

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

_____ (інститут)
_____ Будівництва _____
(факультет)
Кафедра _____ Будівництва, геотехніки і геомеханіки _____
(повна назва)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню _____ магістра _____
(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студента _____ Дерев'янка Валентина Олександрівна _____
(ПІБ)
академічної групи _____ 192М-17-1 _____
(шифр)
спеціальності _____ 192 Будівництво та цивільна інженерія _____
(код і назва спеціальності)
спеціалізації _____
за освітньо-професійною програмою _____ Промислове та цивільне будівництво _____

_____ (офіційна назва)

на тему Визначення впливу заходів з водопрігнічення на стійкість основ будинків в зоні будівництва об'єктів метрополітену

_____ (назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи				
розділів:				
1	Гапєєв С. М.			
2	Гапєєв С. М.			
3	Гапєєв С. М.			
4	Гапєєв С. М.			
Рецензент	Бабець Д. В.			
Нормоконтролер	Максимова Е.О.			

Дніпро
2018

ЗАТВЕРДЖЕНО:

завідувач кафедри

кафедра будівництва, геотехніки і
геомеханіки

(повна назва)

Гапєєв С. М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

«06» вересня 2018 року

ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню магістра
(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студенту Дерев'янку В. О. академічної групи 192М-17-1
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

спеціалізації _____

за освітньо-професійною програмою Промислове та цивільне будівництво

(офіційна назва)

на тему Визначення впливу заходів з водопригнічення на стійкість основ будинків в зоні
будівництва об'єктів метрополітену,

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 04 грудня 2018р №2062-Л

Розділ	Зміст	Термін виконання
1	Види деформацій ґрунтових підстав і причини їх виникнення. Особливості прояву деформацій зумовлених відкачуванням ґрунтових вод	
2	Інженерно-геологічні і геотехнічні вишукування дніпровського метрополітену	
3	Напружено – деформований стан ґрунтоцементної обробки шахтного стовбура	
4	Деформації будівель і споруд розташованих поблизу вертикальної виробки	

Завдання видано _____ Гапєєв С. М.
(підпис керівника) (прізвище, ініціали)

Дата видачі 06 вересня 2018 року

Дата подання до екзаменаційної комісії 22 грудня 2018 року

Прийнято до виконання _____ Дерев'янку В.О.
(підпис студента) (прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел з 80 найменувань на 7 сторінках. Робота викладена на 132 сторінках машинописного тексту, містить 49 рисунків та 4 таблиці. Загальний обсяг дипломної роботи складає 143 сторінки.

Об'єктом дослідження є процес трансформації напружено-деформованого стану системи «водонасичена ґрунтова основа-вертикальна виробка-розташовані поблизу будівлі та споруди» при відкачці ґрунтових вод.

Предмет дослідження – деформації та пошкодження розташованих поблизу вертикальної виробки будинків та споруд, обумовлені відкачкою підземних вод.

Мета роботи полягає в визначення та теоретичне обґрунтування причин, що обумовили у зв'язку з відкачкою підземних вод пошкодження та наднормативні деформації будинків та споруд, розташованих в зоні будівництва об'єктів будівництва метрополітену.

Методи досліджень. Поставлена в роботі мета досягнута шляхом застосування комплексного методичного підходу, що включає узагальнення інформації та виробничого досвіду в області стійкості складних геотехнічних систем, використання чисельних методів, зокрема, методу скінченних елементів (МСЕ).

Ключові слова: метод скінченних елементів, водопригнічення, метрополітен, водонасичені ґрунти, стійкість основ.

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 ВИДИ ДЕФОРМАЦІЙ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ І ПРИЧИНИ ЇХ ВИНИКНЕННЯ. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЯВУ ДЕФОРМАЦІЙ ЗУМОВЛЕНИХ ВІДКАЧУВАННЯМ ҐРУНТОВИХ ВОД.....	9
1.1. Види деформацій. Їх вплив на напружено-деформований стан будівель та споруд.....	10
1.2. Причини деформацій ґрунтових основ. Особливості проявлення деформацій, зумовлених відкачуванням води з ґрунтової товщі	16
1.3. Прийняті на даний час в інженерній практиці принципи розрахунку будівельних конструкцій та водонасичених основ	28
1.4. Сучасні моделі ґрунтових основ і будівельних конструкцій. Їх математична формалізація	41
1.5. Висновки по розділу	48
РОЗДІЛ 2 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ І ГЕОТЕХНІЧНІ ВИШУКУВАННЯ ДНІПРОВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ	50
2.1. Загальні відомості про територію будівництва	50
2.1.1. Вивченість.	50
2.1.2. Клімат.....	51
2.1.3. Геоморфологія і рельєф.	52
2.2. Геологічна будова і гідрогеологічні умови	53
2.2.1. Геологічна будова.....	53
2.2.2. Гідрогеологічні умови.....	56
2.3. Склад, види та методика вишукувальних робіт	58
2.3.1. Підготовчі роботи.....	58
2.3.2. Бурові роботи, випробування ґрунтів і підземних вод.	58
2.3.3. Стандартне випробування ґрунтів на penetрацію (Standard Penetration Test - SPT).....	63
2.3.4 Пресіометричні випробування.	65

2.3.5. Нагнітання води в свердловини.	68
2.3.6. Лабораторні роботи.	71
2.4. Коротка характеристика інженерно-геологічних умов території будівництва.....	73
2.5. Огляд результатів досліджень.	78
2.6. Висновки по розділу.....	82
РОЗДІЛ 3 НАПРУЖЕНО – ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ГРУНТОЦЕМЕНТНОЇ ОБРОБКИ ШАХТНОГО СТВОЛА	88
3.1. Сучасні програмні комплекси, призначені для визначення напружено-деформованого стану ґрунтових основ і розташованих на них конструкцій.....	89
3.1.1. Програмний комплекс «ЕТАБС».....	89
3.1.2. Програмний комплекс «ПЛАКСІС».....	92
3.1.3. Програмний комплекс «ЛІРА».....	96
3.2. Деформації та міцність ґрунтоцементного ствола з товщиною стінки 300 мм.....	104
3.3. Деформації та міцність ґрунтоцементного ствола з товщиною стінки 1000 мм.....	113
3.4. Висновки по розділу.....	121
РОЗДІЛ 4 ДЕФОРМАЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД РОЗТАШОВАНИХ ПОБЛИЗУ ВЕРТИКАЛЬНОЇ ВИРОБКИ	122
4.1. Зміна порового тиску в ґрунтовому шарі кінцевої товщини при відкачці води з циліндричної вертикальної виробки	122
4.2. Осідання шару кінцевої товщини, зумовлені відкачуванням води з основи.....	126
4.3. Напружено – деформований стан капітальної цегляної стіни, розташованої в зоні впливу.....	130
4.4. Висновки по розділу.....	134
ВИСНОВКИ.....	136
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	137

ВСТУП

Актуальність досліджень. Метрополітени є одним з найпоширеніших різновидів об'єктів освоєння підземного простору великих міст. Такі об'єкти є досить складними та будуються в зоні тісної забудови. Це робить дуже критичним будь-які помилки або аварійні ситуації на таких об'єктах з точки зору безпеки та стійкості будівель і споруд, що знаходяться поблизу об'єктів будівництва метрополітенів.

Небезпека похибок у проектних рішеннях може бути практично зведена до мінімуму шляхом ретельної експертизи прийнятих рішень, тоді як помилки під час безпосередньо будівництва виключити досить складно у зв'язку із дією так званого людського фактору, проте ретельний контроль якості виконуваних робіт призваний вирішувати цю проблему.

Водночас, при виникненні несподіваних аварійних ситуацій їх ліквідація дуже часто потребує прийняття оперативних рішень, які інколи бувають недостатньо обґрунтовані, що лише погіршує ситуацію та призводить до значних матеріальних втрат та непередбачуваних негативних наслідків. Кожен такий випадок повинен бути ретельно вивчений з метою недопущення таких помило в подальшому.

Таким чином, визначення впливу заходів з водопригнічення на стійкість основ будинків в зоні будівництва об'єктів метрополітену, коли такі заходи є наслідком спроби ліквідації аварійних водоприпливів у вертикальній ствол метрополітену, що будується, є актуальним науково-технічним завданням.

Метою роботи є визначення та теоретичне обґрунтування причин, що обумовили у зв'язку з відкачкою підземних вод пошкодження та наднормативні деформації будинків та споруд, розташованих в зоні будівництва об'єктів будівництва метрополітену.

Об'єктом дослідження є процес трансформації напружено-деформованого стану системи «водонасичена ґрунтова основа-вертикальна виробка-розташовані поблизу будівлі та споруди» при відкачці ґрунтових вод.

Предмет дослідження – деформації та пошкодження розташованих поблизу вертикальної виробки будинків та споруд, обумовлені відкачкою підземних вод.

Основні завдання досліджень:

проаналізувати види деформацій ґрунтових основ, які можуть викликати наднормові деформації та пошкодження будинків, споруд та їх елементів;

виявити причини нерівномірних деформацій ґрунтових основ і на цій базі визначити шляхи розв'язання поставленої при написанні даної роботи цілі;

проаналізувати можливість ушкодження та руйнування ґрунтоцементних елементів за рахунок деструкції ґрунтоцементних елементів з січних паль;

виконати теоретичні дослідження в напрямку визначення розподілу порового тиску у ґрунтовій основі при відкачці з неї порової рідини;

визначити обумовлені відкачкою порової рідини деформації основи, на якій розташовано будинки та споруди;

визначити обумовленими відкачкою порової рідини деформаціями основи, деформації та пошкодження будинків та споруд.

Методи досліджень. Поставлена в роботі мета досягнута шляхом застосування комплексного методичного підходу, що включає узагальнення інформації та виробничого досвіду в області аналізу напружено-деформованого стану складних геотехнічних систем, використання чисельних методів, зокрема, методу скінченних елементів (МСЕ), аналізу отриманих даних.

Наукове значення роботи полягає у встановленні закономірностей зміни напружено-деформованого стану водонасиченої ґрунтової основи в результаті застосування заходів зі зниження ґрунтових вод.

Практичне значення роботи полягає у встановленні ймовірних причин аварійного потрапляння ґрунтових вод у вертикальний ствол метрополітену, захищений огорожею з ґрунтоцементних паль, та визначення можливих наслідків відкачування води зі стволу з точки зору стійкості будівель поблизу стволу.

Обґрунтованість і достовірність отриманих результатів підтверджується коректністю поставлених задач, застосуванням добре обґрунтованих чисельних методів моделювання, положень та математичного апарату механіки водонасичених ґрунтів та основ.

Структура і обсяг роботи. Дипломна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел з 80 найменувань на 7 сторінках. Робота викладена на 132 сторінках машинописного тексту, містить 49 рисунків та 4 таблиці. Загальний обсяг дипломної роботи складає 143 сторінки.

РОЗДІЛ 1

ВИДИ ДЕФОРМАЦІЙ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ І ПРИЧИНИ ЇХ ВИНИКНЕННЯ. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЯВУ ДЕФОРМАЦІЙ ЗУМОВЛЕНИХ ВІДКАЧУВАННЯМ ҐРУНТОВИХ ВОД

При написанні цього розділу нами переслідувалася мета отримати, і в міру можливості, обґрунтувати відповіді на такі питання.

1. Які деформації можуть відчувати будівлі і споруди в цілому?
2. Які пошкодження будівель, споруд і окремих конструкцій (в тому числі несучих) мають місце при деформації основ на яких (або всередині яких) вони побудовані?
3. Які фактори є причиною деформацій основ, на яких (або всередині яких) розташовані будівлі, споруди та будівельні конструкції?
4. Якими причинами обумовлені деформації основ будівель, споруд та будівельних конструкцій?
5. Які фізичні моделі використовують в даний час для визначення напружено – деформованого стану систем «будівля (споруда) – основа»?
6. Які методи і способи використовуються в даний час при вирішенні завдань щодо визначення напружено – деформованого стану систем «будівля (споруда) – основа»?

Відповіді на ці запитання допоможуть нам намітити шляхи вирішення таких проблем:

1. Виявити найбільш ймовірну (або ймовірні) причину (або причини) проявів деформацій земної поверхні будівель і споруд, розташованих поблизу вертикальної виробки. При цьому слід врахувати, що ґрунтову основу насичено водою.
2. Вибрати і обґрунтувати фізичну модель системи «будівля (споруда) – водонасичена основа – вертикальна виробка з протифільтраційною завісою».
3. Обґрунтувати розрахункову схему і методику розрахунку напружено-деформованого стану протифільтраційному завіси із залізобетонних паль.

4. Розробити методику розрахунку деформацій земної поверхні при відкачці води. При цьому слід врахувати, що фільтрація води відбувається в радіальному напрямку.

5. Оцінити, наскільки обумовлені відкачуванням води з основи деформації можуть вплинути на деформації та пошкодження розташованих поблизу вертикальної виробки будівель і споруд.

1.1. Види деформацій. Їх вплив на напружено-деформований стан будівель та споруд

Деформації основ істотно впливають на деформації побудованих на них будівель і споруд [58, 58, 59, 60, 61, 62, 9, 1, 64, 69, 75, 76]. Розглянемо цю проблему докладніше.

Деформації основ можуть викликатися різними причинами і поділяються на наступні види.

Осади – деформації, що відбуваються в результаті ущільнення ґрунтів основи під впливом зовнішніх навантажень, включаючи діючі поблизу споруди, і власної ваги ґрунтів основи. Опади розвиваються без докорінної зміни структури ґрунтів.

Осідання – деформації, що відбуваються в результаті ущільнення і докорінної зміни структури ґрунтів основи під впливом як зовнішніх навантажень і власної ваги ґрунтів, так і прояви додаткових факторів (замочування просадних ґрунтів, відтавання льодових прошарків в мерзлом ґрунті тощо).

Підйом або усадка поверхні основи – деформації, пов'язані зі зміною обсягу деяких видів ґрунтів або фізичних і хімічних впливах (морозне здимання при промерзанні, набухання при збільшенні вологості тощо, усадка при зменшенні вологості ґрунтів тощо).

Осідання – деформації земної поверхні, викликані підземними роботами (розробка корисних копалин, неякісним зведенням підземних споруд і т.п.), а

також різкою зміною гідрогеологічних умов території (зниження рівня підземних вод, карсто-суфозійні процеси і т.п.).

Горизонтальні переміщення – деформації, що викликаються дією горизонтальних навантажень і складових загального навантаження (підпірні стінки, фундаменти розпірних систем і т.п.), а також пов'язані з великими вертикальними переміщеннями поверхні при осіданні, просадках і т.п.

Через неоднорідності ґрунтів, в межах плями забудови та різних навантажень на окремі фундаменти споруди, зазвичай виникають нерівномірні деформації основи, що викликають також нерівномірні деформації в конструкціях споруди. Розрізняють такі характерні форми спільних деформацій споруди і основи (рис. 1.1).

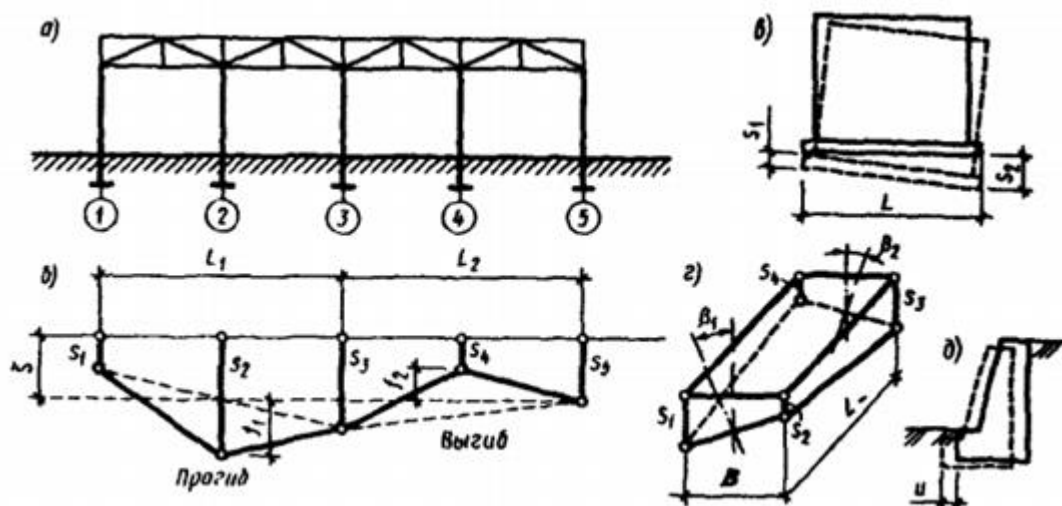


Рис. 1.1. Характерні форми сумісних деформацій споруди і основи: а – розрахункова схема; б – схема нерівномірних осідань фундаментів; в – схема крену жорсткої споруди; г – схема деформацій, які призводять до закручування споруди; д – схема зсуву жорсткого споруди

Середнє осідання основи споруди

$$\bar{s} = \frac{\sum_{i=1}^n s_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}, \quad (1.1)$$

де s_i – абсолютний осад i -го фундаменту з площею підшви A_i . При відомих значеннях s_i і \bar{s} можна оцінити необхідність і намітити заходи щодо зменшення осідань основи або пристосуванню конструкцій фундаменту до нерівномірних осідань.

Відносна нерівномірність осадку двох фундаментів $\Delta s/L$, де $\Delta s = s_i - s_{i+1}$ – різницю абсолютних осад сусідніх фундаментів, L - відстань між осями цих фундаментів, яка є найважливішою характеристикою для оцінки додаткових зусиль, що виникають в конструкціях при нерівномірній деформації основи.

Крен фундаменту (споруди) i , який визначається як відношення різниці осад крайніх точок підшви фундаменту до відстані між ними [$i=(s_2-s_1)/L$ на рис. 1.1, в]. Крім обліку додаткових зусиль в конструкціях при виникненні крену окремих фундаментів знання цієї величини важливо для оцінки можливого порушення технологічного процесу в проектуваному спорудженні.

Відносний прогин або вигин споруди (рис. 1.1, б) – це відношення стріли прогину або вигину f до довжини однозначно згинаємої ділянки споруди:

$$f/L = (2s_2 - s_1 - s_3)/(2L), \quad (1.2)$$

де s_1 і s_2 – осідання кінців розглянутої ділянки споруди; s_2 – найбільша (прогин) або найменша (вигин) осадка на тій же ділянці; L – відстань між осями фундаментів, для яких визначені осадки s_1 і s_3 . Для випадку вигина (рис. 1.1, б) в формулі (1.2) слід приймати: $s_2 = s_4$; $s_1 = s_3$; $s_3 = s_5$.

Знаючи відносний прогин (вигиб) споруди або окремих його ділянок, можна визначити кривизну згинаємої ділянки – величину, зворотну радіусу викривлення. Цей показник використовується при розробці типових проектів будівель і споруд, і дозволяє встановлювати для них значення граничних деформацій земної поверхні за умовами міцності і тріщиностійкості конструкцій.

Відносний кут закручування споруди Θ характеризує просторову роботу споруди і дозволяє встановити додаткові зусилля не тільки в несучих

конструкціях, а й в перекриттях. Закручування споруди виникає при нерівномірних осіданнях по його торцях, що мають різний напрямок. Тоді як зазначено на рис. 1.1, $\gamma - \theta = (\beta_1 + \beta_2)/L$, де $\beta_1 \cong \text{tg}\beta_1 = -(s_1 - s_2)/B$; $\beta_2 \cong \text{tg}\beta_2 = (s_3 - s_4)/B$.

Горизонтальне переміщення фундаменту або споруди в цілому визначається відповідно до схеми на рис. 1.1, д при дії горизонтальних складових навантажень. Часто масивні споруди при цьому відчувають і деформації крену.

Аналіз наведених у цьому розділі видів деформацій дозволив нам зробити висновок про те, стосовно до розв'язуваної проблеми найбільшу увагу слід звернути на такі види деформацій:

- осідання (ці деформації обумовлені, в тому числі, відкачуванням води з основи);
- нерівномірні осідання окремих частин будівель і споруд;
- прогин і вигин будівель і споруд;
- кут закручування.

В роботі [1] представлені теми і відповідні їм деформації будівель і споруд.

Зупинимось на них докладніше:

1. На рис. 1.2 представлені характерні пошкодження, обумовлені переважальною осадкою середньої частини будівлі (прогином).

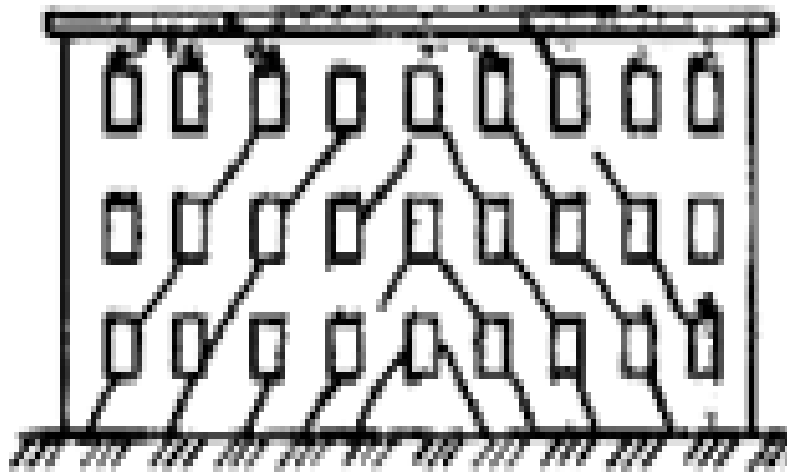


Рис. 1.2. Характерні пошкодження, обумовлені прогином будівель і споруд

Причиною цих деформацій можуть бути:

1.1. Слабка основа середньої частини будівлі.

1.2. Просадка від замочування просадних ґрунтів (зволоження від несправних підземних комунікацій, водостічних труб при несправних вимощення).

1.3. Карст під серединою будинку.

2. На малюнку 1.3 представлені характерні пошкодження, обумовлені переважальною осадкою однієї з бічних частин будівлі.

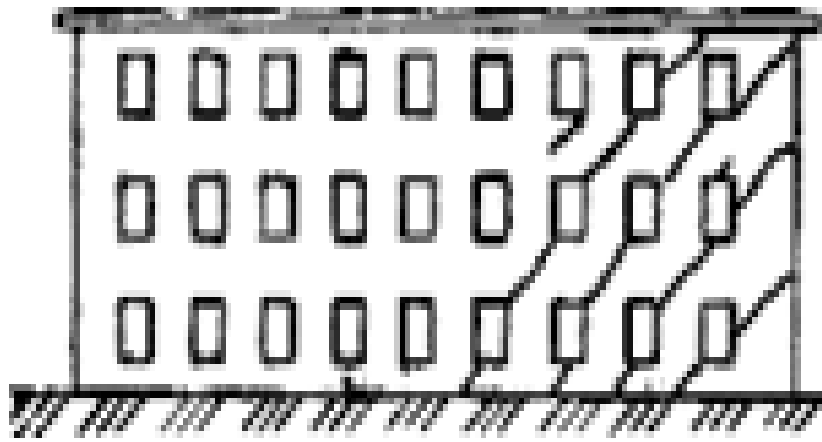


Рис. 1.3. Характерні пошкодження, обумовлені осіданням однієї з частин будівель і споруд

Причиною цих деформацій можуть бути:

2.1. Слабка основа крайньої частини будівлі.

2.2. Просадка від замочування просадних ґрунтів.

2.3. Карст в крайній частині основи (порожнину, старий засипаний підвал)

2.4. Влаштування поруч відкритого котловану.

2.4. Влаштування траншей і видавлювання пливуна з-під несучого пласта основи

2.5. Зрушення розташованої поруч підпірної стінки

2.6. Будівництво поруч нової будівлі.

2.7. Затоплення підвалу під правою частиною будівлі

3. На рис. 1.4 представлені характерні пошкодження, обумовлені переважальною осадкою однієї з бічних частин будівлі.

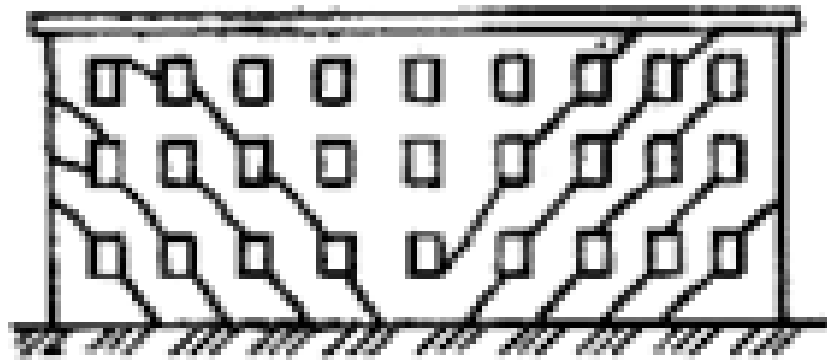


Рис. 1.4. Характерні пошкодження, обумовлені осіданням торцевих частин будівель і споруд (вигином)

Причиною цих деформацій можуть бути:

3.1. Розміщення під серединою будинку великого предмета (валуна, старого фундаменту, забетонували колодязя тощо).

3.2. Причини, перераховані в п. 2.

4. На рис. 1.5 представлені характерні пошкодження, обумовлені переважаною осадкою однієї з бічних частин будівлі.

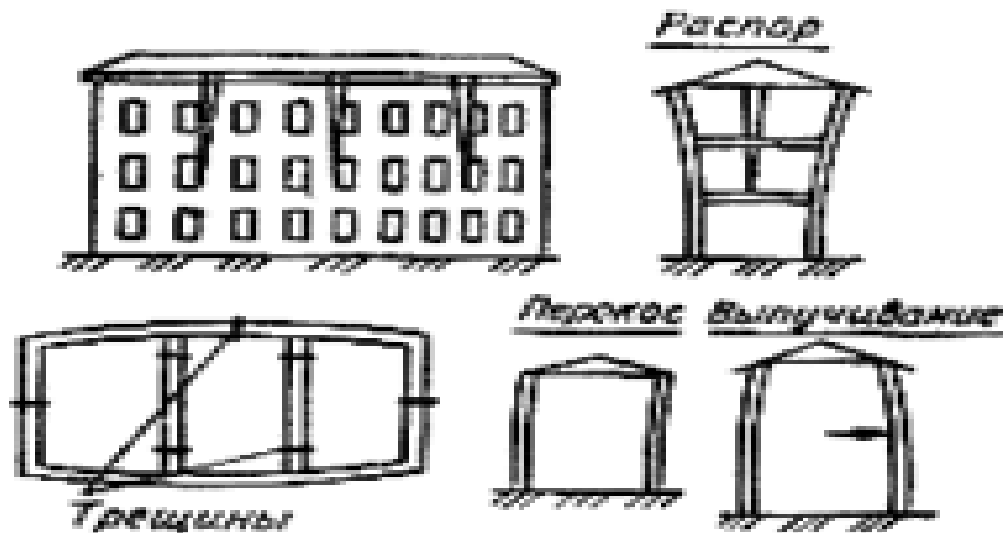


Рис. 1.5. Характерні пошкодження, обумовлені випинання і викривленням стін у вертикальній та горизонтальній площинах

Причиною цих деформацій можуть бути:

4.1. Розпір від кроквяної системи.

4.2. Горизонтальні зусилля від розтяжок, прикріплених до будівлі.

4.3. Ексцентричні передачі навантаження від перекриттів.

4.4. Вібрація від машин, розташованих в будівлі, і сейсмічні зрушення.

В цілому, викладені в цьому розділі матеріали досліджень дозволили зробити такі висновки:

1. Внаслідок проявів деформацій в несучих конструкціях будівель і споруд можуть виникати різні пошкодження.

2. Найбільш часто до пошкоджень несучих конструкцій будівель і споруд призводять нерівномірні опади їх різних частин.

3. Найбільш характерними видами нерівномірних деформацій будівель і споруд є:

- прогини;
- вигини;
- опади торців будівель і споруд;
- закручування будівель і споруд внаслідок прояву впливу нерівномірних деформацій.

Також важливо розуміти, які причини можуть викликати нерівномірні осідання основи.

Матеріали цих досліджень представлені нижче.

1.2. Причини деформацій ґрунтових основ. Особливості проявлення деформацій, зумовлених відкачуванням води з ґрунтової товщі

У весняний і осінній час зазвичай утворюється верховодка, тому при виробництві земляних робіт і зведенні фундаментів майже завжди доводиться видаляти воду з котловану або знижувати її рівень за допомогою підземних водозаборів.

Бутові фундаменти існуючих будівель часто мають великі порожнини, тому в пилюватих пісках і супісках вони працюють в якості дренажів, через які проходить вода, як тільки починається розробка поблизу них котловану [9].

Довго триваюча фільтрація води через основу фундаменту може сильно послабити ґрунт, що особливо небезпечно при відкритому водовідливі. Крім того, при тривалій фільтрації води можлива і механічна суфозія ґрунту - винос фільтраційним потоком дрібних частинок з ґрунтового масиву (рис. 1.6).

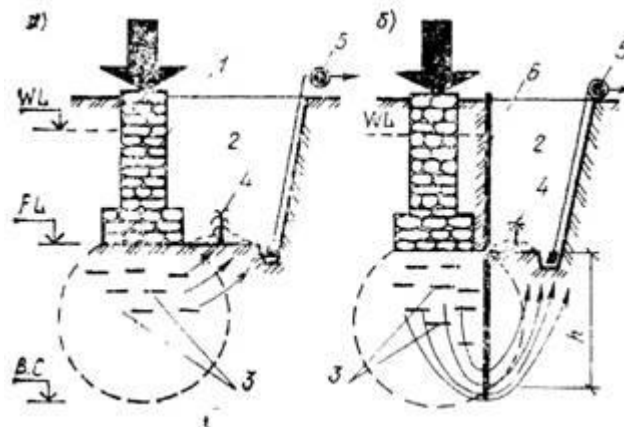


Рис. 1.6. Суфозійне руйнування ґрунту під існуючими фундаментами при відкритому водовідливі: а - без огорожуючого шпунта; б - при шпунті, що не забитий до водоупора або недостатньо заглибленому нижче дна котловану; 1 - існуючий фундамент; 2 - котлован споруджуваного будинку; 3 - області можливого утворення пустот; 4 - грифони; 5 - насос; 6 - шпунт; h - глибина занурення шпунта нижче позначки дна котловану

Механічна суфозія характерна для пухких піщаних ґрунтів з неоднорідним гранулометричним складом. Якщо пісок однорідний, то суфозійний винос не розвивається, але чим більше неоднорідність ґрунту, тим більше небезпека виникнення суфозії. Механічна суфозія спостерігається також і в зв'язкових ґрунтах. Інтенсивність розвитку суфозії залежить від градієнт фільтраційного потоку i , тобто від зниження рівня підземних вод, яке стає небезпечним, якщо градієнт напору $i > 0,6$.

Винос дрібних частинок ґрунту призводить до збільшення швидкості фільтрації води, при цьому почавшийся процес суфозії зростає лавинно, розвивається гідродинамічний тиск води на частки ґрунту, в результаті чого напруження від власної ваги ґрунту істотно зменшуються. Найбільш значне, а

отже, і найбільш небезпечне зниження цієї напруги відбувається поблизу шпунта (див. рис. 1.6), внаслідок чого істотно зменшується стійкість шпунта і основи фундаменту, що веде до його просідання.

До значних деформацій існуючих будівель може привести навіть короточасне зниження рівня підземних вод, викликане необхідністю проведення робіт насухо. У цьому випадку немає зважуючого впливу підземної води (в пісках дрібних і пилюватих, в супісках). Питома вага ґрунту в цьому випадку може підвищитися приблизно вдвічі, і основа існуючої будівлі піддається додатковому ущільненню, що супроводжується нерівномірним осіданням будівлі (рис. 1.7).

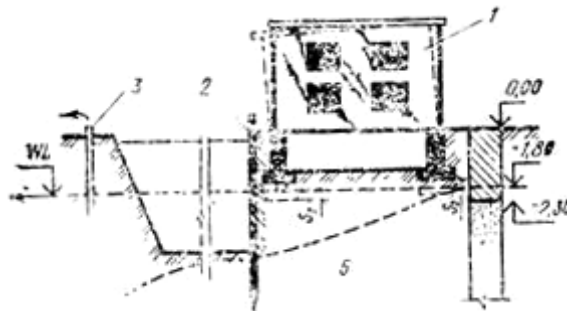


Рис. 1.7. Деформація будівлі внаслідок зниження рівня підземних вод голкофільтровою установкою: 1 - будівля; 2 - шпунт; 3 - голкофільтр; 4 - рівень підземних вод до водозниження; 5 - те ж, після водозниження

Оскільки депресійна поверхня підземних вод швидко виполажується в міру віддалення від колодязя (голкофільтра), то ділянки основи, охоплені процесом самоущільнення ґрунту, по глибині будуть різні, навіть в межах обмеженої площі, зайнятої будівлею, і тому будівля нерідко отримує крен в сторону голкофільтрів (рис. 1.7). Подібні явища можуть спостерігатися і при водовідливі з котлованів і траншей, які перебувають на значній відстані від будівель (рис. 1.8).

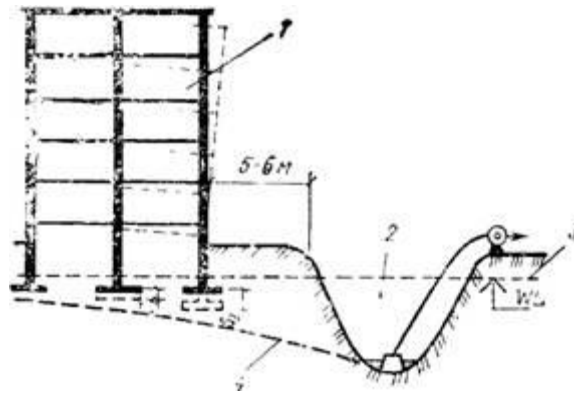


Рис. 1.8. Деформація житлового будинку, викликана відкритим водовідливом з суміжної з ним траншеї: 1 - житловий будинок; 2 - траншея; 3 - рівень підземних вод до відкачування; 4 - теж, після відкачування

Будівельне глибинне водозниження повинно проводитися в стислі терміни. При цьому обов'язковий контроль каламутності відкачуваної води. Поява замулених вод - ознака розвитку механічної суфозії. У такій ситуації потрібно вживати термінових заходів: уточнювати склад обсіпання фільтрів, припиняти відкачування і застосовувати інші способи проходки будівельних котлованів, наприклад, використання фільтраційних завіс у вигляді замкнутої шпунтової огорожі, конструкцій типу «стіна в ґрунті» і ін.

Мірою захисту основ від суфозії є зниження градієнтів напору і скорочення тривалості відкачування, для чого слід зменшити глибину розробляемого котловану. Якщо ж зміна глибини котловану неможлива, необхідно застосувати шпунт, занурений в підстилаючий водоупор і утворюючий (в плані) замкнутий контур. Можна обмежитися і відносно коротким шпунтом, використовуючи його для зниження градієнта напору за рахунок збільшення шляху фільтраційних потоків, спрямованих до будівельного котловану. Довжина шпунта в цьому випадку повинна бути такою, щоб градієнт знизився до величини $i < 0,6$.

Розвиток пливунних явищ, тобто розрідження піску висхідними потоками води, неприпустимо. При розрідженні пісок буде надходити в котлован з ділянок, що його оточують, і в тому числі з-під фундаментів, розташованих біля котловану будівель, що призведе до їх деформації і навіть до аварій. Дуже

важливо те, що це явище може позначитися на значній відстані, що становить іноді десятки метрів.

Вивчення причин аварій і пошкоджень споруд дозволяє виявити закономірності спільної роботи їх конструкцій і основ. Знати ці причини повинні і дослідники, і проектувальники, і будівельники, для того щоб створені ними об'єкти не піддавалися надалі небезпечним деформаціям. Аварії і деформації будівель і споруд відбуваються не стільки через помилки в інженерних розрахунках наземних конструкцій, скільки через прорахунки, що допускаються при проектуванні та зведенні основ і фундаментів [1]. Ще в 1570 р видатний італійський архітектор і будівельник Палладіо в трактаті «Чотири книги про архітектуру» писав, що «з помилок, що відбуваються на будівництві, найбільш пагубні ті, які стосуються фундаменту, так як вони тягнуть за собою загибель всієї будівлі і виправляються з великими труднощами».

Конструкції фундаментів в значній мірі визначаються властивостями ґрунтів основи, тому необхідно розглядати основу, фундамент і наземну конструкцію як єдину систему, що вимагає спільного розрахунку. При будівництві і експлуатації споруди змінюється природний плин процесів, що відбуваються в ґрунтах основи, особливо в шарі, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту (несучий шар), тобто в найбільш напруженій зоні.

Досвід показує, що пошкодження конструкцій або аварія будівлі рідко відбуваються з якої-небудь однієї причини. Зазвичай це результат взаємодії багатьох факторів, один з яких може відігравати вирішальну роль. Встановлення головної причини деформації будівлі є досить складним завданням, вирішення якої вимагає від фахівця всебічного обліку роботи конструкцій будівлі і його заснування, а також ретельного вивчення обставин, що викликали розвиток деформацій.

