

**НАУКОВІ ОСНОВИ
ТА ПРАКТИКА СТВОРЕННЯ
МІНІМАЛЬНОЕНЕРГОЄМНИХ
РОБОЧИХ ОРГАНІВ ДЛЯ
ФОРМУВАННЯ КОМУНІКАЦІЙНИХ
ПОРОЖНИН В ҐРУНТІ**

Міністерство освіти і науки України

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-
ДОРОЖНІЙ УНІВЕРСИТЕТ

**НАУКОВІ ОСНОВИ ТА ПРАКТИКА
СТВОРЕННЯ МІНІМАЛЬНОЕНЕРГОЄМНИХ
РОБОЧИХ ОРГАНІВ ДЛЯ ФОРМУВАННЯ
КОМУНІКАЦІЙНИХ ПОРОЖНИН В ҐРУНТІ**

Монографія

Харків
ХНАДУ
2021

*Рекомендовано до друку Вченою Радою ХНАДУ
Протокол № 33/21/7.1 від 26 березня 2021 р.*

Рецензенти:

*М.К. Сукач, професор, доктор технічних наук,
професор кафедри будівельних і дорожніх машин
Київський Національний університет будівництва та архітектури
В.Д. Мусійко, професор, доктор технічних наук,
завідувач кафедри будівельних і дорожніх машин
Київського національного транспортного університету;
І.Г. Кириченко, професор, доктор технічних наук, декан механічного факультету
Харківський національний автомобільно-дорожній університет;*

Колектив авторів:

*С.В. Кравець, д.т.н., професор;
В.М. Супонєв, д.т.н., доцент;
О.П. Посмітюха, ст. викладач;
С.П. Балесний, директор
ТОВ «Інститу проектування інфраструктури транспорту»*

Кравець С.В.

Н

Наукові основи та практика створення мінімальноенергоємних робочих органів для формування комунікаційних порожнин в ґрунті / С.В. Кравець, В.М. Супонєв, О.П. Посмітюха, С.П. Балесний. – Харків, ХНАДУ, 2021. – 304 с.

ISBN

В монографії розглядається обладнання до технологій створення комунікаційних порожнин в ґрунті для безтраншейного прокладання розподільних інженерних мереж, в тому числі в стислих міських умовах. В роботі наводяться наукові основи та практика створення мінімальноенергоємних робочих органів для формування комунікаційних порожнин в ґрунті шляхом його проколу, продавлювання та їх комбінації. Особливу увагу приділено вибору параметрів робочого органу для керованого проколу ґрунту. Наведені результати польових експериментальних досліджень підтверджують можливість практичного використання обладнання для утворювання свердловин установками статичної дії та їх високу адекватність з теоретичними розрахунками. Отримана інженерна методика розрахунку раціональних параметрів обладнання для створення комунікаційних порожнин в ґрунті відповідно до технологічних процесів та ґрунтових умов.

Монографія розрахована на фахівців в області прокладання підземних комунікацій, аспірантів і студентів-магістрів.

ISBN

© С.В. Кравець, В.М. Супонєв,
О.П. Посмітюха, С.П. Балесний, 2021
© ХНАДУ, 2021

ВСТУП

Сучасні умови якісного забезпечення життєдіяльності населення вимагають надійного та безперебійного постачання енергоносіїв, води, телекомунікаційного зв'язку та відводу каналізаційних відходів. Це особливо стосується великих міст де сконцентровано велика кількість населення, виробничих підприємств та об'єктів соціального призначення, де відбувається постійний розвиток інфраструктурних мереж, які вимагають прокладання, як нових комунікацій, так і реконструкцію старих у яких зношування досягає 70–80 % [1]. Ці обставини викликають постійний зріст попиту на сучасне обладнання для технологій прокладання та ремонту трубопроводів, систем каналізації, газо- та водопостачання. Великі обсяги земляних робіт і трудомісткість супутніх операцій створюють значні труднощі щодо використання траншейного способу прокладання інженерних комунікацій в обмежених умовах щільної забудови міст. Припинення транспортних потоків та пасажирських перевезень при цьому може призвести не тільки до значних економічних втрат, але ще й до непередбачуваних соціальних проблем. У закордонній практиці по прокладанню та реконструкції підземних інженерних комунікацій понад 90 % об'єму робіт виконується безтраншейними методами, що дозволяє знизити на 15–40 % (в залежності від їх діаметру) затрати на виконання ремонтних робіт [2]. Більш того, в багатьох містах світу траншейне прокладання комунікацій заборонено і застосовується тільки в аварійних випадках.

З аналізу типорозмірів інженерних комунікацій розподільні мережі складають понад 85 %, а це трубопроводи та кабелі різного призначення, що прокладаються у свердловинах з відносно невеликим діаметром до 300–400 мм [3]. Довжина підземних прольотів визначається шириною автомобільних доріг, трамвайних та залізничних колій, паркових зон з зеленими насадженнями, розмірами архітектурних споруд та інше, що лежать в межах від 10 м до 50 м, а в деяких випадках більше до 100 м.

Активному розвитку безтраншейних технологій формування свердловин сприяла поява та широке впровадження труб з

сучасних, довговічних полімерних матеріалів, які значно дешевші, легші та більш пружні ніж традиційні труби зі сталі, чавуну, кераміки, цементобетонну, азбесту та інше.

Найбільш ефективнішими для прокладання підземних комунікацій в умовах щільної забудови міст є малогабаритні машини і установки, які створюють горизонтальні свердловини шляхом статичного проколювання ґрунту з радіальним його ущільненням робочим органом з конусним наконечником та продавлювання, коли ґрунт подається в середину робочого органу у вигляді циліндру з загостреним наконечником, що забезпечує мінімальне його ущільнення навколо свердловини та зменшує ризики пошкодження дорожньої основи або прилеглих комунікацій.

Процес статичного формування свердловин вимагає створення великих зусиль. Одним з найважливіших показників оцінки енергетичних затрат безтраншейного прокладання комунікацій є енергоємність процесу проходки горизонтальних свердловин [4]. Слід відзначити, що в більшості випадків енергоємність проходки, яка виконується існуючими установками статичної дії, значно перевищує необхідну енергію для формування свердловини. В роботі [5] наведено, що оціночний показник коефіцієнту корисної дії формування свердловини цим обладнанням складає усього 7 %.

Малогабаритних мобільних установок статичної дії для ефективного безтраншейного прокладання розподільних інженерних комунікацій діаметром до 400 мм на відстань 100 м в практиці не існує.

З вище викладеного можливо визначити господарську проблему, яка полягає в забезпеченні безтраншейного прокладання розподільних інженерних комунікацій діаметром до 400 мм в стислих міських умовах з використанням високоефективних установок статичної дії для формування горизонтальних свердловин в ґрунті методами проколу, продавлювання та їх комбінації на довжину прольотів до 100 м за рахунок керованого процесу.

Значна енергоємність та низька якість проходки свердловини розглянутими методами, їх малі значення ККД і визначають актуальність пошуку нових ефективних рішень по інтенсифікації процесу формування горизонтальних свердловин при безтраншейному прокладанні інженерних комунікацій, що практично неможливо здійснити без узагальнених аналітичних залежностей робо-

чих процесів спеціальних землерийних робочих органів для формування горизонтальних свердловин в ґрунті.

Розвитку теорії створення машин і установок, що працюють по принципу статичної дії, присвячено багато досліджень. Найбільш значний вклад по вивченню процесів проколу та продавлювання ґрунтів і їх ущільненню під час формування свердловин було внесено А.С. Вазетдіновим, Н.В. Васильєвим, І.С. Полтавцевим, Н.Я. Кершенбаумом, В.І. Мінаєвим, Г.Н. Пестовим, О.А. Савіновим, В.К. Тімошенко, Н.Є. Ромакіним, Д.Д. Барканом, Л.А. Хмарою, А.Н. Тупіциним, Д.Н. Єшуткіним, Н.Я. Хархутой, В.К. Свирщевським, А.Н. Ряшенцева, І.І. Блехманом, С.В. Кравцем, В.В. Кованько, С.Л. Хачатуряном та іншими, як українськими, так і зарубіжними вченими.

Не дивлячись на значні теоретичні та експериментальні дослідження в області формування горизонтальних свердловин при безтраншейному прокладанні підземних комунікацій, питання підвищення ефективності їх утворювання, що направлені на зниження енергетичних, фінансових та трудових затрат, все ще потребують подальшого їх розвитку.

Актуальним є розроблення узагальнених аналітичних залежностей на основі закону рівності ґрунтових мас до і після руйнування ґрунтів та відомих вихідних даних про ґрунти, які б могли розширити якісні можливості про уявлення процесів для їх всебічної оцінки без будь яких додаткових експериментальних досліджень і визначення рекомендацій про параметри робочого обладнання з урахуванням технологічних аспектів методів статичної розробки ґрунтів.

Отже, **актуальною науковою проблемою** є забезпечення більш ефективного та керованого формування горизонтальних свердловин для безтраншейного прокладання розподільних підземних комунікацій шляхом узагальнення наукових основ створення установок і обладнання, обґрунтування їх раціональних конструктивних параметрів та створення силового типоряду установок, розширення області використання та технологічних можливостей статичних методів формування комунікаційних порожнин в ґрунті.

Головна наукова ідея роботи полягає в підвищенні ефективності роботи спеціальних установок для створення горизонтальних

свердловин при безтраншейному прокладанні підземних комунікацій на основі нового наукового підходу, що ґрунтується на законі збереження маси ґрунту до і після його руйнування.

Наукова новизна отриманих результатів досліджень полягає у розробленні узагальнених теоретичних залежностей, які вперше отримані на основі закону рівності мас ґрунту до і після його руйнування та нормативних фізико-механічних властивостей ґрунтів, що сприяють створенню спеціальних високоефективних землерийних установок для безтраншейного прокладання інженерних комунікацій на базі встановлених закономірностей взаємодії їх робочих органів з ґрунтовим середовищем у процесі проколювання ґрунту, його продавлювання та їх комбінацій. Зокрема, **вперше** одержані наступні результати:

- обґрунтовані передумови підвищення ефективності безтраншейного прокладання підземних інженерних комунікацій за рахунок раціонального використання методів статичного проколу та продавлювання ґрунту і їх комбінації при створенні комунікаційних порожнин;

- отримано теоретичні залежності процесів формування свердловин в ґрунті та виконані комплексні дослідження впливу на режимні параметри виконання робіт форм наконечників проколюючих головок у вигляді конусних, конусно-циліндричних, загостреного кільця і асиметричного наконечника з урахуванням властивостей поширених типів ґрунтів;

- визначено величину зниження опору ґрунту при його проколі конусним наконечником з виступом та з умови мінімізації витрат зусиль встановлено його мінімально ефективний діаметр, який дозволив отримати розміри оптимального діаметру свердловини та межі ефективного використання методу проколу ґрунту, за яким слід переходити на інші методи формування свердловини;

- встановлено теоретичні залежності для визначення зони деформації ґрунту навколо кільцеподібних наконечників з зовнішнім конусом відповідно до їх параметрів, діаметру свердловини та властивостей поширених типів ґрунтів;

- визначено конструктивні та режимні параметри роботи асиметричного (зрізаного циліндра) наконечника ґрунтопроколюючої головки для керованого проколу в залежності від конструкції штанг, їх матеріалу і ґрунтового середовища, розроблені

рекомендації для проектування траєкторії траси з максимально допустимим відхиленням руху головки від прямої осі;

- обґрунтовано області ефективного використання методів статичного формування комунікаційних порожнин в ґрунті, визначено алгоритми розрахунку раціональних параметрів робочих органів з конусно-циліндричним, кільцеподібним і асиметричним (зрізаним) наконечниками робочих органів та режимних параметрів приводу установок;

- розрахунками економічної ефективності обґрунтовано рекомендації для створення силового типоряду установок статичної дії з можливістю комбінації методів проколу і продавлювання ґрунту та керування траєкторією руху при створенні горизонтальних свердловин для безтраншейного прокладання розподільних інженерних комунікацій, що знаходяться в межах до 400 мм діаметром та довжиною до 100 м;

- розроблено узагальнені теоретичні положення процесів створення горизонтальних свердловин методами статичного проколу, продавлювання ґрунту та їхніх комбінацій на підставі запропонованого уявлення про зміну закону щільності ґрунту при ущільненні і дозволяє отримати закони розподілення нормального тиску ґрунту на робочі поверхні виконавчих інструментів на основі закону збереження ґрунтової маси до та після його ущільнення (без проведення експериментальних досліджень);

- новизна пристроїв для формування горизонтальних свердловин шляхом статичного задавлювання робочих органів у ґрунт при безтраншейному прокладанні комунікацій, для яких загальним є раціональність конструктивних параметрів їх наконечників, підтверджена патентами України [6–11].

Практичне значення отриманих результатів роботи полягає в обґрунтуванні вибору високоефективних методів статичного формування свердловин для безтраншейного прокладання інженерних комунікацій в залежності від її параметрів та ґрунтових умов та створено алгоритми визначення раціональних параметрів робочих органів для розробки ґрунту в кожному випадку. На основі розроблених рекомендацій та отриманих інженерних розрахунків було складено технічне завдання на створення типоряду установок, які були прийняті до сумісного виробництва підприємствами ТОВ «НВП «Газтехніка ЛТД» та ТОВ «СКТБ «Гідромодуль».

Серійно освоєне виробництво наступних установок: для лідерного проколу ґрунту – малогабаритна установка – МП-125; для проколу ґрунту, його поетапного розширення конусними розширювачами або кільцевими робочими органами та можливістю окремого продавлювання ґрунту – МП-250М; для гвинтового проколу ґрунту УГ-2; для керованого проколу – установки: МП-250К та УКР-180 з телеметричною системою контролю СКР-2.4; для формування свердловин в ґрунті під різними кутами статичними методами та бурінням – універсальна установка УБГТ-180. Установки отримали практичне використання при будівництві переходів в цілому ряді спеціалізованих та будівельних компаніях.

Монографія може бути корисною, як для фахівців по проектуванню та будівництву підземних комунікацій, так і для студентів ВУЗів, що спеціалізуються в машинобудуванні, цивільному і промисловому будівництві. При виконанні проектних робіт, лабораторних робіт, при курсовому та дипломному проектуванні використовуються: розрахунки сил опору при проколі та продавлюванні ґрунту, методика визначення раціональних параметрів ґрунтопроколюючих робочих органів, вибір енергетичних параметрів приводу силових установок.

1. СТАН ПИТАННЯ В ОБЛАСТІ БЕЗТРАНШЕЙНОГО ПРОКЛАДАННЯ ІНЖЕНЕРНИХ КОМУНІКАЦІЙ. МЕТА І ЗАДАЧІ МОНОГРАФІЇ

1.1. Загальні вимоги та аналіз технологій прокладання підземних комунікацій під перешкодами

Сучасні технології будівництва інженерних мереж можна поділити умовно на дві великі групи: прокладання труб та кабелів з руйнуванням поверхні ґрунту та прокладання у закритому ґрунті [3]. В першому випадку використовують технології для будівництва лінійно-протяжних ділянок траси, до яких мають відношення траншейні та плужні способи прокладання комунікацій. В другому – при влаштуванні переходів під дорогами, трамвайними та залізничними коліями, подолання перешкод (наприклад водних), до яких відносяться цілий ряд методів, які називають безтраншейними.

Для безтраншейних технологій є характерним відсутність необхідності проведення рекультивації землі, порушення цілісності дорожнього покриття, розробки траншеї, суміщення всіх операцій в одному технологічному процесі, що в цілому забезпечує підвищення темпів будівництва та зниження його вартості.

Особливий інтерес виникає до тих безтраншейних технологій які забезпечують ефективне будівництво переходів в умовах щільної забудови міст.

Згідно з статистикою в більшості випадків – до 80 % [5], це прокладання розподільних трубопроводів та кабелів, які розміщуються у захисних футлярах у вигляді труб зі сталі, поліетилену, азбесту та інших матеріалів. Для їх затягування в масив ґрунту необхідно формувати горизонтальні свердловини, в яких діаметр лежить в межах від 50 до 350 мм. Довжина прольотів визначається шириною доріг, яка, згідно з ДБН В.2.3-4:2015 «Автомобільні дороги. Норми проектування» [12], ДБН 360-92** «Містобудування, планування і забудова міських і сільських поселень» [13] та

«Трамвайні та тролейбусні лінії. Загальні вимоги до проектування» [14], може бути в межах від 10 м до 60–80 м. Глибина закладання трубопроводів визначається типом комунікацій та дозволеною відстанню до поверхні відповідно для кожного методу.

Сучасні вимоги до якісного обслуговування населення міст суттєво обмежують використання траншейного способу прокладання комунікацій, який призводить до великих фінансових витрат, до небажаного ускладнення руху транспортних засобів та переміщення пасажирських потоків [15]. Цей спосіб використовується тільки у крайніх випадках, коли іншими методами прокладання комунікацій або їхній ремонт зробити неможливо.

З аналізу технічної літератури та практики будівництва встановлено, що для безтраншейного прокладання розподільних інженерних комунікацій в міських умовах найбільше підходять малогабаритні установки, які не потребують значної площі для організації виробничого процесу та можуть забезпечити виконання робіт з відносно невеликих приямків [16–18]. На сьогодні існує багато методів, які можна реалізувати цими установками, що мають свої напрями ефективного використання та потребують більш повного аналізу.

За характером дії на ґрунт існуючі технології формування свердловин для безтраншейного будівництва переходів можна поділити на три способи: з радіальним вдавлюванням ґрунту у стінки свердловини, з вилученням ґрунту з порожнини свердловини та шляхом комбінації перших двох способів [3, 4, 19–24].

Розглянемо особливості кожної групи окремо.

Формування свердловини шляхом радіального вдавлювання ґрунту виникає при поздовжньому просуванні робочого органу з конусним наконечником (рис. 1.1).

При цьому зусилля витрачається як на витиснення всього об'єму ґрунту, так і на подолання опору тертя ґрунту по робочій поверхні наконечника та бічній поверхні проколюючого органу.

Залежно від способу прикладання навантаження на робочий орган і його переміщення в ґрунтовому масиві розрізняють наступні технології проколювання: статичний, вібраційний, віброударний, розкочуванням, а також переміщенням гвинтового та біонічно-синтезованого підземнорухомих пристроїв.



Рис. 1.1. Класифікація методів розробки горизонтальних свердловин

При статичному проколі до заднього торця труби, що прокладається, прикладають осьове зусилля від гідравлічного, пневматичного або механічного домкрата [3, 4, 25, 26]. При цьому труба виконує роль як робочого інструменту для просування конусної її частини у ґрунт, так і роль захисного футляра, що залишається після проколу.

Приклад реалізації статичного проколювання наведено на рис. 1.2

Зусилля від домкратів 9 передається через шомпол 7 трубі 5, що рухається по поверхні напрямних балок 6 у напрямку передньої стінки 4 котловану. При цьому реактивна сила – сила опору ґрунту проколу сприймається опорами 10. За кожний робочий цикл труба 5 просувається в ґрунт на довжину ходу штоків гідродомкратів 9. По мірі просування труби 5 на довжину ходу штоків останні повертаються у вихідне положення, подовжується шомпол 7 і процес повторюється.

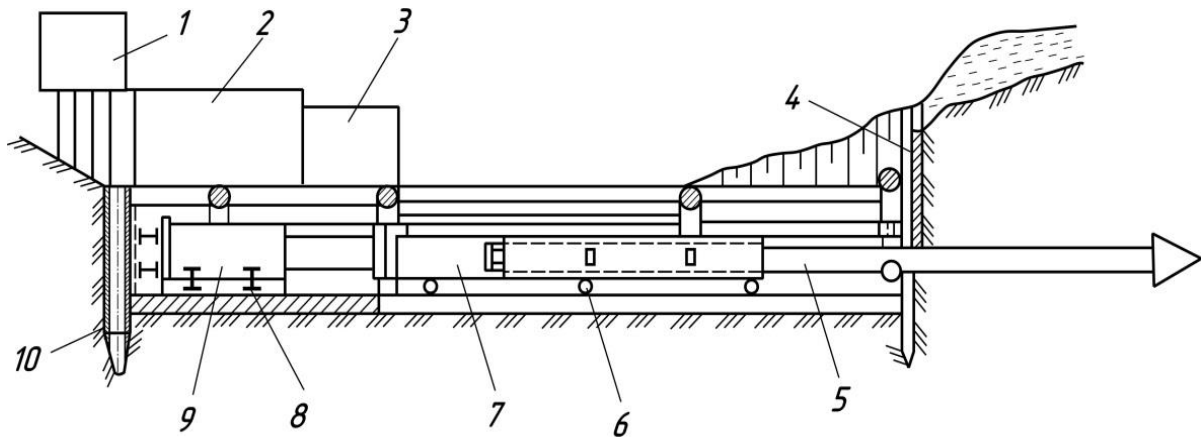


Рис. 1.2. Схема установки для проколювання статичної дії:
 1 – місткість для масла; 2 – насос високого тиску; 3 – електродвигун із щитом керування; 4 – передня стінка котловану; 5 – труба;
 6 – напрямні балки; 7 – шомпол; 8 – рама;
 9 – гідравлічні домкрати; 10 – опори

Такими установками проколюють свердловини діаметром від 0,1 до 0,5 м з робочою швидкістю до 1,5–3,0 м/год. Мінімальна глибина проколу дорівнює не менше п'яти діаметрів свердловини, що відповідає умові неспучування ґрунту на поверхні землі.

З метою зменшення осьових зусиль та збільшення точності і довжини дистанції проходки статичний прокол може бути виконаний за декілька етапів рис. 1.3, [27]. На першому етапі роблять піонерний прохід проколюючою головку невеликого діаметру до 70 мм. Осьове зусилля в цьому випадку передається від домкратів за допомогою набірних штанг. В подальшому отриману свердловину до потрібного розміру розширюють протягуванням конічних розширювачів.

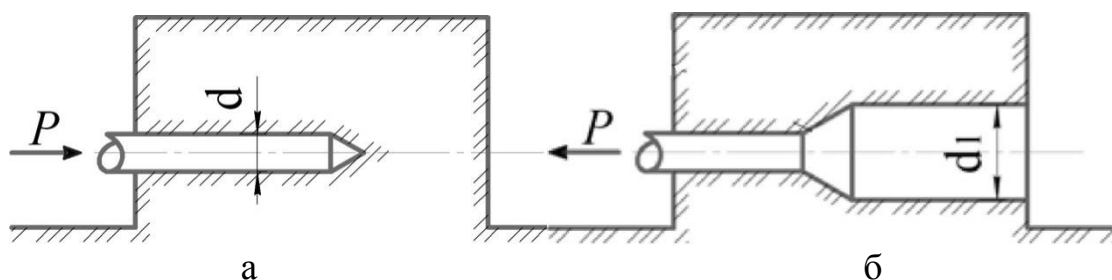


Рис. 1.3. Розробка свердловини методом поетапного статичного проколу ґрунту: а – пілотна проходка проколом;
 б – розширення свердловини конусним розширювачем

Створення горизонтальних свердловин статичним способом, як правило, здійснюється гідравлічним напірним механізмом, який

повинен бути встановлений горизонтально по рівню. За допомогою гідравлічного блоку гідроциліндрів високого тиску в ґрунт подається стальна штанга або труба з приєднаним до них конусним наконечником. По мірі переміщення штанги накручуються одна до одної до виходу на протилежному боці в прийомному котловані. Потім до штанги приєднується розширювач більшого діаметру, який протягують у зворотному напрямі. При цьому в ґрунті створюється пуста порожнина (свердловина).

У піщаних, супіщаних і водонасичених ґрунтах не можна одержати стійку порожнину, а тому статичний прокол ускладнюється або практично неможливий через великі опори руху робочого органа. В таких випадках застосовують вібропрокол. Для збудників поздовжньо спрямованих коливань використовують вібратори спрямованої дії і вібромолоти, які, крім вібрації, передають робочому органу ударні імпульси.

Вібраційний прокол передбачає одночасну дію статичного навантаження і вібрації на трубу, що прокладається, від гідравлічного або електричного вібратора.

Віброударний прокол супроводжується, крім прикладеного статичного навантаження, ударним імпульсом, що діє на трубу в напрямку прохідності. На рис. 1.4 показана дія методу на прикладі віброударної установки для утворення свердловин діаметром 273–426 мм. Труба 8, що прокладається, з конусним наконечником 1 встановлюється в наголовнику 10 вібромолота 6, що має парне число дебалансів 12. Останні, обертаючись у різні сторони, збуджують вимушені сили. Вертикальні складові F_v цих сил взаємно зрівноважуються, а горизонтальні F_g , які спрямовані вздовж осі труби, складаються.

Сумарна вимушена сила вібратора визначається числом дебалансів, їхньою масою і частотою обертання, яка дорівнює частоті коливань вібратора. Основною частиною вібромолота 6 є вібратор спрямованої дії, який обладнаний ударником 11 і з'єднаний з ковадлом 13 пружинною підвіскою 14. Ударні імпульси виникають при зіткненні ударника 11 з ковадлом 13. Секції труб довжиною до 8 м послідовно проникають в ґрунт під дією віброударних імпульсів і напірного зусилля привантажувального поліспада. Попередня і наступна труби з'єднуються за допомогою електрозварювання. В процесі роботи установки можна за допомогою привантажувального поліспада регулювати натяг пружинної

підвіски 5 вібромолота 6 залежно від опору ґрунту проколу для забезпечення оптимального сполучення напірного зусилля з найбільш ефективним віброударним режимом.

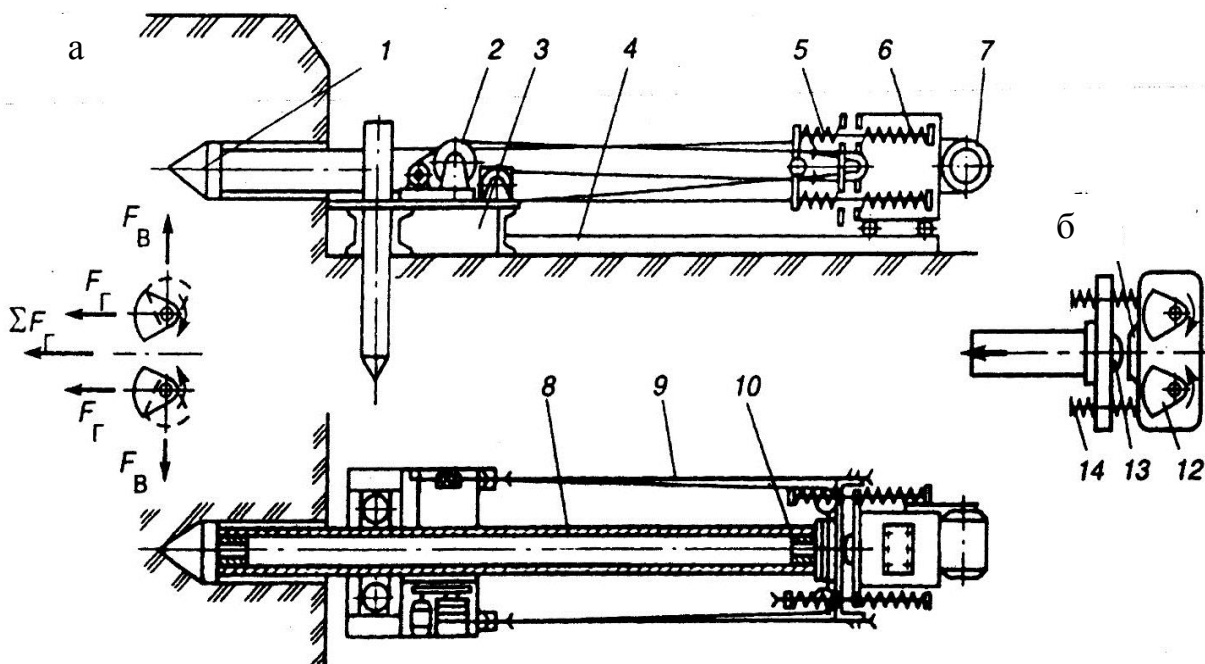


Рис. 1.4. Схема формування свердловини методом вібропроколювання: а – загальний вигляд установки; б – вібромолот;
1 – конусний наконечник; 2 – реверсивна лебідка; 3 – анкерна рама;
4 – напрямні; 5, 14 – пружинна підвіска; 6 – вібромолот;
7 – електродвигун; 8 – труба; 9 – поліспаст;
10 – наголовник; 11 – ударник; 12 – дебаланси; 13 – кувadlo

Вібропроколом прокладають труби на довжину до 25–50 м із середньою швидкістю 20–60 м/год.

Для проходки свердловин у ґрунтах I–III категорій діаметром до 200 мм і забивання труб діаметром до 1600 мм призначені пневматичні саморушійні машини ударної дії – пневмопробійники (рис. 1.5), [28, 29]. Незалежно від призначення пневмопробійники мають однакові принципи дії і систему повітророзподілення, однотипні реверсивні пристрої і розрізняються між собою розмірами і масою, енергією і частотою ударів, складом оснащення і пристроями.

При подачі стисненого повітря від компресора через рукав 6, клапан 5 і повітророзподільний пристрій 4, ударник 3 переміщається щодо корпусу 1 вліво. Потім відбувається зворотний хід ударника 3, наприкінці якого перекриваються отвори 4 повітророз-

подільного пристрою і ударник 3 за рахунок стиснутого повітря в камері, що утворилося між ударником 3 і клапаном 5, гальмується і потім розганяється вліво щодо корпусу 1. Відбувається робочий хід ударника 3 і створюється запас кінетичної енергії пропорційний масі ударника 3 і квадрату його швидкості. По закінченні робочого ходу ударник 3 ударяється об ковадло 2 корпусу 1 і передає йому кінетичну енергію. Це дає можливість пневмопробійнику перебороти сили лобового і бічного опору і проникнути в ґрунт на деяку величину. Далі цикл повторюється.

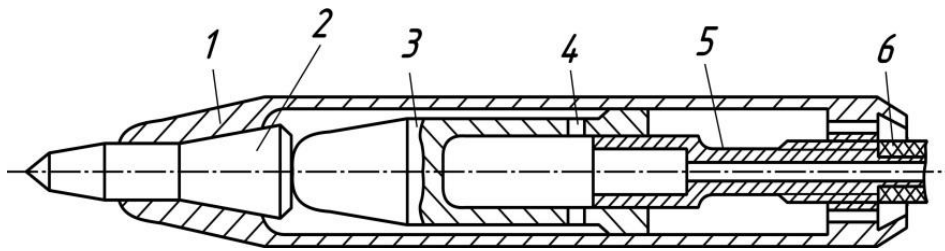


Рис. 1.5. Конструктивна схема пневмопробійника:
1 – корпус; 2 – ковадло; 3 – ударник; 4 – повітророзподільний пристрій;
5 – клапан; 6 – рукав для стисненого повітря

Пневмопробійники мають низький ККД і малу енергію одиничного удару, що припадає на одиницю поперечного перерізу свердловини, через застосування пневматичного привода.

Підвищення енергетичних характеристик розглянутих технологій можливо шляхом заміни пневматичного привода гідравлічним, що має більш високий ККД.

Динамічний прокол здійснюється за рахунок поздовжньо-направлених вібрацій робочого інструмента. В зв'язку з тим що ущільнення ґрунту відбувається шляхом передачі удару по робочому інструменту то велика кількість енергії витрачається на подолання сил інерції маси інструменту та сил тертя на бічній поверхні і тому установки для динамічного формування свердловин мають відносно незначний коефіцієнт корисної дії. Але за рахунок його просування в ґрунті без зовнішнього осьового тиску через штанги, як це відбувається при статичному проколі, точність траєкторії при динамічному проколі значно вища.

Формування свердловини без зовнішнього осьового тиску на робочий орган також можливе при використанні методу розкочування, гвинтового проколу та біонічно-синтезованого формування свердловини.

