О. О. Котова*

Комп'ютерна верстка *М. В. Климтошук*

Підписано до друку 21.09.2020 р. Формат 60 x 84 1/16. Папір офсетний.
Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 17,74. Наклад 350 прим. Зам. № 21.

Видавництво “Журфонд”
49000, Дніпро, пр. Д. Яворницького, 60.
Свідоцтво про внесення до Державного реєстру
ДК №684 від 21.11.2001 р.

Віддруковано:

ФОП Удовиченко О. М., 49080, м. Дніпро, вул. Донецьке шосе, 15/531
Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи
до Державного реєстру ДК №3660 від 28.12.2009 р.

Тют'якін О. Л.

Т98 Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій [Текст]:
монографія. – Дніпро : Журфонд, 2020. – 260 с.

ISBN 978-966-934-259-1

У монографії наведено розроблені автором теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій. Викладені положення базуються на закономірностях зміни напружено-деформованого стану підземних споруд для випадку в'язко-пружно-пластичного середовища. Обґрунтуванням теоретичних авторських положень є результати експериментальних даних, отримані на підземних об'єктах Київського метрополітену. Важливим концептуальним підходом, який викладено в монографії, є визначення залежностей енергії для системи «тунельна конструкція – оточуючий масив». Розроблені теоретичні основи енергетичного підходу дозволяють отримувати значення енергії для пружно-пластичної деформації та реологічних явищ, що дозволяє якнайповніше врахувати особливості деформації оточуючого масиву. Монографія становить інтерес для викладачів закладів вищої освіти, докторантів, аспірантів, магістрантів та інженерно-технічних працівників, які займаються проблемами розрахунку тунельних конструкцій.

УДК 624.191.8.042/.044

Олексій Леонідович Тютькін – фахівець у галузі підземного будівництва, механіки підземних споруд та тунельних конструкцій.

У 2000 році закінчив Дніпропетровський державний технічний університет залізничного транспорту (нині – Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна) за спеціальністю «Мости і транспортні тунелі» і почав працювати асистентом на кафедрі «Тунелі, основи та фундаменти».

У 2004 році захистив дисертацію на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук («Обґрунтування геометричних параметрів конструкції пілонної станції метрополітену з урахуванням взаємодії кріплення з масивом», спеціальність 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди). Наукове звання доцента отримав у 2006 році.

Лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки (2012) за роботу «Розробка та впровадження нових ресурсозберігаючих і техногенно-безпечних технологій будівництва метрополітенів та тунелів в Україні».

У 2016 році захистив дисертацію на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук («Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій», спеціальність 05.15.04 – шахтне та підземне будівництво).

У 2016 році став завідувачем новоствореної кафедри «Мости та тунелі».

У 2018 року обійняв посаду головного редактора журналу «Мости і тунелі: теорія, дослідження, практика», який у 2019 році внесений до Переліку наукових фахових видань України, категорія «Б» (технічні спеціальності – 192).

Опублікував майже 230 наукових праць, з них: 15 робіт у виданнях, що індексуються в наукометричних базах Scopus та Web of Science, 3 монографії, 2 навчальні посібники, 10 навчально-методичних праць, 10 патентів на корисну модель.

Напрями наукових досліджень: математичне моделювання процесів взаємодії тунельних конструкцій із оточуючим масивом, який має складні в'язко-пружно-пластичні властивості; розробка та обґрунтування нових технологій підземного будівництва; дослідження напружено-деформованого стану фундаментів із взаємодією основи; теоретичні та практичні дослідження земляного полотна з різними варіантами підсилення.

ORCID: 0000-0003-4921-4758

Scopus: 57205683126

Web of Science ResearcherID: H-7582-2018

E-mail: alexeytutkin@gmail.com