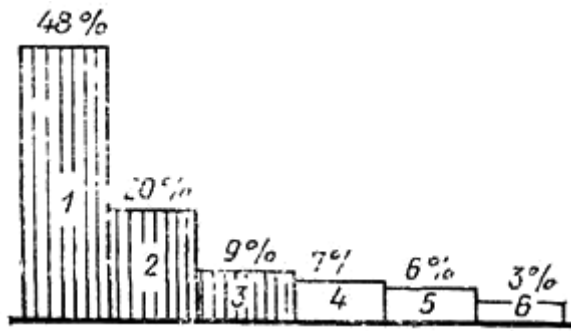


Рис. 1.9. Діаграма аварій і деформацій будівельних конструкцій будівель (за даними А. В. Коротєєва і А. П. Новака; 1974); 1 - будуються; 2 - побудованих, але не зданих в експлуатацію; 3 - експлуатованих не більше 1 року; 4 - те саме, до 15 років; 5 - те саме, більше 15 років; 6 - те ж, після капітального ремонту

З рис. 1.9 видно, що майже 50% всіх аварій відбувається на об'єктах, що знаходяться в стадії будівництва, 20% - на готових, але не зданих в експлуатацію об'єктах, і 9% - на об'єктах, що експлуатуються не більше 1 року, тобто близько 80% деформацій відбувається практично до періоду експлуатації (заштрихована частина малюнка). Оскільки більшість аварій будівель і споруд пов'язано з фундаментами і основами, можна зробити наступні висновки: 1) найбільш небезпечним є період завантаження основи (будівництво, монтаж обладнання, додаток корисного навантаження); 2) з часом у міру стабілізації основи ймовірність виникнення аварії зменшується. Ці положення справедливі для окремих будинків і споруд.

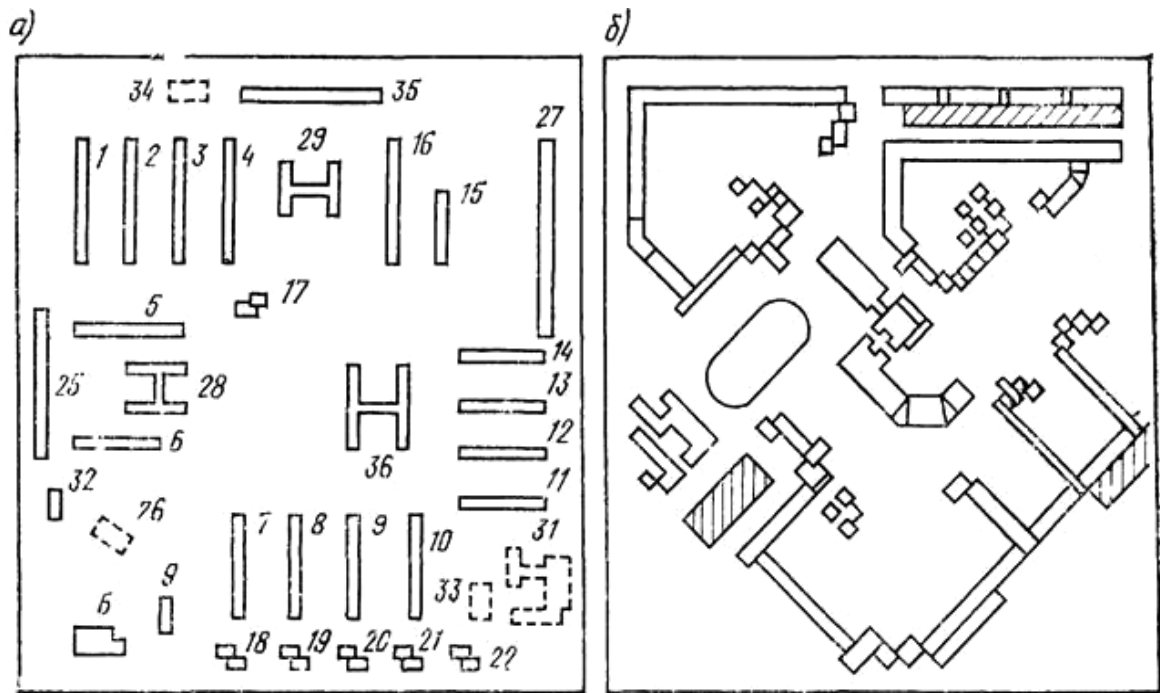


Рис. 1.10. Генеральні плани забудови кварталів в районах масового будівництва; а - 60-х років; б - наміченої на 80-ті роки (заштриховані підземні споруди)

У перші десятиліття після війни розширення міст і промислових підприємств в нашій країні відбувалося переважно за рахунок будівництва нових кварталів і цілих районів (рис. 1.10, а). Однак пізніше виникла необхідність в зведенні будівель різного типу і призначення в районах старої забудови, що вимагає забезпечення правильного примикання нових фундаментів до існуючих. У містах все ширше здійснюється будівництво довгих протяжних будівель, заглиблених або підземних споруд поблизу існуючих будівель (переходів, гаражів-стоянок, складських приміщень, каналів для інженерних мереж тощо) (рис. 1.10, б). Будівництво підземних споруд здебільшого виконується відкритим способом. Примикання частини будівлі наступної черги до раніше побудованої також має розглядатися як зведення нової будівлі поблизу існуючого [9].

Як показує досвід, пристрій нових фундаментів дуже часто призводить до появи в кладці стін раніше побудованих будинків тріщин, перекосів прорізів і сходових маршів, до зрушення плит перекриттів і т.п. Так, наприклад, при обстеженні співробітниками Санкт-Петербурзького державного архітектурно-

будівельного університету в одному з районів Санкт-Петербурга 128 бу (поблизу яких були побудовані нові будівлі) виявилось, що 80% з них мають ушкодження різного ступеня аж до аварійних. Неушкодженими виявилися в основному ті будинки, які були вище нових, а чим вище були нові будинки проти існуючих, то більша виявилися пошкодження останніх (рис. 1.11).

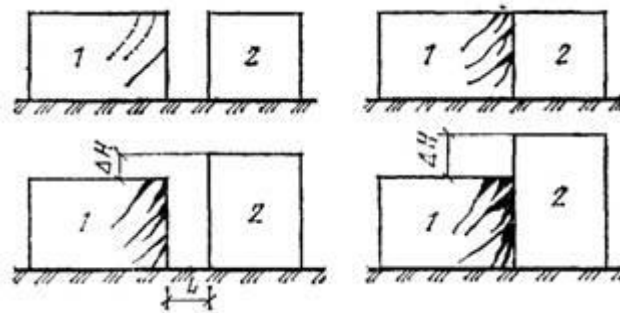


Рис. 1.11. Деформації у вигляді тріщин в існуючих будинках (1) при зведенні поблизу них нових будівель (2)

Всі існуючі будівлі, поблизу яких зводилися нові, більш високі (на 4 і більше поверхів) споруди, мали ушкодження різного ступеня, але приблизно одного характеру. Аналогічне становище зазначалося і в ряді інших міст країни. Пошкодження конструкцій були пов'язані, головним чином, з силовим впливом нових будівель на основи існуючих

Різні будівлі і споруди неоднаково реагують на зведення поблизу них нових. Головними причинами цього є [9, 1, 64, 69, 75, 76]:

- чутливість конструкції будівель (споруд) до нерівномірних осідань (визначається конструктивною схемою і технічним станом несучих конструкцій - залежить від віку, фізичного зносу);
- інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови (визначаються деформуємість основи);
- технологія виконання земляних робіт.

Практика будівництва показує, що якщо не врахований хоча б один із зазначених трьох основних чинників, то це негативно позначається на стані

існуючих будівель і може привести до порушення режиму роботи розміщеного в них обладнання, інженерних мереж на ділянках введів і ін.

Перераховані негативні фактори обумовлені наступним:

- технологічними впливами на заснування та конструкції існуючих будівель і споруд під час виробництва, будівельних робіт (порушення структури ґрунту при розробці котловану, порушення стійкості несучих шарів основи та укосів котловану, суфозійний виносу частинок ґрунту, промороження ґрунту несучого шару та ін.);

- зміною напруженого стану існуючих будівель і споруд під дією навантаження від нового об'єкта (деформування нової будівлі внаслідок розміщення його на нерівномірно ущільненому основі, осідання поверхні землі навколо нових будівель, нерівномірна їх осаду, зміна проектних ухилів комунікацій, відмосток, доріг та ін.).

Тому проекти зведення нових будівель, які не передбачають ефективних заходів, спрямованих на запобігання деформацій конструкцій раніше зведених будівель, не можуть бути реалізовані на практиці і повинні розцінюватися як недопрацьовані.

Як показує аналіз [1, 75], причинами більшості виникають ушкоджень є помилки, допущені при інженерно-геологічному обґрунтуванні проектів. В результаті цих помилок знижується рівень проектів, якість будівництва, надійність експлуатації будівель і споруд.

Складні ґрунтові, гідрогеологічні та кліматичні умови північно-західного регіону країни, особливо Карелії і території Ленінграда з його приміськими районами, накладають своєрідний відбиток на способи ведення будівництва при примиканні нових будівель до раніше побудованим і вимагають від дослідників, проектувальників і будівельників на особливу увагу при складанні проектів і виконанні будівельних робіт.

З усіх різновидів ґрунтів, що зустрічаються в північно-західних районах Європи, найбільшою здатністю до знеміцнення при виробництві земляних робіт мають стрічкові ґрунти (глини, суглинки, супіски), Іольдієвоє глини, пилуваті і

дрібні піски при високому рівні підземних вод, біогенні ґрунти (торфи, заторфовані ґрунти, сапропелі). Однією з найбільш серйозних причин знеміцнення названих ґрунтів є їх промерзання в розроблених близько існуючих фундаментів котлованах. При відтаванні промерзлого ґрунту, що піддавався морозному здиманню, відбувається його інтенсивне ущільнення (просадка), а несуча здатність різко зменшується, оскільки ґрунт при цьому набуває текучу консистенцію. У зв'язку з нерівномірним промерзанням і відтаванням ґрунту осаду будівлі, а тим більше випор ґрунту, відбуваються нерівномірно, і деформації існуючих будівель в цих випадках бувають особливо небезпечними.

Для територій, в яких характерно випадання великої кількості опадів у осінній період і часте підвищення температури повітря в зимовий час, що сприяє зволоженню ґрунту, розкритого в котловані, перед промерзанням. У таких випадках глинисті ґрунти в межах можливої глибини промерзання стають здимистими незалежно від їх вологості під час пошуків. Отже, роботи по зведенню котловану поблизу існуючих фундаментів в осінньо-зимовий період проводити не рекомендується, а викопані влітку і восени котловани необхідно засипати до настання морозів.

Обставини, що призводять до промерзання і здимання ґрунтів основи, різні. Основною причиною промерзання ґрунтів при розробці котловану поблизу існуючих фундаментів є порушення правил проведення земляних робіт в морозний час, тобто недостатність теплоізоляції існуючих фундаментів і основ. Цьому сприяє також нестача добре зарекомендували себе дешевих теплоізоляційних присипок (шунгизита, мінераловатних плит, деревної тирси, котельного шлаку тощо). В даний час застосовуються прогресивні теплоізоляційні матеріали: рідкі пінопласти, які спеціальним агрегатом укладаються на поверхню ґрунту шаром 7-10 см і тверднуть, ефективно оберігаючи ґрунт від промерзання. Найчастіше в практиці будівництва допускають такі помилки і порушення технологічних правил, що призводять до пошкоджень будівель, розташованих поблизу будівельних котлованів [9, 1, 15]:

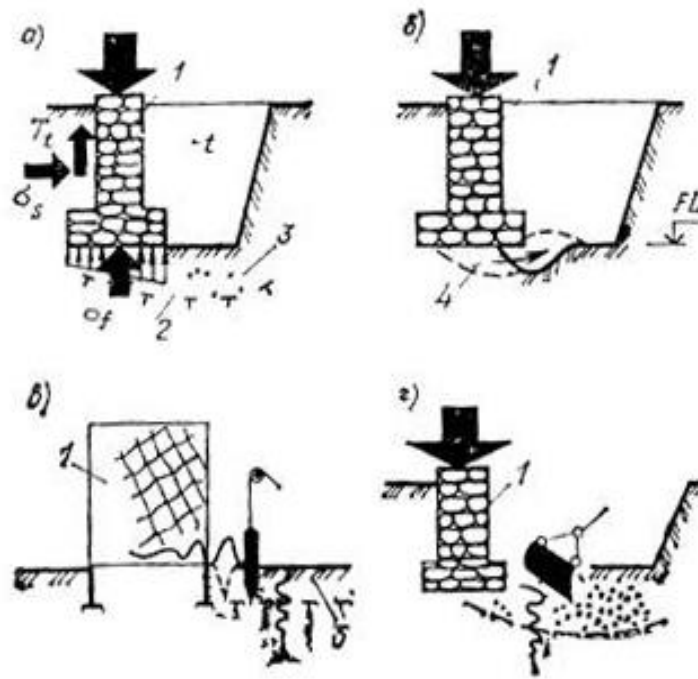


Рис. 1.12. Порушення природного стану ґрунту при виконанні робіт по влаштуванню фундаментів: а - промороження ґрунту, б - перебір ґрунту, в, г - динамічний вплив механізмів; 1 - існуючий фундамент, 2 - межа сезонного промерзання ґрунту, 3 - мерзлий ґрунт, 4 - видавлювання ґрунту; σ_s і σ_f - нормальні напруження по боковій поверхні і по підшві фундаменту, T_t - сумарна дотична сила витріщення

- відсутність утеплення дна котловану, що розробляється взимку (рис. 1.12, а), що призводить до проморожування ґрунту під існуючими фундаментами;

- розробка ґрунту поблизу існуючих фундаментів, яка може привести до випирання ґрунту з-під фундаментів в котлован, розроблений нижче проектної позначки (рис. 1.12, б);

- застосування для розпушування мерзлого ґрунту і руйнування старих фундаментів важких ударних механізмів (куля-молота або клин-молота); вплив їх динамічної роботи позначається на стані ґрунту в залежності від його виду на відстані до 20 м і більше (рис. 1.12, в);

- використання при розробці котловану і видаленні з нього розбираємо старих фундаментів екскаватором з ковшем драглайн, передає на ґрунт інтенсивні динамічні дії (рис. 1.12, г);

- недостатнє ущільнення ґрунту зворотної засипки між новим і старим фундаментами, в результаті чого він в подальшому обводнюється і самоущільнюється;

- порушення вимог проекту виконання робіт по розробці котловану, кріпленню його стінок і зведення фундаментів в частині пристрою нерухомого шпунта і збереження природної структури ґрунтів основ сусідніх будівель.

Для того, щоб підкреслити необхідність врахування впливу відкачування води з ґрунту на деформації основи, наведемо представлений в [59] приклад:

Головне місто Мексики – Мехіко, а також прилеглі до неї населені пункти в долині занурюються під землю зі швидкістю 44 сантиметри в рік. Про це повідомив директор Національної комісії по воді Хосе Тамарго, вказавши, що цей процес стає однією з проблем національної безпеки.

В якості головної причини того, що відбувається вчені називають той факт, що ґрунтові води використовуються для забезпечення потреб жителів столичного округу. Це викликає значну осадку ґрунту.

Небезпечні порожнечі вже утворюються час від часу на території міста. У різних районах Мехіко несподівано з'являються тріщини, в які іноді провалюються автомобілі.

У Мехіко вже існує майже три тисячі свердловин, через які щодоби викачуються значні об'єми рідини. Ґрунтові води становлять понад 60% від всієї вологи, споживаної жителями долини Мехіко.

Експерти попереджають, що через усадки ґрунту створюється серйозна загроза для тисяч житлових будинків, а також будинків, які мають історичну цінність. Вони можуть обрушитися в результаті деформації фундаменту.

Небезпечні порожнечі утворюються і на околицях міста. У минулому році в одну з них, розкрилася прямо посеред вулиці в районі Істапалапа, провалився

автомобіль. Молода людина за кермом загинула. Для витягу його тіла на поверхню рятувальники витратили кілька днів.

Під мексиканської столицею знаходиться не скельна порода, а озерна глина, яка характеризується низькою опірністю тиску і легко деформується. Ще кілька років тому співробітники Національного автономного університету Мексики (УНАМ) запропонували вельми оригінальне рішення цієї геологічної проблеми. У УНАМ заявили, що для порятунку мегаполісу потрібно закачувати в поступово виснажуємі водоносні шари дощову воду, тим самим не даючи утворюватися пустотам в породі, в які поступово провалюються фундаменти будинків.

Теоретичні аспекти цієї проблеми представлені в розділах 1.3 і 1.4.

1.3. Прийняті на даний час в інженерній практиці принципи розрахунку будівельних конструкцій та водонасичених основ

Основні принципи розрахунку. Перший і другий граничні стани. Особливості розрахунку по першому і другому станам основ і будівельних конструкцій. Особливості розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій [15, 16, 17, 26, 27, 28]:

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати за граничними станами, як правило, з урахуванням класу відповідальності будівель і споруд, і категорій відповідальності конструктивних елементів, встановлених відповідними нормативними документами, мінливості властивостей, навантажень і впливів, геометричних характеристик, терміну експлуатації та умов роботи конструкцій.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати за граничними станами першої і другої груп.

Перша група включає в себе граничні стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкцій для експлуатації внаслідок:

- втрати несучої здатності в зв'язку з крихким, в'язким руйнуванням або руйнуванням від втоми і іншого характеру, включаючи руйнування при спільній дії зовнішніх навантажень і несприятливий вплив навколишнього середовища (періодичному або постійному впливі агресивного середовища, змінного заморожування і відтавання, дії пожежі тощо);

- втрати стійкості форми або положення.

Друга група включає в себе граничні стани, настання яких ускладнює нормальну експлуатацію конструкцій або призводить до скорочення встановленого терміну служби внаслідок:

- освіту або надмірного розкриття тріщин, якщо за умовами експлуатації вони неприпустимі;

- надмірних переміщень (прогинів, кутів повороту, коливань).

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій повинен гарантувати необхідний ступінь надійності від досягнення граничних станів на стадіях виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати на базі розрахункових ситуацій, які характеризуються розрахунковою схемою (моделі) конструкції і відповідними ситуаціями поєднання навантажень і впливів, включаючи вплив навколишнього середовища.

Розрахункова модель і основні передумови розрахунку конструкцій повинні відображати дійсні умови їх роботи (положення в складі розрахункової схеми будівель і споруд, фізичної та геометричної нелінійності, характер тріщиноутворення і т.д.), які відповідають граничним станом, що розглядається.

Розрахункові значення навантажень і впливів слід приймати за відповідними нормативними документами в залежності від граничного стану.

В якості основного методу розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій слід використовувати метод перетинів (нормальних, похилих, просторових) з урахуванням властивостей матеріалів.

При відповідному обґрунтуванні розрахунок допускається виконувати на основі:

- спеціально розроблених і виконаних теоретичних і (або) експериментальних досліджень на моделях або натурних конструкціях;
- чисельного методу, заснованого на методі кінцевих елементів;
- методів розрахунку на основі повного імовірнісного розрахунку при наявності достатніх даних про мінливість основних чинників, які містять розрахункові залежності і відповідного обґрунтування точності розрахункового апарату.

Зусилля, напруження і деформації від зовнішніх навантажень і впливів навколишнього середовища в бетонних і залізобетонних конструкціях і в елементах будівель і споруд слід визначати за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності роботи конструкції в схемі.

У статично невизначених конструкціях необхідно враховувати перерозподіл зусиль в елементах розрахункової схеми внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури, і процесів утворення тріщин за граничним станом, що розглядається.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій, як правило, слід виконувати з використанням діаграм стану (деформування) бетону та арматури, які встановлюють зв'язок між нормальними напруженнями і відносними поздовжніми деформаціями в разі короткочасного або тривалого одноразового осьового стиснення (розтягування).

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій, що піддаються силовому впливу в двох (плоскі) або трьох (об'ємні або просторові) взаємно перпендикулярних напрямках, слід виконувати, виходячи з розгляду граничного стану виділених з конструкції, відповідно, плоских, просторових або об'ємних елементів з зусиллями, які діють на їх гранях.

При цьому розрахунок виконують для найбільш небезпечних перетинів, розташованих під кутом до напрямку дії сили, на підставі наступних загальних розрахункових положень.

При відповідному обґрунтуванні розрахунок можна виконувати для найбільш небезпечних перетинів конструкції в цілому, які проходять по лініях зламу (характерних тріщинах), на основі методу граничної рівноваги.

Забезпечення надійності слід забезпечити шляхом:

- проектування із застосуванням вимог ДБН В.1.2-14 та коефіцієнтів надійності за матеріалами, наведеними в цих нормах, що забезпечує необхідну надійність конструкції.

- обліку проектного терміну служби, довговічності, обліку класу відповідальності будівлі або споруди (ці дані наведені в ДБН В.1.2. -14 і ДБН В.1.2 2).

Далі розглянемо принципи розрахунку за граничними станами. Вони включають в себе:

1.1. Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій за граничними станами першої групи включає в себе:

- розрахунок за вичерпанням несучої здатності в результаті можливих видів руйнування (по міцності), включаючи руйнування при спільній дії зовнішніх навантажень і несприятливий вплив навколишнього середовища;

- розрахунок по витривалості як для руйнування, яке має характер втоми при багаторазовому або малоцикловому навантаженні;

- розрахунок по стійкості форми (для гнучких тонкостінних і подібних конструкцій) і положення (в разі перекидання, ковзання, спливання і т.д.).

2. Розрахунок по несучій здатності і витривалості бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати за умови, що зусилля, напруження і деформації в конструкціях від зовнішніх навантажень і впливів навколишнього середовища не перевищують відповідних граничних значень зусиль, які можуть сприймати конструкції при руйнуванні будь-якого характеру.

3. Розрахунок за втратою рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями слід виконувати, ґрунтуючись на аналізі роботи розрахункового перетину у вигляді зв'язок-момент.

4. Розрахунок стійкості форми слід виконувати, ґрунтуючись на аналізі роботи конструкції в деформованому стані, а розрахунок по стійкості положення відповідно до нормативних документів для відповідних будівель, споруд і конструкцій.

5. Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій з вичерпанням несучої здатності необхідно виконувати на дію згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил, крутячих моментів, що виникають від зовнішніх навантажень і впливів, і місцеву дію навантаження.

6. Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при впливі згинального моменту і поздовжніх сил слід виконувати на основі розрахункової моделі нормального перетину з використанням деформаційного методу.

Розрахунок слід виконувати на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в нормальному перетині, умов деформування нормального перетину, діаграм стану бетону та арматури.

Як умова рівноваги в розрахунках нормальних перерізів необхідно приймати рівняння рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх і внутрішніх зусиль в бетоні і арматурі в нормальному перетині, розглядається.

Розрахунок несучої здатності за нормальними перетинами виконують, як правило, без врахування роботи бетону розтягнутої зони. При цьому граничний стан визначається виходячи з умови досягнення крайовими деформаціями розтягнутого бетону граничних значень відносних деформацій.

7. Розрахунок несучої здатності залізобетонних конструкцій в разі спільної дії згинальних моментів і поперечних сил слід виконувати на основі загальної деформаційної моделі, використовуючи:

- рівняння рівноваги для залізобетонного елемента в умовах плоского напруженого стану;

- рівняння спільності деформацій для залізобетонного елемента в умовах плоского напруженого стану;

- діаграми деформування бетону для плоского напруженого стану;
- діаграми деформування арматури з урахуванням поздовжньо-поперечного згину;
- залежності, що зв'язують дотичні напруження і переміщення в перерізі, що проходить по похилій тріщині.

8. Розрахунок несучої здатності залізобетонних конструкцій при дії крутних моментів і згину треба виконувати на основі розрахункової просторової моделі (моделей) руйнування залізобетонного елемента в просторовому перетині.

При розрахунку повинні бути розглянуті всі можливі положення просторової тріщини і стиснутої зони над нею по відношенню до граней елемента. Розрахунок міцності залізобетонних конструкцій по просторовим перетинах в загальному випадку треба виконувати на основі рівнянь рівноваги в просторовому перетині і умов деформування конструкції або її частин, розділених просторовим перетином (перетином).

9. Розрахунки слід виконувати, ґрунтуючись на розрахункових схемах (моделей), які найбільше відповідають дійсному характеру роботи в граничному стані.

II. Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи виконується:

- на утворення тріщин;
- за розкриттям тріщин;
- за деформаціями (прогинами, кутами повороту, переміщеннями, коливаннями).

Розрахунок по утворенню тріщин залізобетонних елементів виконують за умови, що зусилля від зовнішніх навантажень, впливів і їх розрахункових повідомлень в перерізі, не перевищує граничного зусилля, яке може сприйняти залізобетонний елемент при утворенні тріщин.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за розкриттям тріщин слід виконувати, якщо ширина розкриття тріщин в конструкції від зовнішніх зусиль

не перевищує гранично допустимих значень з урахуванням умов експлуатації, впливу навколишнього середовища та характеристик матеріалів.

Для конструкцій, що експлуатуються в умовах, захищених від кліматичних впливів, гранично ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати 0,5 мм; для конструкцій, що піддаються кліматичних впливів, 0,4 мм; для конструкцій, що експлуатуються в агресивних середовищах 0,3 мм; для конструкцій з арматурою з підвищеною чутливістю до корозії 0,2 мм.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій за деформаціями слід виконувати за умови, що прогини, кути повороту, переміщення і коливання бетонних і залізобетонних конструкцій від зовнішніх навантажень і впливів не повинні перевищувати гранично допустимих значень, встановлених в залежності від виду конструкцій за відповідною нормативною та (або) технічною документацією.

Розрахунок стрижневих залізобетонних конструкцій на утворення тріщин необхідно виконувати для тріщин, нормальних і нахилених до поздовжньої осі конструкції.

Розрахунок залізобетонних конструкцій на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі, виконують в разі дії згинальних моментів і поздовжніх сил на основі розрахункової моделі нормального перетину, приймаючи за критерій утворення тріщини досягнення деформаціями крайнього розтягнутого волокна бетону граничних значень деформації.

Для цієї мети слід використовувати фактичні діаграми стану для другої групи граничних станів.

Напруження в арматурі і бетоні необхідно визначати за відповідними діаграмами станів згідно сумарним деформаціями від всіх видів впливів, які включають в себе їх початкові значення (усадка, попереднє напруження і т.д.) і зовнішні впливи.

Розрахунок залізобетонних конструкцій на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі, допускається виконувати з використанням діаграми стану бетону як ідеального пружно пластичного матеріалу.

Розрахунок залізобетонних конструкцій на утворення тріщин, похилих до поздовжньої осі, виконують в разі дії поперечних сил і моментів, що крутять на основі розрахункової моделі (моделей) похилого перерізу.

Розрахунок залізобетонних конструкцій на утворення тріщин, нормальних і нахилених до поздовжньої осі, при дії багаторазово повторюваного навантаження слід виконувати на основі реальних моделей нормальних і похилих перерізів.

Розрахунок по розкриттю тріщин, нормальних до поздовжньої осі конструкції, виконують в разі дії згинальних моментів і поздовжніх сил на основі розрахункової моделі нормального перетину, приймаючи за розрахункове максимальне значення ширини розкриття тріщини на рівні осі стержня нижнього ряду поздовжньої розтягнутої арматури.

Напруга в поздовжній арматурі в перерізі слід визначати від зовнішніх навантажень і внутрішніх зусиль в перерізі розглянутого умови деформування нормального перетину у вигляді лінійного розподілу по висоті перетину середніх відносних деформацій бетону та арматури, а також непружних деформацій бетону і тривалості дії навантаження.

Розрахунок по розкриттю тріщин, похилих до поздовжньої осі конструкції, виконують в разі дії поперечних сил і дії крутних моментів.

Розрахунок по розкриттю тріщин, похилих до поздовжньої осі, слід виконувати на основі розрахункової моделі (моделей) похилих перерізів, приймаючи за розрахункове значення максимальну ширину розкриття похилої тріщини, яка збігається з перетином розглянутого в місцях перетину поперечної арматури і розкриття похилої тріщини на рівні стержнів нижнього ряду поздовжньої розтягнутої арматури.

Напруга в поздовжній і поперечній арматурі в похилому перерізі з тріщиною слід визначати, виходячи з рівнянь рівноваги згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил від зовнішніх навантажень і внутрішніх зусиль в перерізі.

Для цієї мети слід використовувати діаграми стану бетону та арматури, умови деформування по деформаційній моделі конструкції або її частин, розділених похилим перерізом (перетинами).

Напругу поперечної і поздовжньої арматури в просторовому перетині з тріщиною слід визначати, виходячи з рівнянь рівноваги в перерізі і діаграм стану бетону та арматури, а також умов деформування конструкції або її частин.

Деформації залізобетонних конструкцій (прогини, кути нахилу, переміщення і амплітуди коливань) слід розраховувати за формулами будівельної механіки.

Слід використовувати значення кривизни, відносних деформацій або інших параметрів деформацій конструкцій, розрахованих з урахуванням наявності тріщин і нелінійних деформацій бетону та арматури.

При цьому величину кривизни і деформацій обчислюють від їх первісного стану, а при наявності попереду нього напруги від стану обтиску.

Напруги (деформації) у бетоні і арматурі в нормальному перетині слід визначати виходячи з рівнянь рівноваги моментів і поздовжніх сил від зовнішніх навантажень і внутрішніх зусиль.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій (стрижневих, плоских, об'ємних) допускається виконувати методом скінченних елементів (МСЕ).

Матрицю жорсткості кінцевих елементів слід формувати на основі загальних моделей деформування і міцності бетону та залізобетону при різних напружених станах конструкцій.

Особливості деформування і руйнування конструкцій з різним видом напружених станів слід враховувати в фізичних співвідношеннях, які відображають зв'язок відносних деформацій і напружень.

Розрахунок масивних бетонних і залізобетонних конструкцій допускається виконувати методом теорії пружності з використанням блокової моделі.

Як критерій вичерпання несучої здатності і тріщиностійкості масивних бетонних і залізобетонних конструкцій слід приймати умова досягнення деформаціями граничних значень.

При використанні блокових моделей слід розглядати систему блоків, розділених нормальними або похилими тріщинами і контактують між собою через бетон стиснутої зони і арматуру розтягнутої зони.

Особливості розрахунку та проектування основ і фундаментів [18, 19, 20, 21]:

Проектування основ і фундаментів повинно включати обґрунтований розрахунком вибір:

- типу основи, конструкцій, матеріалу і глибини закладення фундаментів згідно з прийнятою в ДБН [18] класифікації;
- інженерних заходів для зменшення впливу деформацій основ на експлуатаційні якості споруд та забезпечення захисту навколишнього середовища при необхідності.

При цьому слід враховувати категорію складності інженерно-геологічних умов (згідно з ДБН А.2.1-1) і рівень відповідальності об'єкта (згідно з ДБН В.1.2-14).

Фундаменти, повинні розраховуватися як частина будівель (споруд) за властивостями ґрунтів основи (природною або штучною) і за матеріалом їх конструкцій.

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи повинні виконуватися за двома групами граничних станів:

- а) першої по несучої здатності (міцність, стійкість);
- б) другий за деформаціями: опадами (середнім, максимальним, відносної різницею осад), креном, горизонтальними переміщеннями, з урахуванням параметрів деформування контактної поверхні в випадках їх прогнозованого виникнення в складних інженерно-геологічних умовах.

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи виконують:

I. За несучої здатності:

1. У випадках, якщо на спорудження передаються вертикальні і (або) горизонтальні навантаження, в тому числі сейсмічні або динамічні.

2. Споруда розташована поблизу укосу або на схилі; основа складена скельними, слабкими, пилюватими піщаними, водонасиченими глинистими, біогенними ґрунтами або крутопадаючими шарами ґрунту.

3. Фундамент працює на висмикування, а також у всіх випадках, коли розрахунки за деформаціями основи виконують в нелінійній стадії.

II. За деформаціями розрахунок слід виконувати в усіх випадках. Якщо проектом передбачено зведення будівлі в зворотній засипки ґрунтом пазух котлованів або пристрою суцільних приямків вздовж стін підвалу то, необхідно виконувати розрахунок фундаментів за несучою здатністю основи.

При цьому слід враховувати навантаження, що діють в процесі будівництва, а при наявності глибоких (до рівня цокольного або підвального поверхів і нижче) приямків з урахуванням навантажень, що діють і на стадії експлуатації.

Розрахунки фундаментів за матеріалом конструкції виконують на дію:

- статичних і (або) динамічних навантажень;
- впливу деформацій земної поверхні;
- сейсмічних впливів.

При цьому слід розглядати такі граничні стани:

а) першої групи по міцності матеріалів фундаментів відповідно до вимог норм проектування бетонних, залізобетонних або кам'яних конструкцій;

б) другої групи по нерівномірності деформацій, утворення або розкриття тріщин в бетонних і залізобетонних перетинах фундаментів відповідно до вимог норм проектування залізобетонних конструкцій.

Характеристики (показники) груп граничних станів слід визначати по ДБН 1.2-14.

При проектуванні фундаментів малозаглиблених, мілкового закладення і поглиблених повинні виконуватися розрахунки:

- глибини закладення фундаментів;
- розмірів подошви фундаментів;
- напружень в рівні подошви фундаментів;

- деформацій земної поверхні.

Для поглиблених фундаментів слід виконувати розрахунки несучих конструкцій, що контактують з ґрунтом.

Розрахунки фундаментів необхідно виконувати з урахуванням комбінації навантажень на різних стадіях будівництва і експлуатації об'єктів прогнозом розвитку деформацій у часі, в тому числі з урахуванням впливу від дії прояви складних інженерно геологічних.

Перевірка загальної стійкості масиву ґрунту разом з будівлею (фундаментом) повинна виконуватися у випадках, якщо:

1. Будівля (фундамент) розташовані:

- а) на природному схилі, штучному схилі або поблизу них;
- б) поблизу заглиблення або котловану сусіднього об'єкта;
- в) у гірничої виробки або підземної споруди;

2. Основа складена крутопадаючими шарами ґрунту.

3. Розрахункова схема системи «основа фундамент спорудження» передбачає використання нелінійних моделей.

Розрахункова схема системи «основа фундамент спорудження» або «основу фундамент» повинна вибиратися з урахуванням факторів, що визначають напружено-деформований стан основи і конструкцій об'єкта.

Розрахункова схема об'єктів:

I рівня відповідальності у всіх випадках.

II в складних інженерно-геологічних умовах і обґрунтованих випадках повинна враховувати просторову роботу конструкцій; рекомендується враховувати геометричну і фізичну нелінійність, анізотропні, пластичні і реологічні властивості деформування ґрунту і матеріалів конструкцій, послідовність зведення конструкцій, рівень навантажень і жорсткість будівлі, в тому числі її зростання в процесі будівництва.

При виконанні розрахункової перевірки слід враховувати сейсмічні та техногенні динамічні дії (працює технологічне обладнання, транспорт, забивання паль і т.д.).

Розрахунки фундаментів як систем «основа фундамент» або «основа фундамент будівля» за деформаціями основ, в тому числі в складних інженерно-геологічних умовах, слід виконувати з використанням лінійної або нелінійної залежності «напруги (тиску) деформація (осада)» з урахуванням величини навантаження і властивостей ґрунтів основи.

При розрахунках фундаментів за деформаціями основ з використанням лінійної залежності між напруженнями і деформаціями слід враховувати:

- категорії складності інженерно-геологічних умов відповідно до ДБН А.2.1-1;
- ґрунтових умов і рівня відповідальності будівлі згідно ДБН 1.2-14;
- вимоги підрозділів 7.6, 7.7 [18], а при використанні нелінійної залежності слід застосовувати розрахункові моделі, зазначені в додатку Д [18].

Спільна і роздільна схеми розрахунку будівельних конструкцій на ґрунтовій основі [73, 77, 74].

В даний час при розрахунку будинків часто складається досить парадоксальна ситуація: фахівець з розрахунку надземних конструкцій розглядає будівлю яка стоїть на абсолютно жорсткій основі (на скелі) і отримані з такого розрахунку реакції передає фахівця з розрахунку і проектування основ і фундаментів.

Останній прикладає ці реакції на пружну, пружно-пластичного або в'язку середу як абсолютно гнучку навантаження.

Такий підхід до розрахунку і проектування основ, фундаментів і надфундаментних конструкцій носить назву роздільної схеми розрахунку.

При цьому відомо, що:

- основа є піддатливою;
- фундаменти і надфундаментної конструкція мають кінцеву жорсткість.

Таким чином має місце протиріччя, суть якого полягає в неправильному обліку властивостей основи і надфундаментної конструкції.

Нормативні документи містять прямі вказівки на необхідність проведення спільних розрахунків. Однак на практиці ці вимоги найчастіше залишаються декларативними.

При розрахунку конструкцій житлових будівель деформованість основи враховується в кращому випадку за допомогою спрощених підходів.

Розвиток отримали методи розрахунку на пружній основі, моделюємі по гіпотезі Вінклера або пружного півпростору.

Однак застосовність цих підходів досить обмежена.