Метод розкочування представляє собою процес формування циліндричної порожнини в ґрунті шляхом його деформації та ущільнення розкочувальним механізмом, розкотчиком (рис. 1.6) в ґрунтах I–IV категорій міцності. Таким методом можливе прокладання комунікацій діаметром до 370 мм на відстань до 30 м, [30, 31].

Розкочування свердловин 1 (рис. 1.6, а) забезпечується поєднанням приводу обертання 2 (мотор-редуктору) і робочого органу 2, який жорстко з'єднаний з його вихідним валом. Останній являє собою консольний ексцентриковий вал 3, на шийках якого встановлені конічні котки 4, які повільно обертаються. Шийки валу і осі котків розвернуті під кутом φ до поздовжньої осі валу. При обертанні котки валу перекочуються по спіралі, центром якої є вісь робочого органу і загвинчуються у ґрунт та формують свердловину 1 з ущільненими стінками. Кут φ визначає крок загвинчування котка, тобто подачу робочого органу за один оберт ексцентрикового валу (рис. 1.6, б).

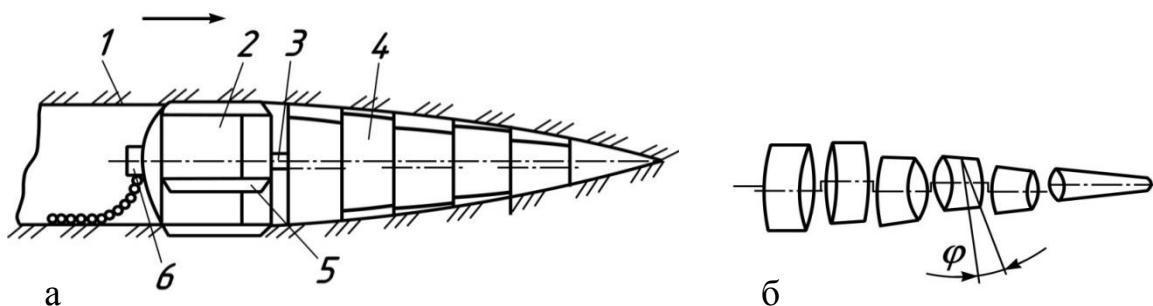


Рис. 1.6. Формування свердловин розкочуванням ґрунту:
а – принципова схема; б – схема розвороту котків; 1 – свердловина;
2 – привод; 3 – ексцентриковий вал; 4 – конічні котки;
5 – ребра-ґрунтозачеми; 6 – кабель або гідравлічний шланг

Число котків на валу робочого органу залежить від технології виконання робіт та довжини (глибини) проходки. Привідний мотор-редуктор обладнаний ребрами 5 для прийняття реактивного крутного моменту при обертанні валу робочого органу. Живлення приводу розкотчика здійснюється кабелем 6 або гідрошлангом високого тиску. Частота обертання валу розкотчика безступінчасто регулюється у широкому діапазоні. Середня швидкість проходки свердловини у різних ґрунтах 10–20 м/год.

Машини для розкочування екологічно безпечні, безшумні в роботі, не передають динамічні навантаження на будівельні конст-

рукції та діючі комунікації, не шкідливі для здоров'я людини при обслуговуванні.

Установка забезпечує проходку горизонтальних свердловин діаметром 50–230 мм на відстань до 50 м. Комплектується набором розкочувачів діаметром 50, 80, 140, 200 і 230 мм. Грунтопрхідні установки із розкочувачами ґрунту постійно удосконалюються, розширюються їх технічні можливості. Розглядаються напрями їх використання при створюванні вертикальних свердловин для наступного прокладання в них залізобетонних паль. У перспективі передбачено створення розкочувачів для проходки свердловин діаметром до 300 мм, [32].

До недоліків методу відноситься наступне:

- розкотчик не слід використовувати в умовах, коли навколо проходять інші комунікації, оскільки від ущільнення ґрунту вони можуть деформуватися та отримати пошкодження;
- складність конструкції вальця підвищує його вартість;
- для різних діаметрів комунікацій потрібні різні розкотчики;
- потрапляння ґрунту у підшипникові вузли крізь зазори між вальцями призводить до зупинки їх обертання навколо валу, викликає інтенсивне зношування у місті контакту вальців з ґрунтом;
- велика довжина робочого органу та відповідно маса розкотчика.

Біонічно-синтезований прокол заснований на розробці і застосуванні функціонально-еквівалентних технічних рішень біологічним прототипам, як оптимальним конструкціям у природі [33]. Зокрема, робочий орган можна розглядати як пружне циліндричне тіло заповнене рідиною, що періодично перекачується від хвоста до голови і навпаки, забезпечуючи відповідно періодичне збільшення діаметра циліндра, ущільнення ґрунту і утворення порожнини, а також його самопересування в ґрунті [34]. Процес переміщення та утворення свердловини в ґрунті наведено на рис. 1.7.

Формування свердловини гвинтовим проколюванням полягає в просуванні конічного наконечника за рахунок тягучої сили, яка виникає від пари «лопать-ґрунт» при передачі на робочий орган крутного моменту [35–38]. Значні зусилля при цьому, крім подолання осьового опору ґрунту та сил бокового тертя, додатково витрачається на сили тертя, які виникають на поверхнях лопаті. Схематичне зображення технології використання гвинтових робочих

органів при безтраншейному прокладанні комунікацій наведено на рис. 1.8.

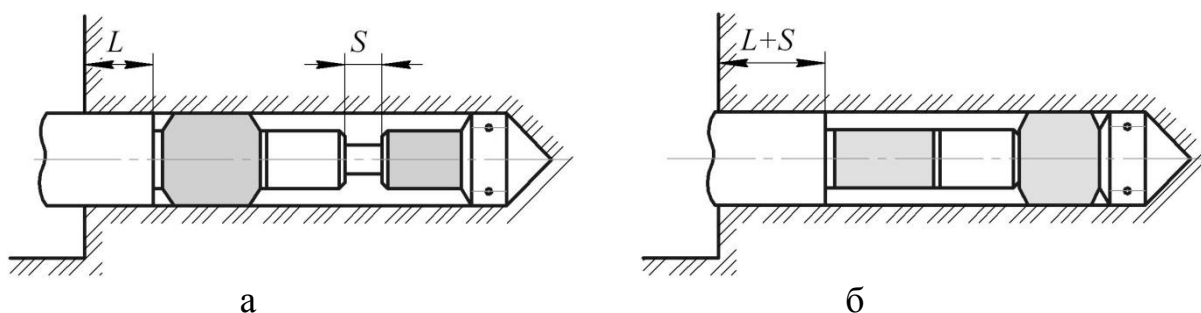


Рис. 1.7. Створення свердловини біонічно-синтезованим методом просування робочого органу в ґрунті:
а – формування свердловини в ґрунті;
б – затягування трубопровода у свердловину

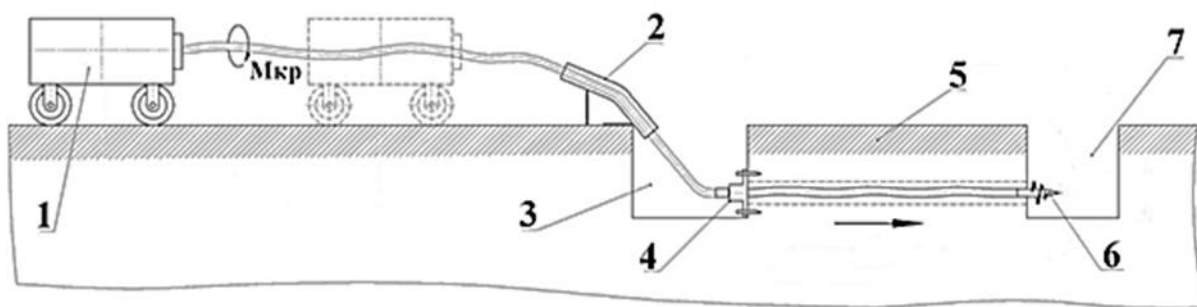


Рис. 1.8. Формування свердловини гвинтовим робочим органом:
1 – механізм обертання гнучкого робочого органу, 2 – направляюча;
3 – стартовий котлован; 4 – стартова направляюча; 5 – ґрунт;
6 – гвинтовий робочий орган; 7 – приймальний котлован

Виявлені особливості формування свердловини радіальним вдавлюванням ґрунту мають відношення, як до статичного проколу ґрунту, так і до динамічного проколу та розкочування.

Значною мірою недоліки, що властиві першій групі методів, які пов'язані з утворюванням напружено-пластичної зони навколо свердловини, відсутні при формуванні свердловини шляхом видалення ґрунту.

До групи технологій розробки горизонтальних свердловин з видаленням ґрунту на зовні, згідно з рис. 1.1, належать: статичне продавлювання, шнекове буріння, гідророзмив.

Статичне продавлювання, яке здійснюється шляхом заглиблення в ґрунт сталюї труби з відкритим кінцем та наконечником циліндричної форми з загостреними кромками, є одним з найпро-

стіших та поширених методів з цієї групи, схема якого приведена на рис. 1.9, [20, 39, 40]. Завдяки тому, що радіальне ущільнення навколо свердловини виникає незначне, то безпечна відстань до поверхні дорожнього покриття та прилеглих комунікацій може бути значно меншою. Для створення процесу необхідні осьові зусилля, які повинні бути витрачені на подолання опору різання ґрунту загостреною кромкою наконечника, сил тертя ґрунту по зовнішній поверхні від переміщення труби та по внутрішній від переміщення ґрунту. В певний час труба по мірі переміщення забивається ґрунтовим керном. Тоді її витягують та чистять по аналогії з роботою желонки та продовжують процес. Для видалення ґрунту також використовують шнеки.

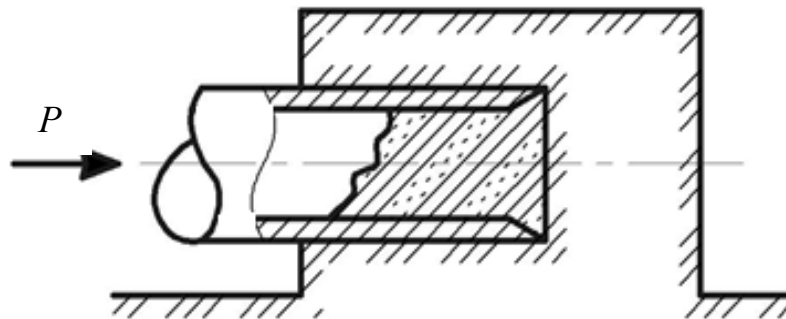


Рис. 1.9. Формування свердловини методом статичного продавлювання ґрунту

Установки для протискування ґрунту використовують для прокладки труб діаметром від 0,5 до 2,0 м довжиною до 80 м. Протискуватися можуть різні за формою і матеріалом труби. Для прокладання залізобетонних труб на кінець труби закріплюється металеве різальне кільце. Установки для протискування мають більш потужні силові агрегати і пристрої, які дозволяють створювати зусилля подачі до 10 МН.

Установки для вібровакуумного протискування робочого обладнання (рис. 1.10) створюють свердловину за рахунок спеціальної желонки 4, яка за допомогою лебідки 1 і силових штанг 3 притискується відкритим кінцем до ґрунтового масиву. Всередині желонки 4 утворюється замкнений простір, із якого вакуум-насосом 2 відсмоктується повітря. Крім того, желонка 4 може здійснювати направлені коливання від закріпленого на ній вібратора.

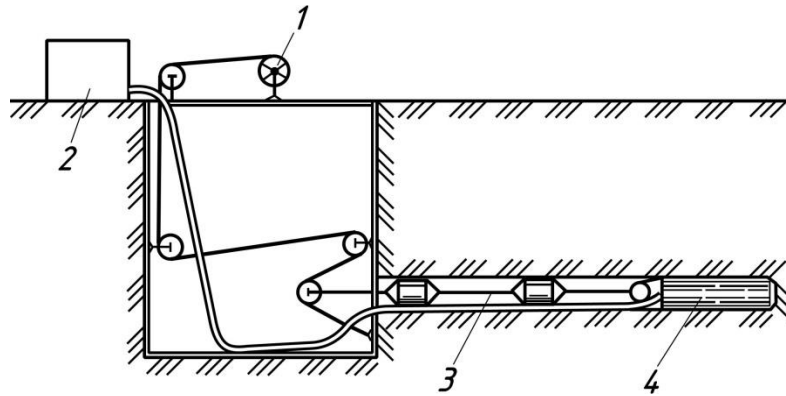


Рис. 1.10. Схема вібровакуумного протискування ґрунту:

1 – лебідка; 2 – вакуум-насос; 3 – силові штанги;
4 – желонки з вібратором

При зануренні желонки 4 порожнина труби заповнюється ґрунтовим керном. Збільшення довжини керна, пропорційне зануренню, призводить до зростання сили для його проштовхування всередині труби. В зв'язку з цим kern ущільнюється і його довжина завжди менша довжини зануреної труби. Тому протискування повинно супроводжуватися безперервним або періодичним видаленням ґрунту із труби. У протилежному випадку ущільнення керна збільшить лобовий опір до критичного значення, при якому kern переміщується з трубою як єдине ціле.

Видалення ґрунту із труб діаметром 0,5–0,8 м здійснюється гідравлічним способом, для більшого діаметра труб застосовують малогабаритні ґрунтозавантажувальні машини, стрічкові і скребкові конвеєри, вузькоколіїний рельсовий транспорт.

Метод горизонтального шнекового буріння (ГШБ) застосовується для прокладання труб різного діаметру в ґрунтах I–III категорії міцності вище рівня ґрунтових вод [41–43]. При цьому забезпечується підземна розробка ґрунту без ризику обвалення забою і виключаються значні деформації поверхні, що особливо важливо при прокладанні колекторів під існуючими спорудами та комунікаціями. Діаметр труб, що прокладаються, коливається від 0,15 м до 1,8 м з відстанню між колодязями до 100 м і більше [44–46].

Розроблений у забої розпушений ґрунт транспортується до стартового котловану шнековим конвеєром, що обертається всередині сталевій оболонки. Далі зі стартового котловану ґрунт в спеціальному контейнері піднімається на денну поверхню або залишається в котловані, якщо це дозволяють його розміри (рис. 1.11).

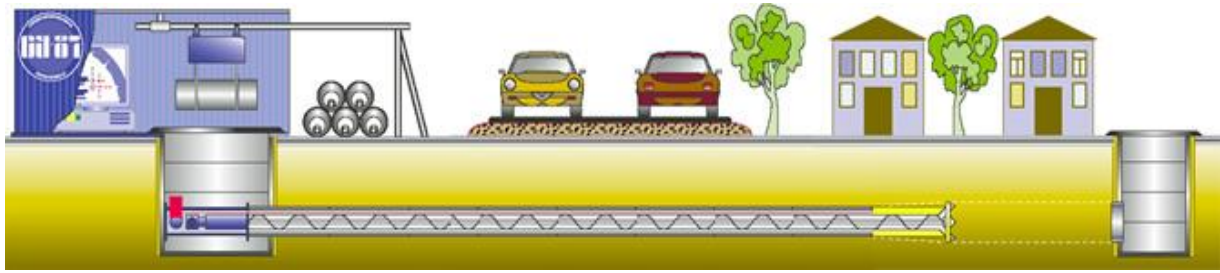


Рис. 1.11. Схема розробки свердловини горизонтально-шнековим бурінням

На сьогоднішній день провідними виробниками установок горизонтально шнекового буріння є американські компанії Barbsco, American Augers і Німецька компанія Bohrtec.

Формування свердловини гідромоніторним способом (гідророзмивом) здійснюється в піщаних і супіщаних ґрунтах за рахунок енергії направленої струменя води з одночасним гідротранспортуванням розмитого ґрунту в приямок. Цей метод є достатньо ефективним, але має значні обмеження по використанню. Можливі насиченість ґрунту вологою у навколишньому просторі під час промивки свердловини та безконтрольність за потоками рідини можуть призвести до порушення структури основи доріг та викликати непередбачувані наслідки під час їхньої експлуатації [18].

Недоліки, які мають технології розробки горизонтальних свердловин, що працюють методами радіального вдавлювання ґрунту в масив, або з видаленням його на зовні можуть бути значно зменшені при їх комбінованому використанні [48–51]. А саме, збільшення дистанції прольотів при використанні методів проколу, продавлювання та шнекового буріння стало можливим за рахунок зменшення скривлення свердловини шляхом попереднього створення більш точної лідерної свердловини незначного діаметру з послідовним її розширенням до потрібного діаметру. Лідерна свердловина може бути створена методами статичного та динамічного проколу, розкочуванням або гвинтовим проколом ґрунту.

Технологічний процес створення свердловини комбінованим методом, який використовує методи статичного проколу та продавлювання полягає у наступному. На першому етапі свердловина формується шляхом статичного проколу ґрунту та радіального розширення конусними розширювачами (рис. 1.12, а). При цьому максимальний розмір діаметру початкової свердловини визначається навколишнім напруженням ґрунтового середовища визнача-

ється умовою недопущення руйнування дорожньої основи або прилеглих комунікацій та складають максимум 250–300 мм. Рекомендована віддаленість від об'єктів можливої дії повинна бути не меншою 10 діаметрів свердловини.

При необхідності для подальшого розширення свердловини на другому етапі використовується метод продавлювання (рис. 1.12, б), який також здійснюється шляхом послідовного протягування кільцевих ножів до потрібного діаметру. Очищення свердловини від розробленого ґрунту здійснюється скребковим робочим органом (рис. 1.12, в). Подальше формування свердловини можливо конусним розширювачем (рис. 1.12, г).

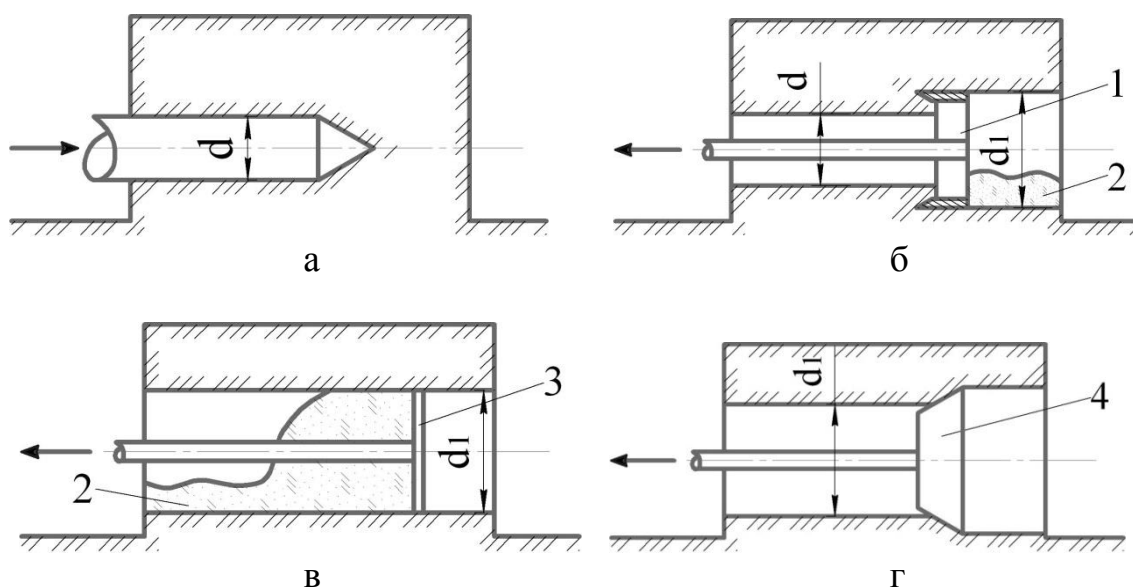


Рис. 1.12. Розробка свердловини шляхом комбінації методом проколу та продавлювання: а – пілотна проходка проколом; б – розширення свердловини кільцевим ножом; в – підчистка свердловини; г – розширення свердловини конусним розширювачем: 1 – кільцевий робочий орган; 2 – зрізаний ґрунт; 3 – зачисний ніж; 4 – конусний розширювач

Відомий також комбінований метод формування свердловини, який поєднує в собі принципи продавлювання ґрунту та проколу, який демонструється на рис. 1.13 [52].

При збільшенні діаметру проколу сили опору зростають та досягають такого значення, коли потрібне натисне зусилля не може бути забезпечено установкою або її гідравлічною станцією. Для зменшення опору ґрунту пропонується проколюючий робочий

орган встановити насадку у вигляді труби меншого діаметру в торцевій частині. При такій схемі зменшується об'єм ущільнюючого ґрунту, оскільки його частина крізь насадку буде проникати в середину трубопроводу, звідкіля можливе його видалення, наприклад, гідравлічним або механічним способами. Така технологія дозволяє розширити діаметр статичного проколу ґрунту від можливого 350 м до 800 м та більше.

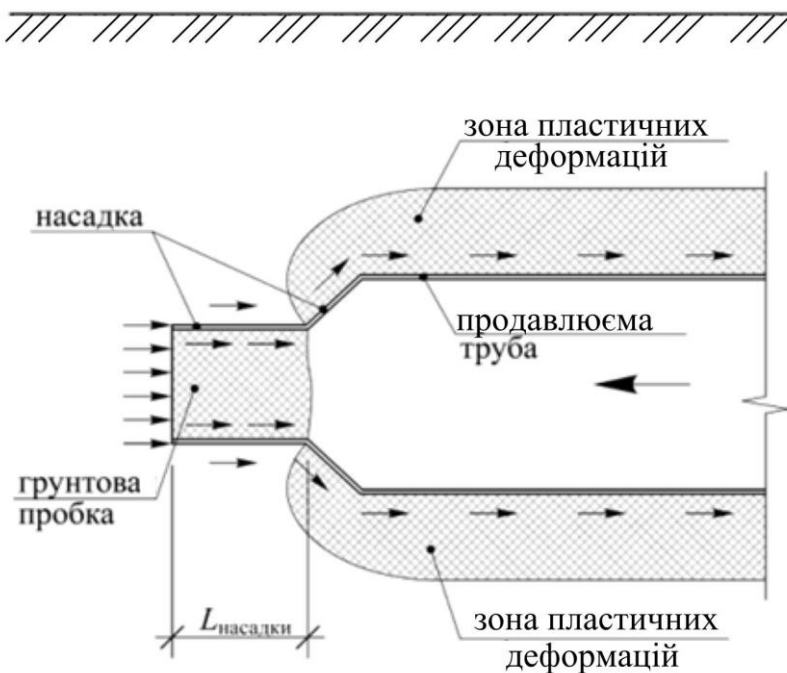


Рис. 1.13. Схема деформування ґрунту при сумісній технології розробки свердловини методами продавлювання та проколу

Відносно недавно спосіб статичного проколу створили керованим. Це досягається тим, що напірні штанги мають можливість обертатись, а робочий наконечник головки, що проколює ґрунт виконаний у передній частині асиметричним у вигляді зрізаного конуса або його конус має зміщення під кутом відносно осі утворюваної свердловини.

При вдавлюванні робочого наконечника статичним зусиллям, що створюється, як правило, гідроциліндрами, за допомогою вмонтованого в робочий наконечник датчик-зонда та локатора, який розміщений на денній поверхні, відбувається визначення положення робочого наконечника у ґрунтовому просторі. При необхідності корегування напрямку проколу в плані та профілю, механізм осьової подачі зупиняється. Шляхом обертання штанг навколо своєї осі встановлюється потрібне положення робочого

наконечника. Після чого механізм подачі включається знову та вдавлює робочий наконечник та штанги без обертання, що дозволяє змінити напрям проколу за рахунок несиметричної передньої частини наконечника. Керований прокол дозволяє прокладати трубопроводи по заданій траєкторії, хоча використання локаційної системи робить значно дорожчим використання даного способу формування свердловини.

Схема дії системи підземної локації наведено на рис. 1.14.



Рис. 1.14. Схема дії системи підземної локації

В практиці безтраншейного прокладання трубопроводів поширено використання комбінації методу статичного проколу з можливістю корекції траєкторії руху та наступного розбурювання свердловини, яке наведено на рис. 1.15. Забезпечення прямолінійності осі свердловини є головною задачею методу.

Для утворювання скривленої траєкторії свердловини з великою довжиною прольотів використовується метод горизонтально-направленого буріння (ГНБ). Технологія ГНБ з усіх існуючих найбільш динамічно розвивається в останні часи. Принцип її дії описаний в роботах [53-55] та пояснюється наступним рисунком (рис. 1.16).

На першому етапі пілотним бурінням свердловини формується траєкторія майбутньої свердловини (рис. 1.16, а), яке здійснюється за допомогою бурової головки асиметричної форми в передній частині. Положення скосу визначає напрям руху головки при статичному надавлюванні на неї за допомогою штанг.

Для встановлення координат положення головки в ґрунті та напрямку нахилу скосу в неї вмонтований датчик короткочасного

сигналу, який фіксується та обробляється навігаційним пристроєм, що знаходиться на поверхні. Бурові штанги зроблені пустотілими, а головка має отвори для подачі спеціального бурового розчину, який закачується в свердловину і утворює суспензію з розмеленою породою.

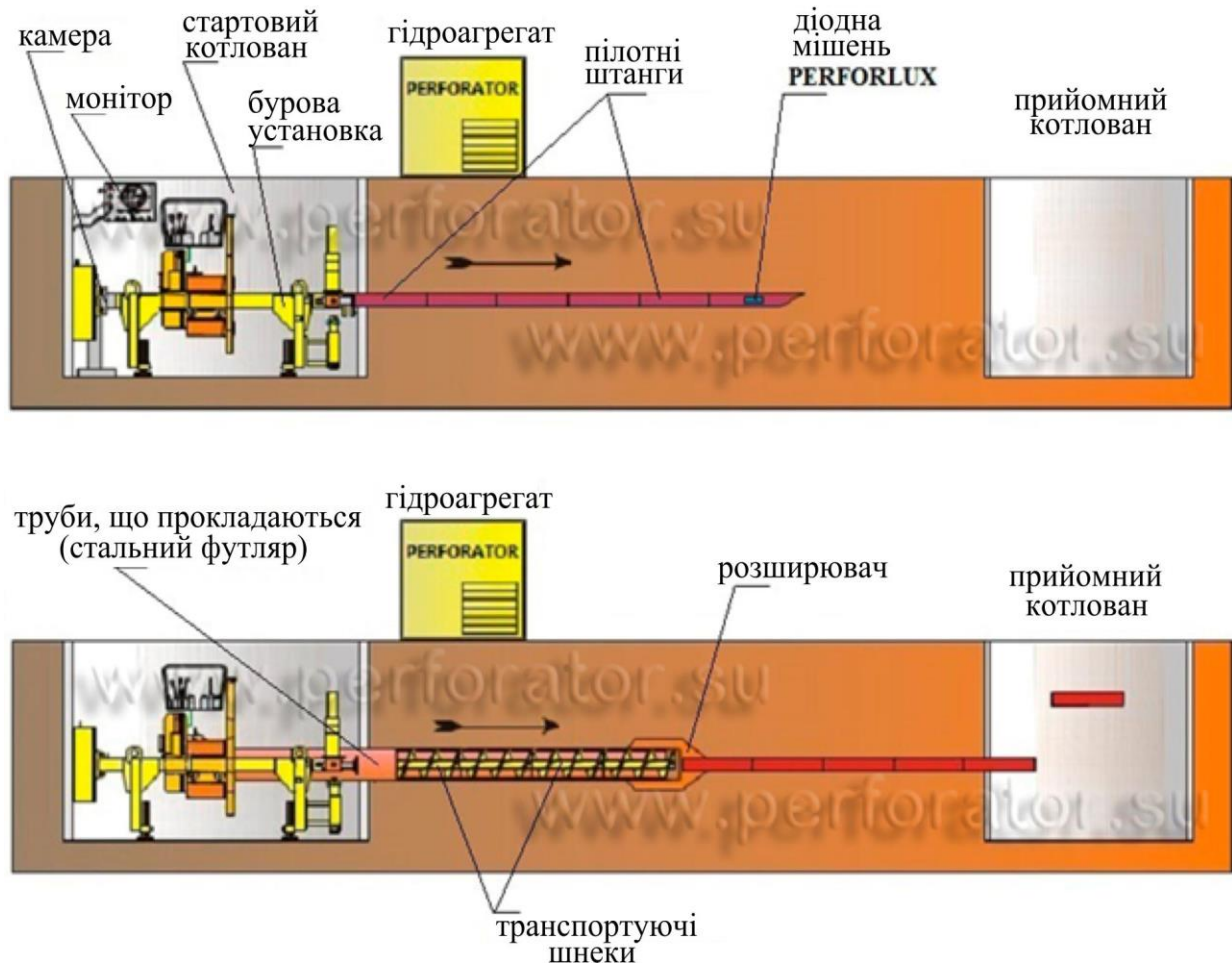


Рис. 1.15. Формування свердловини комбінованим методом з використання методу статичного проколу з можливістю корекції траєкторії та розширенню піонерної свердловини шляхом її розбурювання та видалення ґрунту шнеками

Буровий розчин зменшує тертя на буровій головці і штанзі, оберігає свердловину від обвалів, охолоджує бурову головку, виносить уламки ґрунту з свердловини. Управління траєкторією руху бурової головки здійснюється шляхом зміни поступального та поступально-обертального руху головки. При поступальному - обертальному русі штанг здійснюється прямолінійний рух бурової головки. Таким чином, змінюючи режими руху, досягається відповідність свердловини проектній траєкторії.



а



б



в

Рис. 1.16. Технологічна схема будівництва переходів трубопроводів під перепони методом горизонтально направлено буріння: а – формування пілотної свердловини статичним проколом з керуванням траєкторії; б – розширення пілотної свердловини методом буріння; в – затягування трубопроводу

Розширення свердловини (рис. 1.16, б) здійснюється при зворотному русі штанг розширювачем, який збільшує діаметр пілотної свердловини до розміру, необхідного для протягування в неї трубопроводу (рис. 1.16, в).

Основними напрямками розвитку безтраншейних технологій прокладання комунікацій у світі є горизонтально направлене буріння та мікротонелювання у вигляді статичного проколу з екскавацією ґрунту. В ресурсах світової наукової періодики,

можуть бути виділені роботи [56, 66], де розглянуті активні методи безтраншейних технологій, але в них мало приділено уваги статичному проколу.

Дослідження Pridmore A., Geisbush J., Hastak M. та Gokhale S. [57, 58] присвячені вибору та обґрунтуванню вибору способу виконання робіт, з детальним аналізом переваг та недоліків різних технологій. А в роботах Zhao Jun Ling Bian, [59, 60] особливу увагу приділяють безтраншейним технологіям спорудження та ремонту трубопроводів великої протяжності. Також слід відмітити дослідження Hastak Makarand, Gokhale Sanjiv, Gunnink Brett [61], яке присвячене вибору способу та планування виконання особливо відповідальних робіт, що виконуються безтраншейним способом.

В роботі Sterling Raymond L. [62] описані можливості розширення безтраншейних технологій до розмірів мікротонелювання та способи і варіанти робіт. Цікавою виявилися робота Najafi Mohammad, Nilo Tsung, Mingming Zheng [63], де визначається вплив ґрунту на комунікації, що розташовані над ними, та на самі труби, що прокладені на певній глибині. Але у цій роботі зовсім не відображене питання можливості додаткового прокладання труб поруч, та вплив при цьому робочих органів на них.

Багато уваги польовим випробуванням та розрахунку осьових зусиль прокладання комунікацій безтраншейним способом приділено в роботах Najafi Mohammad, Gunnink Brett, Davis George, Chehab A. G., Moor I. D. [64, 65], але жоден з авторів цих робіт не приділяє достатньої уваги статичному проколу. Окремо виділимо дослідження можливості впровадження безтраншейних технологій в твердих породах [66] або ґрунтах 4–5 категорії.

Проведений аналіз існуючих методів формування горизонтальних свердловин для безтраншейного прокладання підземних комунікацій дозволив визначити їх технологічні можливості. Для визначення ефективності їх використання розглянемо машини та установки для їх реалізації та проведемо аналіз їх характеристик.