Вони не дозволяють з достатньою точністю розраховувати підземні споруди, будівлі з глибокими підвалами, будівлі на окремо стоячих або пальових фундаментах, враховувати вплив розділових стінок, котлованів і підземних виробок і т.д.

Крім того, практично всі спрощені моделі основи не дозволяють отримати рішення задач з урахуванням нелінійного характеру роботи ґрунтів, що також значно обмежує область їх застосування.

Тому більш перспективним є моделювання основи з використанням більш докладних методів розрахунку основ, перш за все, використовують метод скінченних елементів (МСЕ).

Такий підхід до розрахунку основи отримав широкий розвиток.

1.4. Сучасні моделі ґрунтових основ і будівельних конструкцій. Їх математична формалізація

В даний час розрізняють такі властивості матеріалів несучих конструкцій і ґрунту [31, 34, 39, 40, 42, 49-51]:

- міцностні;
- деформаційні;
- реологічні;
- комбіновані.

У зв'язку з цим в даний час використовуються такі несучих конструкцій і ґрунтових основ.

1. Моделі, що дозволяють виконувати розрахунок міцності і стійкості несучих конструкцій і ґрунтових основ.

2. Моделі, що дозволяють виконувати розрахунок ґрунтових несучих конструкцій і ґрунтових основ за деформаціями.

3. Моделі, що дозволяють прогнозувати зміну міцності, стійкості і деформацій несучих конструкцій і ґрунтових основ в часі.

4. Комбіновані моделі.

При описі властивостей несучих конструкцій і ґрунтових основ розрізняють дві основні групи моделей:

- модель ізотропного середовища;
- модель анізотропного середовища.

В основу першої групи моделей покладено уявлення про те, що властивості ґрунту однакові в усіх напрямках, а в другому - немає. Наприклад, при використанні моделі анізотропної ортотропної основи небезпідставно вважають, що його властивості в горизонтальному і вертикальному напрямку відрізняються один від одного.

При цьому також розрізняють:

- лінійні моделі основ;
- нелінійні моделі основ.

У другому випадку вважають, що матеріальні константи (наприклад, модуль загальної деформації) залежать від напружено-деформованого стану ґрунтового основи, а в другому - немає.

В даний час більшість інженерних завдань вирішується з використанням лінійних моделей несучих конструкцій і ґрунтових основ.

Це пояснюється тим, що при реалізації нелінійних моделей основ виникають значні математичні труднощі. При цьому проблемою є відсутність методик визначення входять до них матеріальних констант.

При використанні для опису напружено-деформованого стану основ будівельних конструкцій використовуються рівняння стану і рівноваги.

Рівняння рівноваги ідентичні для всіх середовищ. Вони в загальному випадку мають вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + Z &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.3)$$

Де σ_x, σ_y і σ_z – нормальне напруження; τ_{xy}, τ_{xz} і τ_{yz} – дотичні напруження (рис. 1.13); X, Y і Z – проекції на координатні осі об'ємної сили (вона має розмірність $[кН/м^3]$).

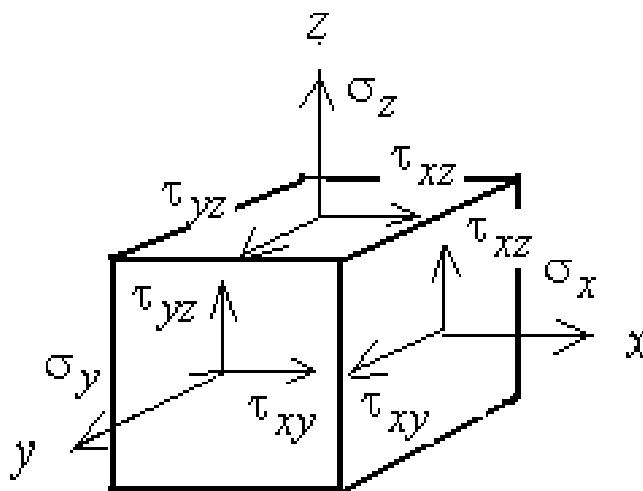


Рис. 1.13. Нормальні та дотичні напруження

Рівняння стану описують ті чи інші властивості матеріалу.

Зокрема, для пружного лінійно-деформуємого середовища вони носять назву узагальненого закону Гука і мають вигляд:

$$\sigma_x = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_x + \lambda \cdot e;$$

$$\sigma_y = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_y + \lambda \cdot e;$$

$$\sigma_z = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_z + \lambda \cdot e;$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = G \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right);$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = G \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right);$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = G \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} \right);$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial V}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z};$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial V}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z};$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} = \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y};$$

$$\gamma_{xz} = \gamma_{zx} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x};$$

$$\gamma_{yz} = \gamma_{zy} = \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y};$$

$$e = \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z}.$$

Де $\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$ і $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ – пружні константи Ламе; E і ν – технічні пружні константи (відповідно модуль пружності і коефіцієнт Пуассона ґрунту); σ_x, σ_y і σ_z – нормальні напруження; τ_{xy}, τ_{xz} і τ_{yz} – дотичні напруження; $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ і ε_z – нормальні лінійні відносні деформації; γ_{xy}, γ_{xz} і γ_{yz} – кутові деформації; U, V і W – лінійні переміщення в напрямку координатних осей Ox, Oy, Oz відповідно.

Деформації слід визначати за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial U}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial V}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}; \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}; \\ \gamma_{xz} &= \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x}; \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z}. \end{aligned} \right\}$$

З комбінованих моделей найбільше розповсюджень отримала модель пружно пластичного поведінки ґрунту і конструкційних матеріалів, яка поєднує в собі властивості пружності і пластичності.

На закінчення відзначимо, що для опису поведінки водонасичених основ під навантаженням в даний час отримала модель пружної водонасиченому середовища [77-80].

$$G \cdot \Delta U + (\lambda + G) \cdot \frac{\partial e}{\partial x} = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\partial P}{\partial x};$$

$$G \cdot \Delta V + (\lambda + G) \cdot \frac{\partial e}{\partial y} = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\partial P}{\partial y};$$

$$G \cdot \Delta W + (\lambda + G) \cdot \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\partial P}{\partial z};$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} = c_v(t) \cdot \Delta P;$$

$$\sigma_{xx} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_x + \lambda \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P;$$

$$\sigma_{yy} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_y + \lambda \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P;$$

$$\sigma_{zz} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_z + \lambda \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P;$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = G \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right);$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = G \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right);$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = G \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} \right);$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial V}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z};$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} = \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y};$$

$$\gamma_{xz} = \gamma_{zx} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x};$$

$$\gamma_{yz} = \gamma_{zy} = \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y};$$

$$e = \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z};$$

$$\sigma_{kk} = (3 \cdot \lambda + 2 \cdot G) \cdot e - \frac{3}{\beta} \cdot P.$$

Де $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ – нормальні деформації; $\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$ – теж деформації зсуву, $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – нормальні, а $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ – дотичні напруження.

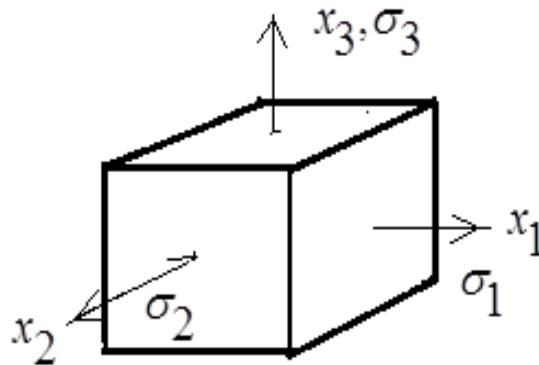


Рис. 1.14. Головні нормальні напруження

Якщо необхідно розрахувати міцність елементів будівельних конструкцій або основи, то найбільш часто використовують закон міцності Мора – Кулона, який має вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot U + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} &\leq \sin(\varphi); \\ \sigma_1 &> \sigma_2 > \sigma_3. \end{aligned} \right\},$$

Де U – тиск в поровій рідині (іноді його називають нейтральним); σ_1 , σ_2 и σ_3 головні нормальні напруження в точці (рис. 1.14), φ – кут внутрішнього тертя, а c – питоме зчеплення ґрунту.

Головні напруги слід знаходити прирівнявши нулю визначник виду

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_x - \sigma \end{vmatrix}$$

три кореня якого $\sigma = \sigma_1$, $\sigma = \sigma_2$ и $\sigma = \sigma_3$ і являються головними напруженнями.

1.5. Висновки по розділу

В цілому, викладені в цьому розділі матеріали досліджень дозволили нам зробити такі висновки:

1. Водопониження може привести до нерівномірних осідань основи і, як наслідок, деформацій, пошкоджень, а іноді і до руйнування розташованих в зоні руйнування будівель, споруд і будівельних об'єктів.

2. Для моделювання напружено-деформованого стану водонасичених основ необхідно досліджувати присвячені цій проблемі сучасні методи і підходи.

3. Також необхідно проаналізувати питання визначення напружено-деформованого стану і руйнування будівель, споруд і будівельних конструкцій.

4. Розв'язувана проблема може бути сформульована як визначення напружено-деформованого стану системи «водонасичена основа з вертикальною виробкою – розташовані на ній будівлі та споруди при відкачці води».

5. Бетонні, залізобетонні, металеві, фундаментні конструкції і ґрунтові основи слід розраховувати за двома граничними станами: несучої здатності і деформацій.

6. Суть розрахунків за першим граничним станом полягає в тому, щоб напруги в елементах несучої конструкції і основи не перевищили деякого обумовленого в нормативних документах значення.

7. Суть розрахунків по другому граничному стану полягає в тому, щоб переміщення елементів конструкцій і основ не перевищили деякого обумовленого в нормативних документах значення.

8. Найбільш достовірними моделями бетону, залізобетону, металу і ґрунту є пружні і упругопластичні моделі.

9. Результати розрахунку напружено-деформованого стану будівель і споруд з використанням спільної схеми мають гарне відповідність з даними натурних спостережень за їх станом.

10. Про кількісний мова не може йти, оскільки:

- відсутні результати спостережень за деформаціями в момент зведення споруд;

- властивості цегли і розчину змінюються в часі.

11. Найбільш достовірні результати визначення напружено-деформованого стану будівельних конструкцій дозволяє отримати використання спільної схеми розрахунку.

Викладені в цьому розділі матеріали дозволили зробити висновок про те, що найбільшого поширення в практиці розрахунків отримала модель пружного лінійно ізотропного середовища, яка використовується для розрахунків елементів будівельних конструкцій і ґрунтових основ.

Тому в подальших дослідженнях ми будемо використовувати цю модель.

Матеріали цих досліджень викладені в розділах 3 і 4.

РОЗДІЛ 2

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ І ГЕОТЕХНІЧНІ ВИШУКУВАННЯ ДНІПРОВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ

2.1. Загальні відомості про територію будівництва

2.1.1. Вивченість.

Основні дослідження по трасі «І-ї черги будівництва метрополітену в м. Дніпропетровськ» для розробки документації на стадії «Проект» виконані в 1979 - 80г. УкрСхідГІНТІЗ із залученням інших дослідницьких організацій. У наступні роки на окремих ділянках траси проводилися додаткові дослідження з метою уточнення глибини залягання покрівлі скельних порід, їх фільтраційних параметрів; поширення зон каолінізації. Крім того, в межах траси першої черги метрополітену, що будується різними проектно-дослідницькими організаціями міста неодноразово проводилися інженерно-геологічні вишукування для промислово-цивільного будівництва.

Матеріали досліджень включали виробництво бурових робіт, геофізичних, польових дослідних і дослідно-фільтраційних досліджень; лабораторні випробування скельних порід і ґрунтів осадового комплексу; вивчення архівних і фондових матеріалів, камеральну обробку отриманих результатів, з подальшою ув'язкою з наявними архівними матеріалами, що стосуються району пошуків. Крім того, в 1999 – 2009 р. проводилися інструментальні високоточні геодезичні вимірювання та спостереження за деформаціями фундаментів (осад) будівель, розташованих в зоні впливу стволів №N 11, 12, 14, 15, 16.

У 2012 р. для коригування проекту, першої черги метро, що будується, фахівцями ДП ДГПІ «Дніпрограмадінпроект» виконана камеральна обробка матеріалів досліджень 1979 - 2012 років.

Матеріали узагальнень по інженерно-геологічним вишукуванням були випущені в вигляді «Звіту, Том 1а Інженерна геологія» ДП ДГПІ «Дніпроградпроект» 2012 р.

Із залученням фахівців ТОВ НВП «ГІНТІЗ» м. Дніпра, (інженер-геолог М. Г. Лисенко) виконувався додатковий збір і аналіз архівних матеріалів інженерно-геологічних робіт поблизу точок досліджень, що проводилися дослідницькими організаціями аж до 2017 року. Результати аналізу по кожній майданчики представлялися у вигляді «Висновків ...» [25 - 34].

2.1.2. Клімат.

Згідно архітектурно-будівельного районування території України (ДСТУ-Н В.1.1-27: 2010) м. Дніпро знаходиться в 11 кліматичному районі - Південно - Східному (Степовому). Клімат помірно-континентальний, характеризується м'якою і малосніжною зимою з частими відлигами і тривалим жарким літом є типовим для степового півдня України.

Середньорічна багаторічна температура повітря становить + 8,5°C. Для температурного режиму м. Дніпро характерні значні амплітуди добового ходу температур: влітку 14 - 16°C, річні амплітуди досягають 23°C. Тривалість періоду з середньодобовою температурою меншою і рівною 0 ° С досягає 111 днів.

Середньобагаторічна кількість опадів становить 513 мм. Максимальна річна сума опадів зафіксована в 1997 р. - 804,1 мм, а мінімальна в 1921 р. - 251 мм. Основна кількість опадів випадає в теплий період року, опади часто носять характер короткочасних злив інтенсивністю до 3 мм/хв. Протягом літа бувають тривалі посушливі періоди.

Вологість повітря змінюється протягом року від 60 до 88%, в середньому дорівнює 73%.

Інтенсивність випаровування з поверхні землі досягає 470 - 500 мм, з водної поверхні - до 800 мм. За співвідношенням кількості опадів і величин випаровування м. Дніпро належить до зони з недостатньою вологістю.

Глибина промерзання ґрунту - 0,9 м, найменша - 0.14 м, найбільша - 1.23 м. Повторюваність напрямків вітру в значній мірі залежить від сезону року.

Навесні переважно вітри південного і південно-східного напрямків. Влітку перевага вітрів північній чверті. Найбільша кількість штилів припадає на літньо-осінній період.

Територія Дніпропетровської області відноситься до III району. При цьому, один раз в 20 років може бути зафіксований вітер силою 33 м/сек. Вітер, швидкість якого становить 23 м/сек., в Дніпрі спостерігається 1 раз на рік, 26 м/сек. - 1 раз в 5 років, 28 м/сек. - 1 раз 10 років, 29 м/сек. - 1 раз в 15 років.

Характерними особливостями клімату є:

- значні коливання температур протягом року, місяця, сезону;
- зливовий характер літніх дощів з інтенсивністю до 3 мм/хв;
- часті відлиги взимку, і, в зв'язку з цим нестійкий сніговий покрив;
- інтенсивне весняне сніготанення протягом 10-20 днів;
- значний дефіцит вологості, яка досягає в літній період 14,1 мб, середньорічний дефіцит вологості становить 3,5-5,5 мб.

2.1.3. Геоморфологія і рельєф.

Траса першої черги будівництва метрополітену прокладається в правобережній частині м. Дніпро, яка знаходиться в межах лесової рівнини Придніпровської височини.

Правобережжя Дніпра характеризується наявністю п'яти надзаплавних терас, які переходять в вододільне лесове плато. Від русла р. Дніпро до вододілу територія розчленована яружно-балочної мережею. Густина розчленування становить 0,3 - 0,4 км, глибина ерозійного врізу 30 - 40 м.

Від пікету ПК131 до ПК154 траса проходить в межах другої і третьої [24] (за даними [25 - 34] перша) надзаплавних терас; від пікету 155 до пікету 158, перетинає четверту і п'яту тераси і виходить на правий схил дніпровського вододілу, а від ПК173 до Порталу - Південний (ПК176) знову перетинає надзаплавні тераси. Абсолютні позначки поверхні землі в Балтійській системі висот змінюються від 56 м до 127 м (в межах майданчиків досліджень від 56,61

м (DSK-3) до 125,15 м (DSK-10). У межах проходження траси метрополітену природний рельєф не зберігся. В результаті господарської діяльності людини при освоєнні міської території сформувалися техногенні форми рельєфу - поверхню спланована, організовано відведення поверхневих вод, побудовані дорожні покриття і всілякі будівлі і споруди тощо.

2.2. Геологічна будова і гідрогеологічні умови

2.2.1. Геологічна будова.

Територія м Дніпро знаходиться на стику двох великих структур: Українського кристалічного щита (східна околиця - Дніпровський антиклинорій) і Дніпровсько-Донецької западини. Дніпровський антиклинорій охоплює правобережну частину міста. Інтенсивне занурення антиклинорія відзначається з півдня на північ. Крила його асиметричні, з розмахом до 20 км і ускладнені рядом складок більш високих порядків. Структурний план складний, має складчато-блокову будову, пов'язану з великими тектонічними порушеннями.

Геологічна будова району досліджень складне обумовлене геоструктурою і геоморфологічної приуроченість, а також тектонікою.

У вертикальному геологічному розрізі виділяють два структурних поверхи. Нижній - жорсткий, представлений архей-протерозойськими (AR-PR докембрійськими) магматичними і метаморфічними скельними породами; верхній складний кайнозойськими осадовими утвореннями і корою вивітрювання докембрійських кристалічних утворень, що сформувалася в мезозой - кайнозойської період (MZ-Kz).

За петрографічного складу породи нижнього структурного поверху представлені:

- плагіограніти, найбільш поширені в межах території будівництва, характеризуються - щільністю частинок - 2,63 - 3,03 г/см³; щільністю - 2,55 - 2,83 г/см³; тимчасовим опором одноосьовому стиску в повітряно сухому стані 111 -

255 МПа; тимчасовим опором одноосьовому стиску у водонасиченому стані - 108- 240 МПа;

- гранітами мікроклінові лейкократовими аплітоїдними пегматоїдними, що залягають у вигляді крутопадаючих тіл шириною від декількох сантиметрів до 120 метрів, характеризуються - щільністю частинок - 2,63 - 2,85 г/см³; щільністю - 2,56 - 2,84 г/см³; тимчасовим опором одноосьовому стиску в повітряно сухому стані 168 - 272 МПа; тимчасовим опором одноосьовому стиску у водонасиченому стані - 157 - 259 МПа;

- гранітами біотитовими і біотит-роговообманковими, мають обмежене поширення у вигляді круто падаючих тіл потужністю до 10 м, характеризуються - щільністю частинок - 2,63 - 2,78 г/см³; щільністю - 2,55 - 2,73 г/см³; тимчасовим опором одноосьовому стиску в повітряно сухому стані 119 - 240 МПа; тимчасовим опором одноосьовому стиску у водонасиченому стані - 111 - 210 МПа;

- діоритами і гранодіоритами, мають обмежене поширення у вигляді круто падаючих тіл потужністю до 2-6 м, характеризуються - щільністю частинок - 2,65 - 2,94 г/см³; щільністю - 2,57 - 2,86 г/см³; тимчасовим опором одноосьовому стиску в повітряно сухому стані 119 - 205 МПа; тимчасовим опором одноосьовому стиску у водонасиченому стані - 103 - 175 МПа;

- гнейсами, зустрічаються порівняно часто у вигляді дрібних ксенолітів (10 - 15 см) і рідше великих (до 10 м) серед гранітоїдів, характеризуються - щільністю частинок - 2,67 - 2,79 г/см³; щільністю - 2,59 - 2,73 г/см³; тимчасовим опором одноосьовому стиску в повітряно сухому стані 133 - 216 МПа; тимчасовим опором одноосьовому стиску у водонасиченому стані - 113 - 181 МПа;

- амфіболітами, що зустрічаються у вигляді дрібних ксенолітів серед магматичних порід потужністю не більше 5 - 6 м, характеризуються - щільністю частинок - 2,65 - 2,98 г/см³; щільністю - 2,54 - 2,87 г/см³; тимчасовим опором одноосьовому стиску в повітряно сухому стані 59 - 106 МПа; тимчасовим опором одноосьовому стиску у водонасиченому стані - 53 - 96 МПа;

- мігматитами, що утворилися за рахунок гранітизації гнейсів та амфіболітів, зустрічаються рідко, характеризуються - щільністю частинок - 2,65 - 2,85 г/см³; щільністю - 2,55 - 2,77 г/см³; тимчасовим опором одноосьовому стиску в повітряно сухому стані 133 - 231 МПа; тимчасовим опором одноосьовому стиску у водонасиченому стані - 117 - 185 МПа.

Як видно з наведених характеристик, властивості різних петрографічних різновидів скельних порід дуже близькі і поділу скельних порід на окремі елементи по петрографічним ознаками практичного значення не має.

Скельні породи, нижнього структурного поверху, розбиті численними великими і дрібними (регіональними і локальними) тектонічними порушеннями на брили і блоки уздовж яких розвинута мережа дрібних розломів і зон тріщинуватості. Покрівля скельних порід нерівна, що пов'язано з неоднорідністю їх петрографічного складу і тектонікою території, цим же зумовлена неоднорідність складу і потужність кори вивітрювання (елювіальний ґрунтів). Давня кора вивітрювання скельних порід (eMZ-KZ) характеризується тривалим процесом формування, складним складом і різним геологічним віком. Профіль кори вивітрювання характеризується зональністю і вираженим латеритним виглядом, нестриманістю по глибині і площі розвитку, а також поділяється на три зони. Безпосередньо на материнській основі лежать продукти вилуговування і дезінтеграції заміщення первинних мінералів, які ще зберегли первинні структурні ознаки породи (обломочно-брилові зона кори вивітрювання). Друга зона кори вивітрювання - дресвяно-щебенево, представлена дресвой і щебенем материнської скельної породи з піщано-глинистим каолінізованим заповнювачем. Третя зона представлена пилювато-глинистими продуктами розкладання материнської породи (дисперсна зона). У цій зоні глиниста маса набуває рис вторинної перебудови.

За характером переробки скельних ґрунтів зустрінуті зони каолінізації, дроблення, дуже сильною і сильною тріщинуватості. Потужності зон поблизу покрівлі скельного масиву досягають 5-20 м. Падіння тріщинуватих зон від крутого до вертикального. Напрямок падіння зон різноманітне, а можливі окремі

пологі порушення. Уздовж розломів і супроводжуючих їх зон тріщинуватості потужність кори вивітрювання збільшується до декількох десятків метрів.

Стародавні скельні породи і ґрунти кори вивітрювання повсюдно перекриті товщею кайнозойських осадових відкладень різного генетичного типу.

Четвертинні відклади представлені комплексом:

- на першій надзаплавній терасі р. Дніпро верхнечетвертичного алювіальними (aIII), алювіально-делювіальними (adIII) і среднечетвертичних флювіоглаціальними (fgII) піщано-глинистими і гравелістими відкладеннями;

- на високих терасах і вододільному схилі річки Дніпро; верхньо- і среднечетвертичних лесових елювіально-делювіальними (edII-III) і еолово-делювіальними (vdII-III) супесями і суглінками, які підстеляються нижнечетвертичними делювіальними (Di) суглінками і глинами або неогеновими пісками (N1s). Горизонти і шари не завжди витримані по потужності і простиранию.

На першій надзаплавній терасі, на окремих ділянках в підосві четвертинних відкладень, зустрінуті піски і піщанисті глини харківської свити палеогену (P3ch), а на вододільних ділянках на значній частині території четвертинні відкладення залягають на неогенових пісках або корі вивітрювання гранітів.

З поверхні покривні відкладення практично повсюдно перекриті техногенними насипними (tIV) ґрунтами.

2.2.2. Гідрогеологічні умови.

Гідрогеологічні умови на більшій частині траси характеризуються наявністю одного безнапірного водоносного комплексу, до складу якого входять різновікові, неоднорідні за складом і фільтраційним властивостям породи, а саме:

- алювіально-делювіальні піщано-глинисті ґрунти;
- лесові супіщано-суглинні відкладення четвертинного віку;
- піски неогенового і палеогенового віку;

- дресвяно-щебенево і обломочно-брилові зони кори вивітрювання гранітів;

- тріщинуваті граніти.

На вододілі і схилі долини, при наявності водоупора, в водоносних горизонтах (комплексах), приурочених до кори вивітрювання і тріщинуватих скельних порід з'являється натиск.

Роль відносного водоупора між четвертинним водоносним горизонтом і водоносним комплексом зони тріщинуватості гранітів і кори вивітрювання виконують суглинки, глини і каоліни. В зв'язку з не витриманою потужністю водотривких порід по простяганню, між водоносними горизонтами існує постійна гідравлічний зв'язок.

Джерелами харчування водоносного комплексу є витoki з водогінних комунікацій, приплив з гіпсометрично вищерозташованих територій і інфільтрація атмосферних опадів. Областю розвантаження підземних вод є річка Дніпро.

На ділянках відсутності витриманого по площі водотривкого шару, четвертинний водоносний горизонт і тріщинні води кристалічних порід мають: єдиний сталий рівень підземних вод; тісний гідравлічний зв'язок, обумовлений загальними джерелами живлення і областю розвантаження (р. Дніпро).

Характерною особливістю гідрогеологічних умов є повсюдний розвиток тріщинних вод в кристалічних породах докембрію. Водообільність тріщинуватої зони кристалічних порід обумовлена, в основному, інтенсивністю тріщинуватості, ступенем кольматації тріщин і характеризується нерівномірністю як у вертикальному розрізі, так і по площі розвитку. Водопровідність змінюється від низької до високої; коефіцієнт водопровідності - від 3,5 до 10,4 м²/добу.

Хімічний склад тріщинних вод відрізняється непостійністю. Його мінливість пояснюється гідравлічним зв'язком з встановленими вище водоносними горизонтами. За типом мінералізації води змішані, від гідрокарбонатно-сульфатно-хлоридних до хлоридно-сульфатних і

гідрокарбонатних. Мінералізація змінюється від 0,67 до 1,97 г/дм³. Підземні води не агресивні до всіх марок бетону на будь-якому цементі.

2.3. Склад, види та методика вишукувальних робіт

2.3.1. Підготовчі роботи.

Початку польових інженерно-геологічних робіт передували:

- збір і аналіз літературних та архівних матеріалів з даної території з вивченням карт і розрізів поширення типів ґрунтів в межах досліджуваних ділянок;
- розробка програми інженерно-геологічних вишукувань з урахуванням вимог нормативних документів і її затвердження;
- підготовка списку обладнання, інструментів, матеріалів для виконання всіх запроектованих видів робіт;
- підготовка нормативних документів, бланків польової документації (журнали, етикетки та ін.);
- виготовлення, придбання відсутнього обладнання і матеріалів (кернових ящиків, бурових труб і коронок, колонкових труб, пакеров, пакувальних матеріалів, засобів індивідуального захисту і т.д.), ремонт механізмів, тарировка вимірювальної апаратури;
- комплектація складу партії, оформлення наказів;
- комплектація польового підрозділу необхідним обладнанням, механізмами та матеріалами;
- складання іспитів з охорони праці та техніки безпеки, пожежної безпеки персоналом польовий партії.

2.3.2. Бурові роботи, випробування ґрунтів і підземних вод.

Підготовка до бурових робіт полягала в підборі і доставці до місця робіт бурової техніки, обладнання для проходки свердловин, кернових ящиків, пакувальних матеріалів для відбору зразків ґрунтів, відбору проб підземних вод, і інших матеріалів. Бурові роботи проводилися самохідними буровими

установками на базі автомобілів ЗІЛ - 131 і КАМАЗ типу УРБ - 2А - 2 і ПБО - 2. Вода для приготування промивальної рідини доставлялася водовозами. Методики буріння свердловин по ґрунтах пухкого комплексу і скельним ґрунтів відрізнялися застосовуваним обладнанням та способами проходки.

Буріння свердловин по дисперсним ґрунтам проводилося комбінованим способом (ударно-канатним і колонковим) буровою установкою ПБО-2 на шасі автомобіля КАМАЗ.

Буріння всіх свердловин починалося ударно-канатним способом діаметром не менше - 127-146 мм, з поінтервального відбором зразків ґрунтів і проведенням дослідів по динамічному зондування методом SPT (стандартне випробування ґрунту на пенітрацію). Ударно-канатне буріння по дисперсним ґрунтам, як правило, закінчувалося при розтині рівня підземних вод або при умовах, коли стінки свердловини нестійкі, в деяких випадках (при наявності в розрізі піщаних, сухих і текучих ґрунтів та ін.) застосовувалося шнекове буріння діаметром 135 мм .

Після розтину рівня підземних вод буріння свердловин тривало шнековим (в особливих умовах) і колонковим способом з промиванням глинистим розчином і проходкою по непошкодженим ґрунтам «всуху». Перед початком колонкового буріння проводилася обсадка свердловини, пробуреної ударно-канатним способом, колоною обсадних труб діаметром 127-146 мм. Буріння свердловин таким способом тривало діаметром 112- 132 мм. При бурінні свердловини колонковим способом також відбиралися проби з усіх різновидів ґрунтів і проводилися випробування методом SPT. При досягненні забоєм свердловини покрівлі скельних ґрунтів ствол свердловини кріпився колоною обсадних труб, діаметром 127мм і проводилася затрубна цементация.

Буріння по скельним ґрунтам виконувалося буровими установками (ПБО - 2, УРБ 2А-2) алмазними коронками діаметром 93 мм.

В процесі буріння скельних ґрунтів, аналогічно буріння по осадовим ґрунтам, відбиралися зразки керна (непорушеного і порушеного складу), для проведення лабораторних досліджень.

При проведенні бурових робіт по скельним ґрунтам особлива увага зверталася на виявлення і опис:

- зон і поверхонь ослаблення в масиві, в яких породи відрізняються значно нижчими міцностними та деформаційними властивостями, в порівнянні з вище і нижче залягаючими породами (тектонічні порушення, прошарки пластичних глин, прошарки водонасичених піщано-глинистих відкладень і ін.), зони дроблення, тріщинуватість;

- зон з високими фільтраційними властивостями ґрунтів і високим гідростатичним напором.

- на зміну рівня води у виробці і втрат промивної рідини, інтервалів підвищеної водорясності, якісний відбір проб ґрунтів і підземних вод для лабораторних досліджень.

Особлива увага приділялася вивченню тріщинуватості скельних порід. Польовий геолог при описі керна в польовому журналі описував:

- середню відстань між тріщинами (крок тріщин);
- напрямки тріщин і їх розміри;
- середня кількість тріщин на один підйом керна із зазначенням висоти стовпчиків витягнутого керна;
- склад заповнювача тріщин.

Після укладання керна інженер в журналі розраховував показник ступеня порушення скельних порід за методом RQD (відношення суми непорушених шматків керна довжиною 10 см і більше до довжини пробуреного інтервалу свердловини, %).

Залежно від величини RQD давалася характеристика стану скельних ґрунтів (табл. 2.1).

Залежність стану скельних ґрунтів від величини RQD

Величина RQD	Стан ґрунта
90 - 100	Непорушений (слаботріщинуватий)
75 - 90	Незначні порушення (середньотріщинуваті)
50 - 75	Слабке порушення (сильнотріщинуваті)
25 - 50	Сильні порушення (дуже сильнотріщинуваті)
0 - 25	Дуже сильні порушення (роздроблені)

Рівень підземних вод під час робочої зміни фіксувався в журналі:

- на початку кожної зміни;
- в кінці кожної зміни;
- в разі необхідності виміри рівня підземних вод проводилися протягом одного - двох днів після закінчення буріння свердловини;
- після завершення польових робіт виконано виміри рівня підземних вод у всіх свердловинах.

Відбір проб підземних вод із свердловин виконувався після їх прокачування до освітлення відкачуваної води. Обсяг проби: одна пляшка ємністю 0,7 - 1,0 л; одна пляшка ємністю 0,5 л, в яку засипається 5 г порошку мармуру. У процесі проходки свердловин вівся відбір зразків ґрунту для проведення лабораторних досліджень. Керн укладався в кернові ящики щільно без проміжків між окремими шматками, в суворій відповідності з розташуванням шматків по розрізу свердловини. Шматки розбитого керна поєднувалися по площинах розколу. Зразки зруйнованого або сипучого керна поміщалися в поліетиленові або щільні матерчаті мішечки і в тому ж порядку вкладалися в відділення кернових ящиків.

В кінці кожного інтервалу, відповідного одному буровому рейсу, за яким порушено kern, в відділення кернового ящика ставилася дерев'яна бірка, яка точно відповідає розміру відділень ящика і розділяє kern сусідніх інтервалів. Місцезнаходження бірки вказувалося на перегородках ящика. На бірці відзначався інтервал глибини (від - до), довжина інтервалу і вихід керна в метрах з точністю до 0,1 м. На торці кожного ящика незмивною фарбою написані такі дані: найменування організації, що проводила буріння; Найменування об'єкта; номер свердловини і ящика, глибина інтервалу; рік виконання робіт. При маркуванні вказувався початок і кінець ящика.

Кернові ящики, після нумерації, реєструвалися в журналі. Номер ящика і номер свердловини позначені на коротких боках ящика. При відборі проб з свердловини, в ящик закладалася табличка із зазначенням глибини відбору проби. Керівник геологічних робіт перевіряв відповідність опису свердловини в польовому журналі керну, в разі спірних питань виробляв контрольний опис керна, фотографував керновий ящик і за актом передавав на зберігання замовнику.

В процесі буріння відбиралися проби ґрунту непорушеної структури (моноліти) і зразки порушеної структури з кожного різновиду ґрунту.

Проби непорушеної структури (моноліти) відбиралися з покривних глинистих ґрунтів з геотехнічних свердловин за допомогою колонкової труби або різноманітного пробовідбірника діаметром не менше 100 мм, висота керна не менше діаметра керна (один моноліт для компресійних випробувань, інший для міцносних). Моноліти відбиралися і пакували згідно ДСТУ Б В 2.1-8-2001 і доставлялися в геотехнічну лабораторію. У разі неможливості відбору монолітів з кожного різновиду ґрунту відбиралися зразки порушеної структури для лабораторних досліджень класифікаційних характеристик.

Перед відбором монолітів забій свердловини ретельно очищався від шламу, замірялася глибина відбору. Після взяття зразка ґрунту на пробу обидва її кінця зрізали на глибину приблизно 25 мм, і позначався верх проби. Для збереження природної вологості зразок обертався ізолюючим матеріалом. На

упакований зразок наклеювалася паперова етикетка із зазначенням його «верху». Обсяг проб ґрунтів порушеної структури: з глинистих ґрунтів - два стандартних бюкса, з піщаних - бюкс і 1 кг в мішечок. Бюкси ізолювались від висихання.

Відбір, маркування, зберігання і транспортування проб ґрунтів здійснювалися відповідно до вимог ДСТУ Б В 2.1-8-2001.

2.3.3. Стандартне випробування ґрунтів на пенетрацію (Standard Penetration Test - SPT).

Згідно технічного завдання та програми робіт - у всіх розвідувальних свердловинах в міру їх проходки виконувалися стандартні випробування ґрунтів на пенетрацію.

Мета стандартних пенетраційних випробувань SPT - визначення опору ґрунту нижче вибою свердловини динамічної пенетрації, рознімного кернаприймача з вкладною кернаприймальною гільзою для подальшої оцінки стану і властивостей дисперсних ґрунтів.

Стандартні випробування SPT виконувалися в усіх свердловинах в покривних відкладеннях з інтервалом 1,5 м, стандартним комплектом устаткування за допомогою бурової установки ПБО - 2.

Після досягнення забоєм свердловини випробуваного інтервалу в свердловину опускався комплект обладнання на бурових штангах діаметром 50 мм., а над гирлом монтувалось навісне обладнання і проводилось забивання зонда ударником, вага якого 63,5 кг, що падає з висоти 76,0 см. Перед забиванням штанга зонда розмічається на відрізки довжиною 7,5 см. в процесі забивання в польовому журналі фіксувалося кількість ударів, необхідне для занурення зонда на 7,5 см.

Випробування проводилися в два етапи:

- перший етап (установче забивання) включає підготовку і спуск обладнання на забій відповідного інтервалу свердловини і виконання забивання зонда на глибину 15,0 см. (перед установчим забиванням вимірювалась величина занурення зонда під вагою штанг і ударника, потім фіксувалося кількість ударів на 15 см занурення (через кожні 7,5 см);

- другий етап (випробувальне забивання) включав визначення величини кількості ударів на 30,0 см занурення зонда, також з фіксуванням кількості ударів на кожні 7,5 см занурення і підрахунком сумарної кількості ударів при випробувальному забиванні.

При проведенні випробувань перерви між установчим та випробувальним забиванням не відбувались. Після завершення випробування обладнання витягувалися з свердловини і складалося на майданчику поруч з місцем проведення робіт для подальших дослідів на черговій глибині.

Обробка даних: відповідно до вимог стандарту BS-1377-1990.