1.2. Системний аналіз машин і установок для створення горизонтальних свердловин

Для оцінки ефективності методів створення свердловин для безтраншейного прокладання підземних комунікацій проведемо

системний аналіз машин і установок, які їх реалізують. Для цього розглянемо технологічні можливості та технічні характеристики обладнання, що виготовляється провідними вітчизняними та світовими виробниками згідно з запропонованою класифікацією технологій створення горизонтальних свердловин.

Установки, які працюють по методу статичного проколювання ґрунту, є одними з найпростіших та широко використовуються при прокладанні інженерних комунікацій діаметром до 300 мм на відстань – до 30 м.

Аналіз існуючих установок для проколювання ґрунту статичної дії різних виробників [67], що наведені на рис. 1.17, дозволив узагальнити їхні технічні параметри (табл. 1.1).



а



б



в



г

Рис. 1.17. Установки для статичного проколу ґрунту провідних виробників: а – установка «Ігла» УПГ-1 та УПГ-2 «Міхжевського ремонтно-механічного заводу», (Росія); б – установка ГУПГС 2-35-250 виробництва ЧФ «Соковського», (м. Дніпро); в – установки PZ-65, PZ-200 виробництва фірми «PLINOPROJECT», (Польща); г – установка УП ГФ-40 фірми «Гідрофоб» (Росія)

Основні параметри проколюючих установок

№ з/п	Найменування параметру	Одиниці заміру	Тип установки			
			УПГ-1	МК-Т6-08	УП ГФ-40	МП-250
1	Зовнішній діаметр штанги	мм	52	57	45	63,5
2	Довжина	мм	500	840	1000	540
3	Кількість штанг в комплекті	шт	67	40	50	50
4	Діаметри конічних розширювачів	мм	108, 133, 159, 219	108, 159, 219, 273	80, 125, 190, 235, 275, 315	108; 159; 219; 273
5	Довжина свердловини, до	м	30	30	50	25
6	Зусилля на штоці гідроциліндру: – при проколі; – при розширенні	кН	246	250	360	250
		кН	184	250	360	100
7	Швидкість проколу	м/хв	2	0,5	2	2
8	Маса установки	т	0,5	0,782	1,020	0,123
9	Маса комплексу	т	1,215	1,47	1,94	0,54

Як видно з даних табл. 1.1 установки для статичного протоколу ґрунту мають відносно незначні габарити та вагу. Найбільш часто проколюючий став складається із штанг довжиною 800 мм та діаметром 52 мм. Виготовлюються штанги із сталюї труби або прутка. Швидкість проколу та осьове натисне зусилля визначається типом насосу та параметрами гідроциліндрів. Для роботи установок необхідна пересувна гідравлічна станція, яка працює на базі гідравлічних насосів з витратами від 4 м³/хв до 32 м³/хв. Тиск робочої рідини складає до 20 МПа.

Аналіз наведених технічних даних установок виявив тенденцію їх розвитку в напрямку зменшення габаритів і маси, що дозволяє використовувати їх без спеціальних вантажопідйомних та транспортних засобів [68]. Наприклад, однієї з таких установок МП-250, виробництва Науково-виробничого підприємства «Газтехніка ЛТД» наведена на рис. 1.18 [22]. Її маса складає 123 кг, а зусилля осьового натиснення на робочий інструмент досягає 250 кН.



Рис. 1.18. Установка МП-250 виробництва НВП «Газтехніка»

Метод динамічного проколу ґрунту пневмопробійником є одним з найбільш універсальних і часто застосовуваних методів при прокладанні підземних комунікацій малих діаметрів (до 300 мм) на невелику відстань – до 30 м (див. рис. 1.5) [11, 69], яка не гарантує точності траєкторії проколу ґрунту навіть у цих межах.

Провідними світовими компаніями з виробництва пневмопробійників є: «Vermeer» (Німеччина); «HAMMERHEAD» (Голландія); «BELL» (США); Одеський завод будівельно-оздоблювальних машин «СОМ» (Україна). На рис. 1.19 наведений типоряд пневмопробійників виробництва підприємства «СОМ».



Рис. 1.19. Загальний вигляд пневмопробійників
Одеського заводу «СОМ»

Для роботи пневмопробійників необхідна пересувна компресорна станція, яка забезпечує подачу стислого повітря тиском 0,6 МПа. Витрати стислого повітря для малих установок типу

ІП-4610 та СО-1442 для діаметрів свердловини 55–120 мм повинен бути 1,32–1,5 м³/хв. Для середнього діаметру 130–180 мм ІП-4605А та ІП-4603А складає 3,18–4,32 м³/хв. Установки СО-134А, СО-166А для діаметрів 155–300 мм потребують 7,48 м³/хв.

Обладнання для розкочування свердловини в ґрунтах І–ІV категорії міцності наведено на рис. 1.20 [31, 32]. Таким методом прокладають комунікації діаметром до 370 мм на відстань до 30 м. Середня швидкість проходки свердловини у різних ґрунтах 10–20 м/год. Широкого використання при прокладанні підземних комунікацій обладнання поки що не отримало.



Рис. 1.20. Розкочувальник свердловин

Установки для продавлювання свердловин у ґрунті, як правило, використовують для прокладання труб великих діаметрів від 250 мм до 1500 мм [70–72]. Довжина прольотів досягає 60–80 м. Використовується в ґрунтах І–ІІІ категоріях міцності [20, 73, 74]. Подача труби в ґрунт здійснюється осьовим зусиллям від одночасної дії 3–4 силових домкратів. По мірі просування труби в ґрунт вони нарощуються на довжину кожної секції, яка складає 2–2,5 м.

Після кожного кроку подачі труби у ґрунт необхідно з її внутрішньої порожнини видаляти ґрунтовий керн, який перешкоджає подальшому проходженню ґрунту вздовж труби та утворює загрозу випору ґрунту на поверхню, що може призвести до пошкодження основи доріг та прилеглих комунікацій. Розробку ґрунтового керну виконують за допомогою спеціальних совків та желонок.

Загальний вигляд установки для продавлювання ґрунту «Горизонт» представлений на рис. 1.21 [75, 76].

До недоліків роботи установки відноситься:

- необхідність видалення ґрунтового керну з порожнини труби, що потребує додаткового обладнання;
- проходка свердловини можлива тільки по прямій траєкторії;

- використання установки ускладнено у гравійних та ґрунтах з крупнообломочним включанням, а також у скальних породах;
- велика маса і габарити установки потребує використання вантажопідйомної техніки та розкриття котлованів великого розміру;
- використання натисних проміжних патрубків різної довжини;
- обмеження по мінімальному діаметру свердловини;
- пошкодження ізоляційного шару труби;
- укріплення стін котловану.



а



б

Рис. 1.21. Загальний вигляд установки для продавливання ґрунту «Горизонт»: а – загальний вигляд установки для продавливання «Горизонт»; б – робочий фрагмент

Слід зазначити, що труби, які прокладаються в товщі ґрунту методами статичного проколювання та продавливання, для зменшення опору і зниження сил тертя при втисненні труби в ґрунт обладнують спеціальними наконечниками, що закріплюються на передньому кінці труб [77, 78]. Найчастіше застосовують конусні наконечники (рис. 1.22, а–і) і розширювальні пояси з заглушками (рис. 1.22, р, ф). При невеликій довжині проколу труби прокладають відкритим кінцем (рис. 1.22, к).

Крім відзначених конструкцій наконечників існують рішення, які направлені на підвищення точності проходки або на її змінення за допомогою регулюючих наконечників (рис. 1.23).

Керовані пластини (див. рис. 1.23, а), які закріплені в горизонтальній площині, дозволяють не тільки підвищити точність проходки, але й змінити напрям при зміні їх положення поверхні труби.

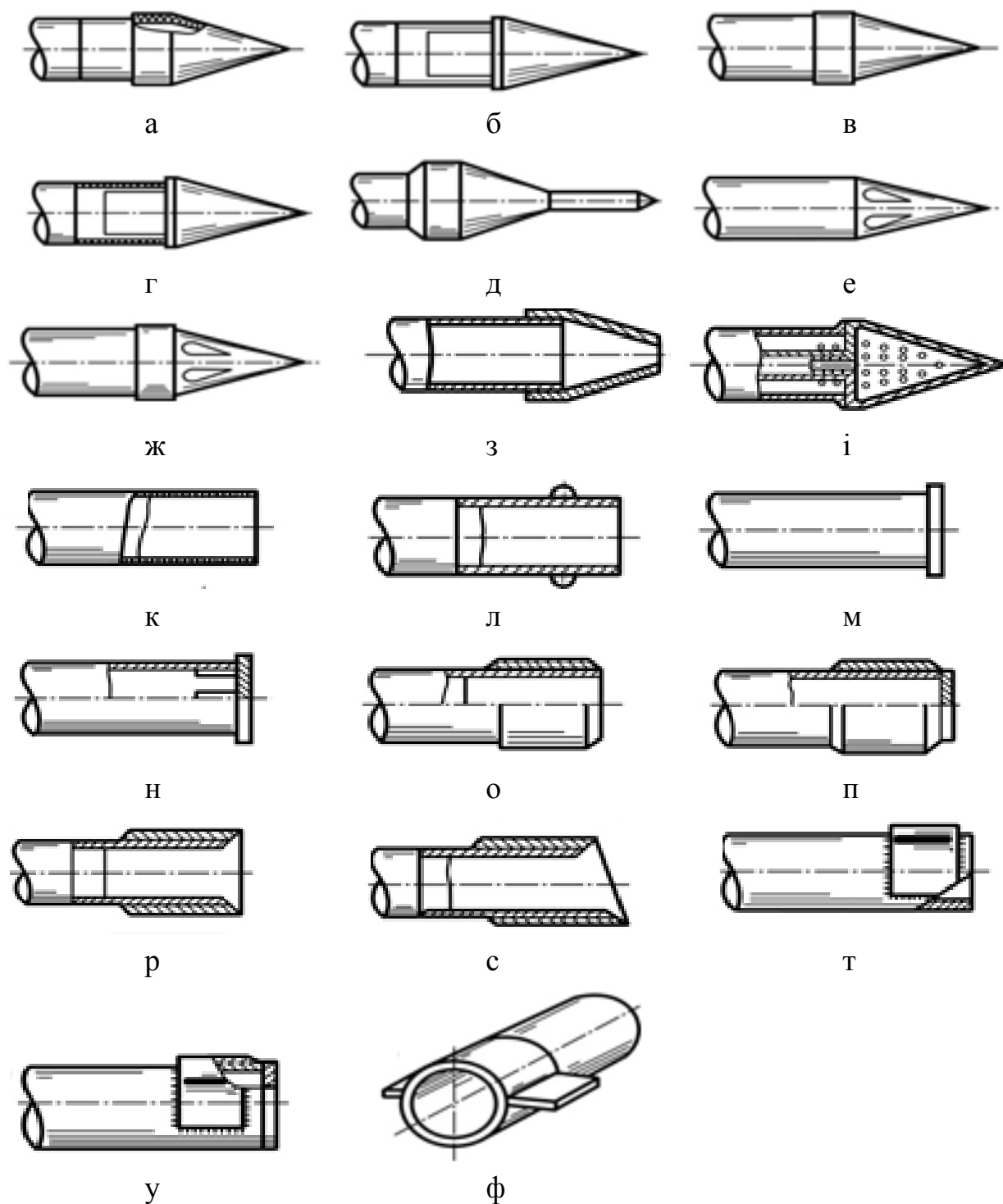


Рис. 1.22. Наконечники для безтраншейного прокладання труб способом проколювання і протискування: а, б, в – конусні; г – конусний з ексцентриситетом; д – конусний зі штирьом; е, ж – конусний зі щілинними прорізами; з – конусний зі зрізаною вершиною; і – конусний з отворами для зволоження ґрунту; к – з відкритим кінцем труби; л – з відкритим кінцем труби і кільцем; м – з привареною заглушкою; н – із знімною заглушкою; о – кільцевий ніж із зовнішнім загостренням крайок; п – те ж, із привареною заглушкою; р – кільцевий ніж із внутрішнім загостренням крайок; с – кільцевий ніж клиноподібної форми з внутрішнім загостренням крайок

Керування рухом труби можливе також рухомою по відношенню до наконечника голкою, що утворює лідерну свердловину (див. рис. 1.23, б); керованими наконечниками, які мають можливість повороту по відношенню до осі труби (див. рис. 1.23 в, г) або рухомими пластинами, які притискують наконечник до стін свердловини в заданому місці (див. рис. 1.23, д).

Розглянуте обладнання зміни напрямку проходки потребують спеціального приводу, який може бути встановлений в середині труби або в робочому котловані. Обидві різновидності значно ускладнюють конструкції.

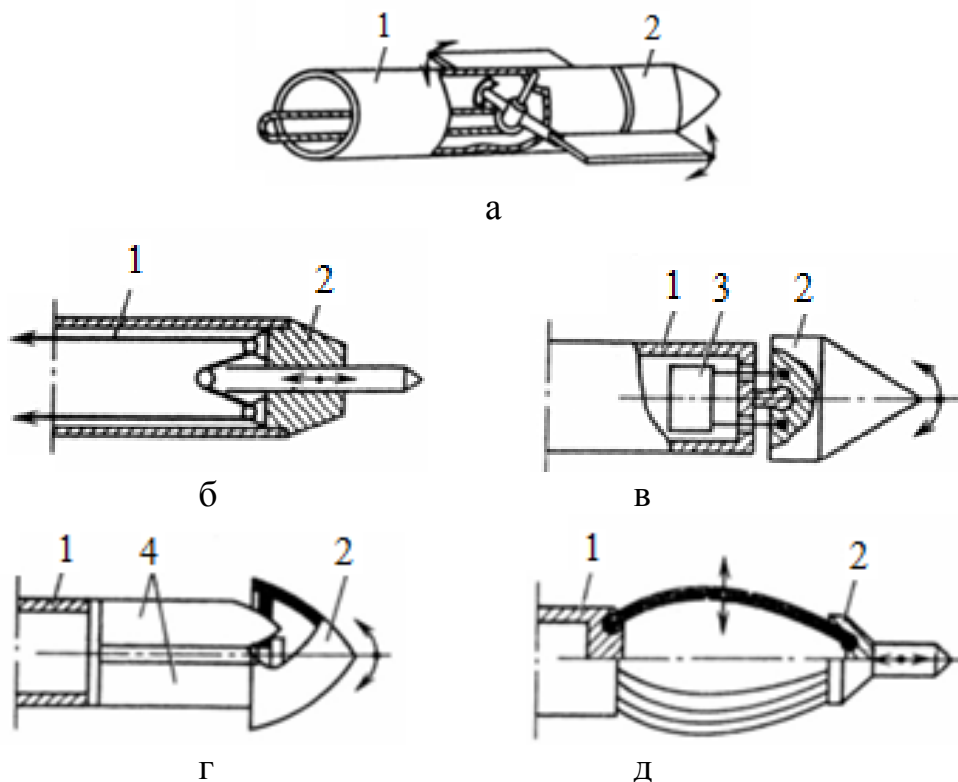


Рис. 1.23. Регулюючі наконечники машин для безтраншейної проходки свердловин: а – з керуючими пластинами; б – з рухомою голкою; в, г – з керованим оголовком; д – з рухомим оголовком; 1 – труба; 2 – наконечник; 3 – привод зміни положення; 4 – ударний пристрій

Таким чином, конструкції наконечників можуть бути розділені на наступні групи: які зменшують силу бокового опору, які підвищують точність проходки та які регулюють її рух.

Установки горизонтального буріння розробляють ґрунт у забої свердловини способом різання [79]. Видалення зруйнованого ґрунту здійснюється механічним або гідромеханічним способом.

Ці установки забезпечують прокладку трубопроводів діаметром 325–1420 мм довжиною 40–60 м.

Шнекові установки горизонтального буріння (рис. 1.24) мають робочий орган у вигляді різальної головки 1 з напрямною голкою, яка закріплена на осі шнека 12. Шнек 12 розміщений всередині труби 11, що прокладається, і служить для транспортування розробленого ґрунту.

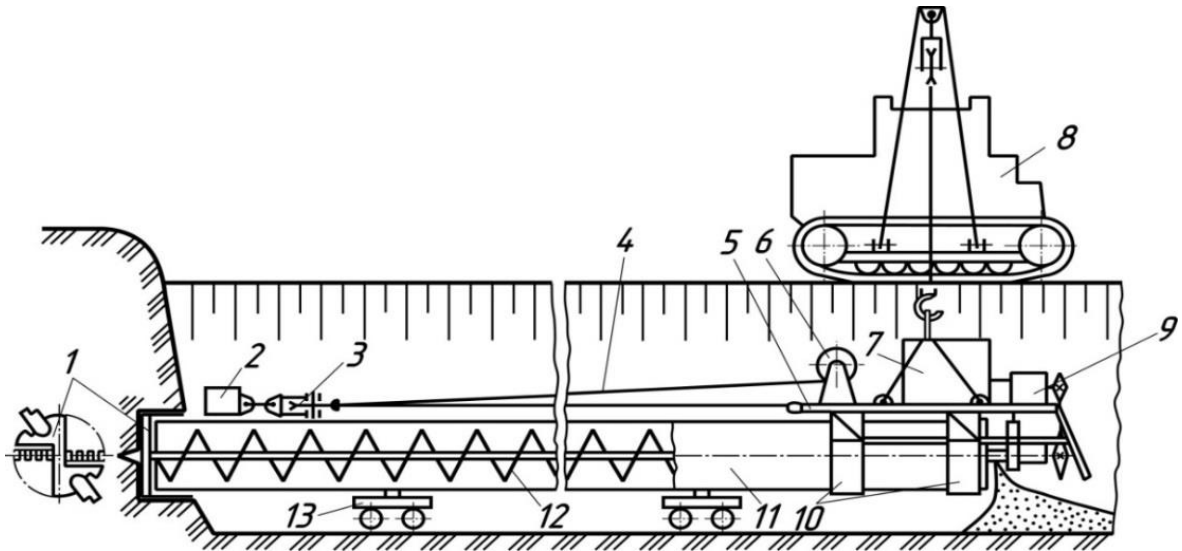


Рис. 1.24. Установка горизонтального буріння:

- 1 – різальна головка; 2 – якор; 3 – обойма тягового поліспаста;
- 4 – поліспаст; 5 – рама; 6 – тягова лебідка; 7 – двигун;
- 8 – кран-трубоукладач; 9 – трансмісія; 10 – хомути кріплення труби;
- 11 – труба-кожух; 12 – шнек; 13 – напрямні візки

Такі шнекові установки призначені для прокладання труб у ґрунтах I–VI категорії без твердих включень. Для буріння свердловин у скельних породах такі установки створюються на базі тракторів і мають фрезерний робочий орган. Зруйнована порода видаляється гвинтовим конвеєром, який розміщений всередині труби, що прокладається.

Наведений огляд технологій та машин з некерованим проколом ґрунту дозволяє зробити висновок, що кожна з розглянутих машин і установок мають свою сферу ефективного використання. Загальним їх недоліком є низька точність траєкторії проходки робочого обладнання в ґрунті, що значно обмежує сферу їхнього використання.

Технології утворення свердловин з керованою траєкторією активно почалися впроваджуватися лише в останні два десятиліття

та отримали назву – сучасні технології безтраншейного прокладання підземних комунікацій.

Останнім часом встановилась тенденція розвитку методу статичного проколу в напрямку підвищення точності проходження траєкторії свердловини при її формуванні шляхом контролю і управління процесом проколу ґрунту та одночасного розширення свердловини бурошнековим методом.

Проведений аналіз сучасних технічних рішень дозволив виявити особливості цих машин і установок.

В даний час такі установки освоєні і випускаються цілим рядом зарубіжних фірм: SCHMIDT, KRANZ & CO GMBH, Soltan, Herrenknecht, ТОВ «Мемпекс» та інших [80–83].

Установка Perforator GMBH, фірми SCHMIDT, KRANZ & CO GMBH (рис. 1.25) призначена для розробки свердловин діаметром до 600 мм і довжиною до 100 м. Для надточної проходки Perforator GMBH оснащена: системою спостереження, виконавчим органом (керованою головкою) з форсунками для подачі бентоніту, подвійними пілотними штангами (труба в трубі). Установку відрізняє високий рівень технологічності, якості та досконалості системи наведення. Технологічна схема роботи установки приведена на рис. 1.15.



Рис. 1.25. Установка Perforator GMBH, фірми SCHMIDT, KRANZ & CO GMBH

Машина Bohrtec BM 400 фірми Herrenknecht AG гарантує керовану проходку до 80 м і може працювати зі стартового котловану глибиною 2 м. Система управління проколом заснована на застосуванні відеокамери, світлодіодної мішені, теодоліта.

Широке розповсюдження отримала установка для проведення мікротоннеліровання RVS-80 фірми Soltan Mikrotonnelling Gmbh

[81]. Як і в попередній установці, керований прокол здійснюється при формуванні піонерної свердловини. Розширення здійснюється обертанням шнека і промиванням свердловини водою.

Інтерес представляє установка УМТ-0.6, виробництва ТОВ «Скуратівський машинобудівний завод», м. Тула [84], яка призначена для високоточної прокладки трубопроводів (в тому числі самотливної каналізації) методом керованого проколу з подальшим розширенням прокладкою робочої труби зі стартового колодязя глибиною до 2 м при діаметрі приймального 1,5 м.

Фірма «Горизонталь», м. Селятино (РФ), виробляє установку типу УГБ і МГБ (рис 1.26) [79]. Установка також працює за принципом комбінації методів проколу і шнекового буріння. Забезпечує прокладку комунікацій до 820 мм. Управління проколом здійснюється лазером. Призначена для роботи в обмежених міських умовах.



а



б

Рис. 1.26. Установка фірми «Горизонталь»:
а – установка МГБ; б – установка УГБ

Відмінною особливістю Білоруської установки МНБ-50.34, підприємства ТОВ «МЕМПЕКС» є відсутність окремого приводу на обертання штанг [85]. Для обертання штанг застосовується механізм захоплення штанг спеціальною скобою і подачі її з провер-

танням відносно осі на 0,5 обороту на один метр ходу. Прокольна головка виконана зі зміщеним конусом, який у вільному стані без скоби при подачі без обертання здійснює відхилення від осі руху в бік зміщення конуса головки. Для контролю положення головки і управління процесом проколу в неї вбудований зонд, магнітне поле від якого приймається з поверхні локатором.

Більш детальні технічні характеристики описаних установок з керованим лідерним проколом ґрунту наведені в порівняльній табл. 1.2.

Таблиця 1.2

Технічні характеристики установок з керованим лідерним проколом ґрунту

Виробник, тип установки	Schmidt, Kranz & Co GMBH, Perforator GMBH	Herren- knecht AG, Bohrtec BM400	Soltan, RVS-80	ООО «СМЗ», УМТ-0,6	«Горизонталь» МГБ-04	Мемпекс МНБ-50.34
Параметр						
Діаметр труб, мм.	до 600	до 620	до 560	до 630	до 820	до 315
Довжина проходки, м.	до 100	до 70	до 70	до 50	до 120	до 100
Зусилля (max), кН	-	1000	785	800	1200	500
Тягове зусилля (max, зворотного ходу), кН	-	500	378	400	800	340
Крутний момент, Н*м	-	12 000	10 700	9 000	23000	-
Глибина старт. шахти, мм	2,2	2000	2000	2000	4500	1500
Маса, кг	-	2000	1500	2500	2500	1200
Тиск насоса, бар	-	320	250	280	250	160
Система наведення	Відеокамера, світлодіодна мішень, теодоліт				Лазерна локація	

Аналізуючи установки для керованого проколу можна виділити наступні їх особливості:

1) обладнання розміщується безпосередньо в стартовому котловані, а не на поверхні, що не вимагає допоміжного спеціального упору установки анкерами;

2) ґрунт у більшості випадків не виноситься на спеціально призначену поверхню за допомогою бурового розчину, а тому

витрати на земляні роботи зводяться до мінімуму, зменшується ймовірність розмивання і обвалення ґрунту;

3) низька собівартість робіт, є можливість працювати в зимових умовах і простота в обслуговуванні обладнання;

4) монтаж і перевезення здійснюється досить швидко, без застосування дорогої допоміжної техніки;

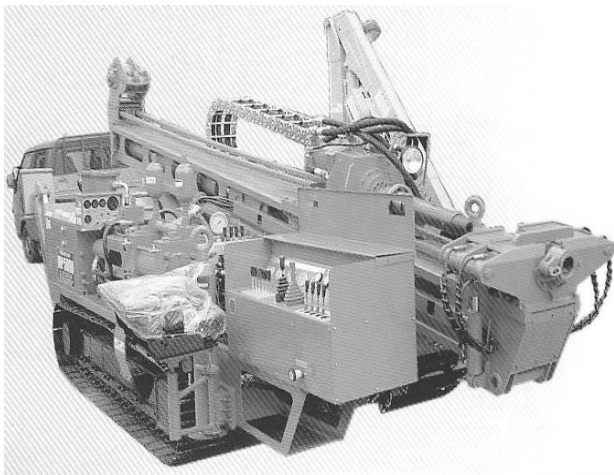
5) для управління траєкторією проколу установки повинні бути забезпечені системою стеження за допомогою світлодіоду, лазера або локацією магнітного поля, що створюється зондом, вбудованим у прокольную головку.

Метод буріння називають по-різному: горизонтально-похиле буріння (ГПБ), похило-спрямоване буріння, наведено-кероване, безтраншейна прокладка та ін. Все-таки найважливішою особливістю цього методу є те, що рух інструмента направляється по обраній трасі трубопроводу. Це і визначило назву даного підрозділу.

Метод вперше був розроблений і впроваджений у США, коли корпорацією Cherrington був прокладений трубопровід діаметром 115,6 мм, довжиною 231,6 м по р. Педжейро в Каліфорнії. Із цього часу будівництво переходів стало швидко поширюватися в усьому світі. У цей час діаметр переходів зріс до 1200 мм, а максимальна довжина 1800 м.

Для забезпечення потреб будівництва машинобудівниками швидкими темпами було освоєне виробництво відповідних машин і установок від mini до mega. Провідними світовими виробниками є фірми Vermeer, Stringht Line, Ditch Witch (США), Tracto Techik (ФРН) [53–55, 85–89]. Має місце виробництво таких машин у Південній Кореї, Білорусії, готується до випуску таких машин і Одеський завод будівельно-оздоблювальних машин (Україна). Звичайно, що кожний виробник вносить свої особливості в продукцію, що випускається, тоді як основний принцип дії їх по суті однаковий. Нижче, розглядаючи ці машини і установки, будемо звертати увагу насамперед на цю сторону питання (рис. 1.27).

У буровий комплект входять: бурова машина (установка), блок підготовки бурового розчину, станція подачі бурового розчину (рис. 1.28) і комплект додаткового обладнання. Розглянемо принцип роботи бурової машини на прикладі малогабаритної бурової установки Rabbins HDD UNI 24Ч20 (рис. 1.29).



а



б

Рис. 1.27. Установки направленного буріння:
а – установка Південно-Корейської компанії Hanyon Drilling;
б – установки фірми Vermeer (США)

Машина виконана на гусеничному ході і має похилу раму, по якій переміщується каретка (рис. 1.29). Переміщення каретки здійснюється встановленими на ній гідромоторами. На валах гідромоторів є шестерні, які входять у зачеплення з рейкою, прикріпленою до похилої рами.

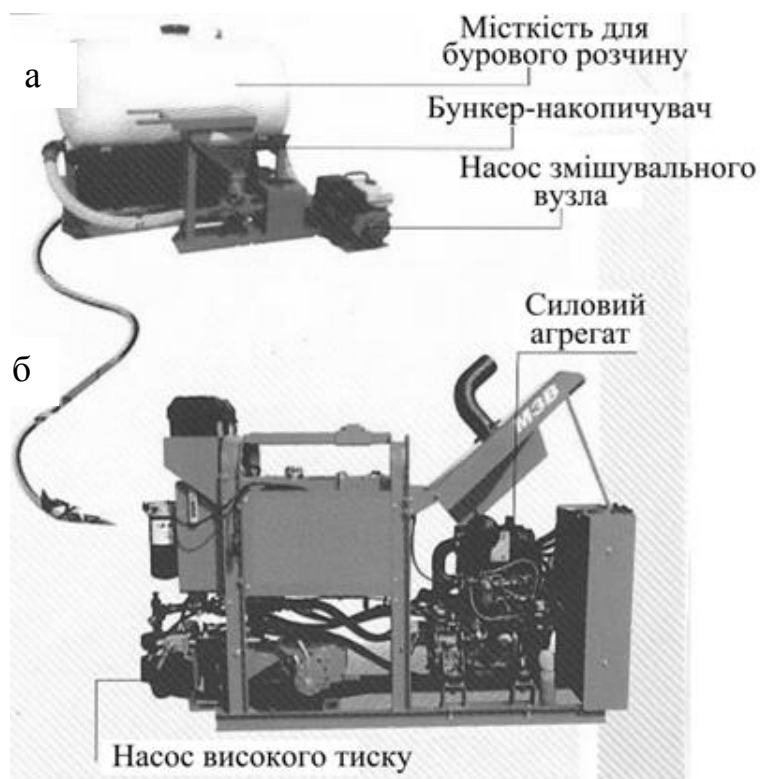


Рис. 1.28. «Буровий комплект»:
а – блок підготовки бурового розчину;
б – станція подачі бурового розчину

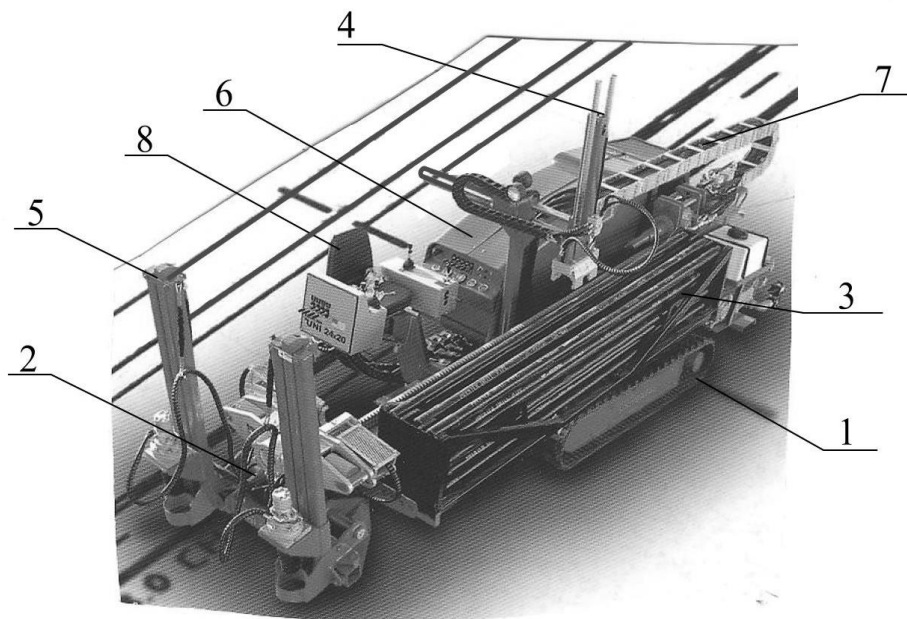


Рис. 1.29. Бурова машина фірми Robbins HDD UNI 24C20:

- 1 – гусеничний хід; 2 – похила рама; 3 – касета;
- 4 – маніпулятор; 5 – шнеки; 6 – силова установка;
- 7 – система шлангів; 8 – виносне місце оператора

Гідромотори забезпечують рух каретки по рамі в прямому напрямку, створюючи напірне зусилля, і зворотному напрямку, забезпечуючи протяжку розширювачів і трубопроводу. На каретці встановлений високомоментний гідромотор, вал якого напряму з'єднується з буровою штангою, чим і забезпечується робота інструмента у забої. На похилій рамі, рамі – стрілі встановлені гідравлічні затискачі, лещата. Затискачі служать для втримання бурильної штанги в замку-оправці для операції згвинчування і розгвинчування штанг.

Комплект бурових штанг розміщується в касеті 3 (див. рис. 1.29). На раму-стрілу штанги укладаються навантажувачом-маніпулятором 4. На малих установках оператор установлює штанги вручну. При роботі машина якориться. Функцію якорів виконують шнеки 5. Загвинчування шнеків у ґрунт здійснюють гідромотором. Крім цього, в задній частині машини встановлені упори. Система упорів піднімає машину й зміщує її центр маси вперед. Усе це забезпечує стабільну роботу установки при бурінні. Привод агрегатів машини забезпечує силова установка 6, яка включає в себе дизельний двигун, що приводить у дію двопоточковий гідронасос. Робоча рідина надходить до каретки по системі шлангів 7. Керування машиною здійснюється з виносного місця

оператора 8. Консольне розміщення місця оператора з пультами керування забезпечує зручність керування машиною.

У залежності від ґрунтових умов застосовують різні типи бурових головок. На рис. 1.30 показані бурові головки типу IDS, МТ, ТСІ. Головки для м'яких ґрунтів виконані у вигляді коронок, армованих на різьбі твердими наконечниками. Коронки молоткового і шарошечного типу використовують для буріння твердих порід. Вибір бурової коронки визначається вибором розміру сопел для оптимізації гідравлічної сили в точці різання.

Кут нахилу рами-стріли визначає кут входження бура в забій і звичайно не буває більше 13° . На початку роботи на раму-стрілу встановлюють пілотну бурову систему з буровим інструментом. Включають у роботу високомоментний гідромотор і гідромотори подачі каретки, внаслідок чого система занурюється в забій.

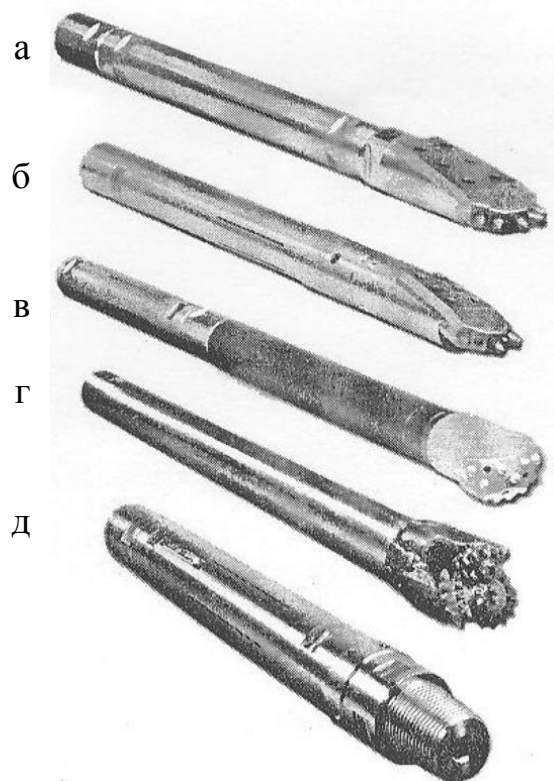


Рис. 1.30. Бурові головки фірми IDS:

- а – у вигляді різця із твердим наконечником на різьбі;
- б – те ж на шестиграннику для швидкого рознімання;
- в – молотковий;
- г – шарошечний;
- д – немагнітний (для використання при системі локації по магнітному полю Землі)

Після занурення штанги на необхідну глибину роботу установки зупиняють. Кінець штанги затискають у лещата, а каретку

відводять назад. З касети виймається наступна штанга і укладається на раму-стрілу. За допомогою високомоментного гідромотора штанга нагвинчується на попередню, лещата розтискаються і процес буріння продовжується. Бурові штанги виконуються порожнистими і на одному кінці мають внутрішню конічну різьбу, а на протилежному – зовнішню. Штанги виконуються порожнистими, що дозволяє робити їх гнучкими і забезпечує проходження криволінійних ділянок траси. Через порожнину штанг подається до бурової головки буровий розчин. Він забезпечує змащення бурового інструмента, стабілізацію стінок свердловини і винос зруйнованої породи із забою. Довжина штанг коливається в межах 610–6100 мм. Чим довша штанга, тим менше часу витрачається на виконання допоміжних операцій.

При роботі за допомогою системи локації оператор стежить за можливими відхиленнями бурової головки від наміченої траси і корегує напрямок її руху. Відхилення точки виходу бурової головки від розрахункової точки становить не більше 1% довжини траси.

Після виходу із забою буровий інструмент згвинчується і на його місце ставиться розширювач. До розширювача може бути приєднаний трубопровід. Трубопровід може протягуватися і після улаштування необхідного для нього тунелю. Зворотним проходом, обертаючи розширювач і втягуючи поступово штанги, виконують свердловину необхідного діаметра. Фірма IDS випускає для різних умов роботи набір розширювачів (рис. 1.31).

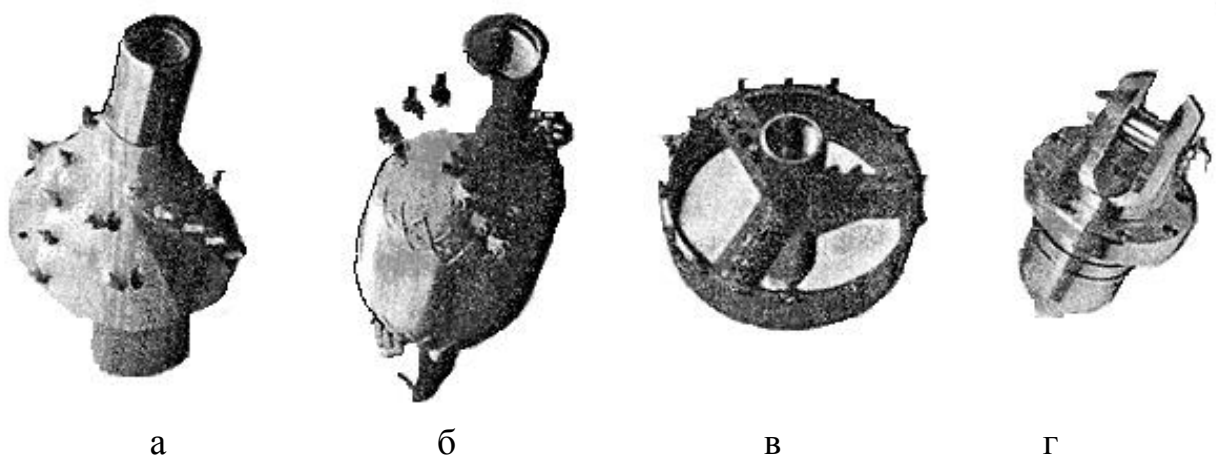


Рис. 1.31. Розширювачі і вертлюг фірми IDS:
а, б – розширювачі для твердих порід різних типорозмірів,
сумісних з інструментами інших виробників;
в – розширювач для м'яких порід; г – вертлюг

У комплект входить і вертлюг. Це обладнання використовують для з'єднання розширювача, який обертається із протягуючою трубою.

Зусилля протягування трубопроводу в тунелі може бути значно більшим і на великих машинах може досягати 34000 кН.

Робочий тиск в гідросистемах установок коливається в діапазоні від 17,2 до 25,0 МПа, більшість з них мають тиск 22 МПа.

Тип і конструкцію механізму, який здатний розвинути необхідне зусилля, вибирають відповідно до необхідного розрахункового зусилля втиснення, що залежить від діаметра і довжини трубопроводу, що прокладається, а також виду ґрунту. Необхідне натискне зусилля для просування в ґрунті труби, що прокладається, визначають розрахунком.

Сучасні машини ГНБ за своїми характеристиками, а саме їх потужності, діаметру та довжині підземної ділянки можна розділити на модельний ряд, який запропонувала, наприклад, фірма Universal HDD (рис. 1.32) [90].

Новий модельний ряд 2011 року

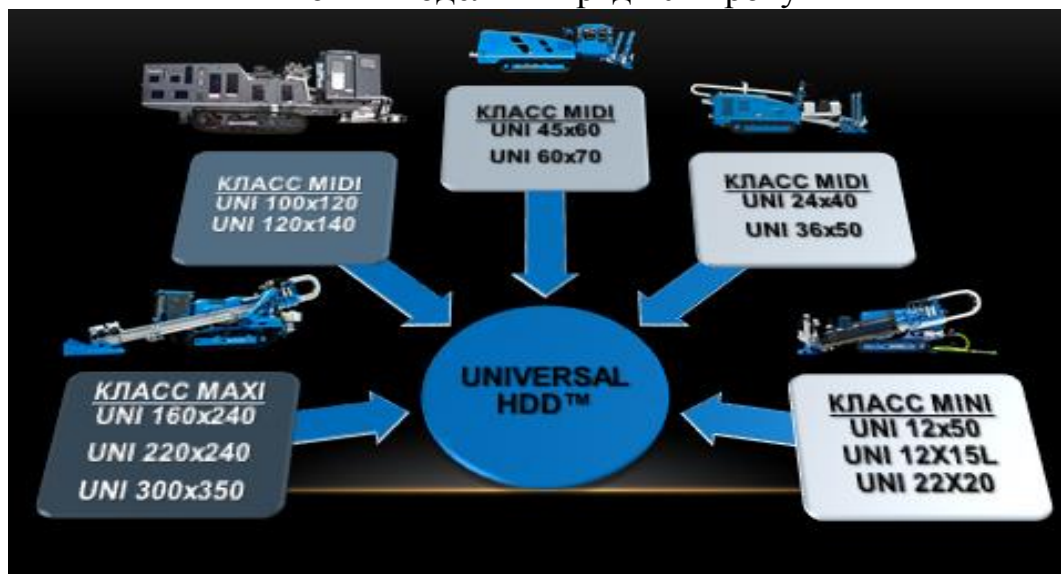


Рис. 1.32. Модельний ряд машин ГНБ фірми Universal HDD

Типові розміри бурових установок різних класів та рекомендовані площі для їх розміщення та забезпечення продуктивної роботи наведені в табл. 1.3.

Таблиця 1.3

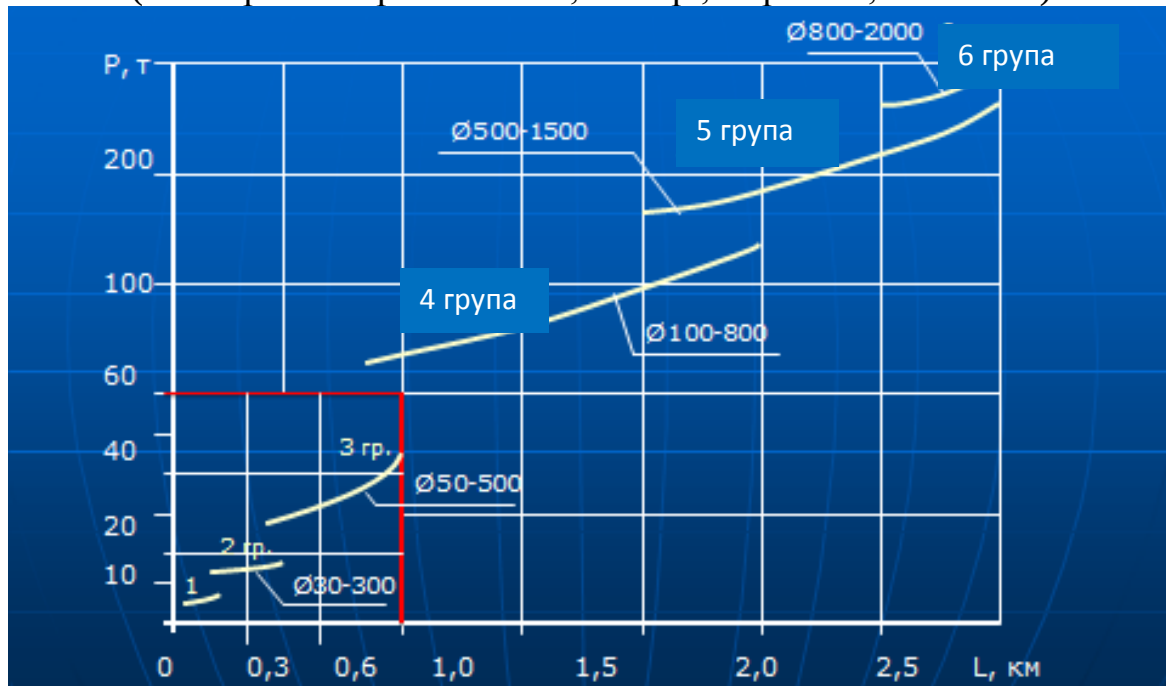
Типові розміри бурових установок та робочої площадки

Типові розміри	Тип бурової установки		
	mini	midі	maxі, mega
Довжина бурових штанг, м	1,5÷3	3÷9	6÷12
Площа основи (довжина × ширина), м	Від 0,9×3 до 2,1×6	Від 2,1×6 до 2,4×13,5	Більше 2,4×13
Рекомендовані розміри робочої площадки, м	6×18	30×45	45×60
Довжина переходу, м	50÷100	100÷300	Більше 300
Зовнішній діаметр трубопроводу, м	До 200	200÷600	Більше 600
Сила тяги, кН	100÷400	400÷2500	Більше 2500

До суттєвих недоліків машин ГНБ можна віднести обмеження ефективності їх використання, якщо дистанція підземних проходів буде меншою за 50÷100 м. Забурення свердловини з поверхні цими машинами вимагає значного простору як на початку процесу, так і на етапі виходу робочого органу на поверхню та обладнанні прийомного котловану, згідно з даними табл. 1.3.

З урахуванням досвіду створення установок керованого проколу та вимог до прокладання підземних комунікацій в стислих міських умовах пропонується переглянути існуючу класифікацію машин для безтраншейного прокладання комунікацій та розширити ряд установок, які можуть виконувати роботи на відносно коротких ділянках до 100 м при прокладанні розподільних мереж, у яких діаметри захисних футлярів лежать у межах $\varnothing 30\text{--}300$ мм та займають незначну площу під будівельний майданчик, значно дешевші та простіші за конструкцією (рис. 1.33).

В зв'язку з вище викладеним пропонується до існуючих груп машин додати ще одну групу установок, яка в загальній класифікації може бути визначена, як тип «ультра». Це установки, які повинні поєднувати в собі малі габарити та сучасні методи керування та корекції траєкторії проколу ґрунту.



1 – ультра; 2 – mini; 3 – midi 1; 4 – midi 2; 4 – maxi 1; maxi 2

Рис. 1.33. Запропонована класифікація установок для безтраншейного прокладання комунікацій

1.3. Оцінка ефективності машин і обладнання для створення горизонтальних свердловин

Для оцінки ефективності розглянутих технологій та машин для створення горизонтальних свердловин для безтраншейного прокладання підземних комунікацій визначимо для всіх узагальнені критерії.

Пропонується порівняти розглянуті методи за наступними критеріями: по технічних та технологічних показниках: по якості свердловини; по руйнуючих властивостях поверхні доріг та прилеглих комунікацій; точності траєкторії; по економічній ефективності по узагальненому показнику [17, 91].

До технічних і технологічних показників відносяться: габаритні розміри установок, їхня маса, маневреність, необхідна площа відведення землі під будівництво, об'єм ґрунту, що видаляється зі свердловини та технологічних котлованів.

Якщо розглядати методи відносно вимог щодо прокладання інженерних мереж, то можна заключити, що кожний із розглянутих методів дозволяє вирішувати поставлену задачу в тій або іншій мірі. Але, якщо задатися конкретною умовою розробки свердловини, наприклад, діаметром $D = 250$ мм при довжині $L = 15$ м, як найчастіший випадок, то очевидно метод горизонтально-спрямованого буріння не буде ефективним на такій короткій ділянці.

З умови видалення ґрунту із порожнини свердловини кращим можна рахувати установки, які попадають до групи методів формування свердловини шляхом вдавлювання ґрунту в її стінки. Ці установки відрізняються від інших малими габаритами, розмірами технологічних приєднань, масою та простотою в обслуговуванні.

Якість розробленої свердловини різними методами було оцінено по її відповідності технічній документації, за отриманими пошкодженнями поверхні доріг або прилеглих підземних комунікацій, а також за станом внутрішніх стінок свердловини.

Відповідність прокладання комунікацій технічній документації визначається відхиленням від закладеної в проекті точки виходу проколюючої головки із забою в долях одиниці довжини прольоту. Так, згідно з [4] метод продавлювання має кращий показник по відхиленню, який для нього складає 0,011. Гірший показник властивий установкам, що працюють по методу статичного проколу ґрунту. Їх показник складає 0,051 та більше. З практики відомо, що із-за неточності попадання в проектну точку 20 % проколів не відповідає технічній документації.

В гіршому стані знаходяться установки для статичного та динамічного проколу щодо пошкодження поверхні доріг та прилеглих комунікацій. Про це свідчать рекомендації про збільшення глибини закладання свердловини яка досягає 2,5 м.

А ось з умови стійкості стінок свердловини методи бурово-шнекового буріння та продавлювання програють методам проколу ґрунту. Для збереження стінок від можливого обвалення стінок особливо в пісках та ґрунтах з підвищеною вологістю процес розробки свердловини супроводжувати укріпленням стінок свердловини шляхом просування пересувної опалубки (вона же може бути захисним футляром) з сталюї труби. Можливо також укріплення

стінок свердловини за допомогою бентонітової суміші шляхом глибокого проникнення в пори ґрунту.

В якості критерію оцінки технічного рівня установок для розробки горизонтальних свердловин скористуємось узагальненим показником ефективності землерийної техніки Π_{NG} , який визначається по залежності [17]:

$$\Pi_{NG} = \frac{NG}{\Pi^2} \rightarrow \min, \quad (1.1)$$

де N – потужність приводу установки, кВт;

G – загальна маса установки і енергетичного модулю, т;

Π – продуктивність, м³/год.

Продуктивність установки для створення горизонтальної свердловини будемо рахувати як об'єм ґрунту, що ущільнюється або видаляється, в одиницю часу:

$$\Pi = \frac{\pi D^2 V_{\text{пр}}}{4}, \quad (1.2)$$

де D – діаметр свердловини, м;

$V_{\text{пр}}$ – технічна швидкість проходки свердловини, м/год.

За вказаним показником були оцінені технічні параметри установок, що промислово випускаються для методів статичного, динамічного проколу, продавлювання, шнекового буріння та розкочування.

При аналізі усіх існуючих установок була прийнята умова розробки горизонтальної свердловини діаметром 250 мм без урахування підготовчих та завершальних робіт. Розрахунки узагальненого показника ефективності представлені у табл. 1.4 були отримані з відомостей про характеристики машин та установок для кожного методу розробки свердловини, в тому числі наведених в табл. 1.1 і табл. 1.2, з урахуванням енергоблоку (гідростанція, компресор, тощо).

З представлених розрахунків видно, що мінімальний показник узагальненої економічної ефективності Π_{NG} належить установкам статичної і динамічної дії. Це визначається малою масою

установок, їх невеликою потужністю, компактністю та високою продуктивністю.

В значно більш в невідповідному положенні відносно методів проколу знаходяться установки, що працюють по методу продавлювання та шнекового буріння. Але необхідно враховувати практичні переваги цих методів та технологічні можливості, які не властиві методам проколу ґрунту.

Таблиця 1.4

Узагальнений показник ефективності установок

Метод	Динамічний прокол			Статичний прокол			Продавлювання			Шнекове буріння		
Установки	CO 134	HAMMER-HEAD145 SR	Тайфун-70	Установка ПУ-2	Установка МП – 250	ГУПС 2-35/250	УБПТ Горизонт-400	ЕСМ-3	ГПУ-600	ДМ-1	УГБ-4	Barbco 24-100
Параметри												
Маса комплекта, G, т	1,7	1,69	1,7	0,86	0,87	0,54	4,7	3,1	8	3,1	12,9	1,44
Технічна швидкість проходки П, м/ч	25	25	25	17	10	15	3	1	3	3	12	10
Потужність приводу, N, кВт	60	60	60	7	3,5	7	13	7,5	18	20	45	20
П, м ³ /ч	1,23	1,23	1,23	0,83	1,84	0,74	0,15	0,05	0,15	0,15	0,59	0,49
П _{NG}	63,7	67,3	67,3	8,65	0,57	12,14	2817,5	9649	6640,2	2859	1673	119,5

Викладене вище визначило об'єкт та предмет досліджень.

Об'єкт досліджень – процеси взаємодії проколюючих і продавлюючих робочих органів з ґрунтом.

Предмет досліджень – проколюючі та продавлюючі робочі органи, які забезпечують мінімальні енергетичні витрати процесів утворення порожнин в ґрунті для безтраншейного прокладання інженерних комунікацій (рис. 1.34).



Рис. 1.34. Схема предмету дослідження

Мета та задачі дослідження визначалися на основі аналізу досліджень по вивченню відповідних процесів формування горизонтальних свердловин спеціальними землерийними робочими органами.

1.4. Аналіз теорій проколювання ґрунту та корекції траєкторії руху ґрунтопроколюючих головок

Для повного розуміння процесів проколу ґрунту необхідно мати уявлення по теорії механіки ґрунтів [92–97] та базові положення по теоріях їх руйнування. Тому до уваги були прийняті та були проаналізовані дослідження відомих вчених в цій галузі. Працями О.М. Зеленина, М.Г. Домбровського, В.Л. Баладінського, В.І. Баловнєва, Ю.В. Вєтрова, А.М. Холодова, В.К. Руднєва, В.В. Нічке, Л.В. Назарова, Д.І. Федорова, Л.А. Хмари, С.В. Кравця та іншими вченими [98–108] створені наукові основи теорії різання та копання ґрунтів, використання яких вирішить питання щодо встановлення раціональних параметрів ріжучого та проколюючого обладнання згідно заданих умов їх роботи.

Дослідженнями процесу проколу ґрунту конічними робочими органами статистичної дії займалися А.С. Вазетдінов, І.С. Полтавцев, В.К. Тимошенко, Н.І. Наумець, Ю.П. Кальнін, В.І. Конопльов, Н.К. Іпатов, В.В. Чижев, С.Г. Васильєв, В.Б. Орлов, С.Л. Хачатурян, Н.Є. Ромакін, В.М. Земсков і інші [20, 25, 65, 78, 109–135]. Нижче наведені основні результати, які були отримані цими вченими.

Існує часткова аналогія між процесами різання ґрунту і втисненням клиновидного робочого органу, яка підтверджується утворенням тіл ковзання [99]. При переміщенні в ґрунті перед робочим органом утворюється стабільне ущільнене ядро (тіло підвищеної міцності і щільності). Хоча середня щільність ядра приблизно дорівнює щільності ґрунту при гідростатичному зважуванні, розподіл її по висоті нерівномірний, про що свідчать різні швидкості поширення пружної поздовжньої хвилі при ультразвуковому дослідженні ядра [20, 25, 102]. Робота, що витрачається на створення ущільненого ядра, пропорційна його об'єму [78]. Ущільнене ядро утворюється як на поверхні клина, зверненої до відкритої сторони забою, так і на протилежній поверхні.

Фізичні основи утворення ґрунтових ядер ущільнення на ножах, штампах фундаментах і інших взаємодіючих з ґрунтом деформаторів і їх вплив на процес проникнення в ґрунт розкриті в багатьох наукових працях [25, 26, 101, 106, 115]. Характер розподілу епюр тиску на підшві круглого штампа не залежить ні від глибини занурення штампа, ні від швидкості його переміщення (від 0,1 до 4,5 м/с) і відрізняється за формою розподілу [19, 20, 118, 120–124]: параболічна (незв'язні ґрунти) і сідлоподібна (зв'язні ґрунти). Ущільнене ядро утворюється не тільки під підшвою штампа, а й на бічних його поверхнях. Відомо [1115, 116, 125], що статична характеристика матеріалів при впровадженні в них кутових штампів практично не відрізняється від динамічної при швидкостях до 30 м/с.

Головним недоліком існуючого обладнання, що реалізує метод статичного проколу – складність управління траєкторією руху робочого органу, особливо в ґрунтах з кам'янистими включеннями і ґрунтах з різною щільністю. Наочним прикладом є результати лабораторних досліджень Н.К. Іпатова та В.В. Чижева [119, 120], які пов'язані з виявленням відхилень проколюючих робочих органів при зустрічі їх з деяким міцним середовищем, перешкодою, яка могла розташовуватися під різними кутами.

Результати експериментальних досліджень (рис. 1.35), дозволяють зробити однозначний висновок, що при зустрічі з перешкодою робочі проколюючі органи всіх п'яти типів конструкцій головок мають бічні відхилення від заданої траєкторії руху. Закономірно, що ґрунтопроколюючі робочі органи комбінованого типу конус – виступаюча голка мають мінімальні відхилення від траєкторії руху, так як виступаюча голка створює центруючий вплив на весь робочий орган.

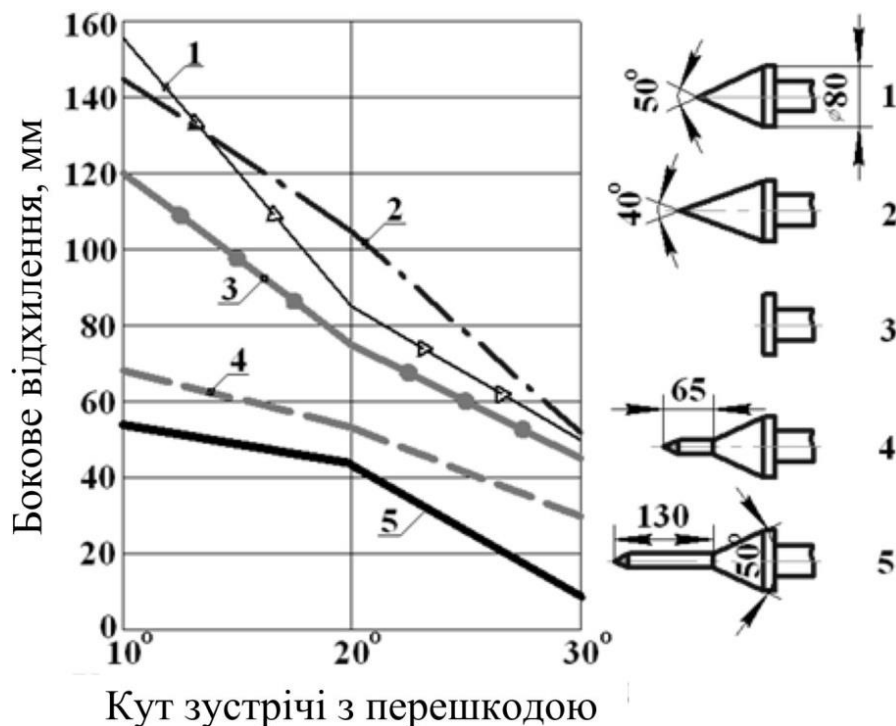


Рис. 1.35. Графіки залежностей величини бічних відхилень ґрунтопроколюючого снаряда з головками різної форми від кутів зустрічі їх з шаром більш щільного ґрунту

У дослідженні [121] наочно показано, що через відхилення від заданої траєкторії, можливий навіть вихід робочого органу на поверхню, а не тільки відхилення по горизонталі.

Однак отримані рекомендації не мають аналітичного обґрунтування та не пов'язані з вихідними параметрами ґрунтів і проколюючих головок.

Перше уявлення про фізику процесу проколу ґрунту було отримано А.С. Вазетдіновим [109], який вважав, що при формуванні свердловини конічним робочим органом відбувається деформація кристалічної решітки, тобто тверді частинки ґрунту ущільнюються за рахунок зменшення пористості масиву. Максимальні

напруження стиснення виникають в основі поверхні конуса, де утворюється зона найбільших структурних деформацій. Зона структурних деформацій буде збільшуватися до тих пір, поки всі тверді частинки з перетину свердловини не будуть витіснені і не займуть відповідний обсяг пор навколо свердловини. За зоною структурних деформацій слідує друга зона – зона пружних деформацій, яка викликає незначне звуження діаметра свердловини після проходження конусного робочого наконечника.

На основі викладеного А.С. Вазетдінов пропонує формулу для визначення зусилля, що виникає при проколі ґрунту

$$P = \frac{\sigma_r \pi R^2}{0,01 n_0}, \text{ (Н)}, \quad (1.3)$$

де σ_r – середнє радіальне напруження, Па;

R – радіус свердловини, м;

n_0 – первісна пористість ґрунту, %.

З цієї залежності випливає, що зі збільшенням пористості ґрунту зусилля впровадження конусного робочого наконечника зменшується, однак, з практики відомо, що зусилля проколу в піщаних ґрунтах більші, ніж в глинистих ґрунтах. Крім цього, дана залежність не враховує вплив кута загострення конусного робочого наконечника, а також його тертя об ґрунт. Невідомим є також середнє радіальне напруження.

Вплив форми і кута робочого наконечника на зусилля проколу в різних ґрунтових умовах вивчав В.К. Тимошенко [51, 78, 110, 113]. Ним було встановлено, що оптимальною формою наконечника, що забезпечує мінімум зусиль проколу ґрунту, є прямий круговий конус з кутом загострення 45–60°. Для визначення зусилля проколу ґрунту В.К. Тимошенко запропонована формула, яка враховує геометричні параметри конуса і кут зовнішнього тертя ґрунту

$$P = \pi R^2 \sigma_r \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\alpha_k}{2} + \varphi\right)}{\sin \frac{\alpha_k}{2}}, \text{ (Н)}, \quad (1.4)$$

де α_k – кут загострення конуса, град;

φ – кут зовнішнього тертя ґрунту, град.

Слід зазначити, що в разі, коли $\left(\frac{\alpha_k}{2} + \varphi\right) = 90^\circ$ визначити

зусилля проколу за цією формулою стає неможливим і невідомо як у кожному випадку визначати σ_r .

Експериментальні дослідження по виявленню впливу кута загострення конусного снаряду на енергоємність при пробиванні свердловин в ґрунті проводили Н.І. Наумець, Ю.П. Кальнін, В.І. Конопльов [114]. У зв'язку з розробкою способу пробивання свердловин під набивні палі в льосових ґрунтах були проведені експериментальні роботи з визначення оптимального кута загострення конуса з умови мінімальної витрати енергії при впровадженні його в ґрунт. Ними встановлено, що мінімальна енергоємність занурення конусних снарядів приходилась на кути загострення 60–90°.

При проведенні досліджень по визначенню кута загострення конуса, при якому з'являється ґрунтове ядро Н.К. Іпатовим і В.В. Чижевим [120] встановлено, що ґрунтове ядро на конічній поверхні ґрунтопроколюючого снаряду починає з'являтися при кутах її загострення 60° і більше. При менших кутах загострення головки ядро не утворюється й враховувати його не слід.

На підставі експериментальних досліджень в польових умовах С.Г. Васильєвим були зроблені висновки, що питоме зусилля найбільше в початковий момент проколу, потім воно поступово зменшується до тих пір, поки конус повністю не увійде в ґрунт. Після цього питоме зусилля знову дещо збільшується. Така картина характерна для всіх конусів з кутом вершини до 90°. В експериментах з конусами в 120° і 135°, навпаки, спостерігається збільшення питомого зусилля при вдавненні конусу, хоча з продовженням проходки його наростання сповільнюється.

Найбільше питоме зусилля проколу при впровадженні конуса на всю його висоту зафіксовано при кутах 30° і 75°. Зі збільшенням кута питоме зусилля зменшується, і найменше встановлено для конуса з кутом вершини 50°. С.Г. Васильєв висловлює пропозицію, що зниження питомого зусилля проколу пов'язано зі зменшенням поверхні тертя. Тому він рекомендує в більшості випадків в практиці проколу конус з кутом 60°, який дає мінімальні зусилля проколу.