У польових умовах проводилася оцінка:

- ступеня щільності піщаних ґрунтів (табл. 2.2)

Таблиця 2.2

Оцінка ступеня щільності піщаних ґрунтів

Кількість ударів	Ступінь щільності ґрунту
0-4	дуже рихлі
4-10	рихлі
10-30	середньої щільності
30-50	щільні
більш 50	дуже щільні

- стан і консистенція глинистих ґрунтів (табл. 2.3)

Оцінка стану і консистенції глинистих ґрунтів

Кількість ударів	Стан ґрунта	Консистенція
0-2	дуже м'які	текуча
2-4	м'які	текучопластична
4-8	середні	м'якопластична
8-15	жорсткі	тугопластична
15-30	дуже жорсткі	напівтверда
більш 30	тверді	тверда

2.3.4 Прессіометричні випробування.

Згідно технічного завдання та програми робіт - на кожному досліджуваному майданчику, за погодженням з представниками замовника, виконувалися прессіометричні випробування дисперсних ґрунтів.

Метою прессіометричних випробувань є визначення в природному заляганні деформаційних і міцнісних характеристик дисперсних ґрунтів.

Прессіометричні випробування виконувалися з інтервалом по глибині 3 м, в спеціально пробуреній свердловині, розташованій на відстані не менше 5,0 м від розвідувальної свердловини, призначеної для вивчення геологічного розрізу ділянки будівництва, відбору проб ґрунтів, проведення дослідів з випробування ґрунтів методом SPT і дослідів по випробуванню скельних ґрунтів нагнітанням води в свердловини.

Випробування виконувалися згідно французької норми NFP 94-110-1 і європейським стандартам EN ISO 24476-4 та EN ISO 24476-6.

Процедура виконання деформаційного випробування складається з:

- буріння спеціальної свердловини буровою установкою ESPERANTO змонтованої на гусеничному шасі;

- підготовки до роботи вимірювальної апаратури «APAGEO»;

- калібрування зонда;

- виконання прессиометричних випробувань.

Випробування виконувалися методом "знизу-вгору". Методика досліджень "знизу-вгору" складається з наступних операцій:

1. буріння свердловини на проектну глибину;
2. установка прессиометричного зонда;
3. введення інформації про випробування (№ свердловини, оператор, дата, глибина випробування тощо);
4. регулювання різниці тисків між запобіжної і вимірювальної камерами згідно з таблицею, розташованої на панелі прессиометра;
5. переключення перемикачів контурів в режим «тест»;
6. задавалася перший ступінь тиску і починалося випробування зі ступенем навантаження 2 bar і інтервалом зміни наростання ступенів 1 хв;
7. випробування проводилися до тих пір, поки рівень рідини в вимірювальній шкалі об'єму рідини досягне значення 540 см³, максимальне значення не повинно перевищувати 700 см³;
8. після завершення випробування стравлювався тиск в камерах;
9. встановлювався рівень рідини на 0 і закривалися контури;
10. потім зонд переміщався вгору по стволу свердловини на наступну глибину випробування;
11. проводилось випробування з повторенням всіх вищеописаних операцій;
12. по завершенню робіт на точці досліджень прессиометричний зонд витягувався зі свердловини;
13. результати прессиометричного випробування ґрунту записувалися у вигляді електронного файлу і зберігалися на цифровому носії для подальшої обробки в камеральних умовах;
14. прессиометричне обладнання демонтувалося;

15.обсадно-робоча колона витягалася;

16.свердловина була ліквідована (тампонувалася).

Обробка результатів пресіометричних випробувань виконувалася на персональному комп'ютері за допомогою програми «XPressio», що входить до складу обладнання для пресіометричних випробувань «Менард», що поставляється компанією «APAGEO».

У програму вводяться файли з польовими матеріалами пресіометричних випробувань, а також, для коректного розрахунку пресіометричного модуля «Менард» застосовуються криві еталонування та калібровки. У програму закладені формули розрахунку модуля «Менард» з урахуванням поправок.

Результатом обробки польових даних пресіометричних випробувань є таблиця зі значеннями модуля «Менард» за всіма глибинами, на яких проводилися досліді, і підтверджують результати паспорта до кожного досвіду (рис. 2.1).



Рис. 2.1. Приклад вікна обробки пресіометричних випробувань

2.3.5. Нагнітання води в свердловини.

При бурінні свердловин по скельним ґрунтам для визначення водопроникності і питомого водопоглинання виконувалися нагнітання води в свердловини відповідно до ГОСТ 23278-2014 «ґрунти. Методи польових випробувань проникності» і «Керівництво по визначенню водопроникності скельних порід методом досвідчених нагнітань води в свердловини" Гідропроєкт П-656-75 (наводиться методика проведення випробувань за методом Люжон).

Випробування проводилися в усіх свердловинах, починаючи від покрівлі скельних порід з інтервалом 5 м, в деяких випадках до 10 - 15м. Методика адаптована до методу Люжон.

В результаті досвідчених нагнітань визначалося питома водопоглинання (q , л / (хв * м²)), яке є умовною відносною характеристикою водопроникності гірських порід. Питоме водопоглинання чисельно дорівнює величині поглинання води в літрах за хвилину на 1 м довжини випробуваного інтервалу при напорі рівному 1м.

Метод, розроблений Люжоном передбачає нагнітання води в інтервал довжиною 5 м при напорі 100 м, витриманому протягом 10 хв. Одиницею виміру водопоглинання при цьому служить люжон, який дорівнює водопоглинанню 1 л/хв на 1 м інтервалу свердловини при напорі 100 м, витриманому протягом 10 хвилин. Якщо під час досліду не було досягнуто зазначений натиск, відповідне йому водопоглинання визначається прямолінійною екстраполяцією за графіком залежності витрат від напору.

Питома водопоглинання обчислювалося по формулі $q = \frac{Q}{l \cdot h}$, де q - питома водопоглинання, л/(хв*м²); Q - стала витрата, л/хв; l - довжина випробуваного інтервалу, м; h - діючий напір, м.

Співвідношення між люжоном і питомим водопоглинанням становить

$$1 \text{ люжон} = 0,01 \text{ л / (хв*м}^2\text{)}$$

$$1 \text{ л / (хв*м}^2\text{)} = 100 \text{ люжон}$$

Інтервал випробування може знаходитися в необводнених або обводнених породах.

Нагнітання проводилися із застосуванням одного тампона, способом «зверху вниз» - інтервал випробування знаходився між тампоном (пакером) і забоем свердловини.

Виділення інтервалів випробування проводилося керівником робіт до початку дослідів з наступним уточненням у процесі робіт.

Методика проведення досвіду:

- до початку дослідів пробурених і намічених для випробування інтервал очищався від шламу шляхом промивання його чистою водою;
- визначалася нульова точка, від якої в процесі проведення дослідів проводилися всі виміри глибин;
- перевірялася глибина свердловини і замірявся статичний рівень води в свердловині;
- збирався тампон (пакер), опускався в свердловину на намічену глибину, де і розтискався;
- збирався розподільний пристрій і монтувалися всі з'єднання, які повинні бути водонепроникними. Схема монтажу установки уніфікованого комплексу обладнання для досвідчених нагнітань приведена на рис. 1.2;

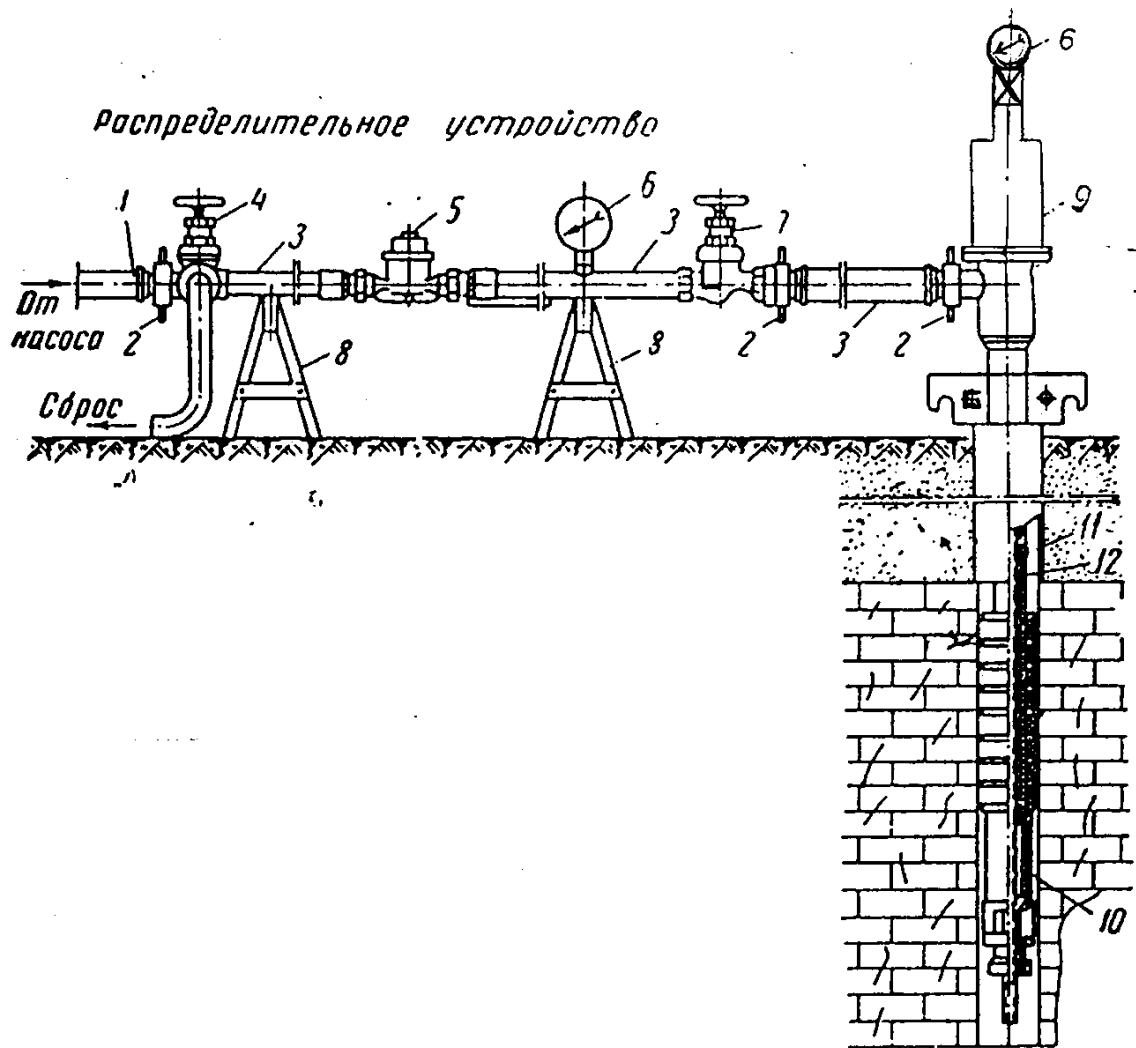


Рис. 1.2. Установка уніфікованого комплексу обладнання для досвідчених нагнітань: 1 - шланг від насоса; 2 - універсальна гайка; 3 - патрубок; 4 - скидний вентиль; 5 - водомір; 6 - манометр; 7 - перекриває вентиль; 8 - дерев'яні підставки; 9 - головка тампона; 10 - тампон; 11 - зовнішні наполегливі труби; 12 - натяжні штанги

- проводилася перевірка системи, причому всі крани повинні бути відкриті.

Ця ж операція виконувалася після закінчення пробного нагнітання;

- для перевірки працездатності системи виконувалося пробне нагнітання протягом 10 - 15 хв при напорі 10 м. (При задовільній ізоляції інтервалу рівень води в затрубному просторі не повинен підвищуватися або може підвищуватися дуже повільно за рахунок надходження води по тріщинах в обхід пакера);

- в разі швидкого підйому рівня води в затрубний простір проводилось додаткове розтискання пакера. Якщо і після цього ізоляція інтервалу не досягалась, пакер переставлявся на 0,5 - 1,0 м вгору або вниз по стволу свердловини, якщо знову не вдавалося провести ізоляцію, то проводилося випробування інтервалів верхнього і нижнього з визначенням водопоглинання сполученого інтервалу.

Нагнітання проводилися з поетапною зміною ступенів тиску, під час яких тиск води спочатку збільшувалася, а потім зменшувалося. Послідовність ступенів тиску (напору) становило 10 - 50 - 100 м (1bar, 5bar, 10bar). Величина тиску коригувалася в процесі проведення досліду з таким розрахунком, щоб уникнути гідравлічних розривів і руйнування (спучування) ґрунту;

- в процесі досвіду підтримувався постійний натиск протягом кожного випробування (ступені);

- контроль ізоляції досвідченого інтервалу здійснювався шляхом заміру рівня води в стволі свердловини над тампоном.

- регулювання витрати і тиску в процесі досвіду проводилася скидним вентилем;

- вимірювання тиску води проводилося манометрами механічного типу, діапазон вимірювань від 0 до 10 кгс/м² (2 манометра) або від 0 до 25 кгс/м² (2 манометра).

- напір визначався: в необводнених ґрунтах від середини випробуваного інтервалу, в обводнених - від рівня підземних вод;

- нагнітання при кожному ступені тиску виконувалось до 20 хв, а при стабілізації витрат протягом 10 хвилин;

- підкачка води в водозабірну ємність здійснювалася за допомогою насосної станції, а також з водовозки.

Результати експерименту фіксувалися в польовому журналі.

2.3.6. Лабораторні роботи.

Лабораторні випробування виконувалися відповідно до вимог ДСТУ Б В 2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96) «ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні

положення»; ДСТУ Б.В. 2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) «Ґрунти. Класифікація»; ДСТУ Б.В. 2.1-17: 2009 «Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей»; ДСТУ Б.В. 2.1.-4-96 (ГОСТ 12248-96) «Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості» та інших чинних нормативних документів, що регламентують методику лабораторних випробувань.

В комплекс лабораторних робіт входили такі визначення:

А. Скельні ґрунти:

- вологість;
- щільність (об'ємна вага);
- межа міцності на одновісний (для сухого і водонасиченого стану).

Б. Глинисті ґрунти:

- гранулометричний склад (з поділом на фракції, мм:> 10; 10-5; 5-2; 2-1; 1-0,5; 0,5-0,25; 0,25-0,1; 0,1-0,05; 0,05-0,01; 0,01-0,005; <0,005);
- вологість;
- консистенція;
- щільність;
- щільність частинок ґрунту (питома вага) - пікнометричним методом;
- визначення параметрів опору зрушенню (кут внутрішнього тертя і зчеплення) методом одноплощинного зрізу при природній вологості і в водонасиченому стані ґрунтів);
- визначення деформаційних властивостей;
- стабілометричні випробування (випробування на тривісне стиснення);
- консолідація.

В. Піщані ґрунти:

- гранулометричний склад (з поділом на фракції, мм:> 10; 10-5; 5-2; 2-1; 1-0,5; 0,5-0,25; 0,25-0,1; 0,1-0,05; 0,05-0,01; 0,01-0,005; <0,005);
- вологість (методом висушування до постійної маси);
- стабілометричні випробування на зразках з заданими фізичними властивостями;

Г. Для оцінки агресивних властивостей підземних і поверхневих вод по відношенню до бетону, металевих конструкцій виконаний комплекс визначень стандартного хімічного складу: сухий залишок, бикарбонатна лужність, рН, CO^2 агресивна і вільна, HCO_3^- , CO_3^{2-} , Cl^- , SO_4^{2-} , NO_3^- , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Fe^{3+2+} , NH_4^+ , Na^+ + K^+ , окиснюваність в O_2 .

2.4. Коротка характеристика інженерно-геологічних умов території будівництва

Траса метрополітену першої черги будівництва прокладається в правобережній частині м. Дніпро, яка знаходиться в межах лесової рівнини Придніпровської височини. Тут в межах правого схилу долини р. Дніпро виділяється кілька надзаплавних терас. За даними отриманими ТОВ НВП «ГПНТІЗ» ділянки будівництва які досліджені свердловинами DSK-1, DSK-2, DSK-3, DSK-5, DSK-6 приурочені до першої надзаплавної тераси; DSK-8 - до четвертої, DSK-8A - до п'ятої надзаплавної тераси, а DSK-9, DSK-10, і DSK-11 - до вододільної частини правобережного схилу р. Дніпро.

Гідрогеологічні умови в межах першої надзаплавної тераси річки Дніпро характеризуються наявністю одного безнапірного водоносного комплексу, до складу якого входять різновікові, неоднорідні за складом і фільтраційним властивостям породи (ділянки DSK-1, DSK-2, DSK-3, DSK-5, DSK-6), а саме:

- алювіальні і флювіогляціальні піски різної крупності, рідше гравелісті і гравійно-галечникові відкладення четвертинного віку;
- алювіально-делювіальні супіщано-суглинні відкладення четвертинного віку;
- палеогенові піщано-глинисті відкладення харківського ярусу;
- дресвяно-щебенево і обломочно-брилові зони кори вивітрювання гранітів; |
- тріщинуваті граніти.

В межах високих терас і вододільного схилу р. Дніпро (ділянки свердловин DSK-8 - DSK-11) підземні води залягають на значній глибині від 27,2 до 46,5 м. Тут, на окремих ділянках, в четвертинних відкладеннях підземні води відсутні (свердловини DSK-8; DSK-8А; DSK-11). Гідрогеологічні умови на даній території, при наявності водоупора між четвертинними і неогеновими, відкладеннями характеризуються наявністю двох водоносних горизонтів:

- приуроченого до лесовидних відкладень (DSK-9; DSK-10), відносний водоупор делювіальні глини мартоношского горизонту (dImr);
- водоносного горизонту зони тріщинуватості і кори вивітрювання гранітів і неогенових пісків.

При наявності водоупора між покривними кайнозойськими відкладеннями і скельними ґрунтами (тріщинними водами кристалічних порід і зони дезінтеграції кори вивітрювання), в нижньому водоносному горизонті з'являється натиск. Роль відносного водоупора між ними виконують суглинки, глини і каоліни. З огляду на невтриману потужність водотривких порід по простяганню, між водоносними горизонтами існує постійний гідравлічний зв'язок.

Джерелами живлення підземних вод є інфільтрація атмосферних опадів, приплив з гіпсометрично вищерозташованих територій, втрати води в системі з водогінних комунікацій. Областю розвантаження підземних вод є річка Дніпро. Рівень підземних вод, на момент проведення досліджень в другому півріччі 2017 р. (одноразовий замір майже по всіх свердловинах 23.12.17р.), в межах площадок вишукувань, знаходиться на глибині від 3.05 м (абс. відмітка 53.56 м) - DSK-3 до 46, 5 м (абс. відмітка 69,5 м) від існуючої денної поверхні.

Водомістка товща вкрай неоднорідна по фільтраційним показникам. Коефіцієнти фільтрації ґрунтів, отримані за результатами дослідно-фільтраційних робіт і лабораторних досліджень наступні: суглинки - 0,13 - 0,15 м / добу; дрібних пісків - 3,5 - 4,8 м / добу; флювіогляціальні відкладення - 5,5 - 6,0 м / добу, палеогенові піски - 3,5 - 4,0 м / добу.

На ділянках відсутності витриманого по площі водотривкого шару, кайнозойські водоносні горизонти і тріщинні води кристалічних порід мають:

єдиний сталий рівень підземних вод; тісний гідравлічний зв'язок, обумовлений загальними джерелами живлення і областю розвантаження (р. Дніпро).

Характерною особливістю гідрогеологічних умов є повсюдний розвиток тріщинних вод в кристалічних породах докембрію. Водообільність тріщинуватої зони кристалічних порід обумовлена, в основному, інтенсивністю тріщинуватості, ступенем кольматації тріщин і характеризується нерівномірністю як у вертикальному розрізі, так і по площі розвитку. Водопровідність змінюється від низької до високої; коефіцієнт водопровідності - від 3,5 до 10,4 м² / добу.

Хімічний склад підземних вод відрізняється непостійністю. Його мінливість пояснюється гідравлічним зв'язком з встановленими вище водоносними горизонтами. За типом мінералізації води змішані, від гідрокарбонатно-сульфатно-хлоридних до хлоридно-сульфатних і гідрокарбонатних. Мінералізація змінюється від 0,67 до 1,54 г / дм³. Підземні води не агресивні до всіх марок бетону на будь-якому цементі.

Гідрогеологічна ситуація, в межах досліджених площадок, відносно стабільна. З 2012 р. значного погіршення гідрогеологічних умов не відбулося.

В межах низьких терас (ділянки DSK-1, DSK-2, DSK-3, DSK-5, DSK-6), по геолого-гідрогеологічним умовами траса метрополітену відноситься до категорії природно і постійно підтоплених підземними водами територій; на високих терасах і схилі вододілу - до третього типу по потенційній підтоплюємості (ділянки DSK-8, DSK-8A, DSK-9, DSK10, DSK-11).

Геологічна будова території будівництва метрополітену в інженерно-геологічному відношенні складна, скельний масив піддавався багаторазовим тектонічним впливам. Покрівля скельних ґрунтів нерівна, перекрита невитриманої за складом і потужності корою вивітрювання. Породи скельного масиву неоднорідні за петрографічним складом і властивостями. Тріщинуватість скельних порід дуже висока, тріщини різного генезису, з переважанням вертикальних і крутопадаючих тріщин, що не дозволяє детально вивчити стан ґрунтів бурінням свердловин. Водорясність дуже мінлива і залежить від ступеня

тріщинуватості і стану тріщин (величини розкриття і наявності заповнювача). Виконаний на попередніх стадіях великий комплекс інженерно-геологічних робіт не дозволив розділити скельні ґрунти на окремі ІГЕ. Неоднорідність властивостей скельного масиву, особливо незакономірна по площі в горизонтальному напрямку, через наявність численних крутопадаючих розломів і зон тріщинуватості.

На попередніх стадіях вишукувань при вивченні фізико-механічних властивостей ґрунтів виконаний величезний комплекс польових і лабораторних досліджень, крім цього при призначенні нормативних і розрахункових показників враховувався досвід проектування, будівництва та експлуатації будівель і споруд різного призначення, в тому числі і першої черги метро в м. Дніпро.

Аналіз виконаних польових і лабораторних досліджень фізико-механічних властивостей ґрунтів на окремих ділянках (скв. DSK-1 - DSK-11) показав, що погіршення стану і властивостей ґрунтів не відбулося. Всі свердловини практично підтвердили відповідність розрізу - виділені ІГЕ на майданчиках буріння свердловин і проведений комплекс досліджень підтверджуються отриманими характеристиками фізико-механічних властивостей ґрунтів і відповідають інженерно-геологічного розрізу, складеним за результатами досліджень на попередніх стадіях. Отримані значення характеристик, як правило, перевищують середні значення по виділених інженерно-геологічних елементах (ІГЕ). Тому через недостатнє для статистичної обробки кількості характеристик, отриманих при виконанні досліджень, нормативні та розрахункові показники властивостей ґрунтів для кожного ІГЕ, при складанні таблиць фізико-механічних властивостей по окремим майданчикам, призначалися з використанням архівних даних [24 - 34].

Покривні четвертинні відкладення суцільним чохлам перекривають скельні ґрунти. В межах окремих геоморфологічних елементів вони витримані за складом і властивостями. Характерною їх особливістю є:

- на низьких терасах (ділянки DSK-1, DSK-2, DSK-3, DSK-5, DSK-6) - при штучному водопониженні рівня підземних вод слід враховувати, що через зняття взважувачої дії води в зоні між колишнім і новим становищем рівня природний тиск на всі лежачі нижче шари ґрунту зросте. Відбудеться гідростатичне стиснення піщаних ґрунтів і ущільнення пилувато-глинистих ґрунтів, зміняться їх фізико-механічні властивості. При тривалому водопригніченні в ґрунтах можливий розвиток пливунних і суфозійних процесів. У зоні формуються депресійних лійок з радіусом до 200 - 300 м може виникнути осідання земної поверхні і як наслідок деформації існуючих будівель (при проведенні досвідчених гідрогеологічних відкачок, з пониженням рівня на 8 м нижче статичного, радіус депресійної воронки склав 175 м [27]).

- на високих терасах (ділянки DSK-8, DSK-8A, DSK-9, DSK10, DSK-11) де розвинені лесові ґрунти, які мають низку характерних і стійких ознак і властивостей, найважливішими з яких є - пухке складення, велика зв'язність в сухому стані, хороша водопроникність у вертикальному напрямку, водонестійкість, схильність до осіданням при зволоженні, різке зниження механічної міцності при водонасиченні, добра розмокаємість і розмиваємість (схильність до водної ерозії). Ця територія відноситься до другого типу ґрунтових умов за просідання. Погіршення інженерно-будівельних властивостей лесових ґрунтів при будівництві та експлуатації споруди можливо в разі замочування ґрунтів зверху за рахунок неминучих аварійних витоків з водогінних комунікацій і постійного накопичення вологи в ґрунтах внаслідок інфільтрації атмосферних опадів і екранування поверхні.

За результатами хімічних аналізів водних витяжок супесі лесовидні ПГЕ-9 по максимальному вмісту солей сульфатів ($SO_4^{2-} = 912$ мг на 1 кг ґрунту): середньоагресивний до бетонів марок W4-W8 по водонепроникності на портландцементі по ДСТУ Б В.2.7-46; неагресивні до бетонів цих марок на портландцементі по ДСТУ Б В.2.7-46 з мінеральними добавками і на сульфатостійких цементах по ДСТУ Б В.2.7-85- 99.

Супіски лесовидні ПГЕ-9б, ПГЕ-10, ПГЕ-14 по максимальному вмісту солей сульфатів (SO_4 - (720 - 1296мг) на 1 кг ґрунту) - середньо- і сильноагресивні до бетонів марки W4, середньоагресивні до бетонів марок W6, W8 по водонепроникності на портландцементі по ДСТУ Б В.2.7-46; неагресивні до бетонів цих марок на портландцементі по ДСТУ Б В.2.7-46 з мінеральними добавками і на сульфатостійких цементах по ДСТУ Б В.2.7-85.

По максимальному вмісту хлоридів ($Cl = 36$ мг на 1 кг ґрунту) супіски неагресивні до арматури залізобетонних конструкцій. Супіски лесовидні ПГЕ-9 характеризуються середньої корозійною активністю до вуглецевої сталі і свинцевою оболонці кабелю, до алюмінієвої оболонки кабелю ґрунти проявляють високу корозійну активність.

Категорія складності інженерно-геологічних умов - третя.

2.5. Огляд результатів досліджень.

У концентрованій формі результати інженерних досліджень представлені на рис. 2.3.

При цьому інженерно-геологічний (геологічна колонка з коротким описом порід) розріз представлений на рис. 2.4.

Крім того, властивості ґрунтових шарів, що складають основу, представлені на рис. 2.5.

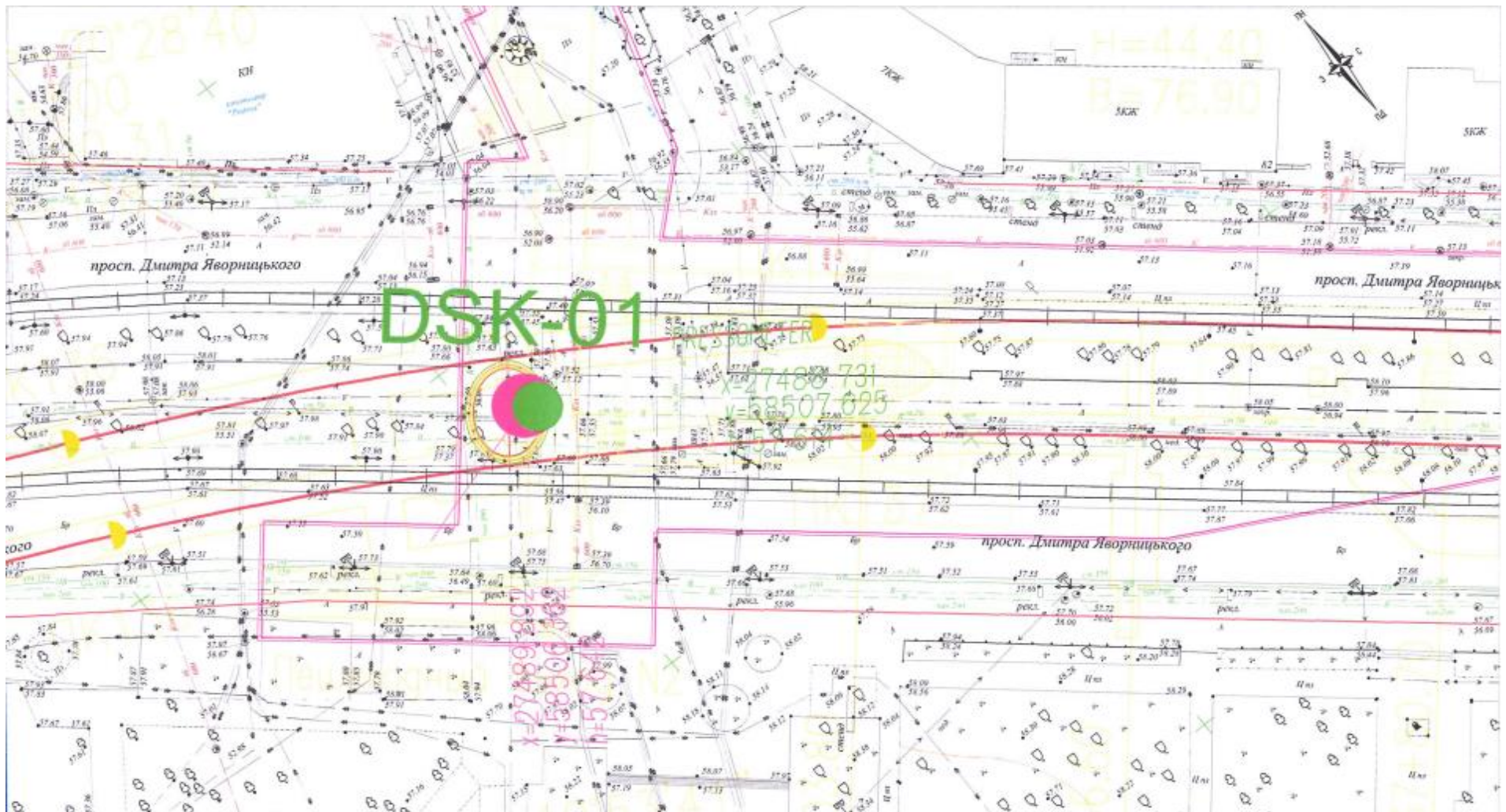


Рис. 2.3. План ділянки будівництва

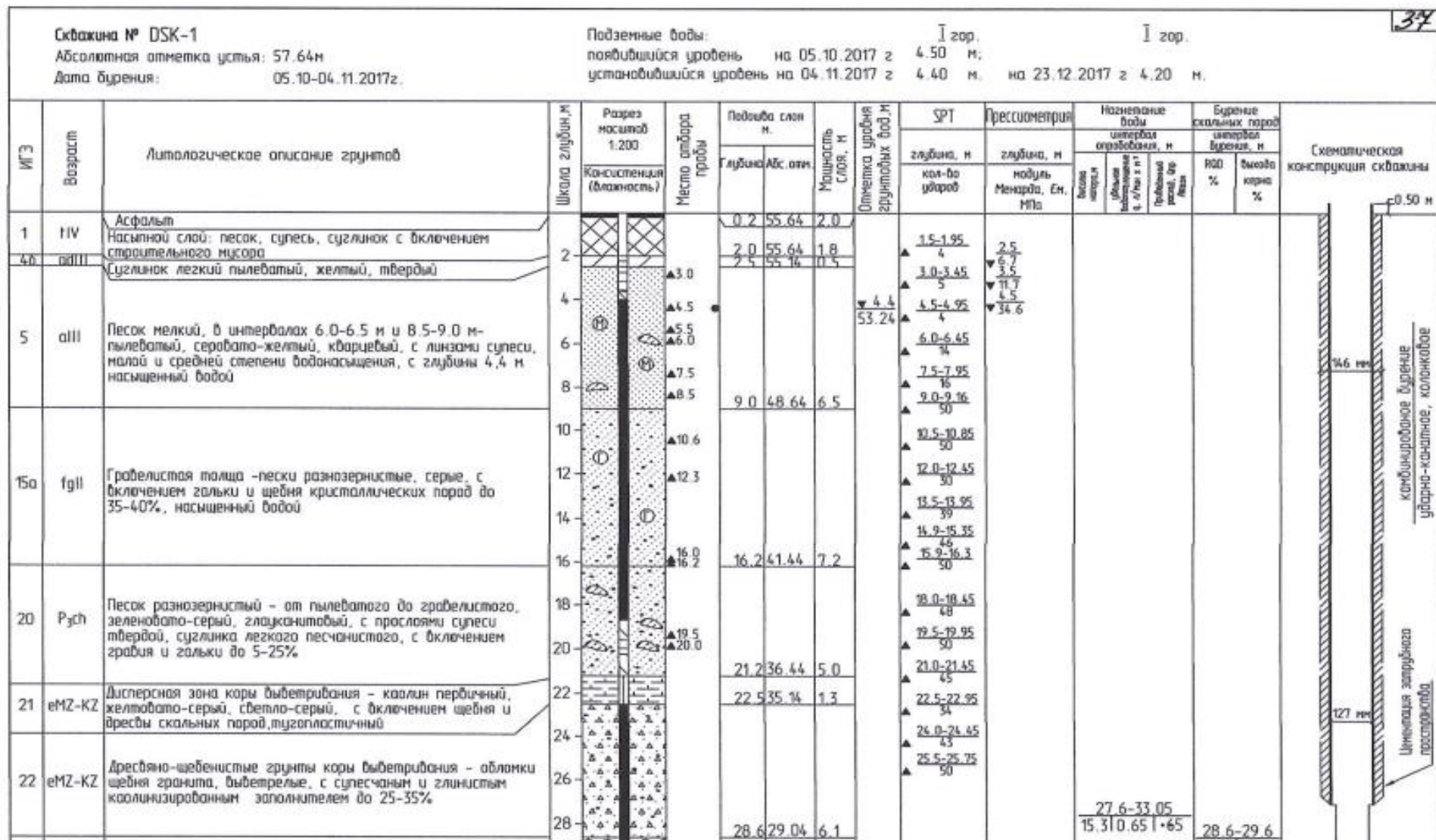


Рис. 2.4. Інженерно-геологічний розріз ділянки будівництва

Таблица показателей физико-механических свойств грунтов																										
ШЭ	Наименование грунта	Геологический индекс	Показатель текучести	Влажность на границе		Число пластичности	Плотность, г/см ³			Пористость	Коэффициент пористости	Угол внутреннего трения	Удельное сцепление	Модуль деформации	Расчётные значения при $a=0,85$			Расчётные значения при $a=0,95$			Категория грунта по трудности разработки ДСТУ Б Д.2.2.-1:2012 Таблица 1					
				текущей	раскалывания		ρ_s	ρ	ρ_d						$n, \%$	e	$\Phi, \text{градус}$	$c, \text{МПа}$	$E, \text{кПа}$	$\rho_{II}, \text{г/см}^3$		$\phi_{II}, \text{градус}$	$c_{II}, \text{МПа}$	$\rho_{I}, \text{г/см}^3$	$\phi_{I}, \text{градус}$	$c_{I}, \text{МПа}$
1	Насыпной слой песок, супесь, суглинок с включением строительного мусора	дV	Подлежит выемке																		29б, 35б, 36б					
4б	Суглинок легкий пылеватый, твердый	адIII	$I_L < 0$	0,26	0,18	0,08	2,68	1,81	1,62	40	0,65	23	0,015	11	1,81	23	0,015	1,72	22	0,010	35в					
5	Песок мелкий и пылеватый, кварцевый, с ливнями супеси, от малой степени водонасыщения до насыщенного водой	аIII	-	-	-	2,66	1,68	1,58	41	0,68	31	0,002	22	1,68	31	0,002	1,60	30	0,001	1,84	29в					
15а	Гравелистая толща -пески разнозернистые, с включением гальки и щебня кристаллических пород до 35-40%, насыщенные водой	гell	-	-	-	2,71	2,08	1,75	35	0,55	40	0,001	41	2,08	40	0,001	1,98	37	0,001		29в					
20	Песок разнозернистый - от пылеватого до гравелистого, глауконитовый, с прослойки супеси твердой, суглива легкого песчанистого, с включением гравия и гальки до 5-25%, насыщенные водой	P ₂ ch	-	-	-	2,71	2,03	1,70	37	0,59	35	0,002	35	2,03	35	0,002	1,93	32	0,001		29в					
21	Дисперсная зона коры выветривания - каолин первичный, с включением щебня и дресвы скальных пород, тугопластичный	eMZ-KZ	$0,25 < I_L < 0,50$	-	-	-	2,66	1,96	1,55	42	0,72	23	0,017	19	1,96	23	0,017	1,87	22	0,011		8а				
22	Дресвяно-щебенчатые грунты коры выветривания - обломки щебня гранита, выветрелые, с супесчаным и глинистым каолинизированным запонки элем до 25-35%		-	-	-	-	2,71	2,23	1,80	34	0,51	34	0,045	40	2,23	34	0,045	2,12	31	0,030		14				

Рис. 2.5. Властивості ґрунтових шарів складаючих основу

2.6. Висновки по розділу

В цілому, в ході аналізу інженерно-геологічних умов були зроблені такі висновки:

1. Відповідно до архітектурно-будівельного районування території України (ДСТУ-Н В.1.1-27: 2010) м. Дніпро знаходиться в другому кліматичному районі - Південно - Східному (Степовому). Клімат помірно-континентальний, характеризується м'якою і малосніжною зимою з частими відлигами і тривалим жарким літом є типовим для степового півдня України, більш детальна характеристика клімату приведена в розділі 1.1.2.