Збільшення питомого зусилля в разі застосування конуса з кутом 75° С.Г. Васильєв пояснює появою попереду і навколо

конуса природного ґрунтового ядра. Подальше збільшення кута при вершині конуса знижує питоме зусилля, що відбувається, згідно досліджень С.Г. Васильєва [82, 83, 111], через подібності розподілу тисків під круглим штампом і при проколі. Зі збільшенням тупого кута при вершині конуса останній стає звичайним штампом. Це припущення знаходить відображення в інтенсивному наростанні питомого тиску при просуванні конуса на довжину 14–16 см, достатню для утворення ґрунтового ядра з кутом при вершині близько 60°.

Опір впровадженню конічного наконечника в ґрунт І.С. Полтавцев [125, 126] пропонує визначати з геометричних параметрів наконечника і зовнішнього кута тертя ґрунту φ , а контактні напружки, отримані дослідним шляхом, виражені через кут загострення наконечника α_k і радіус основи робочого органу R , а тому ця формула може бути застосована тільки для тих ґрунтів, в яких проводилися експерименти. Отримана емпірична залежність для визначення опору ґрунту проколу має вигляд:

$$P = \frac{25,2 \sin\left(\frac{\alpha_k}{2} + \varphi\right) \sqrt{R}}{\cos \varphi \cdot \sin \frac{\alpha_k}{2} \cdot \sqrt{\sin \frac{\alpha_k}{2}}} \pi R^2, \text{ (Н)}. \quad (1.5)$$

Дослідження С.Л. Хачатуряна [127–130] спрямовані були, головним чином, на зниження опору ґрунту проколу шляхом усунення або суттєвого зниження сил зовнішнього тертя на бічній поверхні робочого органу за допомогою газового мастила. Їм була отримана залежність для визначення опору ґрунту проколу, яка базується на формулі В.К. Тимошенко (1.4), в залежності від фізико-механічних властивостей ґрунту, які дозволили встановити оптимальні геометричні параметри робочого органу і раціональні режими роботи.

З експериментальних досліджень С.Л. Хачатуряном [130] також було виявлено, що значення контактних напружень, що виникають на бічній поверхні робочого органу не залежать від діаметру робочого органу, але з практики відомо, що зі збільшенням діаметра свердловини абсолютне зусилля проколу зростає, а питомі напружки зменшуються.

При визначенні зусилля впровадження робочого наконечника Н.Є. Ромакін [131, 132] ґрунтувався на умовах, що наконечник є прямий конус з радіусом основи і кутом загострення, який переміщувався в однорідному ґрунті з постійною швидкістю:

$$P = \pi R^2 \sigma_r \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\alpha_k}{2} + \varphi\right)}{\sin \frac{\alpha_k}{2}}, \text{ (Н)}. \quad (1.6)$$

Автор рекомендує для практичних розрахунків лобового опору величину радіального напруження приймати рівною напруженню ґрунту при повному ущільненні, тобто $\sigma_r = \sigma_{\text{ущ}}$.

Для порівняльного аналізу викладених теорій щодо визначення зусилля проколу ґрунту можна порівняти їх розрахункові значення сил опору ґрунту проколу від діаметра свердловини з експериментальними даними, отриманими В.М. Земсковим [133, 134] при статичному проколі в глинистих ґрунтах загостреним конусним наконечником. Результати даного аналізу представлені у вигляді графіка, зображеного на рис. 1.36.

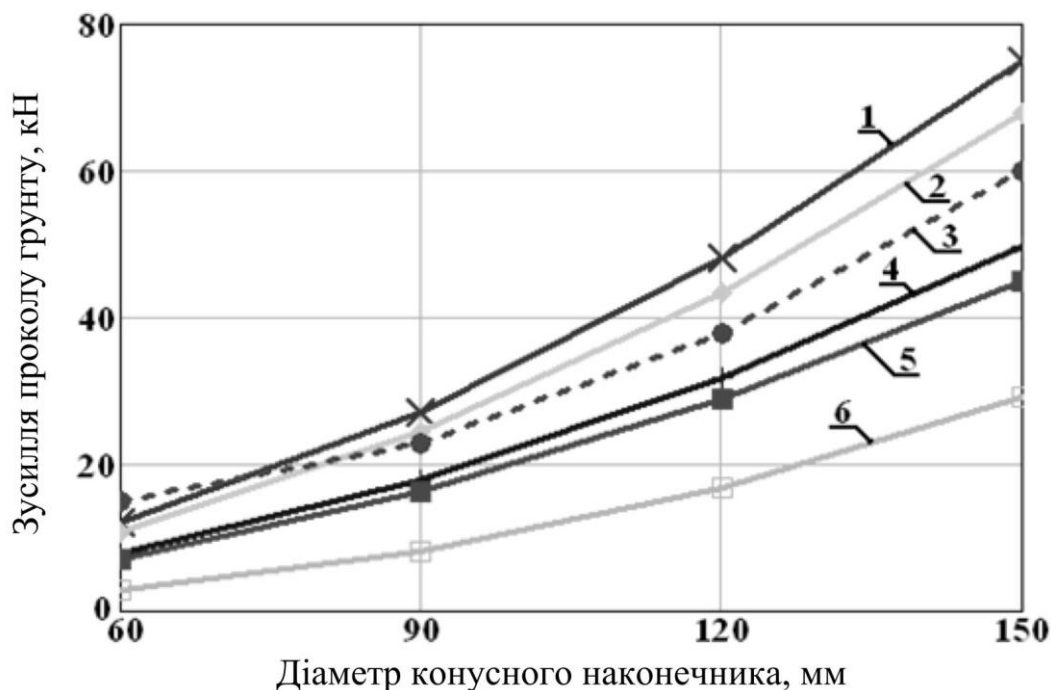


Рис. 1.36. Залежність зусилля проколу ґрунту від діаметра конусного наконечника: 1 – А.С. Вазетдінов; 2 – Н.Є. Ромакін; 3 – експериментальні дані, отримані В.М. Земсковим; 4 – В.К. Тимошенко; 5 – С.Л. Хачатурян; 6 – В.Б. Орлов

Аналізуючи отримані результати, можна стверджувати, що залежності запропоновані А.С. Вазетдіновим, В.К. Тимошенко, Н.Є. Ромакіним і С.Л. Хачатуряном дозволяють з достатнім ступенем точності визначити зусилля, що виникають при проколі глинистих ґрунтів. Менш точною виявилася теорія В.Б. Орлова, вона дає сильно занижені значення. Це пов'язано з тим, що автор базувався на експериментальних даних і його теорія справедлива для тих ґрунтових умов, в яких проводилися експериментальні дослідження.

Дослідженню процесу корекції і управління траєкторії при проколі ґрунту присвячений цілий ряд досліджень авторів: В.А. Бреннер Л.В. Лукієнко, К.А. Головін, А.Е. Пушкарьов, М.Н. Каменский, В.В. Ленченко, Е.А. Меньшеніна, С.Е. Меньшенін, А.А. Репін, А.А. Рогачов, Н.І. Прохоров та інші [135–144].

Напрямок площини зрізу наконечника робочого органу визначає примусову зміну траєкторії його руху.

В роботах В.А. Бреннера [135] надано перші математичні моделі процесів проколу ґрунту робочими органами з головкою зі скошеною площиною, а також основи управління траєкторією руху.

Зазначений метод зміни траєкторії руху робочого органу успішно реалізований в установках горизонтально-направленого буріння. В міру переміщення робочого органу контролюється положення його головки в просторі за допомогою вбудованого в неї датчика і спеціальних навігаційних приладів.

У разі відхилення робочого органу від заданої траєкторії проводиться його корекція при поступальному вдавлюванні головки зі скошеною площиною в масив ґрунту. Таким чином, заданий напрямок проколу ґрунту досягається за рахунок спеціальної конструкції наконечника і чергуванні поступального і обертального його руху.

Недоліком відомих наконечників для проходки свердловин способом статичного проколу є неможливість забезпечити плавність викривлення свердловини в процесі управління її проходкою шляхом переорієнтації носової частини щодо осі свердловини за рахунок великої площі поверхні контакту, який утворюється між наконечником і ґрунтом. Проведені дослідження В.В. Ленченко, Е.А. Меньшніна, С.Е. Меньшніна [138–141] показали, що керованість головного снаряду залежить від співвідношення сил опору

грунту ущільненню, що діють на протилежні поверхні тертя впроваджуваного асиметричного конуса. Сили опору, в свою чергу, прямо пропорційні ексцентриситету величини відхилення осі наконечника від осі головного снаряда ґрунтопроколюючого пристрою (ГСГП).

Авторами було запропоновано виконати наконечник зі змінним перетином для спрямованої проходки свердловин у вигляді тіла обертання з круглою основою і гіперболічною формою, причому максимальний радіус тіла обертання не збігається з обґрунтуванням (основа менше максимального радіуса). Така форма забезпечує зниження тертя наконечника об стінки свердловини при управлінні.

Схеми взаємодії наконечника з ґрунтом показані на рис. 1.37.

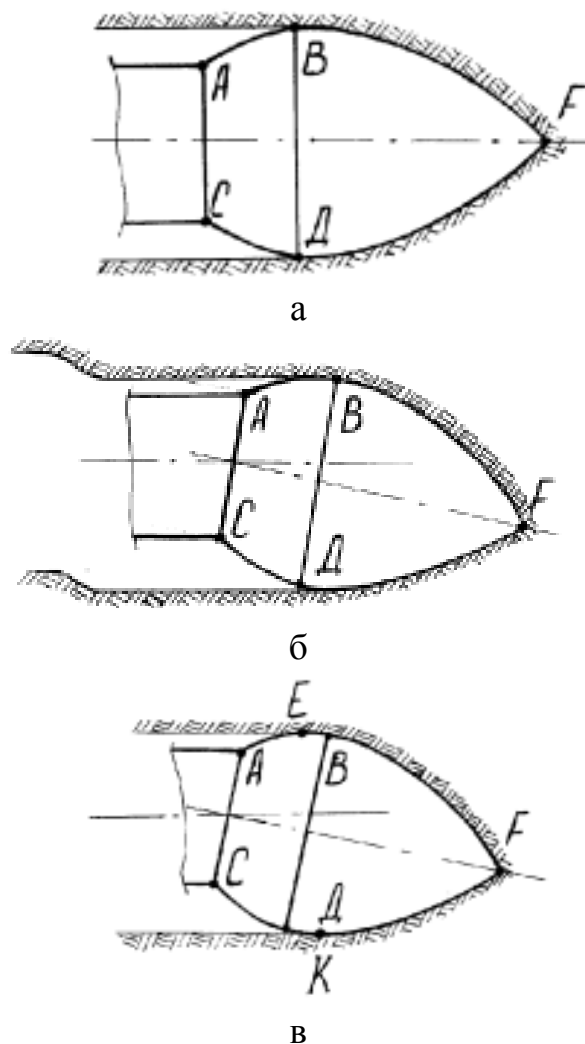


Рис. 1.37. Схеми взаємодії наконечника з ґрунтом при проходці свердловин:

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

При розташуванні наконечника співосно з віссю свердловини нижня поверхня контакту з ґрунтом FD і верхня FB однакові (рис. 1.37, а), але при переорієнтації наконечника в свердловині (відхилення його осі від осі свердловини) (рис. 1.37, б) і подальше просування (розробці свердловини) відбувається деяке збільшення її діаметра. Верхня поверхня контакту наконечника з ґрунтом EF стає більшою, ніж нижня поверхня контакту KF (рис. 1.37, в), сили опору ґрунту по верхній і нижній частині наконечника будуть різні. Навіть при незначному відхиленні осі наконечника від осі проходки відбувається викривлення свердловини.

Проведені розрахунки по визначенню обсягів витісненого і ущільненого ґрунту при впровадженні наконечників з різним ексцентриситетом, а також експериментальні виміри необхідного для цього осьового зусилля підтверджують правильність обраного технічного рішення. При незначному відхиленні осі наконечника від осі проходки буде відбуватися цілеспрямована зміна положення осі свердловини, що покращує керованість головного снаряда порівняно з конусним.

Залежність осьового зусилля від геометричних параметрів впроваджуваних наконечників і фізико-механічних властивостей прохідних ґрунтів була запропонована авторами В.В. Ленченко, Е.А. Меншініна [141] :

$$P_{oc} = S_{ocн} \cdot H \left(\frac{4}{3} \rho \cdot g \cdot 10^6 + 2 \frac{\delta_{ущ} \cdot f}{D \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} \right), \quad (1.7)$$

де $S_{ocн}$ – площа перерізу свердловини;

H – висота наконечника;

$\rho_{гр}$ – щільність ґрунту;

g – прискорення вільного падіння;

$\delta_{ущ}$ – коефіцієнт опору ґрунту ущільненню;

f – коефіцієнт тертя сталі о ґрунт;

D – діаметр свердловини;

α – кут загострення конуса.

Таким чином, осьове зусилля впровадження конуса в ґрунт пропорційно сумі ваги витісненого ґрунту і опору середовища впровадження за рахунок ущільнення з урахуванням втрат на тертя.

При вирішенні питання по відхиленню балки В.В. Ленченко, Е.А. Меншініна враховували як фізико-механічні властивості ґрунту так і жорсткість балки. Розрахункова схема для визначення прогину балки та визначення відхиляючої сили наведена на рис. 1.38.

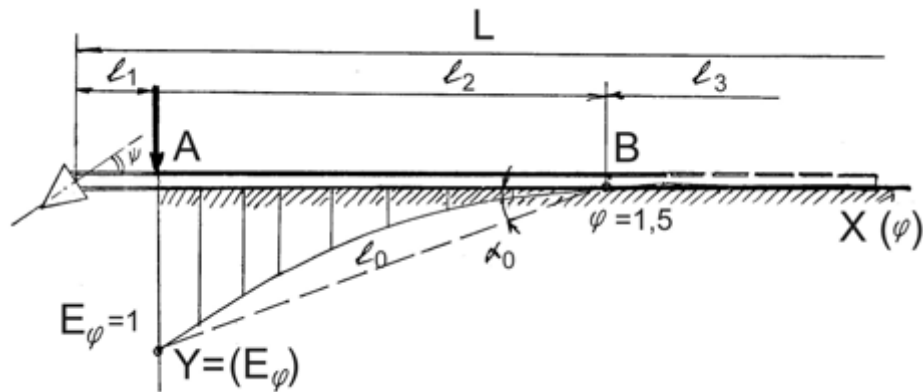


Рис. 1.38. Розрахункова схема та епюра прогину балки

Розглядаючи як довгу балку на пружній основі [145], яка завантажена зосередженою силою на кінці балки, переміщення кінця балки від дії відхиляючого зусилля буде визначатися пружними деформаціями става на ділянці l_2 (див. рис. 1.38). З умови рівноваги сил опору ґрунту на робочій частині контакту з ґрунтом асиметричного конусу авторами було отримано відхилююче зусилля, яке має вигляд:

$$P_y = \frac{P_{oc}}{2} \sin 2\psi \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \frac{\gamma}{2}}, \quad (1.8)$$

де ψ – кут установки робочої частини снаряду;

γ – кут при вершині конусу.

Розрахунок відхилення балки було запропоновано встановлювати згідно з розрахунковою схемою, яка наведена на рис. 1.39.

Прогин балки згідно з розрахунками авторів може бути визначено наступною залежністю:

$$R = 0,5 \frac{l_0}{\sin \frac{\alpha}{2}}, \quad (1.9)$$

де l_0 – довжина початкового ходу балки, який дорівнює:

$$l_0 = \frac{1,5}{m \cos(\arctan \alpha_0)}, \quad (1.10)$$

де m – коефіцієнт жорсткості балки.

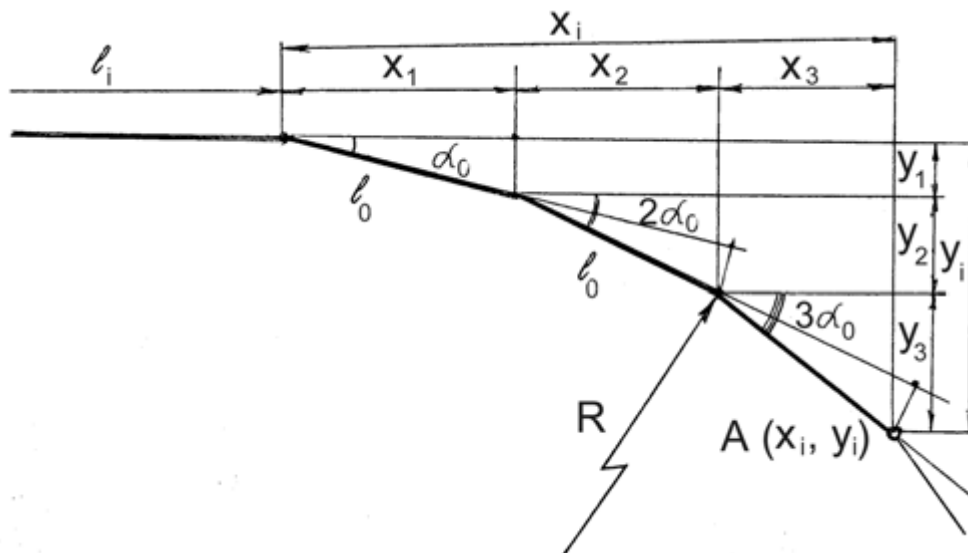


Рис. 1.39. Схема до розрахунку радіусу повороту балки

Коефіцієнт жорсткості балки залежить від піддатливості ґрунту k , ширини балки, модулю піддатливості матеріалу E та моменту інерції I бурової штанги:

$$m = \sqrt[4]{\frac{k d_1}{4EI}}. \quad (1.11)$$

Коефіцієнт піддатливості ґрунту залежить від типу ґрунту та може бути визначено відповідно до літератури [97].

Слід відзначити, що проведені дослідження В.В. Ленченко, Е.А. Меншиніної добре відображають процеси які протікають під час проколу ґрунту. Але отримані розрахунки носять обмежений характер для випадку коли наконечник проколюючої головки виконаний у вигляді конусу зі зміщеною вершиною або сфероподібною формою з конусним виступом. Для випадку коли наконечник зроблений у вигляді зрізаної плоскої поверхні не розглядається.

Авторами Л.В. Лукієнко, К.А. Головіним, А.Е. Пушкарьовим, М.Н. Каменським, А.А. Рогачовим [53, 136, 137, 142] показана доцільність урахування при проектуванні систем подачі виконавчого органу установок керованого проколу величини його необхід-

ного зусилля, що визначається гірничо-геологічними характеристиками траси проколу, довжини штанги і зусилля втискання головної секції в ґрунтовий масив.

З урахуванням напружено-деформованого стану виконавчого органу та закономірностей його взаємодії з масивом при керованому проколі авторами було запропоновано необхідне загальне зусилля проколу $P_{\text{пр}}$, яке може бути визначено сумуванням зусилля вдавнення виконавчого органу $P_{\text{ущ}}$, що витрачається на подолаття опору ущільненню ґрунту, зусиль $P_{\text{тр1}}$ і $P_{\text{тр2}}$, що виникають від сил тертя штанги по ґрунту під впливом гірського тиску і власної маси, зусилля $P_{\text{сц}}$ від зчеплення штанги з ґрунтовим масивом і реактивних нормальної P_N і дотичній P_τ сил на робочому майданчику головної секції (рис. 1.40).

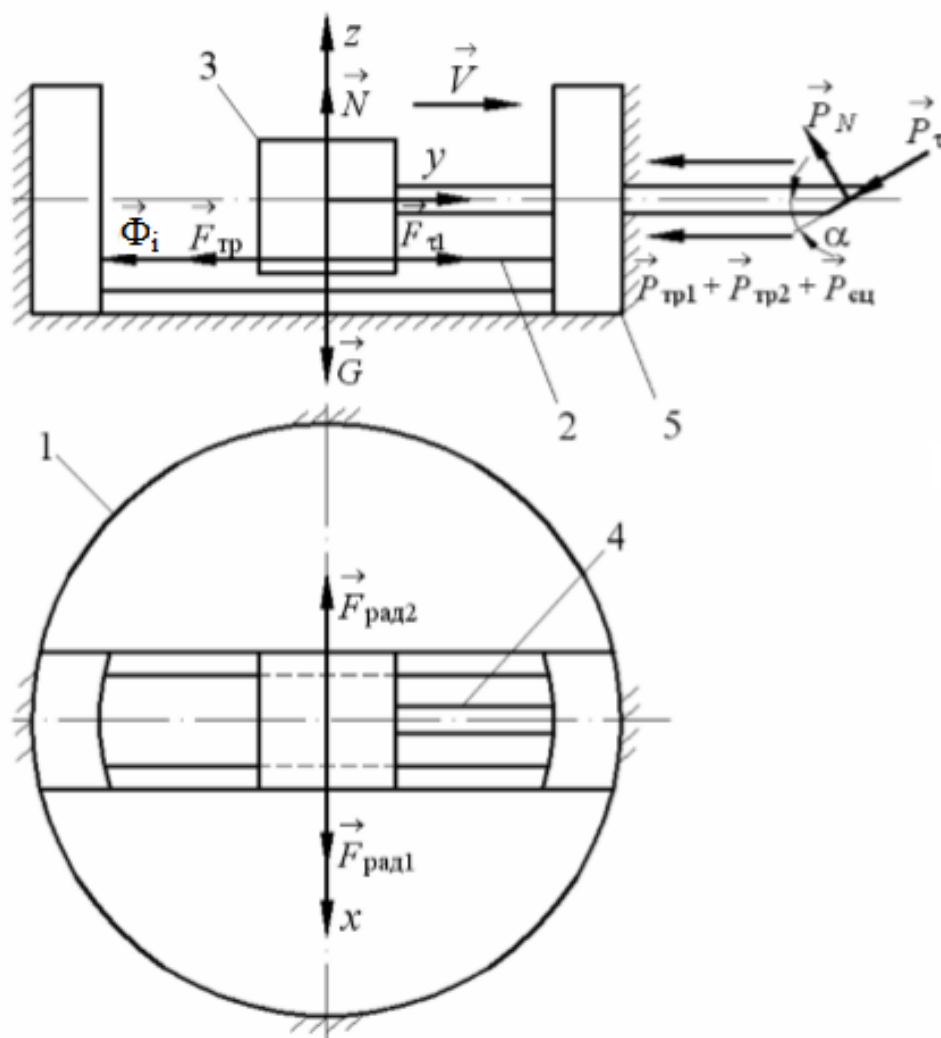


Рис. 1.40. Розрахункова схема для визначення необхідного зусилля проколу: 1 – стартовий котлован; 2 – тяговий орган; 3 – привод машини; 4 – виконавчий орган; 5 – розпірні щити

Тоді вираз для визначення необхідного зусилля проколу відповідно до перерахованих сил опору можна представити в такий спосіб:

$$P_{\text{пр}} = \delta_{\text{ущ}} \frac{\pi \cdot d^2}{4n_0} + l_{\text{ст}} \cdot f \left(\frac{\pi \cdot d}{2} \frac{\gamma \cdot H}{1-\nu} + \gamma_{\text{ст}} \frac{\pi}{4} (d^2 - d_{\text{вн}}^2) \right) + \\ + C_{\text{ст}} \cdot \pi \cdot d \cdot l_{\text{ст}} + P_N \cdot \sin \alpha + P_{\tau} \cdot \cos \alpha, \quad (1.12)$$

де $\delta_{\text{ущ}}$ – коефіцієнт опору ґрунту ущільнення;

$d, d_{\text{вн}}$ – зовнішній і внутрішній діаметри виконавчого органу;

n_0 – коефіцієнт пористості ґрунтового масиву;

$l_{\text{ш}}$ – довжина штанги;

f – коефіцієнт тертя штанги по ґрунту;

γ – середня об’ємна сила тяжіння ґрунтового масиву;

H – глибина закладення вироблення;

ν – коефіцієнт Пуассона;

$\gamma_{\text{ст}}$ – об’ємна сила тяжіння матеріалу штанги;

$C_{\text{ст}}$ – коефіцієнт зчеплення штанги з ґрунтом.

Виходячи з функціональних характеристик, які наповнюють його компоненти, рівняння може бути умовно поділено на три складові частини, що мають переважаюче значення при вирішенні поставлених завдань і характеризуються наступними показниками: $P_{\text{ущ}}$, P_l і $P_{N\tau}$. Перший відображає зусилля вдавлюванню головної секції виконавчого органу в масив, другий – вплив довжини штанги і гірничогеологічних характеристик, а третій – відхилення від прямолінійної траєкторії закладеної свердловини. Неважко замітити, що вплив першого компонента є базовим і в подальшому незмінним для завдання початкового зусилля проколу. Аналізуючи графіки, представлені на рис. 1.41 і 1.42, можна відзначити, що величина необхідного зусилля прямопропорційна довжині проколу.

У своїх дослідженнях по взаємодії пневмопробійників з ґрунтом В.В. Каменський та А.А. Репін [143] вивчали можливість корекції проходки. Було встановлено ряд залежностей, які дозволяють рекомендувати параметри пневмопробійника, що використовуються для вирішення цього питання. Зроблений аналіз траєкторії руху пневмопробійника показав, що в 8 випадках з 10 відбувається скривлення траси. При глибині 10 діаметрів пробійника d радіус кривизни R був дуже великим. При менших глибинах радіус починав доволі швидко зменшуватись та у більшості

випадків при довжині свердловини $8-10L$ (L – довжина лідера) пневмопробійник виходив на денну поверхню.

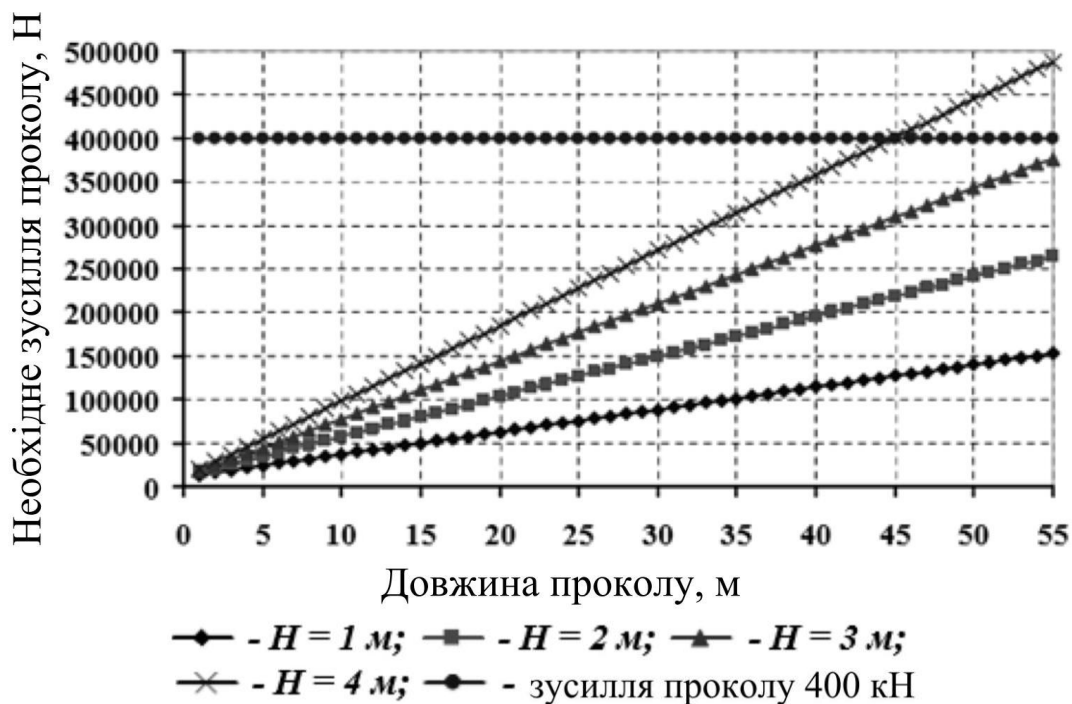


Рис.1.41. Залежність необхідного зусилля від довжини проколу при різних глибинах траси (розміри проколюючої штанги $d = 60$ мм; $d_{\text{вн}} = 40$ мм)

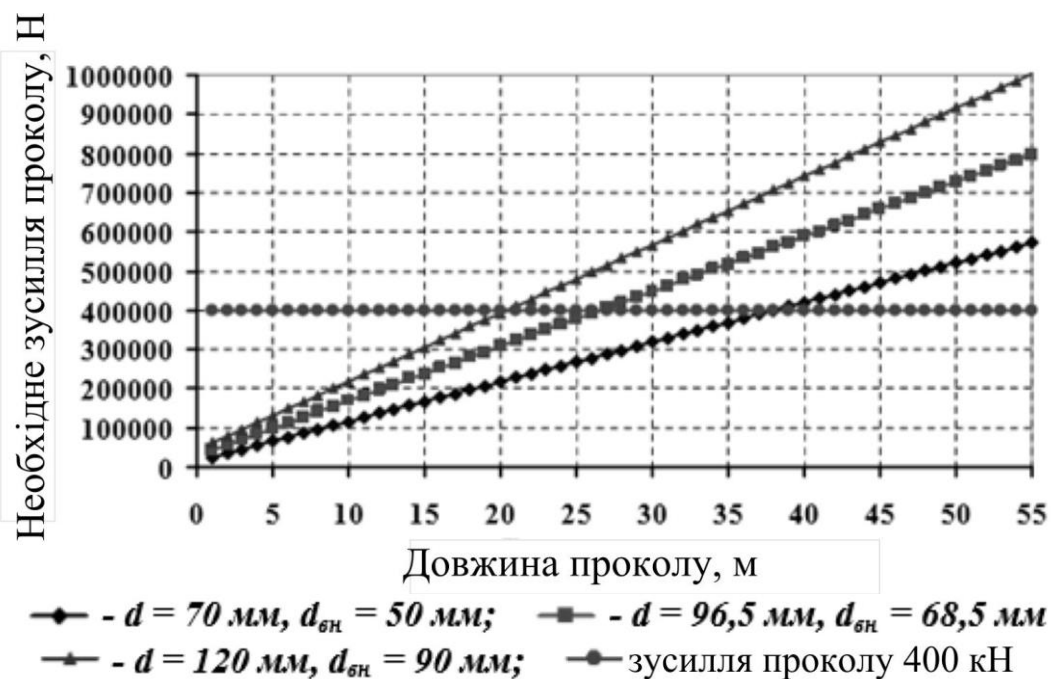


Рис. 1.42. Залежність необхідного зусилля від довжини проколу при різних розмірах проколюючої штанги (при глибині проколу $H = 4$ м)

Слід відзначити, що при малій глибині закладення $(4-6)d$, використовуючи пробійник з несиметричним клином орієнтованим до денної поверхні, вдалося отримати практично прямолінійну свердловину. Тобто вплив виштовхуючої сили та дії реакції ґрунту на асиметричний клин зрівноважувалися.

Експериментальним шляхом авторами цих досліджень було встановлено радіус кривизни свердловини в залежності від величини відносного зміщення вершини клина Δ/r (r – радіус корпусу пробійника):

$$R = A \cdot e^{-1,8\delta}, \quad (1.13)$$

де $\delta = \Delta/r$, A залежить від щільності ґрунту.

Експериментальними дослідженнями Н.П. Чепурного [100] були отримані емпірична залежність для розрахунку відхилення пневмопробійника залежно від його геометричних параметрів:

$$l = \frac{3 \cdot 10^{-4} \cdot L_{ck}^3 \cdot D}{L_{цн}}, \quad (1.14)$$

де l – відхилення осі свердловини від стартової траєкторії, мм;

D – діаметр свердловини, мм;

L_{ck} – довжина свердловини, м;

$L_{цн}$ – довжина циліндричної частини свердловини, м.

Аналогічну закономірність відхилення траєкторії руху проколюючої головки при створенні свердловини на невеликих глибинах спостерігається при статичному проколі ґрунту, яке було відмічено в роботі В.І. Олексіна [146]. Їм було запропоновано прокол робити на відстані від поверхні, яка гарантує відсутність руйнування ґрунту, яке проявлюється у вигляді утворення тріщин та спучення його на поверхні. Отримана емпірична залежність від діаметру свердловини d та пористості n_0 ґрунту для різних його типів має вигляд:

$$H_{\min} = \left[4,4 + \frac{1}{(0,01 \cdot n_0)^{2,25}} \right] \cdot d. \quad (1.15)$$

Встановлено, що залежно від типу ґрунту ця залежність становить: $8,14d$ – для супіску; $9,42d$ для суглинку та $13,84d$ – для

глини. Але пряма траєкторія гарантується, коли ґрунт має однорідне середовище. Кам'янисті включення, перепади щільності ґрунту, змінна вологість можуть стати причиною відхилення, якщо зустрінуться на шляху траси.

Аналіз джерел по дослідженню в сфері безтраншейного прокладання інших держав показав збіг напрямків, які пов'язані з удосконаленням процесів проколу ґрунту та техніки для прокладання підземних комунікацій [147-160]. Так, наприклад, проблемам розрахунку траєкторії проколу ґрунту присвячені труди М. Najafi, A.G. Chehab, I.D. Moor [64, 65, 154]. Наведені в роботах розрахунки враховують як ґрунтові умови, так і пружні можливості штовхаючих штанг.

Визначенню руйнівального впливу на підземні споруди від ущільнення ґрунту навколо стержня, який занурюється у ґрунт займалися М. Asperger та В. Jeremic [159]. Було встановлено, що навколо свердловин під час проколу ґрунту утворюються зони структурного деформування ґрунту. Потрапляння в ці зони фундаментів або прилеглих комунікацій може призвести до їх зміщення та пошкодження.

Встановленням розрахункових залежностей для визначення реакції ґрунту та сил тертя при просуванні труби у криволінійну свердловину присвячені роботи N. Erez, R.D. Bennett та S.T. Ariatham [56, 158]. В розрахунках враховується пружний стан труби від її прогину, виштовхуюча сила від бентоніту та вплив на процес заповнення порожнини труби водою.

Таким чином, можна стверджувати, що проведеними дослідженнями процесу проколу ґрунту з управлінням траєкторії руху ґрунтопроколюючої головки достатньо визначені та науково обґрунтовані головні механізми та фактори, які впливають на відхилення робочих органів від їх осьового руху. Встановлено також, що для управління або корекції руху окрім обертового руху для реалізації процесу на робочий орган необхідно подавати поступальний поздовжній рух для того щоб наконечник, який має форму скошеної площини або конусу зі зміщеним центром, утворив перпендикулярну силу зміщення від реакції ґрунту при асиметричному лобовому ущільненні.

Проблема корекції траєкторії, коли необхідно дотримуватись прямолінійного руху, в роботах не розглядається. Не виявлені також особливості проколу ґрунту для вирішення цього питання з

використанням установок статичного методу формування свердловини. Відсутність аналітичної моделі розрахунку сил опору ґрунту не дає об'єктивних підстав для визначення раціональних параметрів робочого органу та силових параметрів установки.

1.5. Аналіз досліджень по утворюванню горизонтальних ґрунтових порожнин способом продавлювання

Дослідженню процесу продавлювання ґрунту загостреними кільцевими наконечниками присвячені роботи [20, 134, 161]. Згідно з дослідженням [20], процес продавлювання ґрунту наконечником може протікати з його ущільненням у внутрішню порожнину труби, або навпаки, в залежності від кута загострення кромки [134, 161]. В першому випадку зменшується напруженість ґрунту зовні, що дозволяє зменшити ризик пошкодження поверхні дороги та прилеглих комунікацій [20]. В другому – дозволяє зробити більший хід та зменшити витрати на видалення ґрунту з труби, наприклад, желонкою [134, 161]. Однак вказані дослідження не дозволяють визначати сили тертя на поверхні робочого органу.

Аналіз досліджень [26, 162–165] показав, що розглядаються, як правило, окремі випадки процесу розробки ґрунту, а методи вирішення задач носять більш емпіричний характер. В роботах [162] та [163] наведені результати експериментальних досліджень по удосконаленню робочого обладнання для продавлювання ґрунту. Однак ці методи не можуть бути використані для узагальнення процесу продавлювання ґрунту циліндрично-трубчастими наконечниками.

Роботи, які присвячені питанням дослідження процесів впровадження в ґрунт головної частини щитів та трубопроводів при створенні горизонтальних порожнин методом продавлювання, наступних авторів: В.П. Самойлов, Е.А. Демешко, Н.В. Васильєв, А.С. Григор'єв, В.І. Саричев, А.І. Панін, Н.І. Прохоров, І.І. Савін та інші. Нижче наведемо окремі результати, які були отримані цими вченими.

Для визначення зусиль впровадження відкритої ножової частини труби в ґрунтовий масив В.П. Самойлов [166–168] запропонував наступну залежність:

$$P_H = P + P_K, (H), \quad (1.16)$$

де P – зусилля, яке потребує для приведення ґрунту всередині наконечника в крайовий (пластичний) стан, Н;

P_K – зусилля проникнення в ґрунт затупленої ріжучої кромки, Н.

Зусилля P для наконечників, що мають у перетині круглу порожнину, визначаються В.П. Самойловим шляхом рішення осесиметричної задачі його впровадження в сипуче середовище, яке визначається наступним чином:

$$P = p'F, \quad (1.17)$$

де p' – питома напруженість, яка приходить на одиницю площі вхідного отвору ножової частини, Па;

F – площа вхідного отвору ножової частини, м².

При визначенні зусилля проникнення в ґрунт затупленої ріжучої кромки P_K була використана формула стійкості основи:

$$P_K = \Pi \delta_k \left[(\sigma_Z \cdot c \cdot \operatorname{ctgr}) \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho} e^{\pi \operatorname{tg} \rho} - c \cdot \operatorname{ctgr} \right], (H), \quad (1.18)$$

де Π – периметр ріжучої кромки, м;

δ_k – товщина кромки, м;

σ_Z – напруження в точці острія клину, Па;

c – зчеплення ґрунту, Па;

ρ – кут внутрішнього тертя ґрунту, град.

Методика визначення зусиль впровадження відчиненої ножової частини в ґрунтовий масив, що запропонував В.П. Самойлов [167, 168] базується на експериментальних даних, що підтверджує загальну теорію руйнування природного ґрунтового масиву під дією штамп. Однак існуючі насадки мають значні звуження вихідного перетину ножової частини по відношенню до вхідного перетину, яке в окремих випадках досягає 50 %, що викликає додатковий опір на впровадження ножа в ґрунт. Використання в методиці графоаналітичного методу, який дає можливість описати процес просування ґрунту через ніж, ускладнює виконання інженерних розрахунків.

У своїх працях Е.А. Демешко [162, 169] розглядає частковий випадок впровадження симетричних круглих ножових частин в ґрунт. На його думку процес впровадження характеризується кутом внутрішнього тертя ρ , кутом зовнішнього тертя ϕ , зчепленням c , а також зовнішнім D та внутрішнім d діаметрами ножової частини, кутом загострення ножа α , привантаженням на забої q , яка утворюється ріжучою решіткою або діафрагмою. В деяких випадках привантаження q та зчеплення ґрунту c можуть бути відсутніми. Розрахунками визначалась сила лобового опору, що дорівнює крайньому зусиллю впровадження клиновидного ножа в ґрунт. Розрахунок базується на загальній теорії рівноваги сипучого середовища.

Розрахунком визначалась сила лобового опору, яка дорівнює граничному зусиллю впровадження клиновидного ножа в ґрунт. Розрахунок ґрунтується на загальній теорії рівноваги сипучого середовища.

Граничне зусилля впровадження $P_{\text{ПР}}$ може бути визначено за формулою

$$P_{\text{ПР}} = \sum_{i=1}^m \sin(\phi + \alpha) \frac{\pi}{2} (\sigma_{\text{ПР}i} + \sigma_{\text{ПР}i+1}) (2r_i + \Delta l_i \sin \alpha) \Delta l_i, \text{ (Н)}, \quad (1.19)$$

де m – кількість ділянок, на які поділена твірна ножа;

ϕ – кут зовнішнього тертя ґрунта, град;

α – кут загострення ножа, град;

$\sigma_{\text{ПР}i}$ – середнє напруження на i -й ділянці, Па;

r_i – координати i -ї ділянки, м;

Δl_i – довжина i -ї ділянки на твірній ножа.

Методика, яка запропонована Е.А. Демешко, дозволяє виконувати розрахунки зусиль, які виникають при впровадженні в ґрунт профілів круглої та плоскої форми.

Але використання його методики для конкретних конструкцій насадки не дає можливості дати загальної оцінки впливу на процеси властивостей ґрунту різних типів та визначити раціональну форму наконечника.

Н.В. Васильєв [39, 73, 109] запропонував визначати зусилля, які необхідні для продавлювання труб в ґрунтового масиві, по залежності:

$$P = q_1 l + [2(1 + \xi_0) p_1 + g_1] L f_{\text{тр}}, \quad (\text{Н}), \quad (1.20)$$

де q_1 – питомий опір на периметр ножа, що вдавлюється в ґрун-
товий масив, Н/м;

l – периметр (довжина кола) ножа, м;

ξ_0 – коефіцієнт бічного тиску ґрунта;

p_1 – вертикальний тиск на 1 погонний метр труби, Н/м;

$$p_1 = \frac{2\gamma a^2}{f}, \quad (\text{Н/м}), \quad (1.21)$$

γ – об’ємна сила тяжіння ґрунту, Н/м³;

a – напівпроліт виробки, м;

f – коефіцієнт міцності породи;

g_1 – вага 1 погонного метру труби, що продавлюється Н/м;

L – довжина труби, що продавлюється, м;

$f_{\text{тр}}$ – коефіцієнт тертя ґрунту по сталі.

При цьому Н.В. Васильєв відмічає, що лобовий опір зусилля впровадження ножа в ґрунт на довгих ділянках складає 2–7 % від загального зусилля продавлювання, а на коротких ділянках в щільних глинах досягає 20–25 %.

У своїх дослідженнях А.С. Григор’єв [163, 164] для визначення статичного зусилля проникнення затупленої кільцевої кромки циліндричної оболонки ввів наступні припущення: впровадження кільцевої кромки циліндричної оболонки на довжину l_k створюється в ізотропному ґрунті ($\sigma = \text{const}$) при відсутності нецентрованого прикладання рухомої сили F ; під дією напружень від стиснення перед кільцевою кромкою циліндричної оболонки утворюється тор з диспергированого ґрунту, а під дією напружень зміщення, які з’являються від нормальних сил N , утворюється видавлювання ґрунту у вільний внутрішній об’єм оболонки (рис. 1.43).

Було встановлено, що сила лобового опору $F_{\text{л}}$, що перешкоджає просуванню оболонки в ґрунт лінійно залежить від міцності ґрунту σ , зовнішнього діаметру оболонки $D_{\text{н}}$, товщини її стінки δ та не залежить від довжини контакту поверхні оболонки з ґрунтовим масивом:

$$F_{\text{л}} = \pi \sigma D_{\text{н}} \delta k_{\text{л}}, \quad (1.22)$$

де $k_{\text{л}}$ – коефіцієнт збільшення сили лобового опору за рахунок жорсткості ґрунту ($k_{\text{л}} = 1,2\text{--}1,3$).

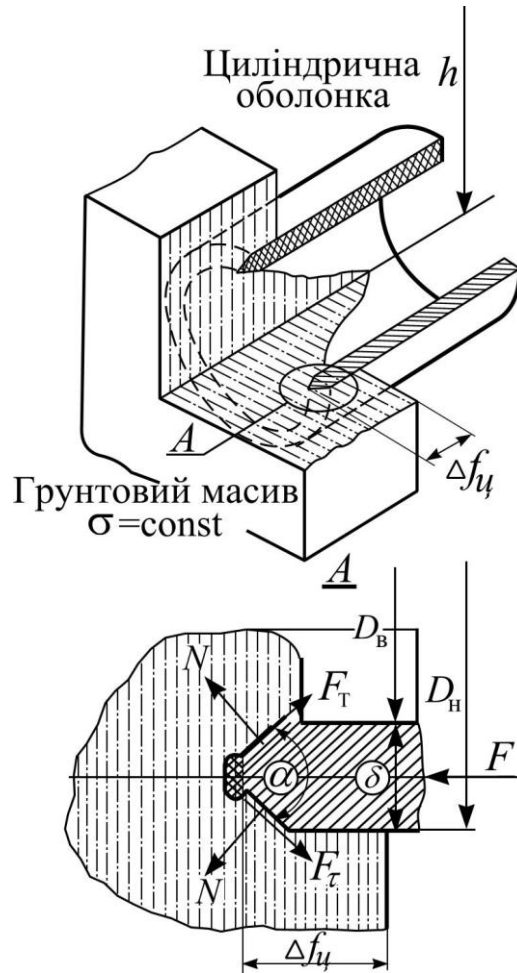


Рис. 1.43. Схема дії сил на кільцеву кромку циліндричної оболонки

Сумарний опір впровадженню оболонки T (рис. 1.44) в ґрунт за рахунок подолання сил тертя при дії постійної сили F , що штовхає циліндр має вигляд:

$$T = f \sum_{i=1}^3 \xi_i \int_0^{(k_i-1)l_0+x} dx, \text{ Н}, \quad (1.23)$$

де f – коефіцієнт тертя ґрунту поверхні оболонки по ґрунту;

ξ_i – питомі, нормальні до поверхні тертя, навантаження, Н/м;

k_i – число циклів нарощування оболонки на довжину l_0 , од. ($k_i = 1, 2, 3, \dots, n$).

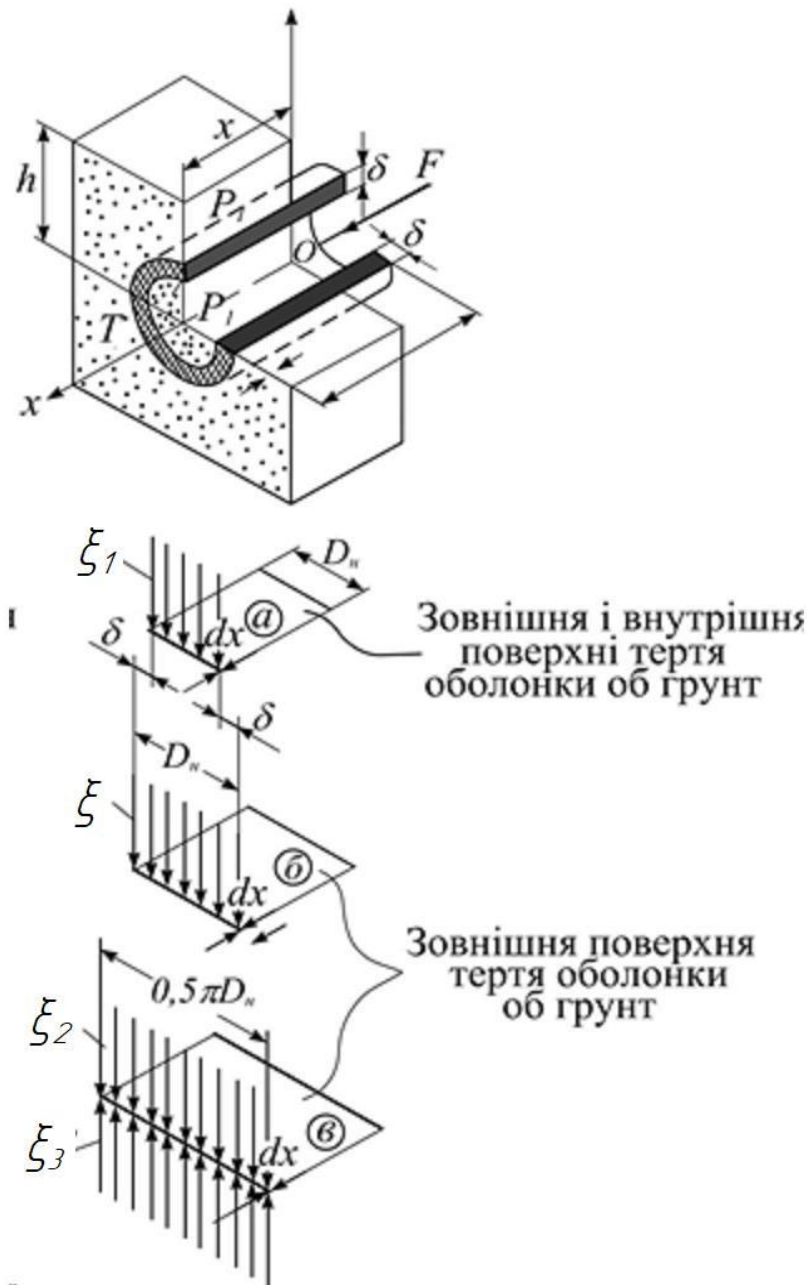


Рис. 1.44. Питоме нормальне навантаження в поперечному перерізі циліндричної оболонки

Після інтегрування виразу (1.23) та з урахуванням розрахунків питомих навантажень ξ_i від ваги циліндричної оболонки, гірського тиску та ваги ґрунтового керну на внутрішню поверхню циліндричної оболонки розрахункова залежність для визначення сили опору має вигляд:

$$T(0 \leq x \leq l_0) = \pi \rho_1 g D_n f \times \left\{ \frac{D_n}{2} x + (k_p \delta + h) [(k_i - 1) l_0 + x] \right\}, \text{ Н}, \quad (1.24)$$

де $k_p = \rho_2 / \rho_1$ – відношення щільності матеріалу циліндричної оболонки до щільності ґрунту.

З отриманої А.С. Григор'євим залежності (1.24) по визначенню величини сили лобового опору ґрунту T впровадженню циліндричної оболонки від дії сили F при відомих геометричних параметрах (D_H , δ , l_0) та силових (ρ_1 , k_p , h , f) параметрах оболонки залежатиме тільки від шляху тертя вздовж осі траси прокладання інженерної комунікації. При тому в кінці кожного елементарного циклу продавлювання оболонки ($x = l_0$) відбувається зменшення опору впровадження на величину $\Delta T = 0,5\pi\rho_1 g D_H^2 f l_0$, (Н) за рахунок видалення ґрунтового керну з довжини l_0 .

У своїх дослідженнях А.С. Григор'єв не розглядає вплив на процес утворення ґрунтового керну та сил опору форми загострення лобової кромки наконечника труби для продавлювання ґрунту та не дає рекомендацій по вибору раціонального загострення.

До того ж розрахунок сили опору переміщенню ґрунтового керну по внутрішньому об'єму циліндру мають спрощений підхід, який не враховує можливе розпирання ґрунту від сил тертя при переміщенні керну, що може значно збільшити загальний опір. За отриманою залежністю фактично неможливо оцінити вплив фізико-механічних властивостей ґрунтового середовища на процес продавлювання і відповідні йому сили лобового та бічного опору при просуванні циліндричної оболонки.

1.6. Аналіз досліджень по утворенню горизонтальних ґрунтових порожнин комбінованим способом

Вченими В.І. Саричевим, А.І. Паніним, Н.І. Прохоровим та І.І. Савіним [52] було досліджено процес створення свердловини комбінованим методом, коли на першому етапі іде продавлювання ґрунту циліндричною насадкою та розширенням утвореної свердловини її конусною частиною шляхом радіального ущільнення ґрунту. Сумарне зусилля, яке затрачається на просування труби, за їх даними складається з наступних сил:

$$N = N_u + F_s, \quad (1.25)$$

де N_u – зусилля, яке затрачається на руйнування структури ґрунту спереду торця труби;

F_s – тертя ґрунту по поверхні труби.

Сила тертя на боковій поверхні труби визначається за формулою:

$$F_s = P \sum g_{cf} h_i f_i, \quad (1.26)$$

де P – зовнішній периметр перерізу труби;

g_{cf} – коефіцієнт умов роботи;

f_i – розрахунковий опір по бічній поверхні труби (згідно з ДБН В.2.1-10) [170], яке залежить від глибини h_i її закладання та фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Зниження зусилля відбувається за рахунок зменшення об'єму ґрунту, яке йде на радіальне ущільнення і може бути визначено по залежності (1.27):

$$N_u = \pi(R_{\text{тр}}^2 - R_{\text{н}}^2)(n_{\gamma}\gamma R_{\text{тр}} + n_q(\gamma H + p + n_c c), \quad (1.27)$$

де n_{γ} , n_q , n_c – безрозмірні коефіцієнти несучої спроможності ґрунту, які визначаються внутрішнім кутом тертям φ ;

$R_{\text{тр}}$ і $R_{\text{н}}$ – зовнішні радіуси відповідно труби та насадки;

c – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту;

H – глибина закладання труби;

g – об'ємна сила тяжіння ґрунту.

На прикладі створення свердловин шляхом проколювання ґрунту, продавлювання та комбінованою технологією для труби діаметром 720 мм зображено залежність зусиль в кожному випадку. З рис. 1.45 видно, що при проколюванні потребується максимум зусиль. Найменшим буде зусилля при продавлюванні. Для комбінованої технології буде проміжне значення.

Для встановлення умови забиваємості та визначення раціональної довжини трубної насадки була прийнята розрахункова схема (рис. 1.46).

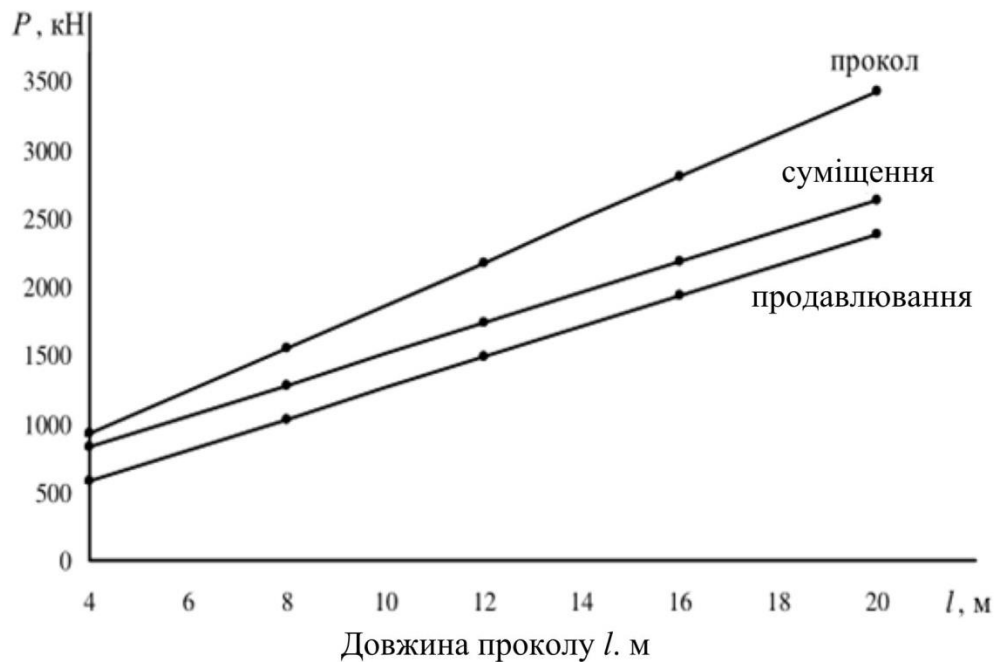


Рис.1.45. Залежність зусиль при проколі, продавлюванні та комбінованій технології для труби діаметром 720 мм

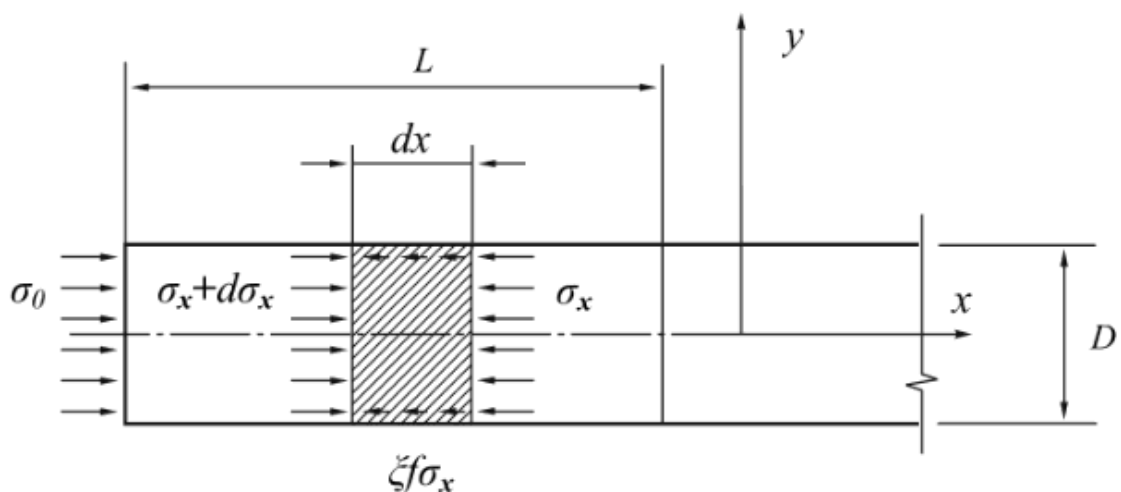


Рис. 1.46. Схема сил, які діють на елемент ґрунтової пробки

З умови рівноваги елемента ґрунтової пробки авторами було отримано наступне рівняння для довжини насадки:

$$L = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{k}{f \gamma} \sigma_0 + l \right), \quad (1.28)$$

де $k = 4lf / D$; $\lambda = n / (1 - n)$ коефіцієнти бічного тиску ґрунту;
 ν – коефіцієнт поперечної деформації;

f – коефіцієнт тертя ґрунту по оболонці, рівний 0,6;

σ_0 – напруження в ґрунтовому масиві на торці насадки при продавлюванні.

Умовою просування ґрунту в трубі без руйнування денної поверхні було прийнято виконання наступної умови:

$$\sigma_{\text{гр}} \leq \sigma_{\text{пас}}, \quad (1.29)$$

де $\sigma_{\text{гр}}$ – питомий опір ґрунту по внутрішній поверхні труби;

$\sigma_{\text{пас}}$ – пасивний тиск ґрунту (відпір).

Для визначення пасивного тиску була застосована наступна залежність (1.31):

$$\sigma_{\text{пас}} = \gamma H \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \text{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tau \quad (1.30)$$

де H – глибина закладання труби;

γ – питома сила тяжіння ґрунту;

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту;

c – коефіцієнт зчеплення;

τ – опір зсуву ґрунту:

$$\tau = (\gamma H \text{tg} \varphi + c) \text{ctg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) H^2. \quad (1.31)$$

Довжина насадки визначена із умови (1.32)

$$L = \frac{\sigma_{\text{пас}} \cdot D}{4\sigma_{\text{гр}}}, \quad (1.32)$$

де D – діаметр насадки.

Отримані залежності дозволили встановити шаг заходки для випадків закладення труб діаметрами 520 та 1520 мм, які наведені на рис. 1.47.

З графіку видно, що із умови просування ґрунту всередині насадки для труби діаметром 1520 мм мінімальна глибина буде складати 4,8 м, а для труби діаметром 520 мм вона буде рівна 5,9 м, а довжина насадки для прокладання труб на глибині 2–3 м відповідно дорівнює для трубопроводів діаметром 1520 мм – 0,7–2,8 м; для трубопроводів 520 мм – 0,3–1,5 м.

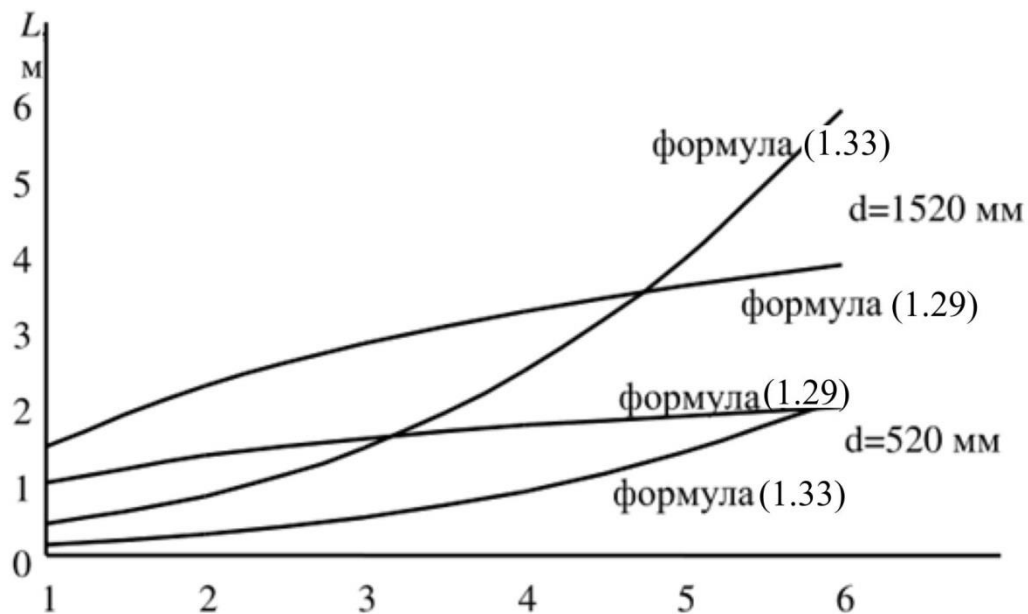


Рис. 1.47. Залежність шагу заходки від глибини закладання труби

Отримані результати досліджень авторів по створенню свердловини комбінованою розробкою ґрунту продавлюванням з подальшим його ущільненням проколом дозволили отримати раціональні параметри комбінованої насадки на трубу.

Наведені вище залежності у підрозділах 1.5 і 1.6 для розрахунків робочого обладнання відображають процес утворення свердловини по технології продавлювання ґрунту та комбінованим методом, що дозволяє вирішувати питання вибору параметрів робочого інструменту для розробки ґрунту та розрахунку силового привода установок. В розрахунках сил опору протискання керну по внутрішній порожнині труби на відміну від розрахунків А.С. Григор'єва, В.І. Саричевим та іншими авторами розглянутої теорії враховується зміна стану ґрунту.

Слід, також, визначити, що отримані залежності В.І. Саричевим, А.І. Паніним, Н.І. Прохоровим та І.І. Савіним [52], не дозволяють установити вплив відношення зовнішнього до внутрішнього діаметрів наконечника на опір його заглибленню. Також в розглянутих працях не вирішується питання по вибору форми загострення трубного наконечнику та не наводиться аналіз їх впливу на процеси та на силу опору ґрунту продавлюванню. Відповідь на ці питання дозволить отримати дослідження параметрів робочих органів з умови мінімізації енерговитрат в залежності від типів ґрунтів, що розробляються.

1.7. Проблема створення високоефективних спеціальних землерийних машин для безтраншейного прокладання підземних комунікацій

Виконання робіт в умовах обмеженого простору міст по ефективній прокладці та ремонту підземних інженерних споруд вимагає застосування малогабаритних установок, які легко та швидко монтуються при будівництві переходів. Цим вимогам повністю відповідають установки для статичного проколювання та продавлювання ґрунту.

Серед представлених технологій особливий інтерес викликає прокладання розподільних мереж в обмежених міських умовах методом статичного проколу.

Виявлені тенденції його розвитку по шляху автоматизації робіт і застосування сучасних систем управління і контролю процесом проколу дозволяють судити про актуальність вирішуваних завдань щодо вдосконалення методу і подальшого підвищення ефективності установок статичного проколу.

Слід також зазначити, що загальним недоліком для установок керованого проколу ґрунту є відсутність надійного математичного опису процесу взаємодії виконавчого органу та його штанг з ґрунтом. Це в свою чергу призводить до неможливості проведення повноцінного попереднього розрахунку траси проходки і не дозволяє обґрунтовано провести вибір параметрів виконавчого органа і установки для заданої ґрунтової траси.

Сучасне забезпечення життєдіяльності населення, особливо в великих містах, неможливо собі уявити без якісного постачання енергоносіїв, води та каналізаційного відводу відходів. Постійний розвиток інфраструктури населених пунктів, широке впровадження сучасних технологій інформаційного забезпечення вимагає прокладання нових мереж.