Глибина промерзання ґрунту 0,9 м (найменша - 0,14 м, найбільша -1,23 м).

2. Територія м. Дніпро, згідно з картами загального сейсмічного районування території України, які наведені в додатках до ДБН В.1.1-12-2014, знаходиться в межах зон з інтенсивністю впливів:

- 5 балів; карта ЗСР 2004 А ймовірність 10% перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років або один раз в 500 років

- 5 балів; карта ЗСР 2004 В ймовірність 5% перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 5 років, або один раз за 1000 років

- 6 балів; карта ЗСР 2004 З ймовірність 1%.

3. У геоструктурном відношенні територія м. Дніпро знаходиться на стику двох великих структур: Українського кристалічного щита (східна околиця - Дніпровський антиклинорій) і Дніпровсько-Донецької западини. Дніпровський антиклинорій, в межах якого розташована мурована траса метрополітену, охоплює правобережну частину міста і має дуже складну тектонічну будова.

4. Геологічна будова ділянки будівництва складна обумовлена геоструктурою і геоморфологічної приуроченість, а також тектонікою. У вертикальному геологічному розрізі виділяють два структурних поверхи. Нижній - жорсткий, представлений архей-протерозойськими (AR-PR докембрійськими) магматичними і метаморфічними скельними породами; верхній - складний кайнозойськими осадовими утвореннями і корою

вивітрювання докембрійських кристалічних утворень, що сформувалася в мезозой - кайнозойський період (MZ-Kz). За петрографічним складом породи нижнього структурного поверху представлені: плагіогранітами, гранітами, гранітами біотитовими і біотит-роговообманковими, діоритами і гранодіоритами, гнейсами і амфіболітами, мігматитами. Вони численними великими і дрібними (регіональними і локальними) тектонічними порушеннями розбиті на брили і блоки, уздовж яких розвинута мережа дрібних розломів і зон тріщинуватості. Покрівля скельних порід нерівна і глибина її залягання може змінюватися в межах самого майданчика досліджень від 1 м до 10 м і більше.

5. Давня кора вивітрювання скельних порід характеризується тривалим процесом формування, складним складом і різним геологічним віком. Профіль кори вивітрювання має зональну будову з вираженим латеритним виглядом, невитриманим по глибині залягання, потужності і площі розвитку. Безпосередньо на материнській основі лежать продукти вилуговування і дезінтеграції, що зберегли первинні структурні ознаки породи (перша зона кори вивітрювання - обломочно- брилові). Друга зона кори вивітрювання - дресвяно-щебенево, представлена дресвой і щебенем материнської скельної породи з піщано-глинистим каолінізованим заповнювачем. Третя зона представлена пилювато-глинистими продуктами вивітрювання материнської породи (дисперсна зона). У цій зоні глиниста маса набуває рис вторинної перебудови ґрунтів.

За характером переробки матеріалів скельних ґрунтів зустрінуті зони каолінізації, дроблення (дезінтеграції), дуже сильної і сильної тріщинуватості. Потужності зон поблизу покрівлі скельного масиву досягають 5 - 20 м і більше. Напрямок падіння зон різноманітне. Уздовж розломів і супроводжуючих їх зон тріщинуватості потужність кори вивітрювання збільшується до декількох десятків метрів.

6. Стародавні скельні породи і ґрунти кори вивітрювання повсюдно перекриті товщею кайнозойських осадових відкладень різного генетичного типу. Четвертинні відклади представлені комплексом алювіальних;

флювіогляціальних; верхньо- середньочетвертичних елювіально-делювіальних (Е d) і еолово-делювіальних (vd) лесових відкладень, що підстилаються нижнечетвертичними делювіальними (d) суглинками і глинами - на високих терасах і вододілі горизонти витримані по потужності і простиранию.

На першій надзаплавній терасі, на окремих ділянках, зустрінуті піски і піщанисті глини харківської свити неогену, а на вододільних ділянках, на значній частині території, четвертинні відклади залягають на неогенових пісках. З поверхні покривні відкладення практично повсюдно перекриті техногенними насипними (tIV) ґрунтами.

Четвертинні відкладення першої надзаплавної тераси, як правило, представлені пісками пухкими і середньої щільності; глинисті ґрунти - супіски і суглинки - від м'яких до жорстких, а середні значення менаровського модуля деформації E_m - складають для пісків 28,5 МПа (ІГЕ-5); для глинистих ґрунтів від 8 МПа до 17,6 МПа (ІГЕ-4, ІГЕ-4б).

Товща четвертинних відкладень четвертої і п'ятої терас, а також вододільної частини представлена: ІГЕ-9, ІГЕ-9б, ІГЕ-9в, ІГЕ-9г - від дуже м'яких і середніх (ІГЕ-9) до жорстких і твердих (ІГЕ-9б, 9в, 9г) і характеризуються модулями деформації E_m - 5,8 МПа (ІГЕ-9); 15,0 МПа, 19,6 МПа і 27,5 МПа (відповідно ІГЕ-9б, 9в, 9г). Відкладення (ІГЕ- 10, ІГЕ-14, ІГЕ-15, ІГЕ-15а, ІГЕ-16) - піщані - середньої щільності та щільні (E_m від 21,6 МПа до 34,4 МПа), глинисті від жорстких до твердих (E_m від 21,6 до 27,0 МПа).

Неогенові і палеогенові відкладення характеризуються як ґрунти середньої щільності, щільні до дуже щільних, а середній модуль деформації Манарда - E_m становить 42,4 МПа (ІГЕ-19) і 26,9 МПа (ІГЕ-20).

7. Гідрогеологічні умови на більшій частині траси - перша і друга надзаплавні тераси р. Дніпро (DSK-1, DSK-2, DSK-3, DSK-5, DSK-6), характеризуються наявністю одного безнапірного водоносного комплексу, до складу якого входять різновікові, неоднорідні за складом і фільтраційним властивостям породи.

На вододілі і схилі долини з'являється, локально розвинений водоносний горизонт, приурочений до лесовидних ґрунтів, що залягає в межах розвитку делювіальних глин мартоношського горизонту (DSK-9, DSK-10).

Характерною особливістю гідрогеологічних умов району робіт є повсюдний розвиток тріщинних вод в кристалічних породах докембрію. Водорясність тріщинуватої зони кристалічних порід обумовлена, в основному, інтенсивністю тріщинуватості, ступенем кольматації тріщин і характеризується нерівномірністю як у вертикальному розрізі, так і по площі розвитку. Водопровідність змінюється від низької до високої; коефіцієнт водопровідності - від 3,5 до 10,4 м² / добу. При наявності водоупора в водоносному горизонті з'являється натиск. Роль відносного водоупора виконують суглинки, глини і каоліни.

При аналізі матеріалів, по нагнітанню води в товщу скельних порід, слід зазначити:

- максимальні значення питомого водопоглинення і наведених витрат (Q прив.) приурочені, як правило, до верхньої частини тріщинуватих скельних порід, потужність яких становить - 6 м (DSK-11 , абс. відмітки 64,3 - 59,5 м), 8 м DSK-6, абс. позначки 34,5 - 31,1 м), 15 м (DSK-1, абс. позначки 30,0 - 19,6 м) і 23 м (DSK-2, абс. відмітки 47,3 - 25,2 м). Середні значення наведених витрат, що характеризують ІГЕ-24, складають близько 35 люжон (DSK-2, DSK-6, DSK11) і 158 люжон (DSK-2);

- у всіх свердловинах, розташованих на першій надзаплавній терасі (DSK-1 - DSK- 6), нижче глибини 30 м (абс. Відмітки 26 - 28м), середнє значення наведених витрати становить - 0,7 - 1,5 люжон, а в свердловинах DSK-8А - DSK-11 він становить менше 1 люжон (з глибини - 44,3 м (DSK-8А); 53,5 м (DSK-10); 56,3 м (DSK-9); 66.5 м (DSK-8А) для ІГЕ-24.

Ділянки скельних порід, які дуже тріщинуваті і сильно роздроблені (ІГЕ-24а), в яких тріщини заповнені супіщано-суглинистим заповнювачем, також характеризуються незначним водопоглиненням, а значення наведених витрат не

перевищує 10,4 люжон (DSK-11 інтервал 51,5 - 56 , 5 м, абс. відмітки 64,5 - 59,5 м).

8. На ділянках будівництва метрополітену, в залежності від геоморфологічної приуроченості території розвинені несприятливі для будівництва та експлуатації інженерно-геологічні процеси:

- в межах першої і другої надзаплавних терас - підтоплення території підземними водами (ділянки свердловин DSK-1, DSK-2, DSK-3, DSK-5, DSK-6);

- в межах більш високих терас і вододільного схилу просадочні явища, пов'язані з розвитком лесовидних ґрунтів II типу по просідання (ділянки свердловин DSK - 8, DSK - 8А, DSK - 9, DSK - 10 і DSK - 11). Крім цього лесовидні ґрунти легко розмокає і піддаються водній ерозії.

При виконанні будівельного водозниження можлива суфозія з обводнених дисперсних ґрунтів і додаткове їх ущільнення, що може привести до нерівномірних осідань і деформацій прилеглих будівель і споруд.

9. Зважаючи на наявність численних вертикальних і крутопадаючих розломів і пов'язаних з ними зон тріщинуватості, вивітрювання, мілонітизації і т.д. в скельному масиві, водорясність і властивості міцності скельних ґрунтів вельми неоднорідні - немає закономірності їх зміни по глибині, а особливо за площею, що не дозволяє розділити скельні ґрунти на інженерно-геологічні елементи.

10. Матеріали інженерно-геологічних вишукувань на виділених майданчиках робіт, в цілому, підтверджують складність геологічних і гідрогеологічних умов території будівництва метро і матеріали досліджень попередніх років.

11. З огляду на дані використані в даному розділі, результати аналізу архівних матеріалів при виконанні проектних та будівельних робіт рекомендується:

- в межах територій розвитку лесових просідаючих ґрунтів II типу, будівництво пристанційних малоповерхових будівель виконувати на монолітній плиті. Для ліквідації просідаючих властивостей рекомендується на глибину

активної зони виконати пошарове трамбування ґрунтів (або застосувати інші методи зміцнення лесовидних ґрунтів). Особливу увагу слід приділити недопущенню замочування просадних ґрунтів, в тому числі утрамбованих. Для цих цілей слід запроектувати всі водонесучі комунікації в залізобетонних лотках, з можливістю подальшої ревізії на предмет витоків води;

- при будівництві стволів і тунелів метрополітену в скельних ґрунтах виконувати випереджаюче розвідувальне буріння для уточнення їх водорясності та стану;

- щоб уникнути деформації прилеглих будівель і споруд, при проходженні стволів і тунелів метрополітену на ділянках з обводненими дисперсними ґрунтами, слід уникати водозниження. Доцільно застосовувати методи заморожування, цементації, «стіна в ґрунті» і ін.

- необхідно організувати моніторинг за станом прилеглих будівель і споруд та за рівнем підземних вод.

12. При цьому в ході досліджень не було отримано таких важливих для теоретичних досліджень матеріальних констант:

- коефіцієнти фільтрації ґрунтових шарів;
- їх модулі загальної деформації;
- їх реологічні властивості.

Це значно звужує діапазон фактичних досліджень.

РОЗДІЛ 3

НАПРУЖЕНО – ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ҐРУНТОЦЕМЕНТНОЇ ОБРОБКИ ШАХТНОГО СТВОЛА

У цьому розділі представлені матеріали досліджень, спрямованих на виявлення причини надходження води в нижню частину шахти. Розглядалися такі варіанти:

1. Механічне руйнування.
2. Дефекти будівництва.

Результати досліджень викладені в такій послідовності.

1. Спочатку було виконано обґрунтування програмного комплексу, призначеного для розрахунку напружено - деформованого стану будівельних конструкцій, такого, який дозволяв би моделювати нелінійність роботи матеріалу і його руйнування.

2. Після цього був виконаний розрахунок напружено - деформованого стану шахтного ствола, товщина стінок якого дорівнювала $1/3$ частини від проектної. При цьому переслідувалася мета показати, що прийнятий нами підхід до розрахунку дозволяє моделювати руйнування ґрунтоцементу.

3. Після цього був виконаний розрахунок напружено - деформованого стану шахтного ствола, товщина стінок якого дорівнювала проектної. При цьому переслідувалася мета встановити, зруйнується чи оболонка від проектної потужності.

В якості розрахункових були прийняті такі вихідні дані і розрахункові характеристики;

1. Міцність ґрунтоцементу на стиск - 2 МПа [63];
2. Міцність ґрунтоцементу на розтягнення - 0,2 МПа [63];
3. Висота оболонки - 18 метрів;
4. Діаметр оболонки (осьовий) - 14 метрів;
5. Верхній край оболонки вільний.
6. Нижній край оболонки замуrowаний в скельний ґрунт.

3.1. Сучасні програмні комплекси, призначені для визначення напружено-деформованого стану ґрунтових основ і розташованих на них конструкцій

У цьому розділі представлені матеріали досліджень, спрямованих на обґрунтування вибору пакета програм, призначеного для спільного розрахунку конструкцій, будівель і споруд на ґрунтовій основі.

Були розглянуті:

- програмний комплекс «ЕТАБС» (ця система отримала широке поширення в США і країнах арабського сходу);
- програмний комплекс «ПЛАКСІС» (ця система отримала широке поширення в країнах Євросоюзу);
- програмний комплекс «ЛІРА» (ця система отримала широке поширення в країнах СНД і в Україні).

3.1.1. Програмний комплекс «ЕТАБС».

Цей пакет програм призначений для розрахунку напружено - деформованого стану будівель і споруд [42]. При цьому можливо використовувати як роздільну, так і спільну схеми розрахунку.

ЕТАБС має єдиний призначений для користувача інтерфейс для виконання операцій моделювання, розрахунку, проектування і створення звітів. "Диспетчер моделі" відкриває швидкий доступ до об'єктів, їх властивостей і таблицями, що містяться в моделі.

Для швидкого створення нової моделі в ЕТАБС 2015 доступний широкий вибір шаблонів. На етапі налаштування параметрів шаблону користувач має можливість визначити параметри сітки, величини прольотів, кількість і висоти поверхів, перетини елементів, прийняті за замовчуванням, товщини і тип плит перекриттів, стін, а також навантаження на перекриття (постійну і тимчасову корисну).

Перегляд і управління розрахункової схемою здійснюється з високою точністю.

Розрахункова схема відображає звичайно елементну модель конструкції, яка складається із сукупності вузлів, стрижнів, оболонок, і розбита на кінцеві елементи.

Плани і розрізи генеруються автоматично на кожній лінії сітки.

Розроблено просте визначення користувальницьких видів і горизонтальних розрізів для перегляду і управління геометрією.

Фізична модель точно показує точки перетину елементів, поворот їх локальних осей, місця примикання стін і загальну геометрію.

Сітки осей в ETABS можуть бути прямокутними, циліндричними або довільними.

Плани і розрізи автоматично генеруються на кожній осі сітки. Користувачі можуть створювати свої власні розрізи використовуючи функцію користувача Розріз.

Для швидкої навігації між планами і розрізами існують кнопки переміщення.

За замовчуванням генерація сітки KE відбувається за критерієм найбільшого розміру елемента. Грані сітки завжди будуть паралельні або перпендикулярні подовжньому ребру елемента, лініям сітки або локальним осям плити

Будинки, які мають кілька частин, можуть бути легко змодельовані використовуючи нову функцію "Вежі". Визначення "веж" в ETABS дозволяє користувачам задавати унікальну розбивку по поверхах і унікальну сітку для різних частин будівлі в одній і тій же моделі ETABS. Наприклад, моделі ETABS можуть мати загальну частину на нижніх поверхах, а на верхніх поверхах розділятися на кілька веж.

У ETABS 2015 балки, колони та зв'язку є стрижневими елементами, які можуть бути прямолінійними або зігнутими. Вони використовують універсальну модель тривимірного балочно-колонного елемента, яка включає в себе ефекти вигину в двох площинах, кручення, подовжню деформацію і двовісний

зрушення. Проміжні вузли генеруються автоматично в місцях перетину з іншими елементами для забезпечення зв'язності кінцевих елементів.

Оболонкові елементи використовуються для моделювання стін, плит перекриттів і похилих елементів. У ETABS 2015 були додані багат шарові оболонки, які можуть моделювати поведінку композитних матеріалів.

Опції нелінійного поводження матеріалу для кожного шару засновані на графіку "напруги-деформації", з урахуванням зсуву для перетинів залізобетонних оболонок з арматурою.

У ETABS можуть бути задані жорсткі, напівтверді і гнучкі діафрагми плит перекриттів. Діафрагми можуть бути призначені як вузлів, так і плоским об'єктам.

ETABS автоматично генерує і прикладає до моделі сейсмічні і вітрові навантаження згідно з різними нормами. SAP2000 також має просунутий генератор рухомих навантажень, що дозволяє користувачам прикладати рухливі навантаження по смугах руху на стрижневі й плоскі елементи.

Підтримуються наступні норми: UBC 94; 97, BOCA 96, NBCC 95; 2005; 2010 IBC 2003; 2006, Chinese 2002 ISI1893 2002 NEHRP 97, призначені для користувача коефіцієнти і призначені для користувача навантаження.

Рівномірно і нерівномірно розподілені навантаження на поверхні і стрижневі об'єкти можуть бути призначені в будь-якому напрямку.

Температурні навантаження можуть бути прикладені до вузлів, стрижневим і плоским об'єктам.

Програма дозволяє виконувати статичні і динамічні розрахунки.

Розрахункове ядро SAPFire підтримує багатопотокові 64-бітові обчислення, що дозволяє вирішувати завдання з високою швидкістю і ефективністю, використовуючи як власні вектори, так і вектори Рітца.

Можливості ETABS в частині динамічних розрахунків включають в себе модальний аналіз з використанням власних векторів і методу Рітца, розрахунок спектрів відгуку і розрахунок з розвитком в тимчасовій області в лінійної і нелінійної постановці.

Розрахунок спектрів відгуку використовується для визначення ймовірного статичного відгуку конструкції при впливі сейсміки. Цей тип лінійного розрахунку використовує записи спектрів відгуку прискорень ґрунту, засновані на сейсмічній навантаженні і умовах будівництва, замість записів переміщення ґрунту. Цей метод ефективний і враховує динамічні характеристики елементів конструкції.

Повністю інтегроване проектування залізобетонних елементів в ETABS включає в себе: обчислення необхідної площі арматури, автоматичний підбір розмірів перетинів для нових елементів, реалізацію нормативних документів, інтерактивне проектування, відображення і вичерпні можливості перезапису.

Повністю інтегрований процес проектування сталобетонних балок і колон включає підбір перерізів елементів, розрахунок анкерів, реалізацію норм проектування багатьох інших країн.

Повністю інтегрований процес проектування стін (діафрагм жорсткості) включає в себе розрахунок необхідного армування, обчислення коефіцієнта надійності, а також реалізацію норм проектування багатьох країн.

ETABS використовує зусилля в вузлах і положення норм проектування для визначення несучої здатності вузлів для кожної комбінації завантажень.

У ETABS включені опції для генерації креслень різних рівнів деталізації. Деталізація відбувається безпосередньо у вікні ETABS.

На закінчення відзначимо, що програма ETABS володіє розвиненим інтерфейсом.

При цьому її недоліками є:

- неможливість виконувати розрахунки і проектування будівельних конструкцій відповідно до Українських норм;
- слабка проробка розрахунків по спільній схемі (практично повна відсутність блоків, що описують властивості реальних основ).

3.1.2. Програмний комплекс «ПЛАКСІС».

Пакет програм PLAXIS – це система кінцево-елементного аналізу, яка використовується для вирішення завдань інженерної геотехніки і проектування [66, 67].

Являє собою пакет обчислювальних програм для кінцево-елементного розрахунку напружено-деформованого стану споруд, фундаментів і основ.

Поряд з програмними пакетами TALREN, FOXTA і K-REA від французької компанії Terrasol PLAXIS є одним з найбільш популярних в Європі програмним розрахунковим комплексом для розрахунків основ і фундаментів.

Програмний комплекс PLAXIS використовується для вирішення завдань гідротехнічного будівництва в Росії і має сертифікат Росстандарту, що засвідчує відповідність виконуваних з його допомогою геотехнічних розрахунків вимогам положень чинних нормативних документів.

Створення PLAXIS засноване на розробках Пітера Вермеєра з Делфтського технічного університету, який займався розробкою кінцево-елементного комплексу для використання при проектуванні обгороджувальної споруди Остерсхельдекерінг на Східній Шельде в Нідерландах.

Його розробки привели до створення програми ELPLAST, що визначає несучу здатність упругопластичних ґрунтів з використанням 6-вузлових трикутних елементів, написаної на мові FORTRAN-IV.

У 1981 році Рене де Борст почав аналіз досліджень експериментів з впровадження конуса в ґрунти, для чого йому стало необхідно розробити на основі ELPLAST рішення осесиметричних задач. В результаті нова програма була названа PLAXIS (PLasticity AXISsymmetry). У 1982 році Слоан і Рендольф із Кембріджського університету з'ясували, що 15-вузлові трикутні кінцеві елементи повинні зробити роботу програми правильніше при вирішенні осесиметричних задач.

У 1987 році Вермеєр і де Борст брали участь в розробках, що фінансуються міністерством транспорту Нідерландів.

Однією з завдань розвитку програмного комплексу був перенесення програми на персональні комп'ютери. І в 1987 році з'явилася перша комерційна

версія PLAXIS, а в 1998 році перша версія PLAXIS для операційних програм Windows 95, 98 і NT.

В результаті розвитку програмного комплексу в 1993 році була створена компанія Plaxis BV. У 1998 р була випущена перша програма PLAXIS 2D для ОС Windows для двомірного моделювання. Програма PLAXIS 3D з можливістю проведення тривимірного моделювання була випущена в 2010 році.

Зараз компанія PLAXIS є членом некомерційної організації NAFEMS, що займається поширенням інформації та стандартизації кінцево-елементних методів для моделювання в різних інженерних областях.

У програмному комплексі PLAXIS ґрунт моделюється як багатоконпонентний матеріал, в якому можуть виникати тиску в поровій воді (гідростатичний і надлишкове).

Програмний комплекс PLAXIS дозволяють моделювати поетапне зведення споруди, екскавацію і відсипання ґрунту і різні за величиною і напрямками навантаження.

За допомогою програми можуть бути виконані розрахунки фільтрації та консолідації ґрунтів, розрахунки стійкості з визначенням потенційних поверхонь руйнування і значень коефіцієнта запасу, які відповідають рівню досягнутих напружень.

У програмному комплексі PLAXIS є наступний набір елементів:

- ґрунтовий масив;
- плита;
- оболонка;
- балка;
- стійка;
- анкер;
- шарнір
- георешітка;
- паля;
- дрена;

- колодязь;
- тунель;
- контактні елементи (інтерфейси).

Також в програмі PLAXIS є набір моделей різного ступеня складності для ґрунтів, бетону і скельних порід.

У програмному комплексі представлені наступні нелінійні моделі ґрунту:

- упругоідеальнопластична модель Кулона-Мора
- пружнопластична модель зміцнюючогося ґрунту
- модель м'яких повзучих ґрунтів (в'язкопластична поведінка слабких ґрунтів)
- модель анізотропного тріщинуватого скельного масиву (моделювання шаруватих гірських порід)
- модель sam-clay (моделювання слабких ґрунтів)
- модель Хоека-Брауна

Базовою моделлю ґрунту є модель Кулона-Мора, заснована на основних характеристиках міцності ґрунтів:

- питомої зчеплення;
- кута внутрішнього тертя;
- кута ділатансії;
- коефіцієнта Пуассона;
- модуля пружності.

Додатково в програмному комплексі є більш досконалі моделі:

- пружнопластичних модель гіперболічного типу (модель зміцнюючогося ґрунту);
- модель слабого ґрунту з урахуванням повзучості (для моделювання поведінки нормально ущільнених слабких ґрунтів у часі) та інші моделі.

У програмному комплексі можуть бути проведені:

- статичні розрахунки стійкості споруд;

- розрахунки фільтрації зокрема може бути визначено надмірний поровий тиск ґрунтів і проведені розрахунки консолідації ґрунтів (вимагає завдання коефіцієнтів фільтрації для ґрунтів);

- визначення коефіцієнтів надійності (методом зниження параметрів міцності ґрунту: кута внутрішнього тертя і зчеплення).

Перераховані вище розрахунки можуть бути виконані для покрокового навантаження і для поетапного будівництва і екскавації ґрунтів.

При значних деформаціях може бути додатково використаний коригувальний розрахунок Лагранжа, який представляє собою розрахунок по змінною сітці кінцевих елементів.

До переваг програмного комплексу «Плаксис» слід віднести дуже широкі можливості розрахунку основ і фундаментів будівель і споруд, а до недоліків - недостатні можливості присвяченого розрахунку і проектування будівельних конструкцій розділу.

Крім того, в даному пакеті програм не реалізовані Українські будівельні норми.

3.1.3. Програмний комплекс «ЛІРА».

Програмний комплекс ЛІРА (ПК ЛІРА) - це багатофункціональний програмний комплекс для розрахунку, дослідження і проектування конструкцій різного призначення [14, 72].

ПК ЛІРА з успіхом застосовується в розрахунках об'єктів будівництва, машинобудування, мостобудування, атомної енергетики, нафтовидобувній промисловості і в багатьох інших сферах, де актуальні методи будівельної механіки.

Програмні комплекси сімейства ЛІРА мають більш ніж 40-річну історію створення, розвитку та застосування в наукових дослідженнях і практиці проектування конструкцій [2, 3, 4]. Програмні комплекси сімейства ЛІРА безперервно удосконалюються і пристосовуються до нових операційних систем і графічним середок.

Крім загального розрахунку моделі об'єкта на всі можливі види статичних навантажень, температурних, деформаційних і динамічних дій (вітер з урахуванням пульсації, сейсмічні впливи тощо) ПК ЛІРА автоматизує ряд процесів проектування: визначення розрахункових сполучень навантажень і зусиль, призначення конструктивних елементів, підбір і перевірка перерізів сталевих та залізобетонних конструкцій з формуванням ескізів робочих креслень колон і балок.

ПК ЛІРА дозволяє досліджувати загальну стійкість розраховується моделі, перевірити міцність перерізів елементів з різних теорій руйнувань.

ПК ЛІРА надає можливість проводити розрахунки об'єктів з урахуванням фізичної та геометричної нелінійностей, моделювати процес зведення споруди з урахуванням монтажу і демонтажу елементів.

ПК ЛІРА складається з декількох взаємопов'язаних інформаційних систем.

Система ЛІР-Візор - це єдина графічне середовище, яка має в своєму розпорядженні великим набором можливостей і функцій:

- для формування адекватних кінцево-елементних і суперелементне моделей розраховуються об'єктів,
- для докладного візуального аналізу і коригування створених моделей,
- для завдання фізико-механічних властивостей матеріалів, зв'язків, різноманітних навантажень, характеристик різних динамічних дій, а також взаємозв'язків між завантаженими при визначенні їх найбільш небезпечних поєднань.

Можливості, що надаються за результатами розрахунку при відображенні напружено-деформованого стану об'єкта, дозволяють зробити детальний аналіз отриманих даних

- по ізополям переміщень і напружень,
- по епюрах зусиль і прогинів,
- по мозаїкам руйнування елементів,
- по головним і еквівалентним напруженням і за багатьма іншими параметрами.

Основні функції

Програмний комплекс ЛІРА має велику бібліотеку кінцевих елементів (стрижневі схеми, оболонки, плити, балки-стілки, мембрани, тенти і т. Д.), Набір багатофункціональних процесорів, велику базу сталевих сортаментів. Все це дозволяє розраховувати конструкції будь-якої складності на різні види статичних і динамічних дій.

Конструювання залізобетонних і сталевих елементів проводиться відповідно до норм країн СНД, Європи та США (існує підтримка англійської мови на будь-якому етапі роботи, а також різні системи одиниць вимірювань).

Інтеграція з САПР і прикладними програмами (AutoCAD, Allplan, Stark SK, ArchiCAD, Microsoft Office, HyperSteel, AdvanceSteel, Vocad, Revit) проводиться за допомогою файлів форматів * .dxf, * .mdb, * .ifc і ін.

Спеціалізовані процесори, що підключаються до ПК ЛІРА включають в себе:

- ЛІР-Візор базова система комплексу, в якій відбувається побудова розрахункової схеми, проводяться всі розрахунки, а також обробляються і документуються результати.
- ЛІР-АРМ базова система комплексу, призначена для конструювання залізобетонних конструкцій.
- ЛІР-Ларма конструювання окремих залізобетонних елементів (дані можуть імпортуватися з ЛІР-АРМ).
- ЛІР-СТК базова система конструювання сталевих конструкцій.
- ЛІР-РС базова система редагування сталевих сортаментів. Дозволяє видаляти / додавати різні профілі металопрокату.
- ЛІР-КС спеціалізований модуль конструювання перетинів різної конфігурації.
- ЛІР-КТС спеціалізований модуль конструювання тонкостінних перерізів.
- ЛІР-КМ модуль, для отримання набору креслень КМ (конструкції металеві) на основі даних, отриманих в ЛІР-Візор. Імпорт в AutoCAD, Vocad, RealSteel, AdvanceSteel.

- ГРУНТ модуль для визначення коефіцієнта постелі, спочатку застосовувався в ПК Мономах. Дозволяє з достатньою точністю змоделювати ґрунт основи за даними геологічних звітів.

- МОНТАЖ-ПЛЮС спеціальний модуль, що дозволяє змоделювати процес монтажу конструкцій.

- МОСТ модуль призначений для розрахунку мостових конструкцій.

- ДИНАМІКА-ПЛЮС розрахунок фізично нелінійних систем.

- ВАРІАЦІЇ МОДЕЛЕЙ дозволяє в рамках однієї розрахункової схеми варіювати не тільки навантаження (традиційний розрахунок), але і жорсткісні характеристики і умови обпирання (при незмінній топології).

Модуль ЛІР-Візор надає вичерпну інформацію по всьому об'єкту і по його елементах.

Модуль ЛІР-Візор дозволяє вести спілкування з комплексом російською та англійською мовами, причому заміна мови може здійснюватися на будь-якій стадії роботи з комплексом.

ЛІР-Візор дає можливість використовувати будь-яку чинну систему одиниць виміру як при створенні моделі, так і при аналізі результатів розрахунку.

Система СЕЧЕНИЕ дозволяє в спеціалізованій графічному середовищі сформувати перетину довільної конфігурації, обчислити їх осьові, ізгібніе, крутильні і зсувні характеристики.

Крім того, надається можливість обчислення секторіальних характеристик перетинів, координат центрів вигину і крутіння, моментів опору, а також визначення форми ядра перетину.

При наявності зусиль в заданому перерізі проводиться відображення картини розподілу поточних, головних і еквівалентних напружень, що відповідають різним теоріям міцності.

РОЗРАХУНКОВИЙ ПРОЦЕССОР реалізує сучасні вдосконалені методи вирішення систем рівнянь, що володіють високою швидкістю і дозволяють вирішувати системи з дуже великим числом невідомих.

У розрахунковому процесорі міститься велика БІБЛІОТЕКА КІНЦЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ, яка дозволяє створювати адекватні розрахункові моделі практично без обмежень на реальні властивості розраховуються об'єктів.

При цьому можливі завдання лінійних та нелінійних законів деформування матеріалів, облік геометричної нелінійності з перебуванням форми спочатку змінюваних систем, а також облік конструктивної нелінійності.

Реалізовано закони деформування різних класів залізобетону.

При розрахунках нелінійних задач проводиться автоматичний вибір кроку навантаження з урахуванням його історії. Можливості процесора дозволяють змоделювати поведінку споруди в процесі зведення при багаторазовому зміні розрахункової схеми.

Система СТІЙКІСТЬ дає можливість провести перевірку загальної стійкості розраховується споруди з визначенням коефіцієнта запасу і форми втрати стійкості.

Система ЛІТЕРА реалізує обчислення головних і еквівалентних напружень по різних теоріям міцності.

Система ФРАГМЕНТ дозволяє визначити сили впливу одного фрагмента розраховується споруди на інший як навантаження. Зокрема, можуть бути визначені навантаження, що передаються наземною частиною розрахункової схеми на фундаменти.

- Система МОСТ призначена для розрахунку на рухомі навантаження і побудови поверхонь впливу;

- Система МОНТАЖ-ПЛЮС - для розрахунку споруд при їх зведенні з урахуванням сезонних змін фізико-механічних характеристик матеріалу (залізобетону), переопирання тимчасових опор, зміни кліматичних умов і т.п.

Система Динаміка плюс - модуль прямого інтегрування рівнянь руху за часом, дозволяє проводити комп'ютерне моделювання поведінки конструкції під динамічними навантаженнями, в тому числі з урахуванням нелінійності;

Конструюються система ЛІР-АРМ реалізує підбір площ перерізу арматури колон, балок, плит і оболонок за першим та другим граничними станами відповідно до діючих в світі нормативами.

Існує можливість завдання довільних характеристик бетону та арматури, що має велике значення при розрахунках, пов'язаних з реконструкцією споруд. Система дозволяє об'єднувати декілька однотипних елементів в конструктивний елемент, що дозволяє виробляти ув'язку арматури по довжині всього конструктивного елемента.

Система може функціонувати в локальному режимі, здійснюючи як підбір арматури, так і перевірку заданого армування для одного елемента. За результатами розрахунку формуються креслення балок і колон, а також створюються dxf-файли креслень.

Конструюються система ЛІР-СТК працює в двох режимах - підбору перерізів елементів сталевих конструкцій, таких як ферми, колони і балки, і перевірки заданих перетинів відповідно до діючих в світі нормативами.

Допускається об'єднання кількох однотипних елементів в конструктивний елемент. Система може функціонувати в локальному режимі, дозволяючи перевірити кілька варіантів при конструюванні необхідного елемента.

Система СОПТАМЕНТ, яка інформаційно пов'язана з ЛІР-СТК, дозволяє виробляти редагування використовуваної сортаментної бази прокатних і зварних профілів.

Система Документатор призначена для формування звітів за результатами роботи з комплексом. При цьому вся інформація може бути представлена як в табличному, так і в графічному вигляді.

Табличний і графічний розділи необхідної для звіту інформації можуть бути розміщені спільно на спеціально організованих для цієї мети листах і забезпечені коментарями і написами.

Крім того, таблична інформація може бути передана в Microsoft Excel, а графічна - у Microsoft Word. Реалізовано висновок таблиць в форматі HTML.

ПК ЛІРА підтримує інформаційний зв'язок з іншими широко поширеними CAD-системами, такими як AutoCAD, ArchiCAD, HyperSteel, Allplan, ФОК-ПК і ін.

ПК ЛІРА розпорядженні широку системою контекстної довідки, що містить повну інформацію про всі компоненти комплексу, правилах і порядку роботи з ними.

Пакет програм ЛІРА призначений для реалізації технології інформаційного моделювання будівель (BIM).

Він орієнтований на проектування і розрахунок будівельних конструкцій.

Реалізація технології BIM забезпечується зв'язком з іншими архітектурними, розрахунковими, графічними та документуючими системами (САПФІР-3D, Revit Structure, AutoCAD, ArchiCAD, Advance Steel, BoCAD, Allplan, STARK ES, Gmsh, MS Word, MS Excel, GLAZER і ін.) на основі DXF, MDB, STP, SLI, MSH, STL, OBJ, IFC та ін. файлів.

Пакет програм має широкі можливості 3D - візуалізації розрахункової схеми на всіх етапах синтезу та аналізу, в тому числі численні види представлення результатів рішення задачі - в графічному і табличному вигляді.

У графічному вигляді можуть бути представлені переміщення, напруження, зусилля, РСУ, РСН, результати підбору арматури в залізобетонних елементах і перетинів сталевих елементів.

У табличному вигляді можуть бути представлені переміщення, напруження, зусилля, РСУ, РСН, результати підбору арматури в залізобетонних елементах і перетинів сталевих елементів.

Це дозволяє швидко провести необхідний аналіз. Режим варіантного проектування - в одному завданні користувач може варіювати перетинами елементів, матеріалами, нормативами.

Інтерфейс користувача нового покоління дозволяє виконувати синтез розрахункової схеми будівлі або споруди на основі керованої процедури перетворення 3D і 2D архітектурних моделей, створених в різних графічних програмах: САПФІР-3D, Allplan, Revit, AutoCAD та ін.

Пакет програм дозволяє виконувати розрахунок на різні види динамічних дій, таких як сейсміка, вітер з урахуванням пульсації, вібраційні навантаження, імпульс, удар, відповідь-спектр, сейсміка на основі акселерограми.