Також постійний зріст попиту на прокладання та ремонт трубопроводів каналізації, газо- та водопостачання пов'язано з їх значним зносом в 70–80 % існуючих комунікацій. Великі обсяги земляних робіт і трудомісткість супутніх операцій створюють значні труднощі щодо використання траншейного способу прокладання інженерних комунікацій в обмежених умовах щільної забудови.

дови міст. Припинення транспортних потоків та пасажирських перевезень при цьому може призвести не тільки до значних економічних втрат, але ще й до непередбачуваних соціальних проблем.

У передовій практиці іноземних держав понад 90 % об'єму робіт по прокладанню та реконструкції підземних інженерних комунікацій виконується безтраншейними методами, що дозволяє значно знизити затрати на виконання ремонтних робіт на 15–40 % (в залежності від їх діаметру). Більш того, в багатьох містах світу заборонено відкрите траншейне прокладання комунікацій і застосовується тільки при аварійних випадках.

З аналізу типорозмірів інженерних комунікацій розподільні мережі складають понад 85 %, а це трубопроводи та кабелі різного призначення, що прокладаються у свердловинах з відносно невеликим діаметром до 300 мм. Довжина підземних прольотів визначаються шириною автомобільних доріг, трамвайних та залізничних колій, паркових зон з зеленими насадженнями, розмірами архітектурних споруд та інше, що лежать в межах від 10 м до 50 м, а в деяких випадках і більше.

Згідно з будівельними вимогами інженерні комунікації прокладаються крізь захисні футляри у вигляді труб, які після проколу ґрунту просуваються в утворювану горизонтальну свердловину.

Активному розвитку безтраншейних технологій формування свердловин за останні часи сприяла поява та широке впровадження труб з сучасних, довговічних полімерних матеріалів, які значно дешевші, легші та більш пружні ніж традиційні труби зі сталі, чавуну, кераміки, цементобетонну, азбесту та інше.

Найбільш ефективними для прокладання підземних комунікацій в умовах щільної забудови міст є малогабаритні машини і установки, які створюють горизонтальні свердловини шляхом статичного задавлювання робочого інструмента в ґрунт, а саме проколюванням ґрунту з радіальним його ущільненням робочим органом з конусним наконечником та продавлюванням – коли ґрунт направляється в середину робочого органу у вигляді циліндру з загостреним наконечником, що забезпечує мінімальне його ущільнення навколо свердловини та зменшує ризики пошкодження дорожньої основи або прилеглих комунікацій.

Процес статичного формування свердловин вимагає великих напірних зусиль, що досягають десятки та сотні тон. Ефективність

роботи установок визначається збалансованим співвідношенням можливостей їх приводу та сил опору ґрунту при його розробці. Одним з найважливіших показників оцінки енергетичних затрат безтраншейного прокладання комунікацій є енергоємність процесу проходки горизонтальних свердловин [4]. Слід відзначити, що в більшості випадків енергоємність проходки, яка виконується існуючими установками статичної дії значно перевищує потрібну енергію для формування свердловини. В роботі [5] наведено, що оціночний показник коефіцієнту корисної дії формування свердловини цим обладнанням складає усього 7 %.

Значна енергоємність проходки свердловини розглянутими методами та низьке значення ККД визначають актуальність пошуку нових ефективних рішень по інтенсифікації процесу формування горизонтальних свердловин при безтраншейному прокладанні інженерних комунікацій.

Розвитку теорії створення машин, які працюють по принципу статичної дії, присвячено багато досліджень. Найбільш значний вклад по вивченню процесів ущільнення ґрунтів при проколі та продавлюванні ґрунтів під час формуванні свердловин було внесено А.С. Вазетдіновим, Н.В. Васильєвим, І.С. Полтавцевим, Н.Я. Кершенбаумом, В.І. Мінаєвим, Г.Н. Пестовим, О.А. Савіновим, В.К. Тімошенко, Н.Є. Ромакіним, Д.Д. Барканом, А.Н. Зелениним, К.К. Тупіциним, Д.Н. Єшуткіним, Н.Я. Хархутой, В.К. Свирщевським, А.Н. Ряшенцева, І.І. Блехманом, С.В. Кравцем, В.В. Кованько, С.Л. Хачатуряном та іншими, як українськими, так і зарубіжними вченими.

Не дивлячись на значні теоретичні та експериментальні дослідження в області формування горизонтальних свердловин при безтраншейному прокладанні підземних комунікацій, питання підвищення ефективності їх утворювання, що направлені на зниження енергетичних, фінансових та трудових затрат, все ще потребують подальшого вирішення та узагальнення теоретичних основ на основі відомих вихідних даних про ґрунти.

Аналіз джерел по дослідженню в сфері безтраншейного прокладання підземних комунікацій показав, що світовій практиці відомі технології розробки горизонтальних свердловин шляхом радіального видавлювання ґрунту від осі свердловини в масив, видалення ґрунту на зовні та комбінованим методом. Всі вони

мають свої переваги, недоліки та області застосування, які не мають чіткого розмежування в залежності від фізико-механічних характеристик ґрунтів і необхідних натискних зусиль.

Розроблена класифікація установок для безтраншейного прокладання комунікацій та аналіз їх по узагальненому показнику ефективності показав, що найбільш ефективними є установки та обладнання, які працюють на основі статичного проколу, але вони мають недостатню відстань проходки свердловин довжиною до 20–25 м.

Проаналізовані результати існуючих досліджень дозволяють стверджувати про відсутність узагальнюючих аналітичних моделей по проколу та продавлюванню ґрунту, які б описували робочий процес без проведення додаткових попередніх експериментів, що не дозволяє прогнозувати вибір геометричних та силових параметрів установок. Крім того, корекція траєкторії руху робочих органів у роботах не розглядається.

Відомі залежності не дозволяють установити вплив відношення зовнішнього до внутрішнього діаметрів наконечника на опір продавлювання, також не вирішена проблема вибору форми загострення трубного наконечника та не наводиться аналіз їх впливу на процес й на силу опору ґрунту продавлюванню. Відсутність аналітичної моделі розрахунку сил опору ґрунту не дає об'єктивних підстав для визначення раціональних параметрів робочого органу та силових параметрів установки.

З проведеного аналізу джерел також не виявлено методології вибору технології ефективного формування свердловин на основі силового та енергетичного аналізу взаємодії наконечників з ґрунтом.

2.ОСНОВИ ТЕОРІЇ РОБОЧИХ ПРОЦЕСІВ ФОРМУВАННЯ ҐРУНТОВИХ СВЕРДЛОВИН (ПОРОЖНИН) ДЛЯ ПРОКЛАДАННЯ ПІДЗЕМНИХ КОМУНІКАЦІЙ СТАТИЧНИМИ МЕТОДАМИ

2.1. Передумови теорії формування ґрунтових порожнин статичними методами

2.1.1. Фізична картина процесу статичної взаємодії робочих наконечників з ґрунтом

Процеси формування горизонтальних свердловин (порожнин) шляхом статичного проколу та продавлювання ґрунту мають суттєві признаки і особливості, як у технологічному так і у фізичному плані. Для їх виявлення розглянемо фізичну картину процесу взаємодії робочого інструмента з ґрунтовим масивом для обох випадків.

Як показав аналіз теорій проколу ґрунту процес горизонтального проколу порівнюється з процесом вертикального заглиблення паль, коли перед їх кінцем, що заглиблюється, утворюється ґрунтове ядро ущільнення, яке створює додатковий лобовий опір при виконанні робіт [25, 142, 172, 173]. Інші теорії базуються на уявленні про зміну розподілу приведенного тиску ґрунту на поверхню конусної частини наконечника [134, 140]. Обидва погляди базуються на прийнятій фізиці процесу та мають своє логічне обґрунтування.

Процес проколу ґрунту в загальному випадку полягає у вдавлюванні в ґрунт металевої труби, що має на кінці, який взаємодіє з ґрунтом, конічний наконечник. Цей наконечник ущільнює ґрунт у радіальному напрямі навколо труби, що пересувається в масиві, формуючи ущільнену зону, величина та радіус якої залежить від властивостей ґрунту та діаметра наконечника.

Під час заглиблення наконечника в ґрунт відбувається ущільнення в стінки свердловини та його стиснення, яке обумовлюється зміною пористості, а саме загальним об'ємом пор в ґрунті під дією напірної сили на конічний наконечник. Зміна пористості в зоні

заглиблення конічного наконечника можлива тільки при зміні структури ґрунту, тобто при структурних деформаціях твердих частинок, їх переміщенні в радіальному напрямку від осі руху конусного наконечника. Структурні деформації визначаються крайнім пружним станом, при якому порушується існуюча рівновага в структурі ґрунту. Такий крайній пружний стан деякі автори [174–176] пропонують визначати через величину середнього критичного напруження або так званого коефіцієнта опору ґрунту ущільненню – $\sigma_{\text{ущ}}$. Абсолютне значення $\sigma_{\text{ущ}}$ визначається експериментальним шляхом. Згідно з [176], для глини його значення може досягати 1,5–2,0 МПа, а для піску 5–6 МПа. Інші автори [93–96, 171] пропонують характеризувати ущільнення ґрунтів, яке супроводжується значними змінами їх пористості, величиною тиску, що перевищує так звану структурну міцність ґрунту, коли руйнуються структурні зв'язки частинок ґрунту. Величина структурної міцності ґрунтів визначається по компресійних кривих. При цьому ґрунт випробовують малими ступенями навантаження. Також існує метод визначення структурної міцності за результатами експериментів в компресійних приборах, який був запропонований Є.І. Медніковим. Слід відзначити, що на даний час встановлення структурної міцності ґрунтів потребує спеціальних методик, в зв'язку з чим структурна міцність може бути визначена лише з відомим наближенням [173].

В роботі [134] наведені результати експериментальних досліджень по визначенню величин та закономірностей змін напруження в масиві ґрунту при статичному проколі. Напруження в масиві ґрунту утворюють напружену зону, яка складає 3–5 діаметрів конічного наконечника. В роботі [123] вказується на те, що зона деформації ґрунту в радіальному напрямі перевищує шестидесяти діаметрів в залежності від типу ґрунту. Розміри зони структурної деформації ґрунту можливо визначати, як 3–6 діаметрів створюваної свердловини.

У зв'язку з тим, що при зміщенні та ущільненні ґрунту під час проколу частина його знаходиться в області пружних деформацій, що є причиною виникнення сил тертя по бічній поверхні наконечника та труби.

Таким чином, під час проколу виникають два види ґрунтового опору: лобовий опір – опір ґрунту заглибленню в нього конічного наконечника (опір ґрунту ущільненню) та боковий опір –

опір ґрунту, що викликається силами тертя ґрунту на бічній поверхні наконечника та труби.

Лобовий опір виникає з першого моменту заглиблення в ґрунт конічного наконечника. По мірі заглиблення конічного наконечника ґрунт ущільнюється їм навколо поверхні забою. При цьому опір зростає, а швидкість проходки зменшується. Сила лобового опору досягає свого максимального значення та залишається постійною протягом усього проколу (при умові, що ґрунт однорідний). Тільки в самому кінці, коли конусний наконечник наближається до місця виходу на денну поверхню, лобовий опір зменшується в зв'язку з впливом денної поверхні в місці виходу наконечника від максимального значення до нуля.

Бічний опір, навпаки, при проколі весь час зростає по мірі переміщення труби в ґрунті, має лінійну залежність та на кінці проходки досягає свого максимальної величини.

Зміна сил опору ґрунту проколу по мірі проходки демонструється графіком, який наведено на рис. 2.1 [134].

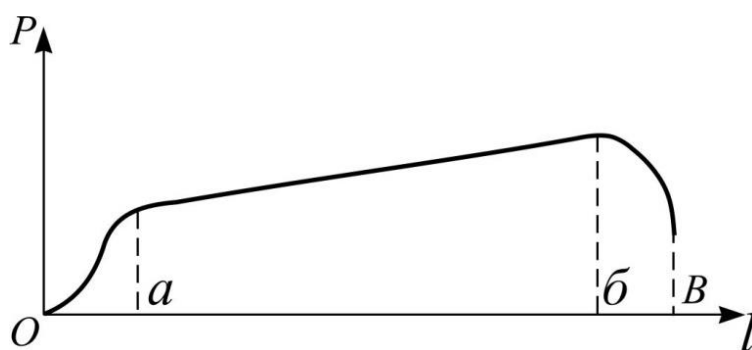


Рис. 2.1. Зміна сил опору ґрунту при статичному проколі

На початковій стадії (ділянка $O-a$) при безперервному підвищенні навантаження на ґрунт останній буде послідовно знаходитися в трьох напружних станах: фазі ущільнення, фазі зсуву та фазі прогресивної течії. На початку проколу конічного наконечника ґрунт ущільнюється по осі проходки, потім відбуваються деформації у радіальному напрямку, а наприкінці починається випучування ґрунту у передній стінці робочого котловану. На цій ділянці зріст опору ґрунту найбільш інтенсивний. При досягненні деякої довжини проходки несуча спроможність ґрунту зростає на стільки, що випучування завершується і весь перетин свердловини утворюється за рахунок ущільнення ґрунту у поперечній площині.

Далі починається наступна стадія проколу – ділянка $a-b$. На цьому етапі руху свердловина утворюється за рахунок деформації ґрунту у поперечному перетині. Слід відзначити, що на даній ділянці лобовий опір стабілізується, а збільшення сил опору ґрунту здійснюється тільки за рахунок зростання сил тертя на бічній поверхні – бокового опору. В однорідному ґрунті при постійному значенні коефіцієнта тертя та постійному питомому стисненню труби ґрунтом сили опору зростають пропорційно величині поверхні тертя, тобто пропорційно довжині частини труби, що знаходиться в ґрунті. В кінці стадії проколу напірне зусилля досягає максимальної величини.

По мірі виходу наконечника в прийомний котлован опір ґрунту зменшується на величину його лобової складової (ділянка $b-v$).

Своє уявлення про процес продавлювання ґрунту при формуванні горизонтальних свердловин для підземних комунікацій висловили ряд дослідників [161–169]. Головною ознакою його є протиснення в ґрунт труби з відкритим кінцем з наконечником у вигляді циліндричної оболонки деякою довжини з загостреною ріжучою кромкою.

Під дією напірного осьового зусилля ріжуча кромка врізається в масив ґрунту відділяючи його частину відповідно периметру наконечника, який направляє в внутрішній вільний простір оболонки.

Так як оболонка має деяку товщину, то відповідно ґрунт у зоні різання буде отримувати лобове стиснення, яке у свою чергу буде викликати зсувні напруження, що виникатимуть від нормальних сил.

Крім лобового опору при протисненні циліндричної оболонки в ґрунт також будуть діяти сили опору від тертя ґрунту по зовнішній та внутрішній поверхнях. При цьому зовнішня сила тертя буде визначатися від ваги циліндричної оболонки, гірського тиску, та ваги ґрунтового керну.

Сила тертя по внутрішній поверхні циліндру визначається розміром керну – ґрунту який відділяється від масиву ґрунту. Формування керну відбувається по мірі просування наконечника в ґрунт за декілька етапів. Спочатку при врізанні ріжучої кромки ґрунт буде вирізатися та переміщатися в середину циліндру. Потім вирізаний з масиву ґрунт почне заповнювати весь простір по

периметру циліндра. Нарощування керну буде супроводжуватися зростом його ваги, а відповідно і силою тертя його переміщення. Подальше просування ґрунту зустрічає все більший опір від переміщення попередньо сформованого керну, що починає стискувати ґрунт та утворювати його розпирання в поперечному напрямку, що призводить до виникнення додаткового бічного тиску на внутрішню поверхню циліндру та відповідно додаткового опору протисненню циліндричної оболонки. Коли сили опору досягнуть лобового опору ґрунту процес переміщення керну по внутрішній поверхні циліндру завершується. Після цього починається ущільнення ґрунту перед лобовою гранню наконечника та утворення ядра ущільнення. Після повного забивання труби керном починається процес її просування аналогічно з процесами проколу. Відповідно сила лобового опору досягає свого максимального значення і характер зростання сумарного опору буде як і при проколі визначається довжиною труби, що протискується в ґрунт.

При повному забиванні труби напруження навколо свердловини різко зростають, досягають свого критичного значення по несучій спроможності ґрунту і виникає вірогідність руйнування денної поверхні ґрунту та прилеглих комунікацій, що призводить до втрати головної переваги методу продавлювання в порівнянні з методом проколу. Щоб цього не відбувалося необхідно знати критичне значення розміру довжини керну для того, щоб не допускати забивання наконечника труби ґрунтом та своєчасно видаляти його желонкою або буро-шнековим обладнанням з труби.

2.1.2. Ґрунт як середовище взаємодії з робочим інструментом

Конструктивні та режимні параметри робочого обладнання для статичного проколу або продавлювання ґрунту, а також механізм осьової подачі наконечників для формування горизонтальних свердловин в значній мірі визначається фізико-механічними властивостями ґрунтового середовища. При створенні нових конструкцій робочих органів і технологічних процесів, що пов'язані з розробкою ґрунтів, необхідно знати особливості властивостей та характеристики ґрунтів і визначити можливі фактори, які б сприяли підвищенню ефективності процесу взаємодії робочих органів з ґрунтом.

З аналізу наведених технологічних особливостей статичного проколу та продавлювання ґрунту при формуванні горизонтальних свердловин можна стверджувати, що їх особливість полягає в ущільненні ґрунту в масиві на відповідній відстані від поверхні. Відповідно до цієї особливості розглянемо фізико-механічні особливості ґрунтів, в яких утворюється свердловина методами статичного проколу та продавлювання.

Згідно з [3, 4, 20, 25] раціональною областю використання методів проколу та продавлювання є талі малозв'язані ґрунти різного типу з кам'янистим включенням не більше 50 мм з природною вологістю. В роботі [177] проведений аналіз ґрунтів в різних регіонах України, який показує, що 80–85 % складають такі ґрунти, що класифікуються по числу $C_{уд}$ ударів щільноміра ДОРНДІ як ґрунти 1–3 категорій.

Фізично ґрунт уявляє собою систему, яка складається з мінеральних частин, простір між якими в тій або іншій мірі заповнений водою та повітрям [177, 178]. Тому в ґрунтах визначають три фази: тверду, рідку та газову. До твердої фази належать частинки різного розміру і форми, які по крупності діляться на глинисті (до 0,005 мм), пильові (0,05–0,005 мм) та пісчані (2–0,05 мм). Властивості ґрунтів в значній мірі залежать від того, в якому співвідношенні знаходяться ці частинки, а особливо суттєвий вплив на механічні властивості ґрунтів має відсоток глинистої фракції.

В результаті взаємодії частин один з одним і з водою ґрунти мають зв'язність, що підвищує необхідні зусилля для їхнього деформування чи руйнування. Зв'язність ґрунтів залежатиме головним чином від гранулометричного складу та вологості. В пісках зв'язність незначна, тому ці ґрунти належать до незв'язних. Супіски можна віднести до малозв'язних ґрунтів. Більшу зв'язність мають суглинки та глини, тому вони належать до зв'язних ґрунтів. Такий розподіл ґрунтів є зручним при розгляданні робочих процесів, пов'язаних з їх розробкою. При проколі та продавлюванні відбувається ущільнення ґрунту під навантаженням, яке значно перевищує структурну міцність ґрунту. Для розглядання цього процесу приймається припущення, що ґрунт ізотропний та однорідний.

При формуванні свердловини напруження в ґрунті змінюється в широкому інтервалі, тому стисливість ґрунту при впровадженні робочого наконечника необхідно характеризувати компре-

сійною кривою, що побудована у вигляді залежності коефіцієнта пористості ε від тиску p та запропонована К. Терцаги [179], (рис. 2.2).

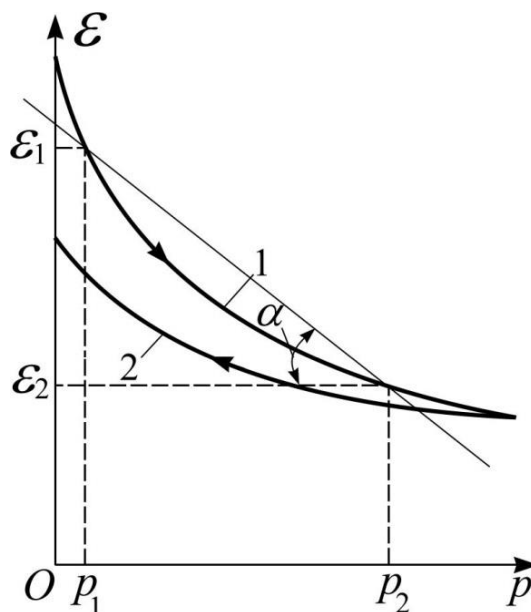


Рис. 2.2. Характерна для ґрунтів компресійна крива:
1 – для періоду ущільнення; 2 – для періоду розвантаження

Стисливість ґрунту полягає в здатності змінювати свою будову під впливом зовнішніх дій на більш компактну структуру за рахунок зменшення пористості. Опір зв'язних ґрунтів стиску в багато разів перевищує опір ґрунту зсуву і розриву. Зміна об'єму ґрунтів при стисненні – нелінійна функція (див. рис. 2.2). Це зумовлено тим, що деформація стиснення ґрунтів складається з пружних деформацій частинок, змін їх взаємного положення і відстані між ними, деформацій водно-колоїдних оболонок води та інших процесів.

Тому компресійна крива відображає деяку сумарну зміну об'єму пор внаслідок всіх змін в ґрунті під дією навантаження. Із тієї ж причини об'єм ґрунту при зменшенні навантаження зростає, але не досягає початкового.

Одними із основних показників стисливості ґрунтів є: коефіцієнт компресії ґрунту C_k , компресійний модуль $E_{гр}$, модуль загальної E та об'ємної E_v деформацій.

Коефіцієнт компресії (C_k) чисельно дорівнює тангенсу кута нахилу α ($\text{tg}\alpha$) прямої до горизонтальної осі, яка проведена через дві точки компресійної кривої, що відповідають тиску $p_1 = 0,1$ МПа

і $p_2 = 0,272$ МПа (див. рис. 2.2). Коефіцієнт компресії попередньо можна визначити через природню вологість ґрунту ω [w.w.w.prr-geotek.com] або через границю текучості ґрунту ω_T у відсотках [171]

$$C_K = (0,07 - 0,09)(\omega_T - 10); C_K = 0,1\omega, \text{ МПа}^{-1} \quad (2.1)$$

Компресійний модуль ($E_{гр}$) визначається в компресійних приладах за результатами випробувань зразків ґрунту в умовах одноосового статичного ступеневого навантаження без можливості поперечного розширення ґрунту. Обчислюють компресійний модуль деформації за формулою [171]

$$E_{гр} = \frac{(1 + \omega)\rho_{ТВ}}{C_K \rho_{пр}}, \quad (2.2)$$

де $\rho_{ТВ}$ – щільність твердої фази ґрунту (щільність ґрунту при умові, що в ньому відсутні пори);

$\rho_{пр}$ – щільність ґрунту в природньому стані.

Модуль загальної деформації (E) визначається по кривій навантаження при одновісному стисненні зразка ґрунту з можливістю його поперечного розширення. Між модулем загальної деформації E та компресійним модулем існує залежність [171].

$$E = E_{гр} \cdot \beta_\mu, \quad (2.3)$$

де β_μ – коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі

$$\beta_\mu = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}, \quad (2.4)$$

де μ – коефіцієнт Пуассона.

Модуль об'ємної деформації (E_v) характеризує всестороннє ізотропне, тобто однакове у всіх напрямках (об'ємне) стиснення однорідного зразка ґрунту. Між модулем об'ємної деформації та компресійним модулем існує відоме співвідношення [171]

$$E_v = \frac{1 + 2\xi}{3} E_{гр}, \quad (2.5)$$

де ξ – коефіцієнт бічного тиску визначається за формулою Г.І. Покровського [180]

$$\xi = 1 - 0,74 \operatorname{tg} \varphi_0 - \frac{1,52c}{q_{\text{кр}}}, \quad (2.6)$$

де φ_0, c – кут внутрішнього тертя та коефіцієнт зчеплення ґрунту;

$q_{\text{кр}}$ – критичний тиск ґрунту за несучою спроможністю в основі штампа (робочого органа), який руйнує ґрунт за рахунок зсуву та відділення від масиву

$$q_{\text{кр}} = \gamma_{\text{гр}} \left(h_3 + \frac{c}{\gamma_{\text{гр}} \operatorname{tg} \varphi_0} \right) \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi_0}{2} \right), \quad (2.7)$$

де $\gamma_{\text{гр}}$ – питома сила тяжіння ґрунту;

h_3 – величина заглиблення штампа.

Коефіцієнт Пуассона і бічного тиску взаємозв'язані залежністю

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi}. \quad (2.8)$$

2.1.3 Вибір та визначення вихідних даних для розрахунку ґрунтопроколюючих та ґрунтопродавлюючих установок.

Для вибору вихідних числових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів, які впливають на важкість їх розробки, існує методика [180]. Перш за все, визначається природна вологість ґрунту. Потім за цією ж методикою потрібно визначити число пластичності, межі текучості і розкочування, а також показник консистенції. За числом пластичності і показником консистенції визначають тип ґрунту і його стан.

Якщо відомі показники консистенції, то вибирають для кожного типу ґрунту із таблиці числових значень коефіцієнт зчеплення c , кут внутрішнього тертя φ_0 та питому силу тяжіння ґрунту $\gamma_{\text{гр}}$.

Інша методика, яка розроблена в Національному університеті водного господарства та природокористування [180], дозволяє

визначити необхідні показники, якщо відома тільки природна вологість ґрунту.

У цьому випадку тип ґрунту в першому наближенні можна визначити за найбільш ймовірною природною вологістю ґрунту, яка знаходиться в межах: для пісків – $\omega = 7\text{--}10\%$; для супісків – $\omega = 10\text{--}15\%$; для суглинків – $\omega = 15\text{--}25\%$; для глин – $\omega = 25\text{--}35\%$.

Число пластичності, границі текучості і розкочування, а також показник консистенції необхідно визначати за кореляційними залежностями А.М. Зєленіна [177]:

$$\omega_n = \omega - 8; \quad (2.9)$$

$$\omega_T = 14,8 + 1,2\omega_n = 1,2\omega + 5,2; \quad (2.10)$$

$$\omega_p = \omega_T - \omega_n = 0,2\omega + 13,2; \quad (2.11)$$

$$B'_k = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_T - \omega_p} = \frac{0,8\omega - 13,2}{\omega - 8}. \quad (2.12)$$

За числом пластичності ґрунти розділені наступним чином: пісок, супісок – $\omega_n = 1\text{--}7$; суглинок – $\omega_n = 7\text{--}17$; глина – $\omega_n > 17$.

У залежності від показника консистенції ґрунти бувають: твердої консистенції ($B'_k < 0$); напівтвердої ($0 \leq B'_k \leq 0,25$); тугопластичної ($0,25 \leq B'_k \leq 0,5$); м'якопластичної ($0,5 \leq B'_k \leq 0,75$); текучопластичної ($0,75 \leq B'_k \leq 1$); текучої ($B'_k > 1$).

Кореляційна залежність між числом ударів щільноміра ДорНДІ $C_{уд}$ і вологістю ω має наступний вигляд:

$$C_{уд} = ae^{-b\omega}, \quad (2.13)$$

де a і b – емпіричні коефіцієнти, які залежать від типу ґрунту:

для глини $a = 118,6$ і $b = 0,11$;

для суглинку – $a = 50,2$ і $b = 0,12$;

для супіску – $a = 28,6$ і $b = 0,13$.

Вихідні дані для найбільш ймовірних типів ґрунтів, що визначені за вище наведеною методикою, приведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Характеристика найбільш ймовірних типів ґрунтів

Тип ґрунту	Природна вологість, ω %	Коефіцієнт консистенції, B_k	Коефіцієнт зчеплення, c , МПа	Кут внутр. тертя, ϕ_0 , град.	Кут зовн. тертя ϕ , град.	Питома сила тяж. ґрунту $\gamma_{гр}$, кН/м ³	Несуча спроможність ґрунту, $q_{кр}$, МПа	Коефіцієнт бічного тиску ξ	Коефіцієнт Пуассона, μ	Коефіцієнт компресії, C_k , МПа ⁻¹	Компресійний модуль, $E_{гр}$, МПа	Модуль загальної деформації, E , МПа	Модуль об'ємної деформації, E_v , МПа	Кількість ударів щільноміра, $C_{уд}$, (категорія)
Твердий супісок	10–14	$B'_k < 0$	0,02	28	25	20,5	0,37	0,525	0,344	1,08	1,39	1,0	0,95	5–8 (II)
Напівтвердий суглинок	17–20	$0 < B'_k < 0,25$	0,04	23	21	21,0	0,55	0,576	0,365	1,73	0,892	0,508	0,64	5–8 (II)
Тугопластична глина	25–30	$0,25 < B'_k < 0,5$	0,04	18	22	20,5	0,48	0,633	0,388	2,81	0,631	0,247	0,477	5–8 (II)
Твердий суглинок	10–14	$B'_k < 0$	0,06	25	21	21,5	0,85	0,548	0,354	–	–	–	–	9–16 (III)
Напівтверда глина	17–20	$0 < B'_k < 0,25$	0,06	20	22	21,0	0,73	0,615	0,381	–	–	–	–	13–18 (III–IV)

Наведені в табл. 2.1 фізико-механічні характеристики ґрунтів визначаються такими фізичними показниками, як: щільністю твердих частинок ґрунту (ρ_0); щільністю ґрунту природної (непорушеної) будови (ρ_ω), щільністю сухого ґрунту (скелета) ($\rho_{ск}$); пористістю (n), коефіцієнтом пористості (ε); вологістю ґрунту (ω); ступіню водонасичення (вологості) (G_ω).

Відомо [94], що між ними існує взаємозв'язок, який приведений у табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Взаємозв'язок між фізичними характеристиками ґрунтів

Умовні позначення		ρ_0	ρ_ω	$\rho_{ск}$	n	ε	ω
	№	1	2	3	4	5	6
ρ_0	1	ρ_0	$\frac{\rho_\omega}{(1+\omega)(1-n)}$	$\frac{\rho_{ск}}{1-n}$	$\frac{\rho_{ск}}{1-n}$	$\rho_{ск}(1+\varepsilon)$	$\frac{G_\omega \varepsilon}{\omega}$
ρ_ω	2	$\rho_0(1-n) \times (1+\omega)$	ρ_ω	$\rho_{ск}(1+\omega)$	$\rho_0(1-n) \times (1+\omega)$	$\frac{\rho_0(1+\omega)}{1+\varepsilon}$	$\frac{G_\omega(1+\omega)n}{\omega}$
$\rho_{ск}$	3	$\rho_0(1-n)$	$\frac{\rho_\omega}{1+\omega}$	$\rho_{ск}$	$\rho_0(1-n)$	$\frac{\rho_0}{1+\varepsilon}$	$\frac{\rho_\omega}{1+\omega}$
n	4	$\frac{\rho_0 - \rho_{ск}}{\rho_0}$	$1 - \frac{\rho_\omega}{\rho_0(1+\omega)}$	$\frac{\rho_0 - \rho_{ск}}{\rho_0}$	n	$\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon}$	$1 - \frac{\rho_\omega}{\rho_0(1+\omega)}$
ε	5	$\frac{\rho_0 - \rho_{ск}}{\rho_{ск}}$	$\frac{\rho_0(1+\omega)_0}{\rho_\omega} - 1$	$\frac{\rho_0 - \rho_{ск}}{\rho_{ск}}$	$\frac{n}{1-n}$	ε	$\frac{\rho_0(1+\omega)_0}{\rho_\omega} - 1$
ω	6	$\frac{\rho_\omega}{\rho_0(1-n)} - 1$	$\frac{\rho_\omega - \rho_{ск}}{\rho_{ск}}$	$\frac{\rho_\omega - \rho_{ск}}{\rho_{ск}}$	$\frac{\rho_\omega}{\rho_0(1-n)} - 1$	$\frac{\rho_\omega(1+\varepsilon)}{\rho_0} - 1$	ω
G_ω	7	$\frac{\omega \rho_0(1-n)}{n \rho_B}$	$\frac{\omega \rho_\omega}{n(1+\omega) \rho_B}$	$\frac{\omega \rho_{ск}}{n \rho_B}$	$\frac{\omega \rho_{ск}}{n \rho_B}$	$\frac{\omega \rho_0}{\varepsilon \rho_B}$	$\frac{\omega \rho_0}{\varepsilon \rho_B}$

2.1.4. Допустимі радіуси кривизни траєкторій ґрунтових порожнин

При реалізації технологій безтраншейного прокладання кабелів, газових, водопровідних та інших мереж спочатку в ґрунті необхідно прокладати захисний футляр у вигляді поліетиленових або сталевих труб. Тому параметри ґрунтопрохідних робочих органів повинні формувати таку порожнину в ґрунті, через яку мож-

ливе вільне протягування одного або декількох захисних футлярів одночасно. Сучасні вимоги передбачають прокладання до 8 та навіть більше резервних труб в ґрунті.