Розвинена бібліотека кінцевих елементів дозволяє створювати комп'ютерні моделі практично будь-яких конструкцій: плоских і просторових рам, балок стінок, що згинаються плит, оболонки, масивних тіл, а також комбінованих систем - плит і оболонки підпертих ребрами, плит на ґрунтовій основі, каркасних конструкцій будівель, системи "надземна будова - фундаментні конструкції - ґрунтова основа" і багато інших.

Великий набір спеціальних кінцевих елементів, що дозволяють скласти адекватні комп'ютерні моделі для складних і неординарних споруд. Наприклад: кінцевий елемент, що моделює податливість вузлів; кінцевий елемент, що моделює роботу ґрунту за межами конструкції; кінцевий елемент, що моделює натягач (форкопф) і що дозволяє забезпечувати задане первинне натягнення конструкції або знаходити необхідне натягнення, що забезпечує задану геометрію (наприклад, тенту або вантової мережі).

Проектування залізобетонних і сталевих конструкцій

Перевірка і підбір перерізів залізобетонних і сталевих елементів відповідно до діючих в світі нормативами. Виконання робочих креслень стадії КМ і ЯЖ.

Перевагами пакета програм ЛПРА є:

1. Повна відповідність чинним на території України нормативними документами.
2. Широкі можливості розрахунку основ, фундаментів і надфундаментної будови.

Викладені в цьому розділі матеріали досліджень дозволили нам зробити такі висновки:

1. У програмному комплексі ЕТАБС в достатній мірі реалізовані процедури розрахунку і проектування надфундаментної будови, недостатньо – ґрунтових основ.

При цьому використані в комплексі вихідні дані, передумови, процедури розрахунку і проектування не відповідають чинним на території України будівельних норм.

2. У програмному комплексі ПЛАКСІС в недостатній мірі реалізовані процедури розрахунку і проектування надфундаментної будови, дуже докладно – ґрунтові основи.

При цьому використані в комплексі вихідні дані, передумови, процедури розрахунку і проектування не відповідають чинним на території України будівельних норм.

3. У програмному комплексі ЛПРА в достатній мірі реалізовані процедури розрахунку і проектування надфундаментної будови і ґрунтових основ.

При цьому використані в комплексі вихідні дані, передумови, процедури розрахунку і проектування відповідають чинним на території України будівельних норм.

Таким чином, для подальших досліджень доцільно використовувати програмний комплекс ЛПРА.

3.2. Деформації та міцність ґрунтоцементного ствола з товщиною стінки 300 мм

У цьому розділі представлені матеріали розрахунку циліндричної оболонки з товщиною стінки 300 мм.

Модель оболонки представлена на рис 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 і 3.5.

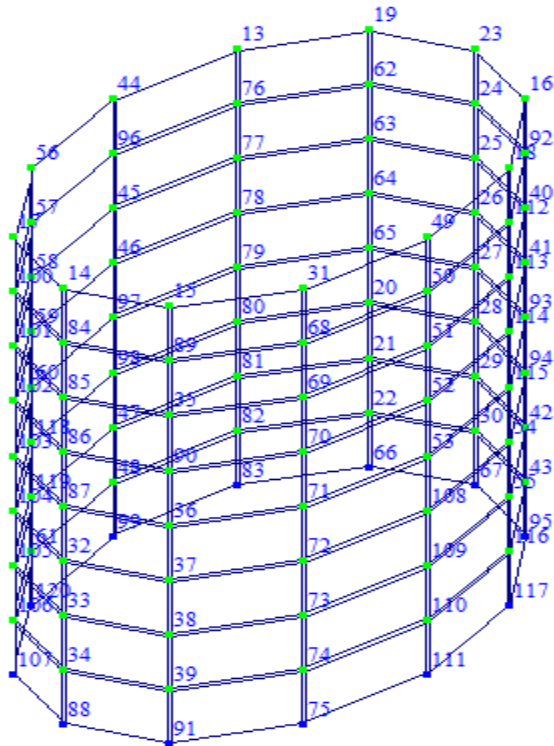


Рис. 3.1. Кінцево-елементна модель оболонки з ґрунтоцементу. Нумерація вузлів

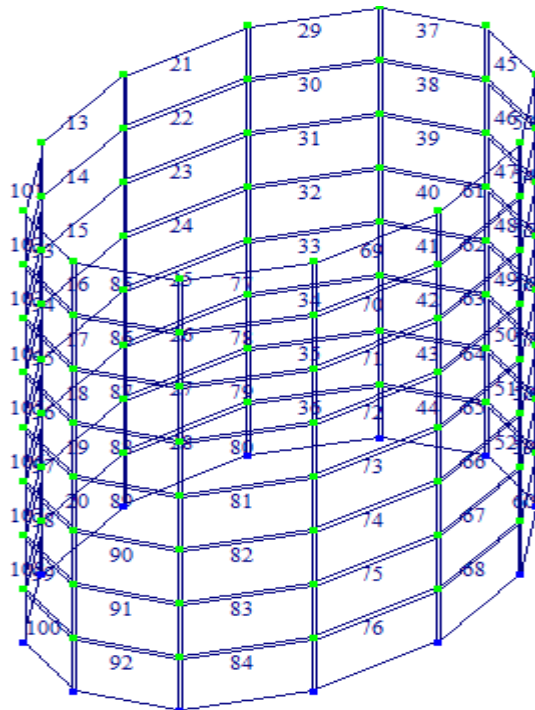


Рис. 3.2. Кінцево-елементна модель оболонки з ґрунтоцементу. Нумерація кінцевих елементів

Передбачалося, що нижня частина оболонки закладена в ґрунт (рис. 3.3).

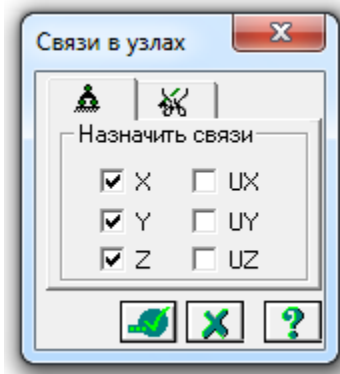


Рис. 3.3. Прийняті при розрахунку обмеження на переміщення

Розрахунок виконувався по нелінійній схемі (рис. 3.4 та 3.5).

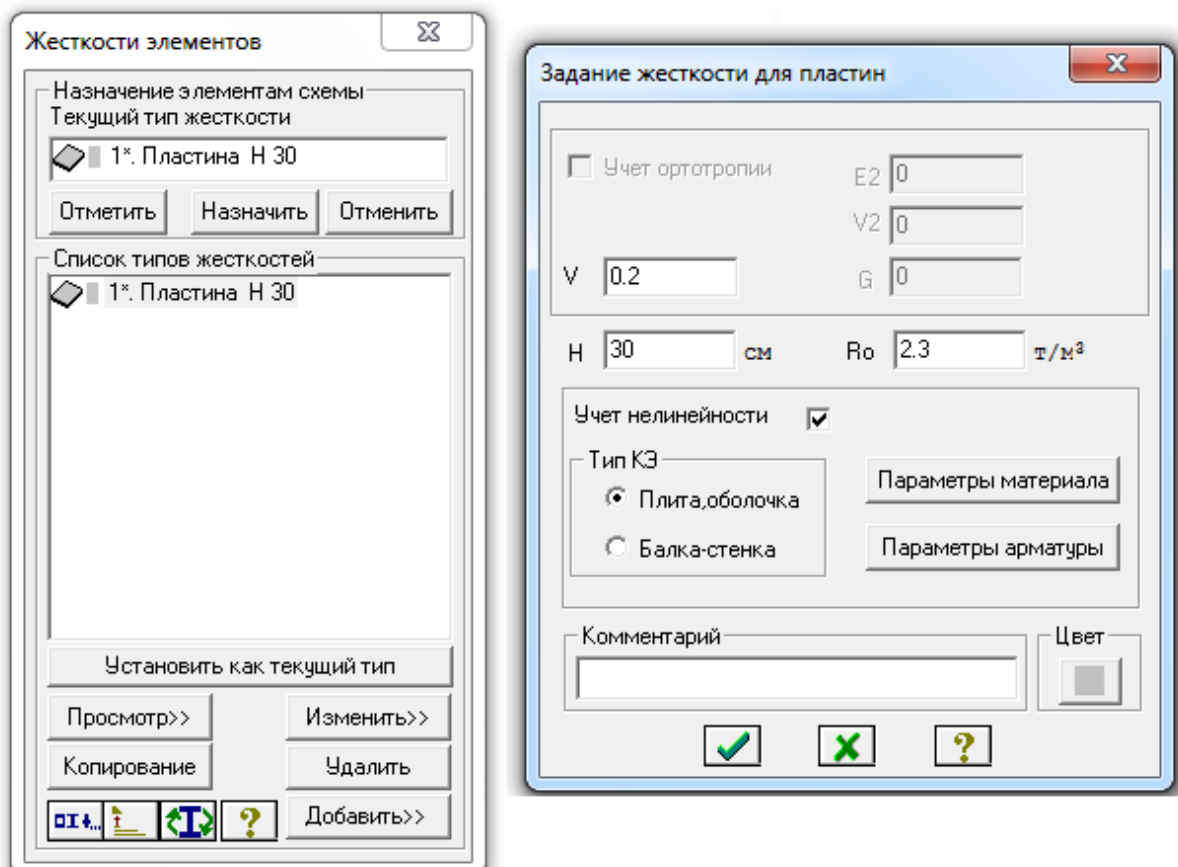


Рис. 3.4. Прийняті при розрахунку товщина і коефіцієнт Пуассона кінцевих елементів

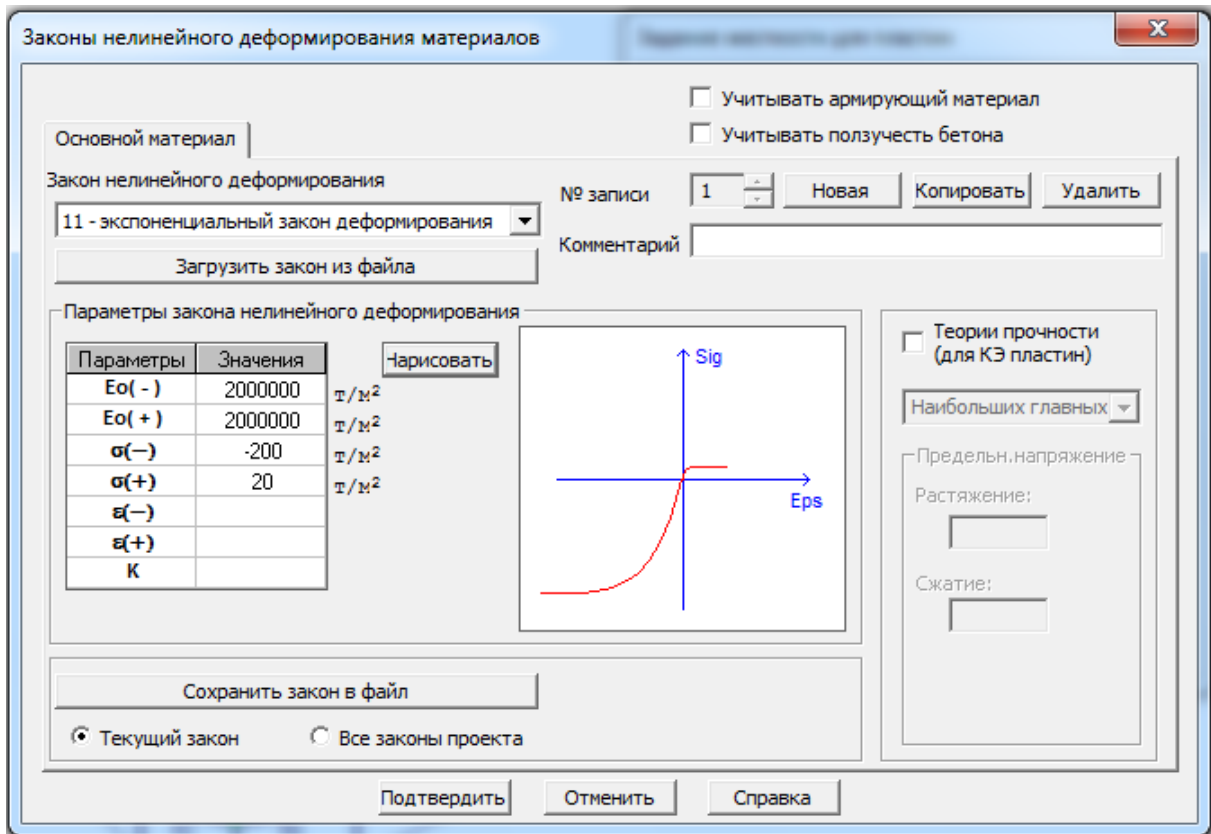


Рис. 3.5. Початковий модуль пружності і діаграма «напруга – деформація» покладені в основу розрахунку НДС ґрунтоцементного циліндра

Для опису нелінійних властивостей ґрунтоцементу була прийнята стандартна експоненціальна залежність з такими параметрами:

- початковий модуль пружності при стисканні $E^- = 2000000 \frac{m}{m^2}$;

- початковий модуль пружності при розтягуванні $E^+ = 2000000 \frac{m}{m^2}$;

- міцність при стисненні $\sigma^- = 200 \frac{m}{m^2}$;

- міцність при розтягуванні $\sigma^+ = 200 \frac{m}{m^2}$.

В якості зовнішніх навантажень до оболонки прикладалася власна вага її матеріалу і чинний в радіальному напрямку з боку ґрунту активний тиск, який розраховувався за формулою:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_z \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - c \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right); \\ \sigma_z &= \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i. \end{aligned} \right\}, \quad (3.1)$$

якщо ґрунтові шари не насичені водою;

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_z \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - c \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right); \\ \sigma_z &= \sum_{i=1}^n \gamma_{sw,i} \cdot h_i; \\ \gamma_{sw,i} &= \frac{\gamma_{s,i} - \gamma_w}{1 + e_i}. \end{aligned} \right\}, \quad (3.2)$$

якщо ґрунтові шари насичені водою.

Де σ_a – активний тиск; σ_z – вертикальне нормальне напруження; φ – кут внутрішнього тертя; c – питоме зчеплення; γ_i – питома вага i -го ґрунтового шару; $\gamma_{sw,i}$ – теж, з урахуванням зважуючої дії; h_i – товщина i -го ґрунтового шару; e_i – його коефіцієнт пористості; $\gamma_{s,i}$ – питома вага ґрунтового скелета; γ_w – теж, води; n – кількість ґрунтових шарів.

Результати розрахунку представлені на рис. 3.6 – 3.12.

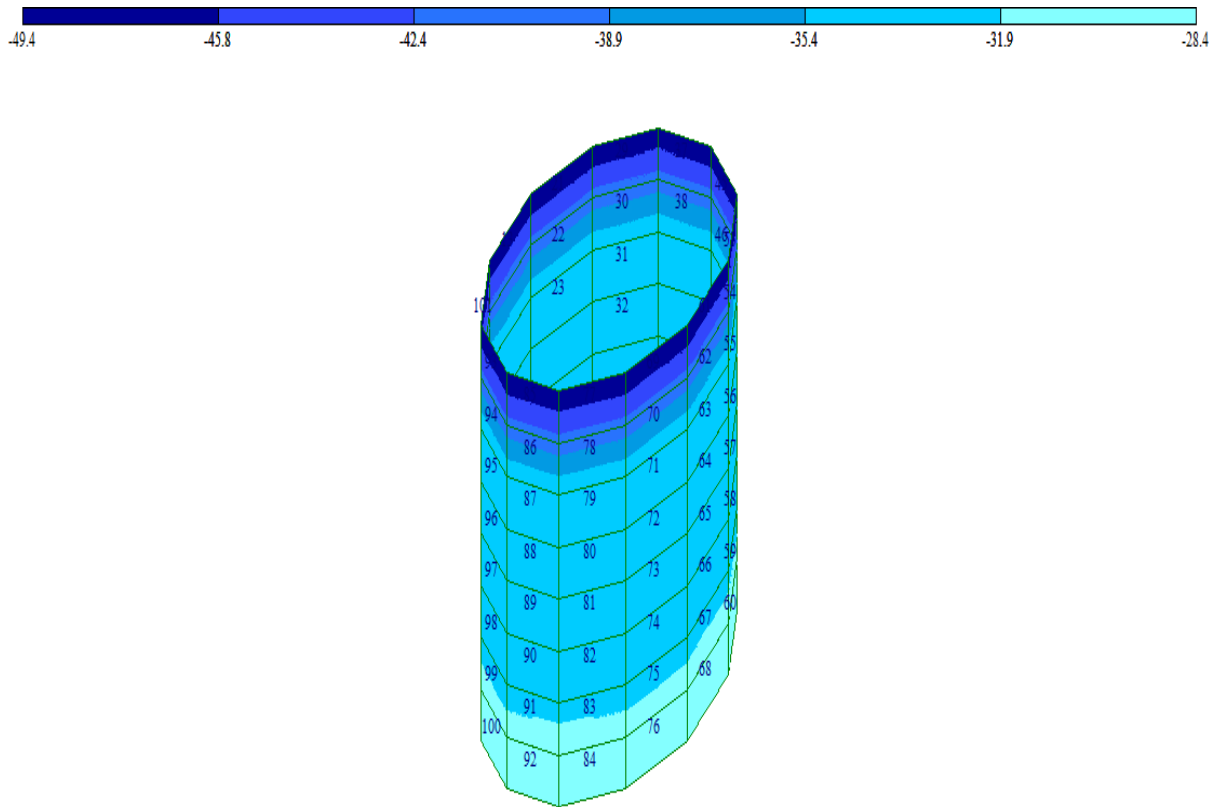


Рис. 3.6. Ізополя горизонтальних нормальних напружень

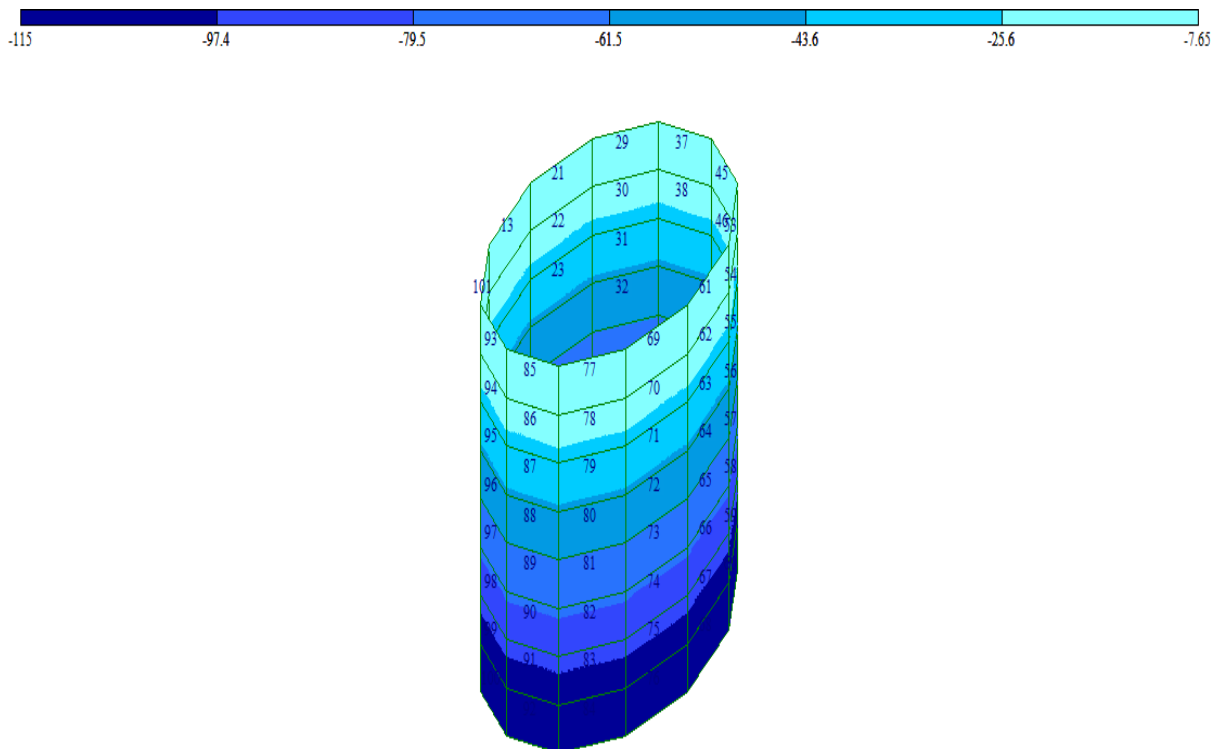


Рис. 3.7. Ізополя вертикальних нормальних напружень

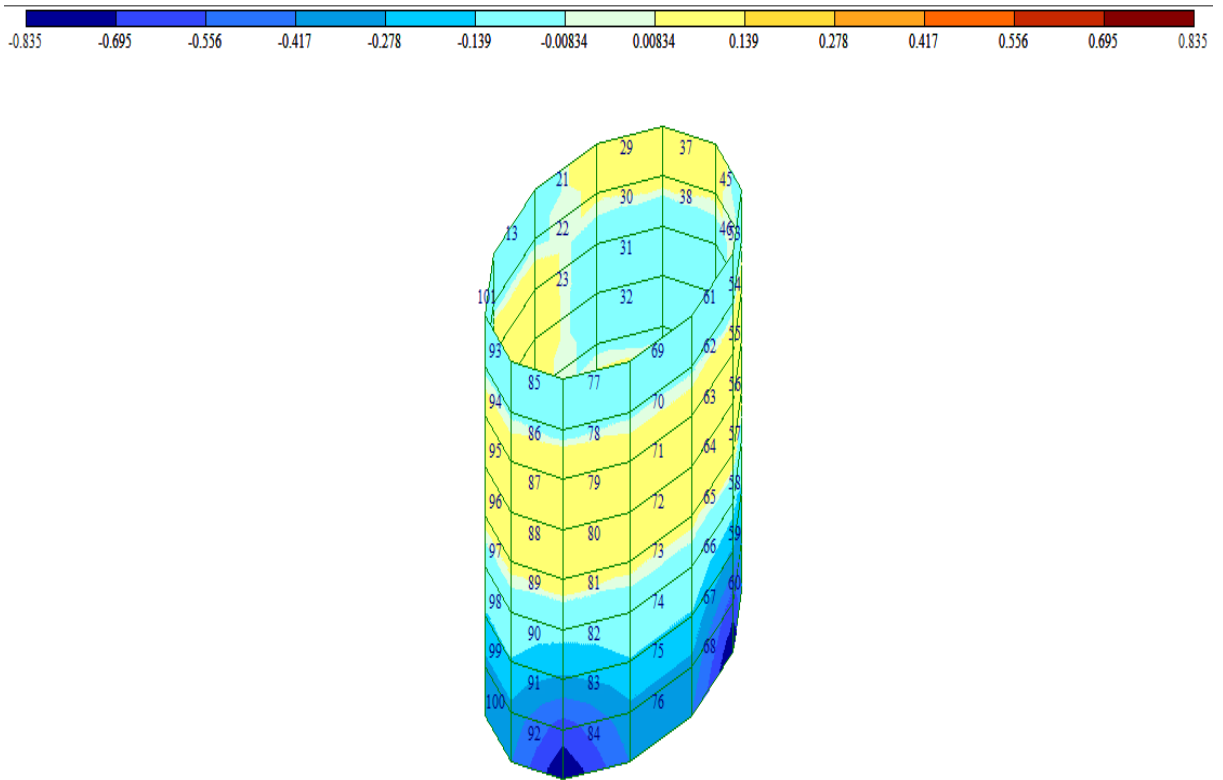


Рис. 3.8. Ізополя дотичних напружень

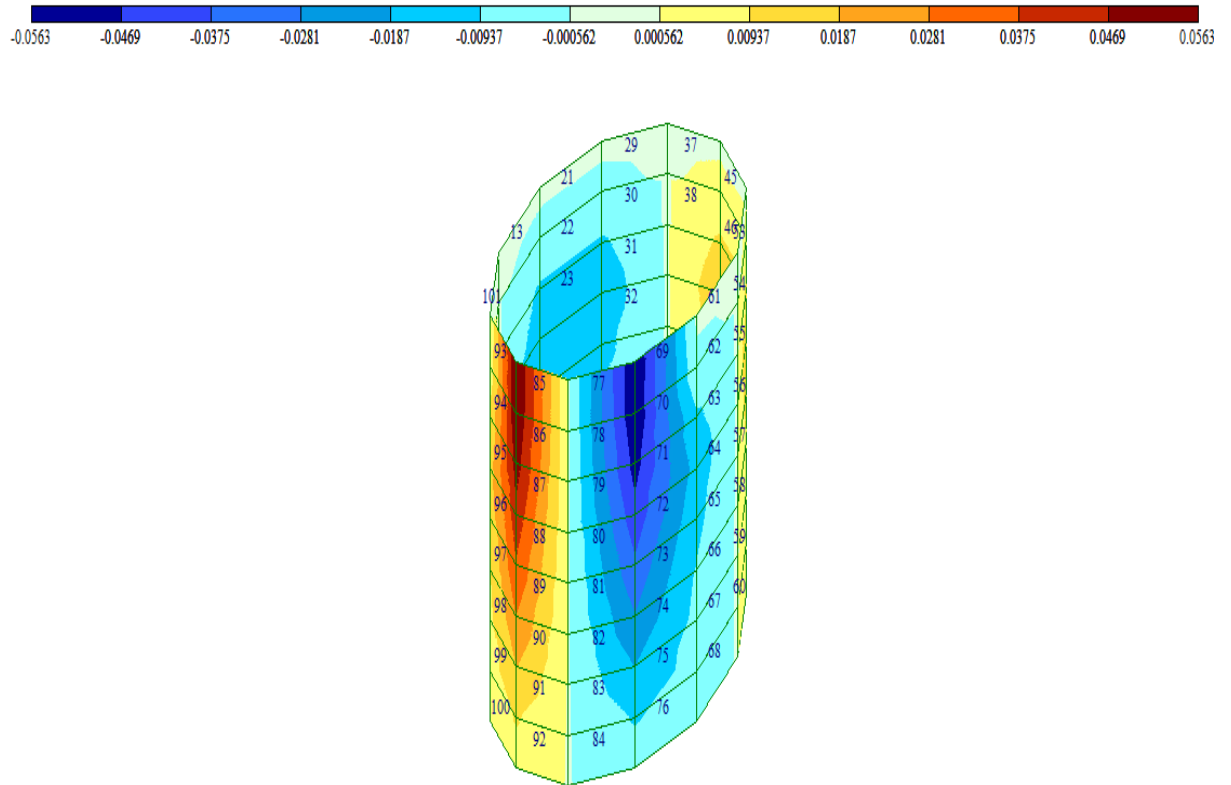


Рис. 3.9. Ізополя згинальних моментів M_x

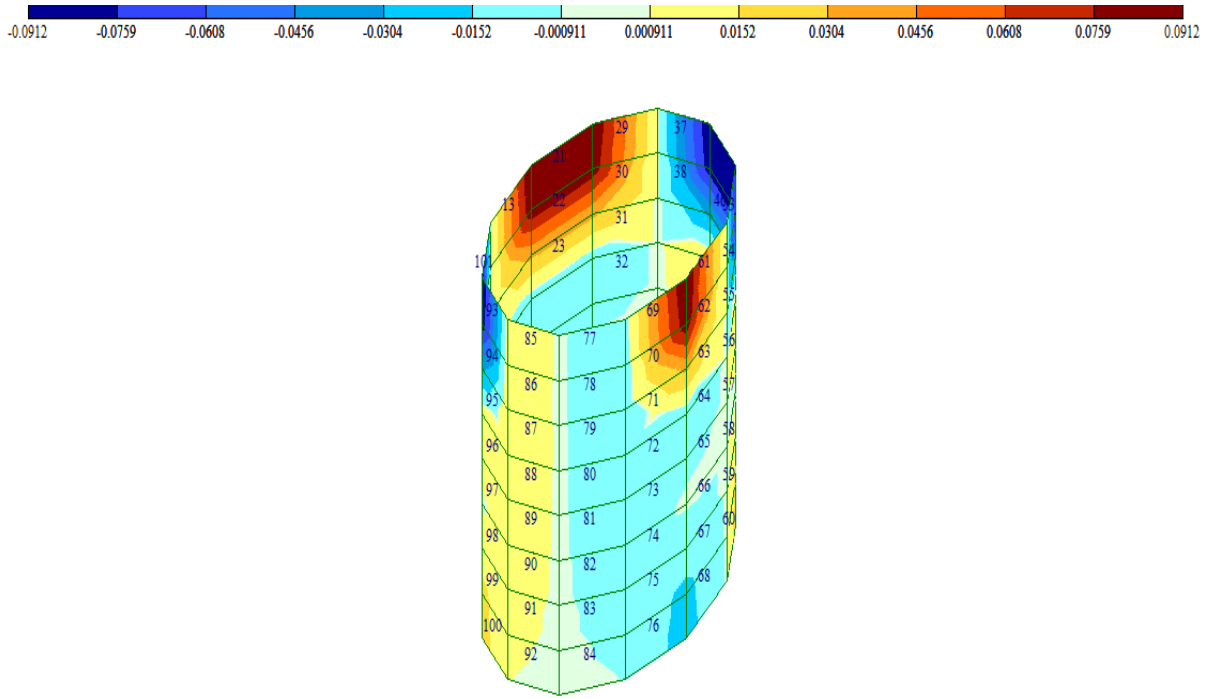


Рис. 3.10. Ізополю згинальних моментів M_z

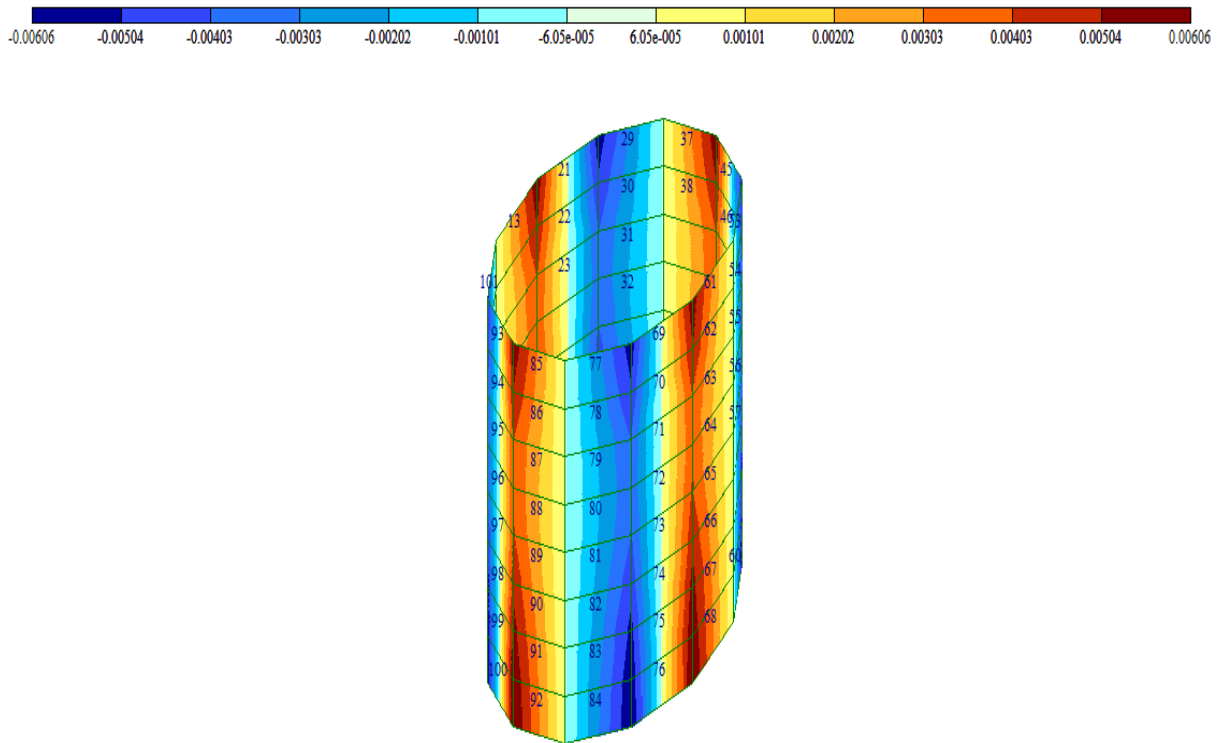


Рис. 3.11. Ізополю згинальних моментів M_{xz}

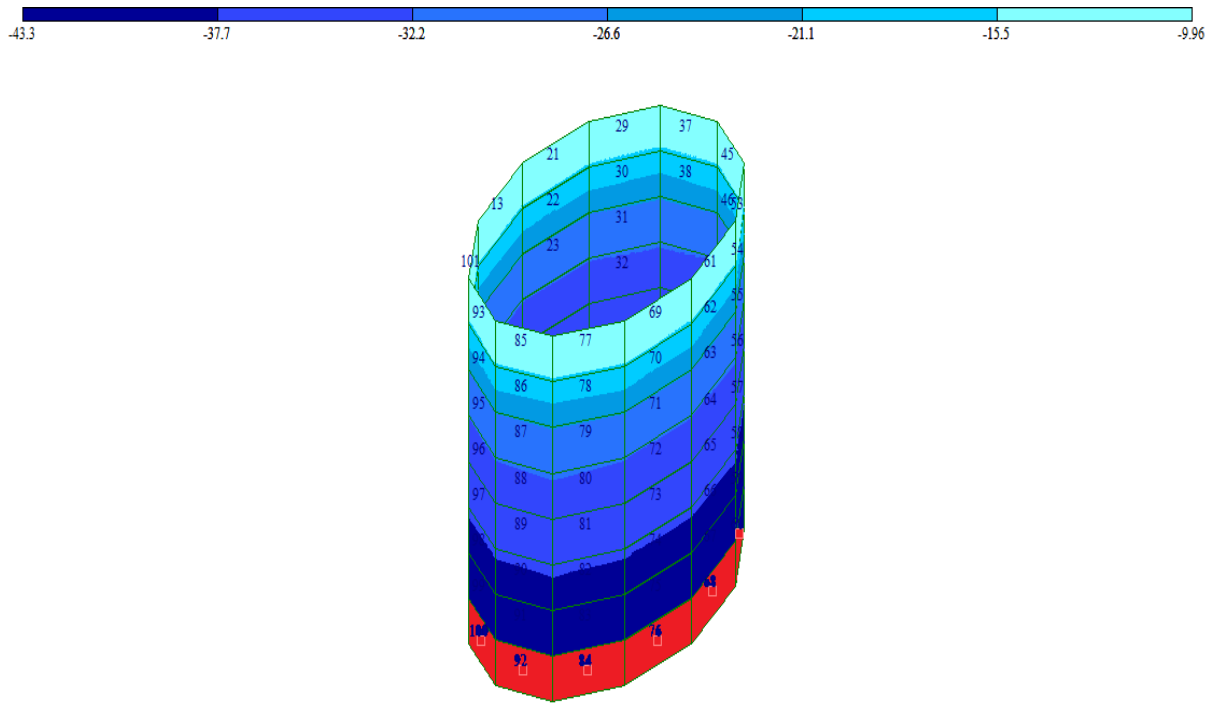


Рис. 3.12. Мозаїка руйнувань на ізополях головної нормальної напруги σ_1
Примітка. Зруйновані елементи позначені червоним кольором

Були зроблені такі висновки:

1. Горизонтальні нормальні напруги в даному випадку є стискаючими, причому максимальна напруга дорівнює 49,4 т / м.
2. Вертикальні нормальні напруги в даному випадку є стискаючими, причому максимальна напруга дорівнює 118 т / м.
3. Дотична напруга в даному випадку є знакозмінною, та змінюються в діапазоні $-0,85 \dots 0,85$ т / м.
4. Згинальні моменти щодо осі OX є знакозмінними, вони змінюються в діапазоні $-0,056 \dots 0,056$ т * м / м.
5. Згинальні моменти щодо осі OZ є знакозмінними, вони змінюються в діапазоні $-0,091 \dots 0,091$ т * м / м.
6. Згинальні моменти M_{xz} є знакозмінними, вони змінюються в діапазоні $-0,006 \dots 0,006$ т * м / м.
7. Від заданих навантажень сталося руйнування оболонки із заданими властивостями.

В цілому було зроблено висновок про те, що використаний у цьому розділі підхід дозволив оцінити напружено-деформований стан виконаного з ґрунтоцементу шахтного ствола і виконати прогноз його руйнування.

3.3. Деформації та міцність ґрунтоцементного ствола з товщиною стінки 1000 мм

У цьому розділі представлені матеріали розрахунку циліндричної оболонки з товщиною стінки 1000 мм.

Модель оболонки представлена на рис 3.13, 3.14 і 3.15.

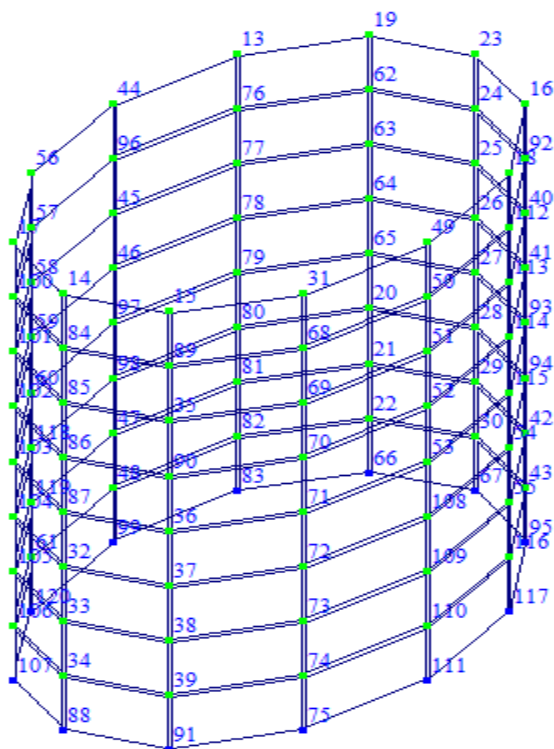


Рис. 3.13. Кінцево-елементна модель оболонки з ґрунтоцементу.
Нумерація вузлів

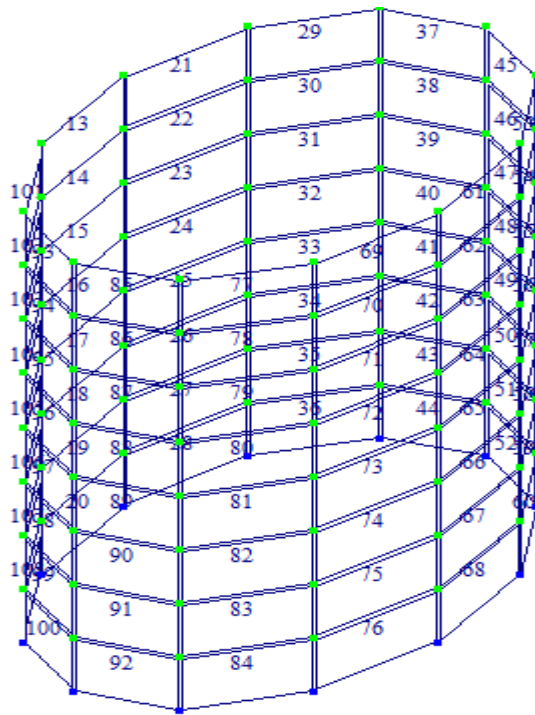


Рис. 3.14. Кінцево-елементна модель оболонки з ґрунтоцементу.
Нумерація кінцевих елементів

Передбачалося, що нижня частина оболонки закладена в ґрунт (рис. 3.15).

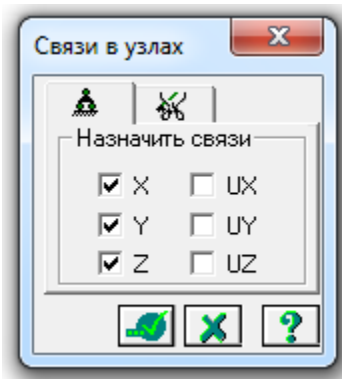


Рис. 3.15. Прийняті при розрахунку обмеження на переміщення

Розрахунок виконувався по нелінійній схемі (рис. 3.16 та 3.17).

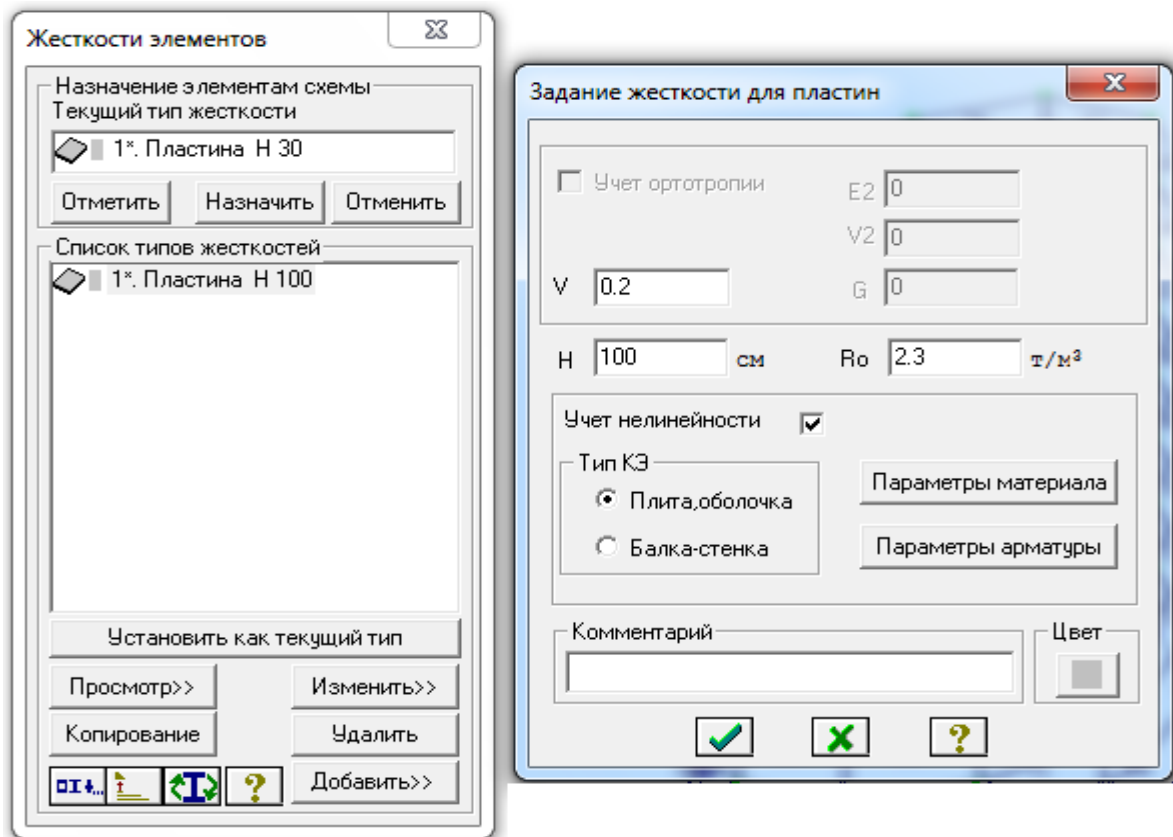


Рис. 3.16. Прийняті при розрахунку товщина і коефіцієнт Пуассона кінцевих елементів

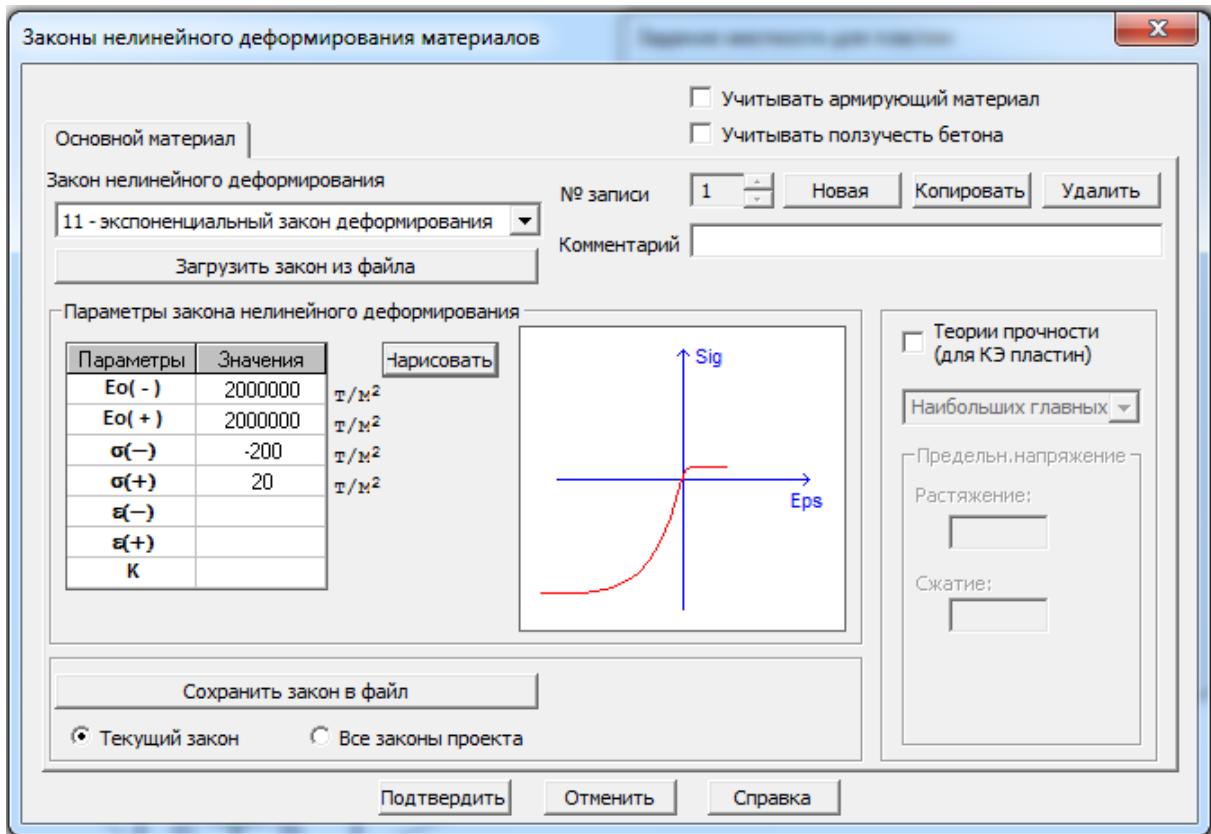


Рис. 3.17. Початковий модуль пружності і діаграма «напряга – деформація» покладені в основу розрахунку НДС ґрунтоцементного циліндра

Для опису нелінійних властивостей ґрунтоцементу була прийнята стандартна експоненціальна залежність з такими параметрами:

- початковий модуль пружності при стисканні $E^- = 2000000 \frac{m}{m^2}$;

- початковий модуль пружності при розтягуванні $E^+ = 2000000 \frac{m}{m^2}$;

- міцність при стисненні $\sigma^- = 200 \frac{m}{m^2}$;

- міцність при розтягуванні $\sigma^+ = 200 \frac{m}{m^2}$.

В якості зовнішніх навантажень до оболонки прикладалася власна вага її матеріалу і чинний в радіальному напрямку з боку ґрунту активний тиск.

Результати розрахунку представлені на рис. 3.18 – 3.24.

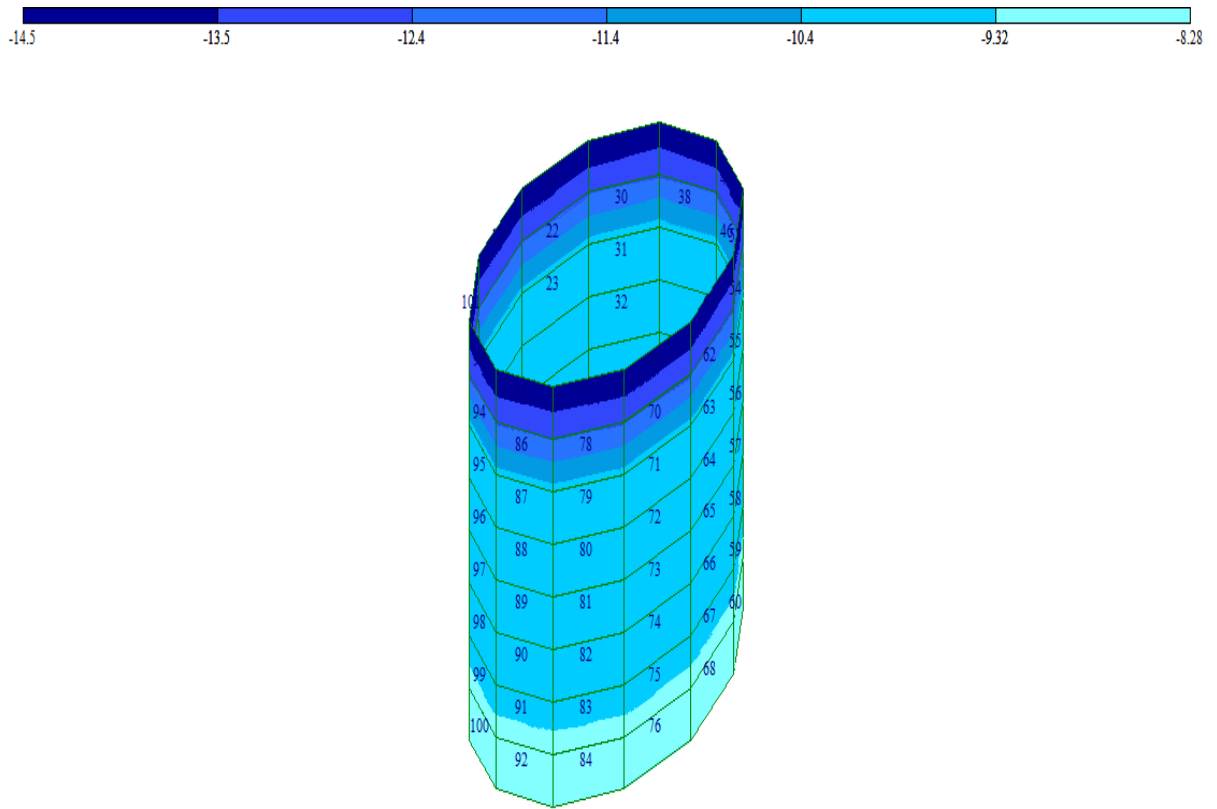


Рис. 3.18. Изополя горизонтальных нормальных напряжений

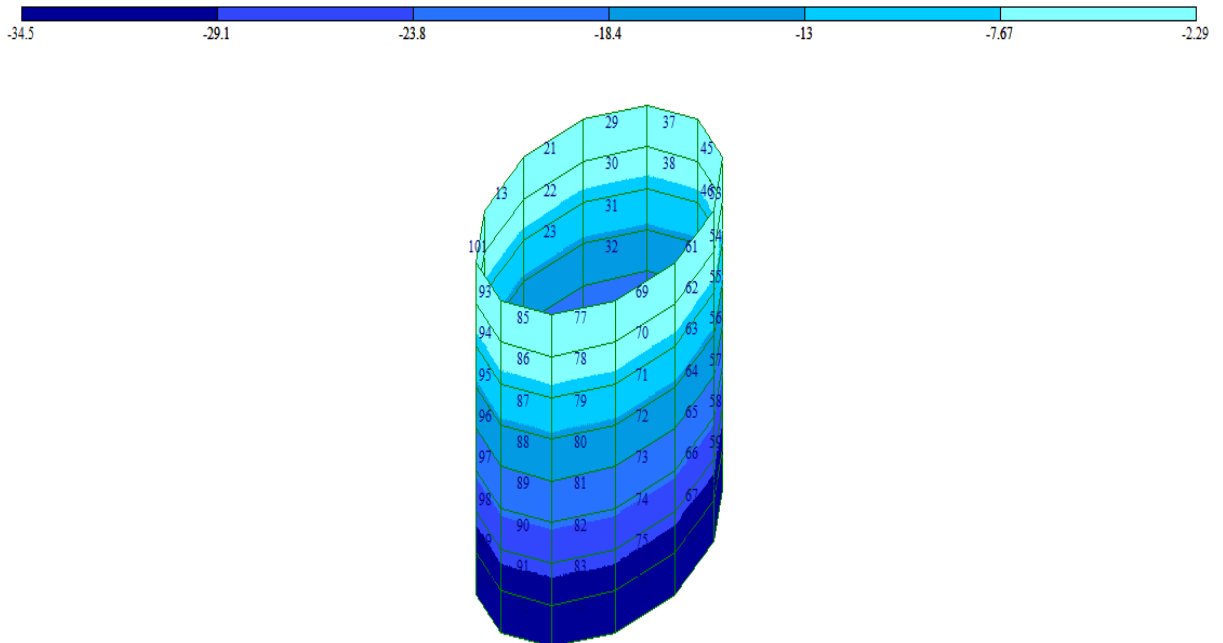


Рис. 3.19. Изополя вертикальных нормальных напряжений

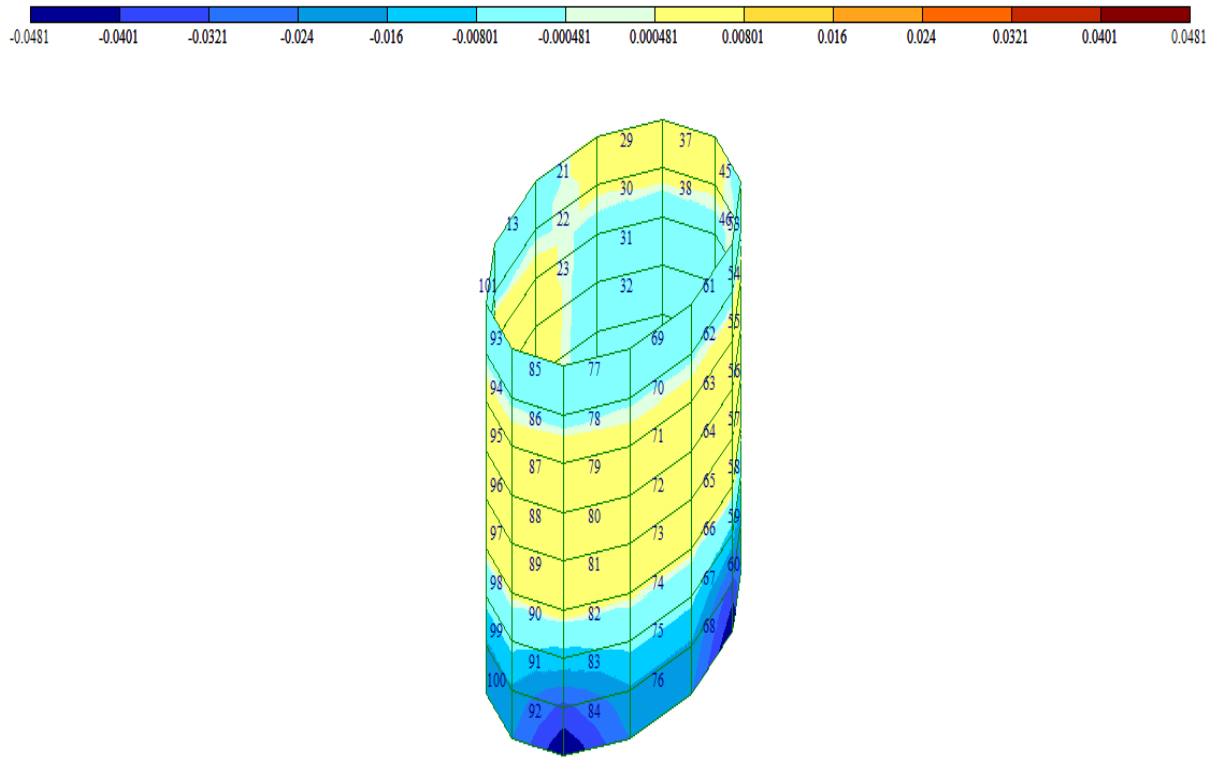


Рис. 3.20. Ізополя дотичних напружень

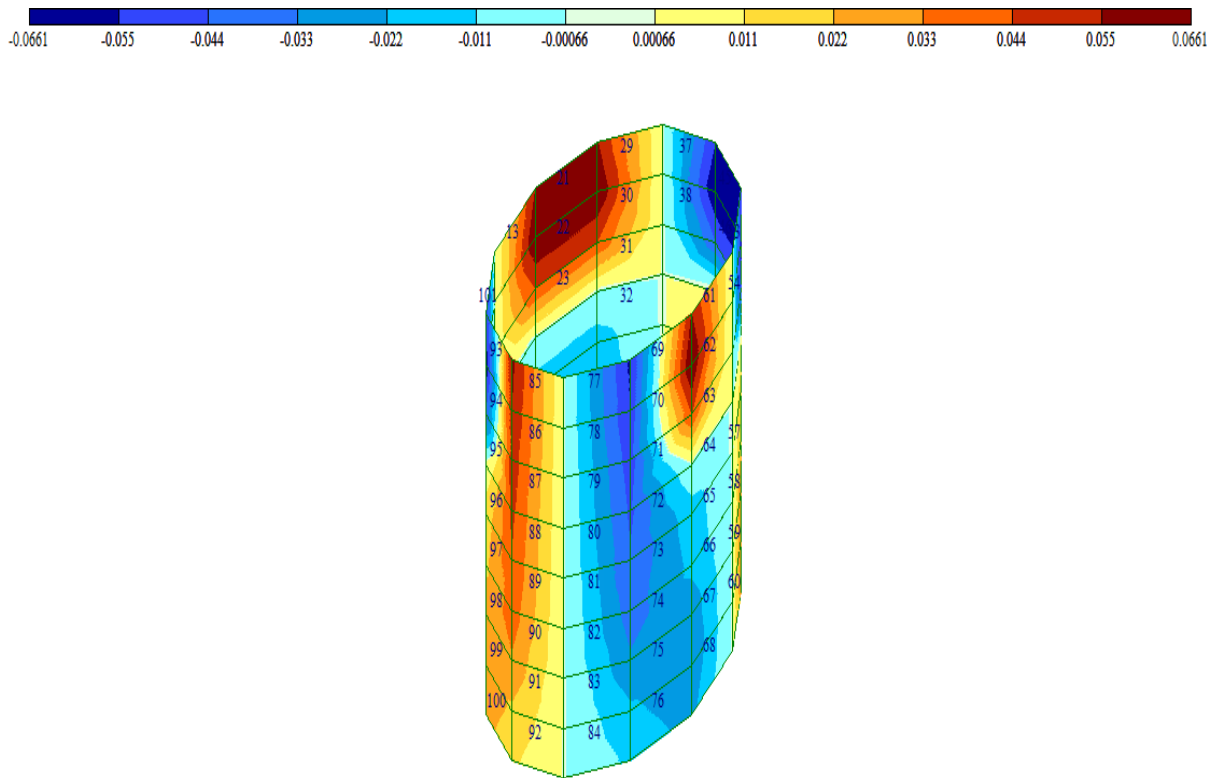


Рис. 3.21. Ізополя згинальних моментів M_x

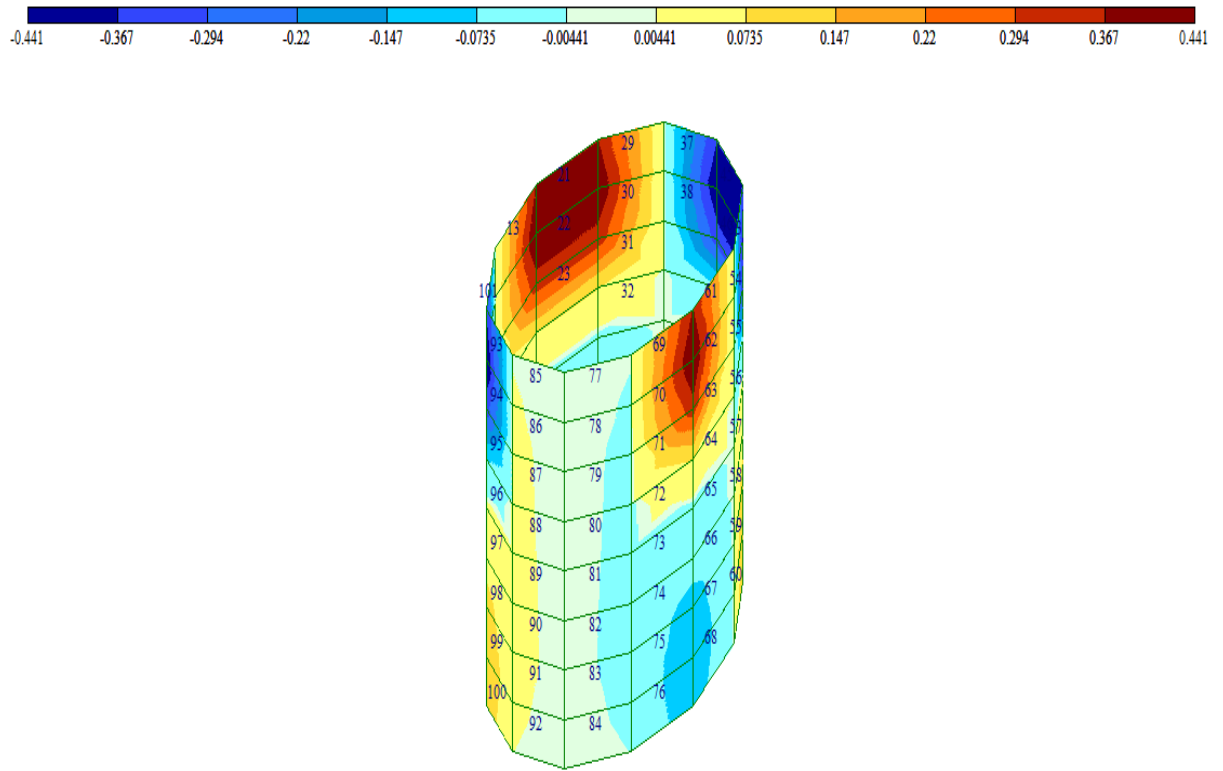


Рис. 3.22. Ізополю згинальних моментів M_z

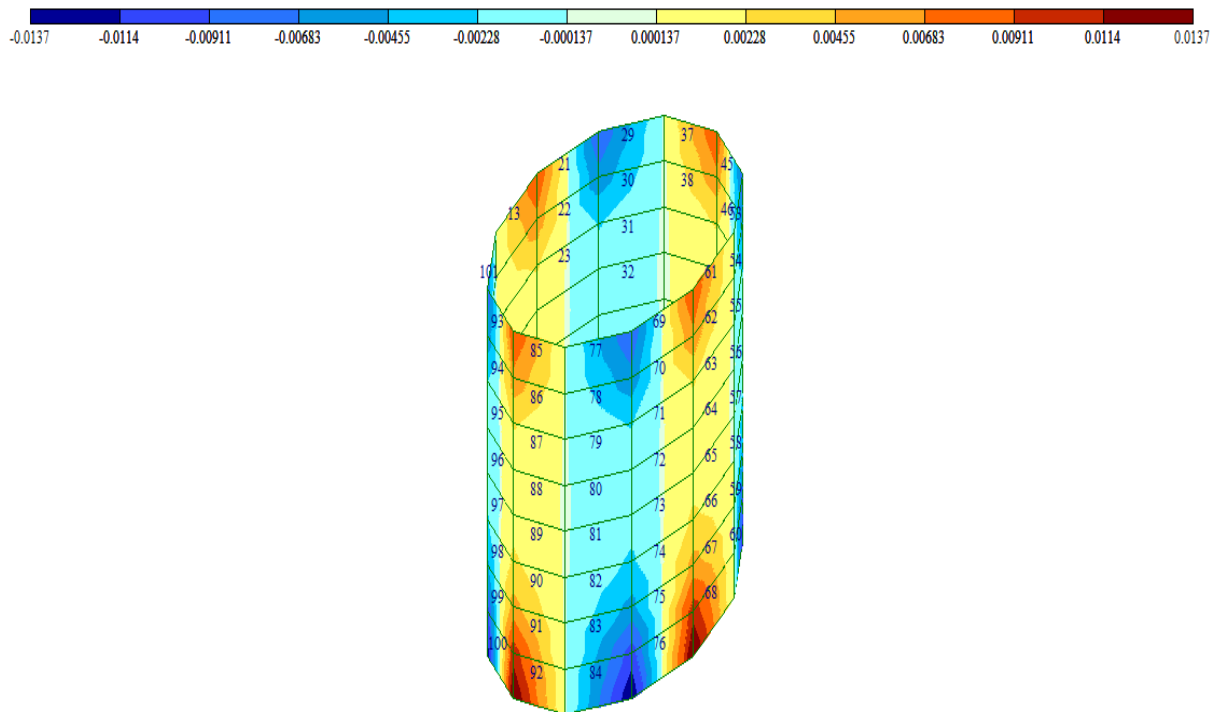


Рис. 3.23. Ізополю згинальних моментів M_{xz} .

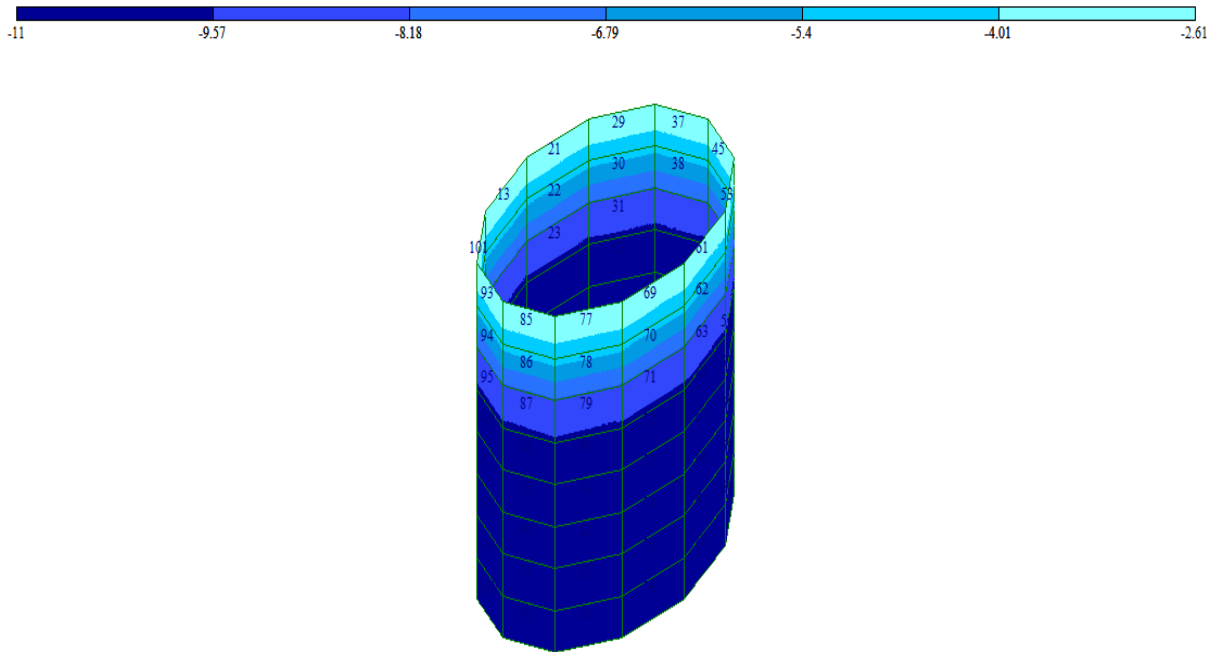


Рис. 3.12. Мозаїка руйнувань на ізополях головної нормальної напруги σ_1

Примітка. Зруйновані елементи не виявлені

Були зроблені такі висновки:

1. Горизонтальні нормальні напруги в даному випадку є стискаючими, причому максимальна напруга дорівнює 14,5 т / м.
2. Вертикальні нормальні напруги в даному випадку є стискаючими, причому максимальна напруга дорівнює 34,5 т / м.
3. Дотична напруга в даному випадку є знакозмінною, та змінюються в діапазоні $-0,048...0,048$ т / м.
4. Згинальні моменти щодо осі OX є знакозмінними, вони змінюються в діапазоні $-0,066...0,066$ т * м / м.
5. Згинальні моменти щодо осі OZ є знакозмінними, вони змінюються в діапазоні $-0,441...0,441$ т * м / м.
6. Згинальні моменти M_{xz} є знакозмінними, вони змінюються в діапазоні $-0,014...0,014$ т * м / м.
7. Від заданих навантажень руйнування оболонки із заданими властивостями не відбулось.

Матеріали досліджень дозволили зробити висновок про те, що при товщині стінки 1000 мм міцність ґрунтоцементного шахтного ствола забезпечена.

3.4. Висновки по розділу

Для зручності аналізу розраховані для різних товщин стінки шахти (300 і 1000 мм) зусилля (тобто нормальні і дотичні погонні сили і згинальні моменти) зведені в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1

Зусилля в оболонках з різною товщиною стінки

№ п.п.	Товщина стінки шахти, м	Найменування зусилля					
		$N_x,$ <i>m / m</i>	$N_y,$ <i>m / m</i>	$T_{xy},$ <i>m / m</i>	$M_x,$ <i>m · m / m</i>	$M_y,$ <i>m · m / m</i>	$M_{xy},$ <i>m · m / m</i>
1	0,300	49,4	118	0,85	0,056	0,091	0,006
2	1,000	14,5	34,5	0,048	0,066	0,441	0,014

Представлені в таблиці дані дозволили нам зробити такі висновки;

1. При зростанні товщини ґрунтоцементної стінки має місце суттєве зменшення діючих в ній погонних сил.

2. При зростанні товщини ґрунтоцементної стінки має місце суттєве збільшення діючих в ній погонних моментів.

3. При товщині стінки виробки 1000 мм її міцність забезпечена. В цілому було зроблено висновок про те, що причиною надходження всередину виробки води є наслідок дефектів будівництва.

РОЗДІЛ 4

ДЕФОРМАЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД РОЗТАШОВАНИХ ПОБЛИЗУ ВЕРТИКАЛЬНОЇ ВИРОБКИ

Даний розділ має таку структуру:

1. У розділі 4.1 представлені матеріали теоретичних досліджень, спрямованих на визначення порового тиску при відкачці з ґрунтового шару кінцевої товщини порової рідини при фільтрації води в радіальному напрямку.

2. У розділі 4.2 представлені матеріали теоретичних досліджень, спрямованих на визначення осідань денної поверхні при відкачці з ґрунтового шару кінцевої товщини порової рідини при фільтрації води в радіальному напрямку.

У розділі також представлені результати узагальнення, отриманого таким чином рішення на випадок шаруватої основи.

3. У розділі 4.3 представлені результати розрахунків напружено-деформованого стану капітальної стіни 9 - поверхового цегляного будинку по нелінійній схемі при можливості руйнування її окремих фрагментів.

4.1. Зміна порового тиску в ґрунтовому шарі кінцевої товщини при відкачці води з циліндричної вертикальної виробки

Розглянемо ґрунтовий шар товщиною h , до верхньої межі якого прикладено зовнішнє навантаження q .

У центрі шару влаштована вертикальна виробка циліндричної форми з радіусом r_0 .

Стінки вироблення є проникними, в силу чого поровий тиск на стінках вироблення дорівнює нулю.

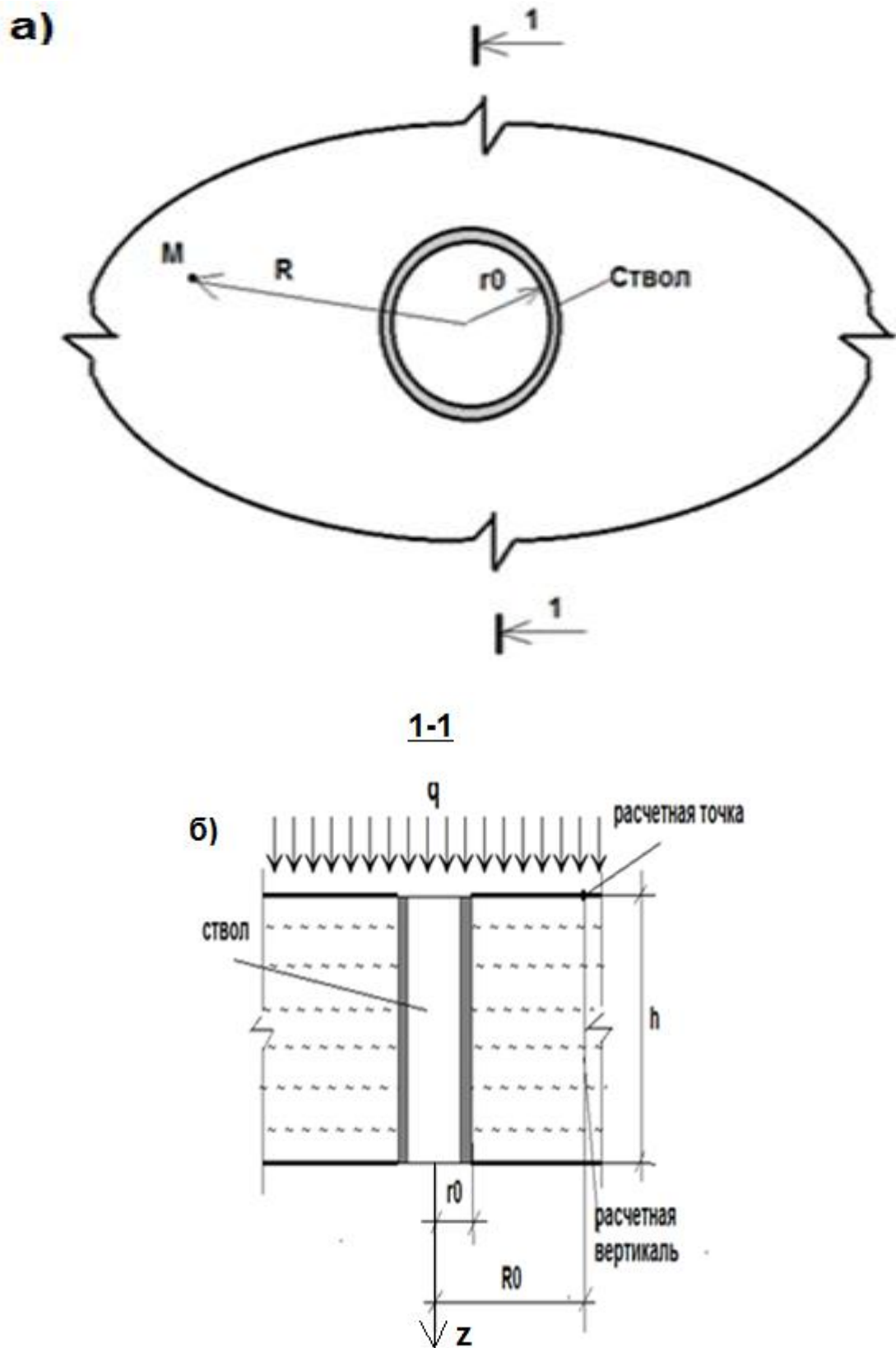


Рис. 4.1. До розрахунку порового тиску в ґрунтовому шарі кінцевої товщини

На значній відстані від центру вироблення на відстані $R_0 \gg r_0$ фільтрація практично відсутня, в силу чого при $r \geq R_0$ поровий тиск всередині водонасиченого ґрунтового шару дорівнює зовнішньому навантаженню q .

При цьому, в початковий момент часу, відразу після влаштування вироблення, поровий тиск в ґрунтовому шарі також дорівнює зовнішньому навантаженню q .

Крім того, покладемо, що по висоті пласта у концентрованій формі викладене має вигляд:

$$\left. \begin{aligned} P(r,0) &= -q; \\ P(r_0,t) &= 0; \\ P(R_0,t) &= -q. \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

Де $P(r,t)$ - поровий тиск в розрахунковій точці r ; q - зовнішнє навантаження (прикладене до покрівлі ґрунтового шару); r_0 - радіус виробки; R_0 - радіус зони впливу виробки.

Для визначення розподілу порового тиску по координаті в часі використовуємо розглянуте в розділі 1.4 рівняння порового тиску, яке з урахуванням того що поровий тиск не залежить від координати, набуде вигляду:

$$\frac{\partial P(r,t)}{\partial t} = c_v \cdot \left\{ \frac{\partial^2 P(r,t)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial P(r,t)}{\partial r} \right\}, \quad (4.2)$$

де $c_v = k_f \cdot \frac{3 \cdot \lambda + 2 \cdot G}{3 \cdot \gamma_w}$ - коефіцієнт консолідації, в якому: k_f - коефіцієнт фільтрації; λ, G - пружні константи Ламе; γ_w - питома вага води; t - час.

Оскільки значення коефіцієнтів фільтрації ґрунтових шарів в ході інженерно - геологічних вишукувань не визначались, рішення рівняння (4.2) неможливо.

Тому знайдемо асимптотическое рішення задачі при необмеженому зростанні часу відкачки t .

Покладемо в (4.2)

$$t = t_0 \cdot t^*, \quad (4.3)$$

де t_0 - масштабний множник, а t^* - безрозмірний час.

Підставимо (4.3) в (4.2). Маємо:

$$\frac{1}{t_0} \cdot \frac{\partial P(r,t)}{\partial t^*} = c_v \cdot \left\{ \frac{\partial^2 P(r,t)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial P(r,t)}{\partial r} \right\}, \quad (4.4)$$

Покладемо в (4.4) $t_0 \rightarrow \infty$, знайдемо:

$$\frac{\partial^2 P(r,t)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial P(r,t)}{\partial r} = 0. \quad (4.5)$$

Рішення (4.5) має вигляд:

$$P(r) = C_1 + C_2 \ln(r) \quad (4.6)$$

Константи C_1 і C_2 знайдемо, задовольнивши граничні умови (4.1). маємо:

$$C_1 = - \frac{P_0 \ln(r_0)}{-\ln(r_0) + \ln(R_0)};$$

$$C_2 = \frac{P_0}{-\ln(r_0) + \ln(R_0)}. \quad (4.7)$$

Підставивши (4.7) в (4.6) знайдемо остаточно:

$$P(r) = q \cdot \frac{\ln(r) - \ln(r_0)}{\ln(R_0) - \ln(r_0)} \quad (4.8)$$

Для подальших розрахунків нам знадобиться відносний поровий тиск, чисельно рівний відношенню порового тиску в точці з координатою r до зовнішнього навантаження q .

Маємо:

$$\xi(r) = \frac{P(r)}{q} = \frac{\ln(r) - \ln(r_0)}{\ln(R_0) - \ln(r_0)}. \quad (4.9)$$

Де $\xi(r)$ - відносний поровий тиск.

4.2. Осідання шару кінцевої товщини, зумовлені відкачуванням води з основи

Для того, щоб визначити осадку ґрунтового шару кінцевої товщини, обумовлену відкачуванням з основи води, розглянемо ґрунтовий шар товщиною h , до верхньої межі якого прикладена зовнішня навантаження q (рис 4.1).

У центрі шару влаштована вертикальна виробка циліндричної форми з радіусом r_0 .

Стінки вироблення перешкоджають радіальному переміщенню ґрунту і дозволяють йому вільно переміщатися в вертикальному напрямку.

Описана ситуація відповідає випадку компресійного стиснення основи.

В даному випадку відносна деформація основи в вертикальному напрямку дорівнює:

$$\varepsilon(z) = \frac{\partial U}{\partial z} = \frac{\sigma(z)}{a_k}, \quad (4.10)$$

де $\varepsilon(z)$ - вертикальна нормальна деформація в напрямку осі OZ; U - вертикальне переміщення; $\sigma(z)$ - вертикальне нормальне напруження; a_k - пружний модуль компресійного стиснення.

Де:

$$\left. \begin{aligned} a_k &= \lambda + 2 \cdot G; \\ \lambda &= \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2 \cdot \nu)}; \\ G &= \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \end{aligned} \right\}, \quad (4.11)$$

де λ, G - пружні константи Ламе; E - модуль пружності; ν - коефіцієнт Пуассона.

Далі розглянемо точку M на глибині z (рис. 4.2).

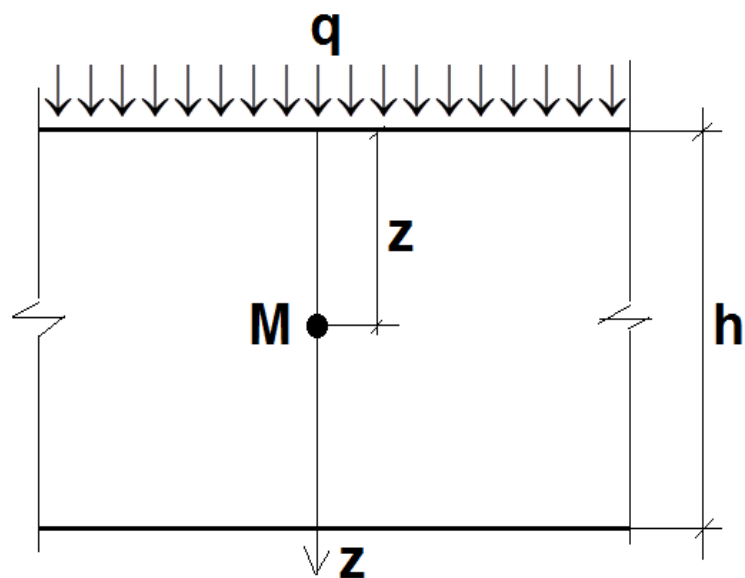


Рис. 4.2. До визначення осідання основи

Вертикальна нормальна напруга в цій точці включає в себе:

- зовнішнє навантаження;
- питому вагу ґрунту, помножену на глибину, на якій знаходиться розглянута точка;
- поровий тиск (його слід приймати зі знаком «мінус», оскільки він перешкоджає переміщенням основи в напрямку дії зовнішнього навантаження).

Маємо:

$$\sigma(z) = q + \gamma \cdot z - P(z). \quad (4.12)$$

Далі підставимо (4.12) в (4.10). Маємо:

$$\varepsilon(z) = \frac{\partial U}{\partial z} = \frac{q + \gamma \cdot z - P(z)}{a_k}, \quad (4.13)$$

звідки:

$$U(r) = U_{отк} = \int_0^h \varepsilon(z) \cdot dz = \frac{q \cdot h}{a_k} + \frac{[\gamma - \gamma_w \cdot \xi(r)] \cdot h^2}{2 \cdot a_k}. \quad (4.14)$$

Рівність (4.14) відповідає випадку, коли з основи тривалий час здійснюється відкачка води.

Якщо відкачка води з основи не здійснюється (тобто основа знаходиться в природному стані), в (4.14) слід покласти $\xi(r) = 1$, звідки:

$$U_{еств} = \int_0^h \varepsilon(z) \cdot dz = \frac{q \cdot h}{a_k} + \frac{[\gamma - \gamma_w] \cdot h^2}{2 \cdot a_k}. \quad (4.15)$$

Далі знайдемо приріст осідання основи, обумовлений відкачуванням з нього води. Для цього віднімемо від рівності (4.15) рівність (4.14). Маємо:

$$\begin{aligned}
 \Delta U &= U_{\text{еств}} - U_{\text{отк}} = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2 \cdot a_k} \cdot \{1 - \varepsilon(r)\} = \\
 &= \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2 \cdot a_k} \cdot \left\{ 1 - \frac{\ln(r) - \ln(r_0)}{\ln(R_0) - \ln(r_0)} \right\} = \\
 &= \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2 \cdot a_k} \cdot \frac{\ln(R_0) - \ln(r)}{\ln(R_0) - \ln(r_0)} = \\
 &= \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2 \cdot (\lambda + 2 \cdot G)} \cdot \frac{\ln(R_0) - \ln(r)}{\ln(R_0) - \ln(r_0)}
 \end{aligned} \quad . \quad (4.16)$$

Ґрунтові основи зазвичай мають шарувату текстуру. Тому виконаємо узагальнення отриманого нами результату (4.16) на випадок шаруватої основи, яка складається з шарів, кожен з яких характеризується такими властивостями:

- товщиною h_i ;
- константами Ламе λ_i, G_i ;
- модулями пружності E_i ;
- коефіцієнтами Пуассона ν_i .

Осадку знайдемо як різницю між сумою осідань різних шарів, які перебувають в природному стані і осад шарів, з яких виконувалася відкачка води. Маємо:

$$\Delta U_{\Sigma} = \sum_{i=1}^n U_{омк} - \sum_{i=1}^n U_{еств};$$

$$\Delta U_{\Sigma} = \gamma_w \cdot \frac{1 - \xi(r)}{2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{h_i^2}{a_{k,i}};$$

$$\Delta U_{\Sigma} = \frac{\ln(R_0) - \ln(r)}{\ln(R_0) - \ln(r_0)} \cdot \frac{\gamma_w}{2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{h_i^2}{a_{k,i}};$$

$$\Delta U_{\Sigma} = \frac{\ln(R_0) - \ln(r)}{\ln(R_0) - \ln(r_0)} \cdot \frac{\gamma_w}{2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{h_i^2}{(\lambda_i + 2 \cdot G_i)}. \quad (4.17)$$

Де:

$$\left. \begin{aligned} a_{k,i} &= \lambda_i + 2 \cdot G_i; \\ \lambda_i &= \frac{\nu_i \cdot E_i}{(1 + \nu_i) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_i)}; \\ G_i &= \frac{E_i}{2 \cdot (1 + \nu_i)}. \end{aligned} \right\}, \quad (4.18)$$

На закінчення відзначимо, що формул (4.17) і (4.18) цілком достатньо для виконання оцінки впливу нерівномірності осідань основи на напружено-деформований стан розташованих в зоні впливу вироблення будівель і споруд.

Матеріали цих досліджень представлені в розділі 4.3.

4.3. Напружено – деформований стан капітальної цегляної стіни, розташованої в зоні впливу

Визначення напружено-деформованого стану цегляної стіни, обумовленого відкачуванням з основи води, виконувалося в такій послідовності:

1. Спочатку з використанням формул (4.17) і (4.18) було розраховано приріст осідання денної поверхні основи, обумовлене відкачуванням води (рис. 4.3).

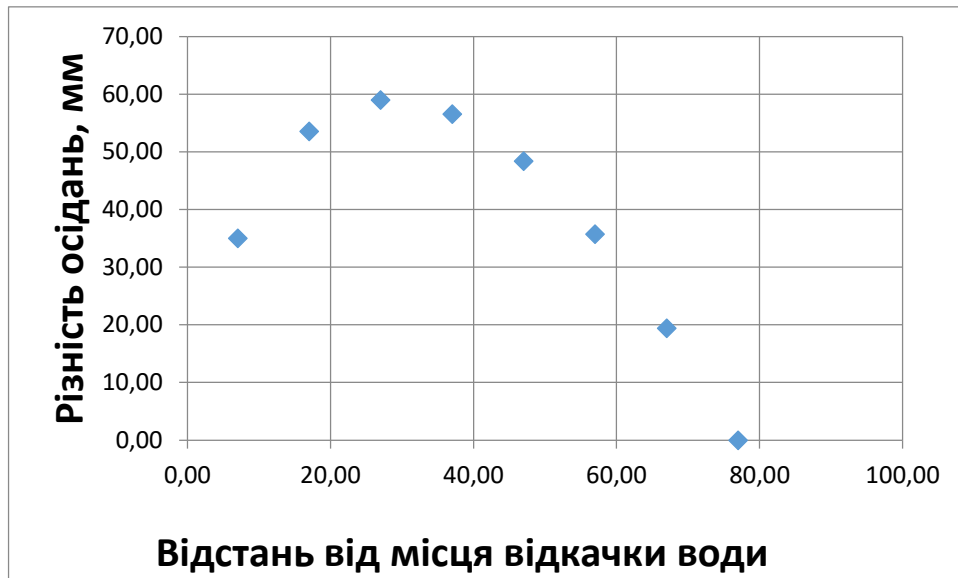


Рис. 4.3. До визначення осідання основи

2. Після цього була виконана кінцево-елементна модель несучої стіни (рис. 4.4 - 4.5).

3. В якості зовнішніх зусиль до нижньої частини несучої стіни прикладалися представлені на рис. 4.3 переміщення.

Далі виконувався розрахунок напружено-деформованого стану несучої стіни і на цій основі прогнозувалися її зруйновані ділянки (рис 4.6). Оскільки алгоритм розрахунку детально викладено в розділі 3, в цьому розділі він не наводиться.

153	165	177	197	207	475	537	648	427	481	541	654	696	486	548	661	699	490	553	665	430	493	561	669	700
149	161	173	193	203	438	501	609	677	446	509	617	416	454	517	623	683	462	523	633	424	470	533	641	693
98	110	133	183	141	277	360	569	232	285	368	577	240	293	376	583	248	301	384	593	400	309	392	601	408
90	102	114	118	206	474	313	647	212	480	318	653	693	259	547	660	224	489	323	664	429	269	560	338	352
148	160	172	192	204	437	500	608	676	445	508	616	415	453	516	624	684	461	524	634	423	469	532	640	692
97	109	132	184	140	276	359	568	231	284	367	576	239	292	375	584	247	300	383	592	399	308	391	600	407
89	101	176	117	123	252	312	646	426	253	317	652	218	258	546	659	223	488	552	333	428	268	559	668	351
147	159	171	191	203	436	499	607	675	444	507	615	414	452	515	623	683	460	523	633	422	468	531	639	691
96	108	131	183	139	275	358	567	230	283	366	575	238	291	374	583	246	299	382	591	398	307	390	599	406
88	100	113	116	124	251	336	643	423	479	316	651	217	483	319	329	698	487	551	663	344	267	558	667	350
146	158	170	190	202	435	498	606	674	443	506	614	413	451	514	624	682	459	522	630	421	467	530	638	690
95	107	130	182	138	274	357	566	229	282	365	574	237	290	373	583	245	298	381	590	397	306	389	598	405
152	99	112	196	123	250	333	644	211	478	540	327	216	484	543	658	697	263	550	332	343	492	557	666	349
143	157	169	189	201	434	497	603	673	442	505	613	412	450	513	621	681	458	521	629	420	466	529	637	689
94	106	129	181	137	273	356	565	228	281	364	573	236	289	372	583	244	297	380	589	396	305	388	597	404
151	164	111	193	124	473	311	643	210	477	539	326	694	483	544	657	222	262	549	662	342	491	556	337	348
144	156	168	188	200	433	496	604	672	441	504	612	411	449	512	620	680	457	520	628	419	465	528	636	688
93	105	128	180	136	272	355	564	227	280	363	572	235	288	371	580	243	296	379	588	395	304	387	596	403
87	163	173	194	121	472	334	642	209	476	313	650	215	257	543	656	221	261	322	331	341	266	553	336	347
143	155	167	187	199	432	495	603	671	440	503	611	410	448	511	619	679	456	519	627	418	464	527	635	687
92	104	127	179	133	271	354	563	226	279	362	571	234	287	370	579	242	295	378	587	394	303	386	595	402
150	162	174	113	120	471	310	323	208	254	538	649	214	482	542	653	220	260	321	330	340	263	554	333	346
142	154	166	186	198	431	494	602	670	439	502	610	409	447	510	618	678	455	518	626	417	463	526	634	686
91	103	126	178	134	270	353	562	225	278	361	570	233	286	369	578	241	294	377	586	393	302	385	594	401
11	13	15	18	119	249	69	81	57	253	314	82	213	256	70	328	219	63	320	83	339	264	324	334	345
10	12	14	17	19	58	64	76	84	59	65	77	55	60	66	78	85	61	67	79	56	62	68	80	86
2	4	8	16	9	31	48	71	23	32	49	72	24	33	50	73	25	34	51	74	53	35	52	75	54
1	3	5	6	7	26	36	41	20	27	37	42	21	28	38	43	22	29	39	44	46	30	40	45	47

Рис. 4.4. Модель несучої стіни. Нумерація вузлів

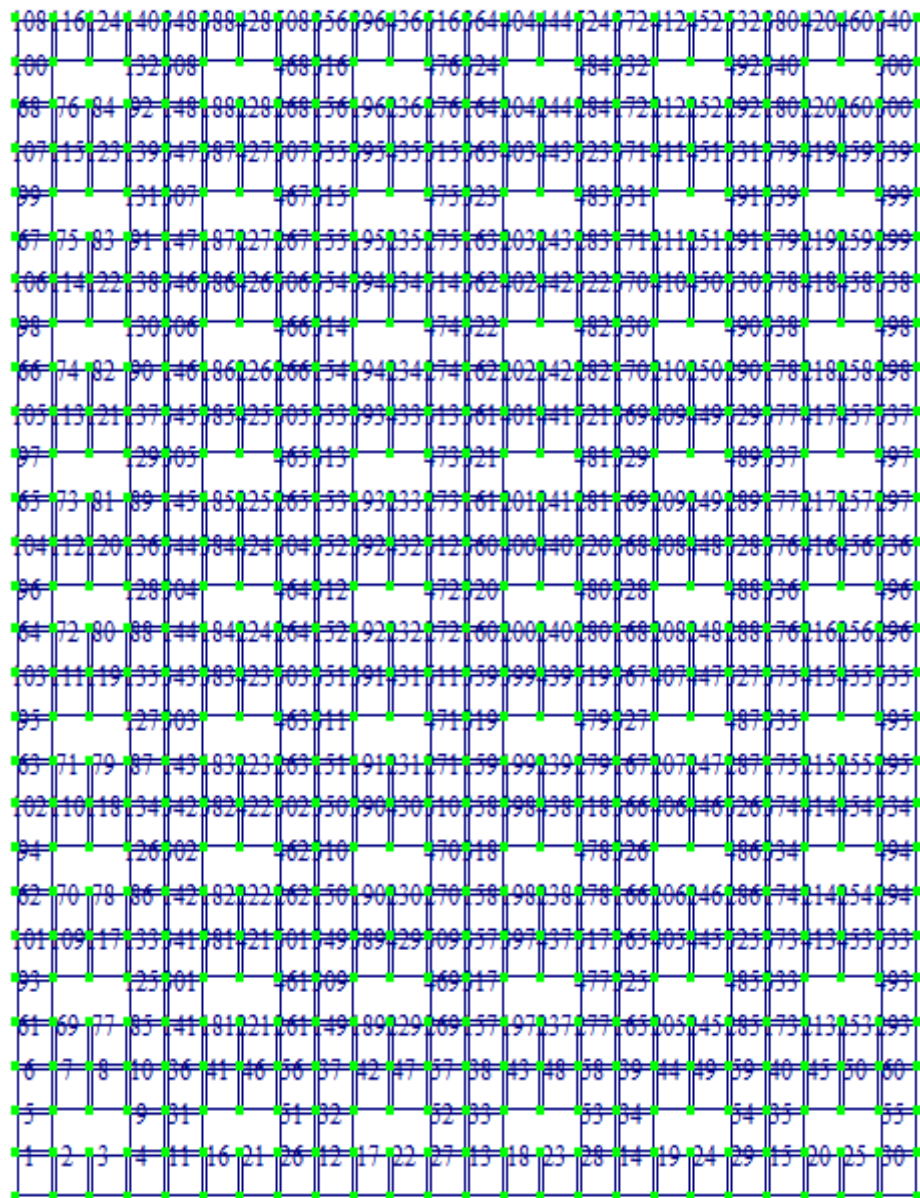


Рис. 4.5. Модель несучої стіни. Нумерація кінцевих елементів

Властивості матеріалу несучої стіни були прийняті звичайними для кладки з цегли глиняної звичайної пластичного формування.

Товщина несучої стіни приймалася рівною 510 мм.

Навантаження від перекриттів не враховувалася.

Корисне навантаження на перекриття також не враховувалася.

Отримана в ході розрахунків картина руйнувань на мозаїці головної нормальної напруги σ_1 представлена на малюнку 4.6.

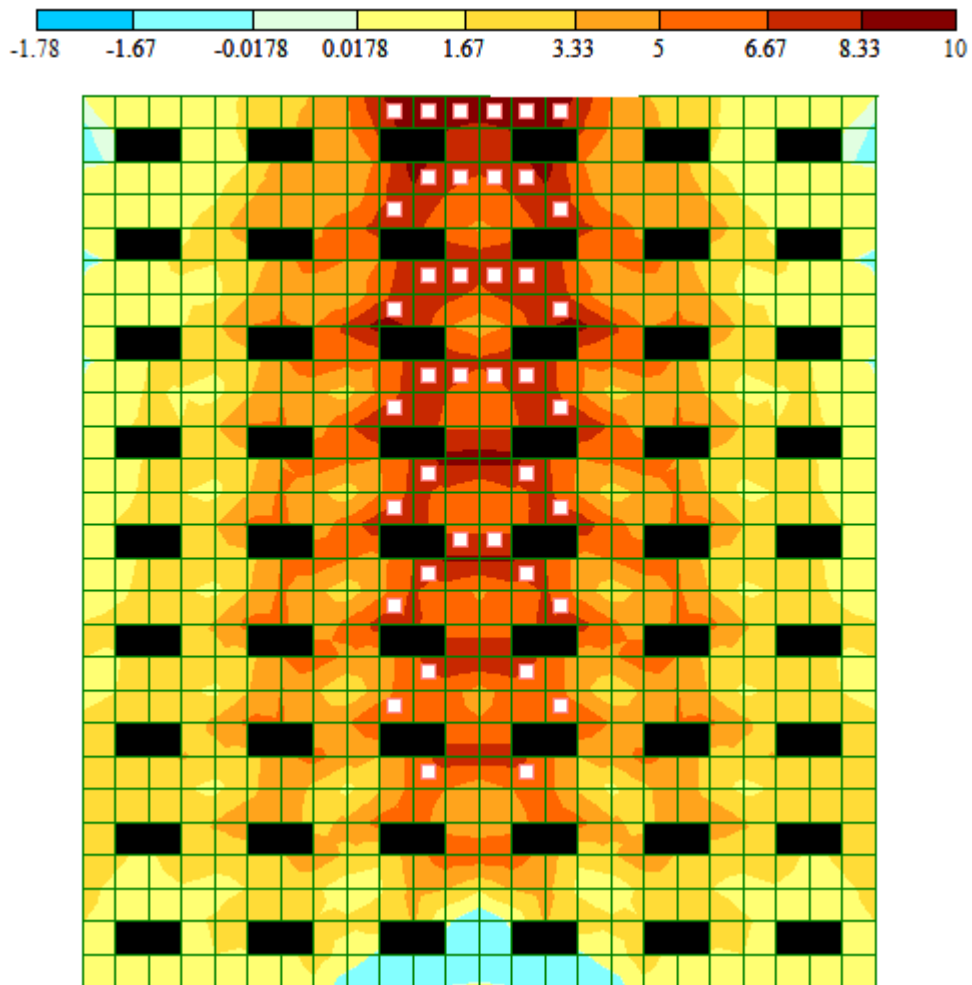


Рис. 4.6. Картина руйнувань стіни на мозаїці головних нормальних напружень σ_1 . Примітка: руйнування позначені квадратами білого кольору

Аналіз представлених на рис. 4.6 даних дозволив нам зробити такі висновки:

1. Відкачування води з основи може послужити причиною деформацій і пошкоджень несучих будівельних конструкцій.
2. Форма деформацій капітальної стіни – вигин.

4.4. Висновки по розділу

Представлені дані дозволили нам зробити такі висновки:

1. Встановлено аналітичну залежність, що дозволяє визначати розподіл тиску в ґрунтовому шарі при відкачці з пласта води і її фільтрації в радіальному напрямку.

2. Встановлено аналітичну залежність, що дозволяє визначати осідання ґрунтового шару при відкачці з пласта води і її фільтрації в радіальному напрямку.

Ці результати узагальнені на основу з шаруватою текстурою.

3. Показано, що відкачка води з основи може служити причиною деформацій і пошкоджень, розташованих в зоні впливу виробки, в якій виконується відкачка, будівель і споруд.

ВИСНОВКИ

В магістерській роботі отримане вирішення важливого науково-технічного завдання оцінки ступеня впливу заходів з водопригнічення в зоні будівництва об'єктів метрополітену на розташовані поблизу громадські будівлі.

Метою роботи, яка була досягнута під час виконання роботи, було визначення та теоретичне обґрунтування причин, що обумовили у зв'язку з відкачкою підземних вод пошкодження та наднормативні деформації будинків та споруд, розташованих в зоні будівництва об'єктів будівництва метрополітену.

Об'єктом дослідження є процес трансформації напружено-деформованого стану системи «водонасичена ґрунтова основа-вертикальна виробка-розташовані поблизу будівлі та споруди» при відкачці ґрунтових вод.

Предмет дослідження – деформації та пошкодження розташованих поблизу вертикальної виробки будинків та споруд, обумовлені відкачкою підземних вод.

В ході вирішення поставленого завдання були отримані наступні основні висновки:

1. Має місце проблема визначення напружено – деформованого стану системи «водонасичена ґрунтова основа – вертикальна виробка – розташовані поблизу будівлі та споруди при відкачці ґрунтових вод».

2. Розроблено методику розрахунку напружено – деформованого стану системи «водонасичена ґрунтова основа – вертикальна виробка – розташовані поблизу будівлі та споруди при відкачці ґрунтових вод»

3. Встановлено, що руйнування ґрунтоцементного ствола шахти не є причиною підвищення рівня підземних вод

4. Встановлено, що відкачка води з основи приводить до нерівномірних деформацій ґрунтової основи. Це, в свою чергу, приводить до пошкоджень розташованих поблизу будинків.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абелев М.Ю. Деформации сооружений в сложных инженерно-геологических условиях : Учеб. пособие / М. Ю. Абелев. - М. : Б. и., 1982. - 49 с.
2. Балдин В.А. Об учете пластических деформаций при неравномерном распределении напряжений по сечению//Строит. механика и расчет сооружений. 1977. №1.С. 29-31.
3. Балдин В.А, Горпинченко В.М., Лазарян А.С. Расчет на выносливость верхней зоны стенки подкрановой балки//Строит. механика и расчет сооружений. 1976, № 4. С. 34-38.
4. Барабаш М. С., Лазнюк М. В., Мартынова М. Л., Пресняков Н. И. Современные технологии расчёта и проектирования металлических и деревянных конструкций. Курсовое и дипломное проектирование. М.: Изд-во АСВ, 2008. ISBN 978-5-93093-564-6.
5. Британский стандарт по определению плотности грунтов методом динамического зондирования (SPT) BS-1377-1990. 19. ДСТУ ISO 9001:2009. Системи управління якістю. Вимоги.
6. Васидзу К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности.- М.: Мир, 1987- 542 с.
7. Ватсон Д.Н. Теория бесселевых функций. - М.: Изд-во иностр. лит., 1949. - 798 с.
8. Веригин Н.Н. Консолидация насыщенного грунта при действии внешней нагрузки, нормальной к границе полупространства. // VI Международный конгресс по механике грунтов и фундаментостроению. - М.: Стройиздат, 1965. - С. 26 - 31.
9. Далматов Б.И. Проектирование и устройство фундаментов около существующих зданий
10. Герсеванов Н.М. Основы динамики грунтовой массы. -Л.: Госстройиздат, 1930. - 242 с.

11. Герсеванов Н.М. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ // Труды МИИТ. - М., 1930, вып.15, С. 255-284.

12. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения. - М.: Госстройиздат, 1948. - 247 с.

13. Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И. «Механика грунтов, основания и фундаменты.»: Учебник для вузов ж.-д. трансп. М.: Транспорт, 1981. – 320 с.

14. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. - Киев: «Факт», 2005. - ISBN 966-359-027-0.

15. ДБН В.2.6-982009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ. Мінрегіонбуд України 2011 – 70 с.

16. ДБН В.1.2-2: 2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

17. ДБН В.1.2-14: 2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

18. ДБН В.2.1 -10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування.

19. . ДБН В.1.1-3-97 Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення

20. ДБН В.1.1-5-2000 Будинки та споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах. Частина 1. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих грунтах

21. ДБН В.1.1-12-2006 Будівництво в сейсмічних районах

22. ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва.

23. ДБН А.2.2-3-2004. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації.

24. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України.
25. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
26. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування
27. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови
28. ДСТУ ENV 10080:2005 Сталь для армування бетону. Зварювана рифлена арматурна сталь В 500. Технічні умови на постачання прутків, мотків і зварної сітки (ENV 10080:1995, ІДТ)
29. ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги.
30. ДП-656-75. Руководство по определению водопроницаемости скальных пород методом опытных нагнетаний воды в скважины. Институт Гидропроект им. С.Я.Жука. 1975.
31. ДСТУ Б А. 1.1-1-25-94 Грунти. Терміни та визначення.
32. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Грунти. Класифікація.
33. ДСТУ Б В 2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96). Грунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань.
34. ДСТУ Б В 2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96). Грунти. Лабораторні випробування. Загальні положення.
35. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96). Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості.
36. ДСТУ Б В 2.1.6-2000 (ГОСТ 230672-99). Грунти. Польові випробування. Загальні положення.
37. ДСТУ Б В. 2.1-8-2001 (ГОСТ 12071-2000). Грунти. Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків.
38. ДСТУ Б А.2.4-13:2009. Умовні графічні зображення та умовні позначки в документації з інженерно-геологічних вишукувань.

39. ДСТУ Б В.2.4-17:2009. Основи та підвалини будинків та споруд. Грунти. Метод лабораторного визначення фізичних властивостей.

40. ДСТУ Б В.2.4-19:2009. (ГОСТ 12536-79) Основи та підвалини будинків та споруд. Грунти. Методи лабораторного визначення гранулометричного (зернового) та мікроагрегатного складу.

41. ДСТУ Б В.2.1-23:2009. Основи та підвалини будинків та споруд. Грунти. Метод лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації.

42. Етабс. Интернет ресурс.
https://www.google.com.ua/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwitpb-p47TMAhXIDZoKHdqеBTYQFggaMAA&url=http%3A%2F%2Fsteel-concrete.ru%2Fproducts%2Fcsi_software%2Fetabs%2Fdescription%2F&usg=AFQjCNFoPkHLKGldmmbT35_k3l9N53dupg

43. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-1). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

44. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-2). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

45. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-3). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

46. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-5). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

47. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-6). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

48. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-8). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

49. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-8а). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

50. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-9). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

51. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-10). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

52. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки строительства метрополитена в городе Днипро (площадка DSK-11). Д: ООО НПП «ГИИНТИЗ», 2017.

53. Зарецкий Ю.К. Современные методы расчета слабых водонасыщенных грунтов // Труды Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. т.3. - С. 103-122.

54. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов. - М.: Наука. 1967 - 270 с.

55. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. -Ростов на Дону, 1989 - 608 с.

56. Инструкция «Порядок ведения и документирования горных выработок» Ст ГП «КИИЗИ ЭП» 02.08.03:2009.

57. Интернет ресурс <http://ctcmetar.ru/fundamenty/1407-deformaciya-zdaniy-i-sooruzheniy.html>

58. Интернет ресурс <http://stroy-spravka.ru/article/prichiny-vozniknoveniya-neravnomernykh-OSADOK>

59. Интернет ресурс <https://ru.tsn.ua/svit/mehiko-provalivaetsya-pod-zemlyu.html>

60. Интернет ресурс <http://xn--h1aleim.xn--p1ai/sotnikov/g1-3.html>
61. Интернет ресурс <http://xn--h1aleim.xn--p1ai/sotnikov/g1-1.html>
62. Интернет ресурс <http://xn--h1aleim.xn--p1ai/sotnikov/g1-5.html>
63. Интернет ресурс http://irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/smmit_2015_82_29.pdf
64. Коновалов П.А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах
65. Корректировка проекта "Строительство первой очереди метрополитена в г. Днепропетровске. Проект. Том 1а. Инженерная геология. ГП ДГПИ "ДНЕПРОГРАЖДАНПРОЕКТ". 2012 г.
66. Плакис. Интернет ресурс. <https://www.google.com.ua/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwir5fnw3rXMAhXlFJoKHWzbBy4QFggaMAA&url=https%3A%2F%2Fru.wikipedia.org%2Fwiki%2FPLAXIS&usg=AFQjCNGMr9BVchBknPQdO92-KkxWsf4X6w>
67. Плакис. Официальный сайт. Интернет ресурс. https://www.google.com.ua/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=3&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwir5fnw3rXMAhXlFJoKHWzbBy4QFggrMAI&url=http%3A%2F%2Fwww.plaxis.nl%2F&usg=AFQjCNEMXY8qyvJ6XjWiX-_piKJku7eDOA
68. Руководство по проведению и документации опытных инженерно-геологических исследований грунтов» Ст ГП КИИЗИ ЭП 02.08.03:2010.
69. Симагин В.Г. Особенности проектирования и возведения фундаментов около существующих зданий
70. Система управління ДП "КІВД ЕП". Система управління якістю. Основні положення (Керівництво якістю). Ст "ДП КІВД ЕП" 01.00.01:2010.
71. Система управління записами в якості Ст "ДПКІВД ЕП" 06.00.02:2010.
72. Стрелец-Стрелецкий Е. Б., Боговис В. Е., Гензерский Ю. В. и др. Лири 9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. Киев: «Факт», 2008.

73. Улицкий. В. М. Основы совместных расчетов зданий и оснований. Интернет ресурс

https://www.google.com.ua/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjs16ezz7DMAhUjM8AKHSdCA-wQFggaMAA&url=http%3A%2F%2Fwww.georec.spb.ru%2Fjournals%2F07%2Ffiles%2Fpdf%2F0407009.pdf&usg=AFQjCNGPenGky9zQeMwCxBJl_3ZQGRkVjw

74. В. М. Улицкий, Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., М. А. Лучкин Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени. Интернет ресурс. <Http://www.georec.spb.ru/journals/11/files/11002.pdf>

75. Устройство фундаментов и заглубленных сооружений в условиях реконструкции действующих предприятий в стесненных условиях строительства/Под ред. Б.И. Далматова, Е.М Перлея

76. Утенов Е.С. Исследование развития осадок фундаментов, возводимых около существующих зданий с учетом уплотненности грунтов в основании: Автореф. дис.

77. Ухов С.Б. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник . - М.: Изд. АСВ, 1994 - 527 с.

78. Шаповал В.Г. Уравнения движения водонасыщенного анизотропного грунта // Theoretical Foundations in Civil Engineering N4. Volume 1. Part 2 - Warsaw, 1996. - С. 326-331.

79. Шаповал В.Г. Математическая формализация процессов уплотнения водонасыщенных грунтовых оснований. //Строительство, материаловедение, машиностроение. GAUDEAMUS, Днепропетровск, 2000 – с. 321...327.

80. Шаповал В.Г., Нажа П.Н. Общее решение динамической задачи определения НДС водонасыщенного грунтового основания в цилиндрической системе координат при осевой симметрии. // Сб. научных трудов «Строительство, материаловедение, машиностроение», вып.37-Дн-вск, ПГАСиА, 2003-с.327-331.