За останні роки найбільше поширення отримали поліетиленові труби завдяки їх відносно низькій вартості, гнучкості та довговічності. Для футлярів труби виготовляють з вторинного поліетилену. Але їхні властивості та розмір практично відповідають стандартному типоряду поліетиленових труб, які виробляються промисловістю [11]. В розрахунках також слід враховувати діаметр виступаючого граду, який утворюється після зварювання труб методом стикового з'єднання, або зовнішній діаметр муфт для терморезисторного з'єднання.

Сталеві труби у якості футляру використовуються на інтенсивних ділянках автомагістралей або при неглибокому прокладанні мереж. Механічні властивості труб відповідають марці сталі, з якої вони вироблені: Ст. 1, Ст. 2, Ст. 3, або сталі 0,8; 10; 15 та 20.

Чавунні труби мають низьку гнучкість. Використовуються звичайно труби з ВЧШГ (високоміцний чавун з шароподібним графітом). Максимальний діаметр цих труб визначається діаметром разтруба.

Визначені особливості труб, що прокладаються повинні знайти своє відображення при встановленні параметрів робочого обладнання для створення порожнин в ґрунті. Також це необхідно враховувати при формуванні траєкторії свердловини. Згин труби не повинен бути меншим допустимого значення, коли деформування може прийняти незворотній характер, тобто призведе до її пошкодження.

Враховуючи вищевикладене для розрахунку показників, що визначають достатній прогин, використаємо теорію про середньо геометричну, суть якої полягає в наступному: відрізок прямої, яка перпендикулярно проведена з довільної точки кола на діаметр цього кола, є середньою геометричною відрізків, на котрі ця пряма поділяє діаметр кола. Теорема пояснюється рис. 2.3, з якого випливає, що:

$$x = \sqrt{(2R - f_{\text{пр}}) f_{\text{пр}}} = \sqrt{2Rf_{\text{пр}} - f_{\text{пр}}^2}. \quad (2.14)$$

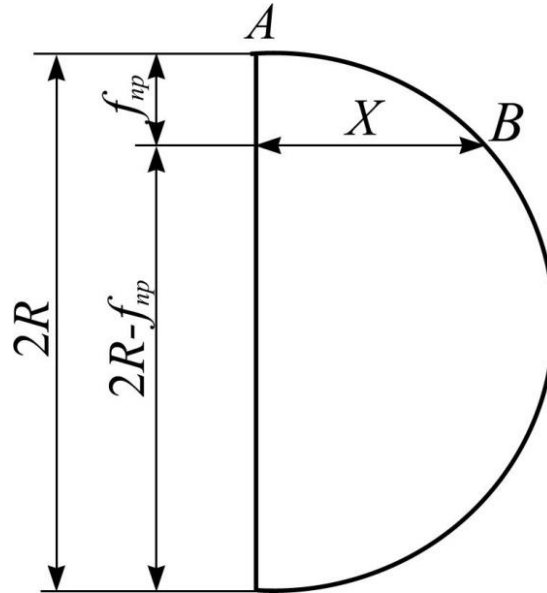


Рис.2.3. Схема до теореми про середньо геометричну

Вирішуючи це рівняння відносно f_{np} – прогину консольної балки AB отримаємо:

$$f_{np} = R - \sqrt{R^2 - x^2}. \quad (2.15)$$

Так як x в нашому випадку дорівнює $\frac{1}{2}L$, а максимальний прогин $f_{np}^{\max}$ досягається при гранично припустимому радіусі згину труби $R_{\min}$ отримаємо:

$$f_{np.}^{\max} = R_{\min} - \sqrt{R_{\min}^2 - \frac{1}{4}L^2}. \quad (2.16)$$

Довжина прогину трубопроводу може бути визначена з формули (2.16). Визначимо гранично припустимий радіус згину штанги, яка виготовлена з труби. Так як консольна балка на ділянці AB зазнає чистий згин, то згідно [181] він може бути записаний у вигляді:

$$\frac{1}{R_{\min}} = \frac{M(x)}{EI}. \quad (2.17)$$

Звідси

$$R_{\min} = \frac{EI}{M(x)}, \quad (2.18)$$

де I – момент інерції перетину труби із зовнішнім радіусом r_1 і внутрішнім r_2 :

$$I = \frac{\pi}{4}(r_1^4 - r_2^4). \quad (2.19)$$

Припустимий згинаючий момент $M(x)_{\max}$ визначається гранично допустимим напруженням матеріалу трубопроводу $[\sigma_{зг}]$ і дорівнює:

$$M(x)_{\max} = W[\sigma_{зг}] = \frac{\pi D^3(1 - \alpha^4)}{32}[\sigma_{зг}], \quad (2.20)$$

де W – статичний момент перерізу труби

$$W = \frac{\pi D^3(1 - \alpha^4)}{32}, \quad (2.21)$$

де α – відношення внутрішнього діаметру трубопроводу d до зовнішнього D .

Підставляючи в початкову формулу (2.18) вирази (2.19)–(2.21) отримуємо граничний радіус згину:

$$R_{\min} = \frac{8E(r_1^4 - r_2^4)}{D^3(1 - \alpha^4)[\sigma_{зг}]}. \quad (2.22)$$

Після перетворювань остаточно отримаємо:

$$R_{\min} = \frac{ED}{2[\sigma_{зг}]}. \quad (2.23)$$

Підставляючи до формули (2.23) властивості матеріалів труб, можна отримати мінімальні значення радіусів, які для сталевих труб наведено в табл. 2.3.

Мінімальні радіуси згину сталевих труб

Показники	Діаметр труби, мм								
	75	90	110	125	140	160	180	200	225
Товщина стінки труби, мм	6,8	8,2	10	11,4	12,7	14,6	16,4	18,2	20,5
Мінімальний радіус згину труби, м	5,68	6,20	6,93	7,43	7,92	8,54	9,15	9,72	10,4

Поліетиленові труби гнучкіші та можуть витримати значно більший згин, але вони менш міцні на розрив. Чим більша кривизна траєкторії свердловини, тим більша сила опору ґрунту від тертя при переміщенні труби, що може бути визначено по рекомендаціях, які наведені у працях [153–160]. Тому критерієм для розрахунків мінімального радіусу траєкторії свердловини повинна бути врахована умова розриву поліетиленових труб.

2.2. Теоретичні основи робочого процесу проколювання ґрунту

2.2.1. Визначення сил опору проколювання ґрунту конусним наконечником

Встановлення аналітичного способу визначення сили опору занурення конусного наконечника у ґрунті будемо базувати на основі уявлення про його фізико-механічні властивості та їх зміну в процесі проколу, що приведені в п. 2.1.2 і 2.1.3 [182-187].

Для визначення зусилля деформування ґрунту необхідно знати закон зміни його нормального тиску q_x на конусний наконечник (рис. 2.4) у залежності від деформації x . Визначимо його на основі компресійних кривих для ґрунтів, які можна у першому наближенні представити у вигляді лінійних залежностей [171, 182]

$$e_x = e_0 - c_k q_x, \quad (2.24)$$

де e_x – змінний коефіцієнт пористості ґрунту в залежності від деформації;

e_0 – початковий коефіцієнт пористості ґрунту у природному стані;

c_k – коефіцієнт компресії ґрунту ($c_k = 0,07 - 0,09(\omega_T - 10)$),
 МПа⁻¹) [171];
 ω_T – межа текучості ґрунту.

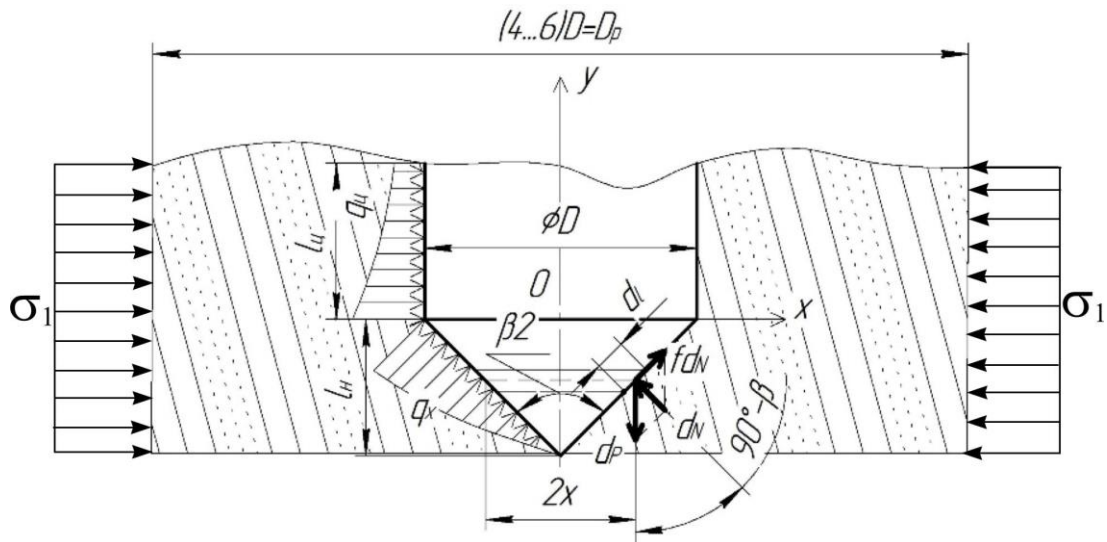


Рис. 2.4. Взаємодія конусно-циліндричного наконечника з ґрунтом

Коефіцієнти пористості e_x і e_0 можна виразити через щільність ґрунту за залежностями [171, 182]:

$$e_x = \frac{(1 + \omega)\rho_{TB}}{\rho_x} - 1, \quad e_0 = \frac{(1 + \omega)\rho_{TB}}{\rho_{пр}} - 1, \quad (2.25)$$

де ρ_{TB} – щільність твердої фази ґрунту (щільність ґрунту при умові, що в ньому відсутні пори);

ρ_x – змінна щільність ґрунту по висоті конуса, пропорційна зміні площі поперечного перерізу конуса;

$\rho_{пр}$ – щільність ґрунту в природному стані.

Тоді нормальний тиск ґрунту в кожному поперечному перерізі конуса дорівнює:

$$q_x = \frac{(1 + \omega)\rho_{TB}}{c_k} \left(\frac{1}{\rho_{пр}} - \frac{1}{\rho_x} \right). \quad (2.26)$$

Визначимо закон зміни щільності ґрунту по висоті конуса на основі закону рівності мас:

$$\frac{\pi D^2}{4} \rho_{\text{пр}} = \frac{\pi}{4} (D^2 - 4x^2) \rho_x, \quad (2.27)$$

де D – діаметр конусного наконечника;

Звідки

$$\rho_x = \frac{\rho_{\text{пр}}}{1 - \left(\frac{2x}{D}\right)^2}. \quad (2.28)$$

Знайдемо значення x із залежності (2.28), при якому ґрунт максимально ущільнюється до $\rho_{\text{ТВ}}$

$$x = \frac{D}{2} \sqrt{1 - \frac{\rho_{\text{пр}}}{\rho_{\text{ТВ}}}}. \quad (2.29)$$

У подальшому ґрунт буде витіснятися за межі ґрунтового отвору. Для ідеального сипучого середовища зона максимального ущільнення ($\rho_{\text{гр}} = \rho_{\text{ТВ}}$) розповсюджується навколо осі проколини на відстань $D_{\rho_{\text{ТВ}}}$. Визначимо цю відстань із умови

$$\frac{\pi D^2}{4} \rho_{\text{пр}} = \frac{\pi}{4} (D_{\rho_{\text{ТВ}}}^2 - D^2) \rho_{\text{ТВ}}. \quad (2.30)$$

Звідки

$$D_{\rho_{\text{ТВ}}} = D \sqrt{1 + \frac{\rho_{\text{пр}}}{\rho_{\text{ТВ}}}}.$$

Для зв'язних ґрунтів зона руйнування ґрунту D_p розповсюджується на значно більшу відстань $D_p > D_{\rho_{\text{ТВ}}}$ [183].

Відповідно до залежності (2.26) закон зміни нормального тиску на бічну поверхню конусного наконечника запишеться у вигляді

$$q_x = E_{\text{гр}} \left(\frac{2x}{D}\right)^2, \quad (2.31)$$

де $E_{\text{гр}} = \frac{(1 + \omega) \rho_{\text{ТВ}}}{c_{\text{к}} \cdot \rho_{\text{пр}}}$ – компресійний модуль деформації ґрунту.

Закон зміни тиску (2.31), що приведений на рис. 2.5, підтверджений експериментальними даними для твердого супіску [68, 134].

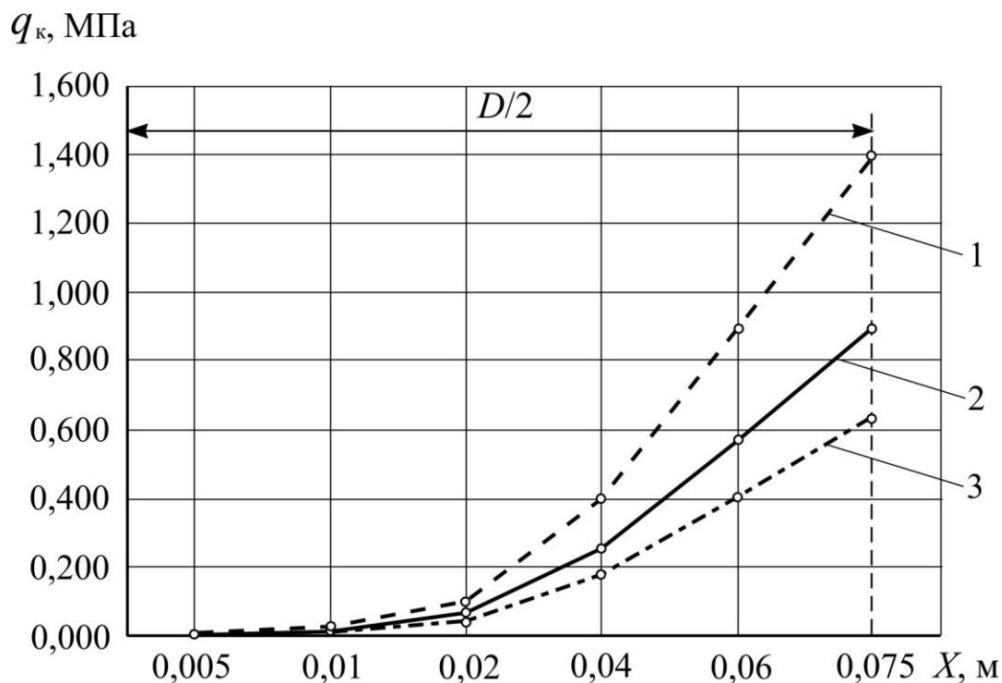


Рис. 2.5. Закономірність зміни тиску на бічній поверхні конуса в різних типах ґрунтів: 1 – твердий супісок; 2 – напівтвердий суглинок; 3 – тугопластична глина

Для розрахунку прийняті наступні вихідні дані:

для твердого супіску – $\rho_{\text{ТВ}} = 2,70 \text{ т/м}^3$; $\rho_{\text{пр}} = 2,05 \text{ т/м}^3$; $\omega = 14 \%$; $c_{\text{к}} = 1,08 \text{ МПа}^{-1}$; для напівтвердого суглинка – $\rho_{\text{ТВ}} = 2,70 \text{ т/м}^3$; $\rho_{\text{пр}} = 2,10 \text{ т/м}^3$; $\omega = 20 \%$; $c_{\text{к}} = 1,73 \text{ МПа}^{-1}$; для тугопластичної глини – $\rho_{\text{ТВ}} = 2,73 \text{ т/м}^3$; $\rho_{\text{пр}} = 2,00 \text{ т/м}^3$; $\omega = 30 \%$; $c_{\text{к}} = 2,81 \text{ МПа}^{-1}$.

Елементарна площа конусного наконечника дорівнює

$$dF = 2\pi x \cdot \frac{dx}{\sin \beta}. \quad (2.32)$$

Тоді елементарна сила проколу визначиться наступним чином

$$\begin{aligned}
 dP_{\text{пр}} &= dN \sin \beta + f \cdot dN \cos \beta = dN \sin \beta (1 + f \operatorname{ctg} \beta) = \\
 &= q_x \cdot dF \sin \beta (1 + f \operatorname{ctg} \beta) = E_{\text{гр}} \left(\frac{2x}{D} \right)^2 2\pi x \frac{dx}{\sin \beta} \times \\
 &\times \sin \beta (1 + f \operatorname{ctg} \beta) = \frac{8\pi E_{\text{гр}}}{D^2} (1 + f \operatorname{ctg} \beta) x^3 dx
 \end{aligned}
 \quad (2.33)$$

де f – коефіцієнт тертя ґрунту по конусу;

2β – кут при вершині конуса.

Тоді

$$P_{\text{пр}} = \frac{8\pi E_{\text{гр}}}{D^2} (1 + f \operatorname{ctg} \beta) \int_0^{D/2} x^3 dx = \frac{\pi E_{\text{гр}} D^2}{8} (1 + f \operatorname{ctg} \beta). \quad (2.34)$$

Лобовий питомий опір проколюванню дорівнює

$$P = \frac{E_{\text{гр}}}{2} (1 + f \operatorname{ctg} \beta). \quad (2.35)$$

На рис. 2.6 побудовані залежності зусилля заглиблення конічної частини наконечника в твердий супісок, напівтвердий суглинок і тугопластичну глину від діаметра проколу.

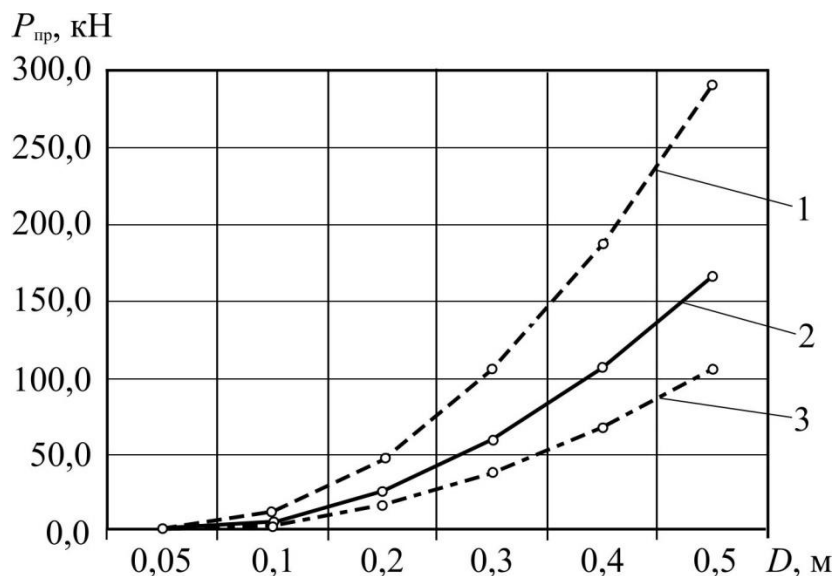


Рис. 2.6. Залежність зусилля заглиблення конусної частини наконечника від діаметра проколу:
1 – твердий супісок; 2 – напівтвердий суглинок;
3 – тугопластична глина

Для побудови графіка залежності на рис. 2.6 зусилля заглиблення конусної частини наконечника вихідними даними для розрахунку були: $2\beta = 50^\circ$ для твердого супіску – $E_{\text{гр}} = 1,39$ МПа; $f = 0,532$; для напівтвердого суглинку – $E_{\text{гр}} = 0,892$ МПа; $f = 0,424$; для тугопластичної глини $E_{\text{гр}} = 0,631$ МПа; $f = 0,325$.

Із рисунка видно, що найбільше зусилля проколу та питомий опір для конусного наконечника має місце для супіску, а найменше – для глини.

Залежність (2.34) дозволяє визначити зусилля заглиблення конусного наконечника на основі відомих фізико-механічних властивостей ґрунтів, що наведені в п. 2.1.2 і 2.1.3, без проведення додаткових експериментів.

2.2.2. Визначення сумарного опору конусно-циліндричного наконечника

Після формування ґрунтової порожнини конусною частиною наконечника до необхідного діаметра деформування ґрунту в радіальному напрямку припиняється. З цього моменту часу ($t = 0$, $y = 0$) в напруженому середовищі встановлюється статична рівновага, коли напруження, які характеризують стан середовища релаксують (зменшуються з часом) у результаті зменшення пружної складової деформації. Такий стан середовища описується рівністю [183–185]

$$q_{\text{ц}} = q_{\text{ц}}^{\text{max}} \cdot e^{-\frac{E_V t_{\text{ц}}}{k_d}}, \quad (2.36)$$

де $q_{\text{ц}}^{\text{max}}$ – максимальний тиск ґрунту на циліндричну частину наконечника;

E_V – модуль пружної об'ємної деформації ґрунту;

k_d – коефіцієнт динамічної в'язкості ґрунту;

$t_{\text{ц}}$ – час контакту з ґрунтом циліндричної частини наконечника

$$\left(t_{\text{ц}} = \frac{y}{v} \right);$$

v – швидкість пересування наконечника.

$$q_{\text{ц}}^{\text{max}} = \frac{D_p}{D} \sigma_1, \quad (2.37)$$

де D_p – діаметр пружно-пластичної зони (зони руйнування), [183];
 σ_1 – напруження на границі пружної і пластичної зон визначили С.В. Кравець [183]

$$\sigma_1 = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} = \left| \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \right|, \quad (2.38)$$

де
$$\left\{ \begin{array}{l} A = \sin \varphi_0 (3 - \sin \varphi_0) \\ B = 3c \cdot \cos \varphi_0 - 2,5c \cdot \sin 2\varphi_0 + \gamma_{\text{гр}} h (1 + \sin \varphi_0) \\ C = [\gamma_{\text{гр}} h (1 + \sin \varphi_0) + 4c \cdot \cos \varphi_0] c \cdot \cos \varphi_0 \end{array} \right\};$$

φ_0 – кут внутрішнього тертя ґрунту;

c – коефіцієнт зчеплення ґрунту;

$\gamma_{\text{гр}}$ – питома сила тяжіння ґрунту;

h – глибина на якій здійснюється прокол.

У момент часу $t = 0$ в поперечному перерізі наконечника в основі конуса діє максимальний контактний тиск (2.37). Якщо $t > 0$, то у зв'язку з тим, що $E_V \gg k_g$ [183], тиск на циліндричній частині наконечника на довжині 10–20 см зменшується за даними [28, 68, 134, 176] до 0,016–0,035 МПа для діаметрів циліндра від 0,1 до 0,35 м, із збільшенням діаметра залишковий тиск зростає.

Тому якщо $l_{\text{ц}} \leq 0,2$ м, $q_{\text{ц}}^{\text{сер}} = \frac{D_p}{2D} \sigma_1$, а якщо $l_{\text{ц}} > 0,2$ м, то тиск у залежності від діаметра знаходиться у межах 0,016–0,035 МПа.

Сумарна сила тертя на циліндричній частині наконечника дорівнює

$$F_{\text{тр}} = 0,1\pi\lambda f D \sigma_1 + \pi f D (l_{\text{ц}} - 0,2) q_3, \quad (2.39)$$

де $\lambda = \frac{D_p}{D}$ – відношення діаметра зони пружно-пластичних деформацій до діаметра конусного наконечника [183].

Сумарний опір заглибленню конусно-циліндричного наконечника дорівнює сумі сили лобового опору проколюванню (2.35) та сили тертя на циліндричній частини наконечника (2.39)

$$P_{\Sigma} = \frac{\pi E_{\text{гр}} D^2}{8} (1 + f \operatorname{ctg} \beta) + 0,1 \pi \lambda f D \sigma_1 + \pi f D (l_{\text{ц}} - 0,2) q_3. \quad (2.40)$$

Залежність сумарного опору заглиблення на глибині 1,5 м від діаметра наконечника приведена на рис. 2.7 ($l_{\text{ц}} = 0,5$ м).

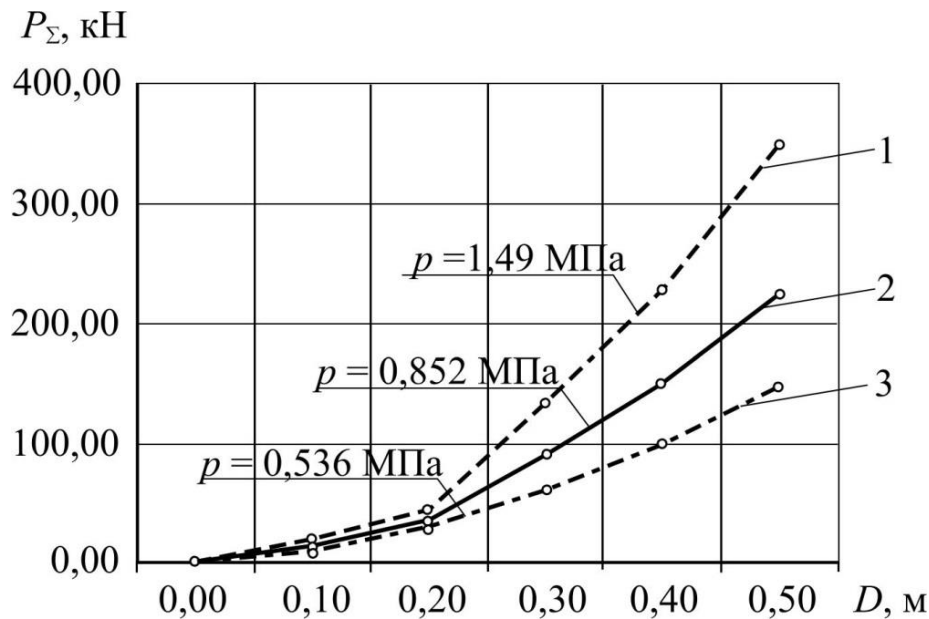


Рис. 2.7. Залежність сумарного опору переміщенню конусно-циліндричного наконечника від діаметра ($l_{\text{ц}} = 0,5$ м):

- 1 – твердий супісок; 2 – напівтвердий суглинок;
3 – тугопластична глина; p – питомий опір проколу

Мінімальна довжина бічної циліндричної поверхні ґрунтопроколюючого пристрою визначається із умови компенсації реакції віддачі зусилля проколювання силами тертя ґрунту на бічній поверхні пристрою $F_{\text{тр}} > P_k$ (для саморухомих динамічних пристроїв із внутрішнім підведенням енергії)

$$l_3 > \frac{E_{\text{гр}} D}{8 q_3} (1 + f \operatorname{ctg} \beta) - \frac{0,1 \lambda \sigma_1}{q_3} + 0,2 \text{ м}. \quad (2.41)$$

З урахуванням динамічності процесу [176]:

$$l_3 \geq \frac{(0,3-0,4)E_{\text{гр}}D}{8q_3}(1 + f \text{ctg} \beta) - \frac{0,1\lambda\sigma_1}{q_3} + 0,2 \text{ м.} \quad (2.42)$$

Як можна бачити із залежності (2.42) довжина корпусу збільшується прямопропорційно діаметру наконечника.

Підводячи підсумки по аналізу отриманих аналітичних залежностей сил опору впровадження конусно-циліндричного наконечника можна констатувати наступне. Встановлені закономірності зміни тиску ґрунту на бічні поверхні конуса та циліндричній частині наконечника ґрунто-проколюючої головки дозволили отримати аналітичну залежність розрахунку його сили опору в залежності від фізико-механічних властивостей ґрунту і діаметра наконечника. Так, наприклад, у найбільш поширених ґрунтах України сумарна сила опору ґрунту проколу діаметром свердловини 200 мм складає: у твердому супіску понад 85 кН, у напівтвердому суглинку більш 50 кН та у тугопластичній глині вона буде дорівнювати 25 кН. У той же час опір вдавлювання конусної частини у цих ґрунтах дорівнює 60 кН, 30 кН та 15 кН відповідно. Таким чином можна констатувати, що сила тертя на поверхні конусної частини наконечника проколюючої головки досягає 25–30 % від сумарного значення сили опору ґрунту.

Запропонований спосіб дозволяє визначити зусилля проколу на основі знання тільки типу ґрунту і його природньої вологості, що наведені в п. 2.1.2 і 2.1.3, без проведення додаткових експериментів.

2.2.3 Визначення еквівалентного і оптимального діаметрів конусного наконечника з виступами

Як видно із [188] та з (2.40) сумарний опір проколюванню складається із опорів конусної і циліндричної частин наконечника. Щоб усунути із процесу статичного проколювання сили тертя на бічній циліндричній поверхні наконечника, необхідно діаметр головної конусної частини D_k виконати більшим за діаметр циліндричної $D_{\text{ц}}$ частини наконечника. Визначимо еквівалентний діаметр конічної частини D_e із умови рівності опорів для випадків:

1) $D_k > D_c$ – відсутні сили тертя на бічній поверхні наконечника;

2) $D_k = D_c = D$ – присутні сили тертя на бічній поверхні наконечника.

У першому випадку ($D_k > D_c$) опір проколюванню $P_{пр}$ дорівнює (2.34):

$$\overrightarrow{P_{пр}} = \frac{\pi E_{гр} D_e^2}{8} (1 + f \operatorname{ctg} \beta). \quad (2.43)$$

У другому випадку сумарний опір проколюванню обчислюється за формулою (2.40), де $\lambda = \frac{D_p}{D_e(D)}$ відношення діаметра зони пружно-пластичних деформацій до еквівалентного діаметра (діаметра конусного наконечника) [183].

З умови рівності $\overrightarrow{P_{пр}} = P_{\Sigma}$ визначимо еквівалентний за опором діаметр D_e :

$$D_e = D \sqrt{1 + 8f \frac{0,1\lambda\sigma_1 + (l_c - 0,2)q_3}{DE_{гр}(1 + f \operatorname{ctg} \beta)}}. \quad (2.44)$$

Залежність еквівалентного діаметра основи конуса від діаметра циліндричної частини наконечника для $l_c = 0,5$ м та $q_3 = 0,025$ МПа для різних ґрунтів показана на рис. 2.8.

Якщо діаметр конусної частини наконечника $D \leq D_k \leq D_e$, то опір проколюванню буде знижений (у відсотках) за наступною залежністю:

$$\Delta P_{пр} = \frac{P_{\Sigma} - \overrightarrow{P_{пр}D_k}}{P_{\Sigma}} \cdot 100 \% = \left(1 - \frac{\overrightarrow{P_{пр}D_k}}{P_{\Sigma}} \right) \cdot 100 \%. \quad (2.45)$$

Визначимо мінімальний діаметр $D_k^{\min}$, який усуває дію пружних деформацій на циліндричну частину наконечника:

$$D_k^{\min} = D + \Delta D. \quad (2.46)$$

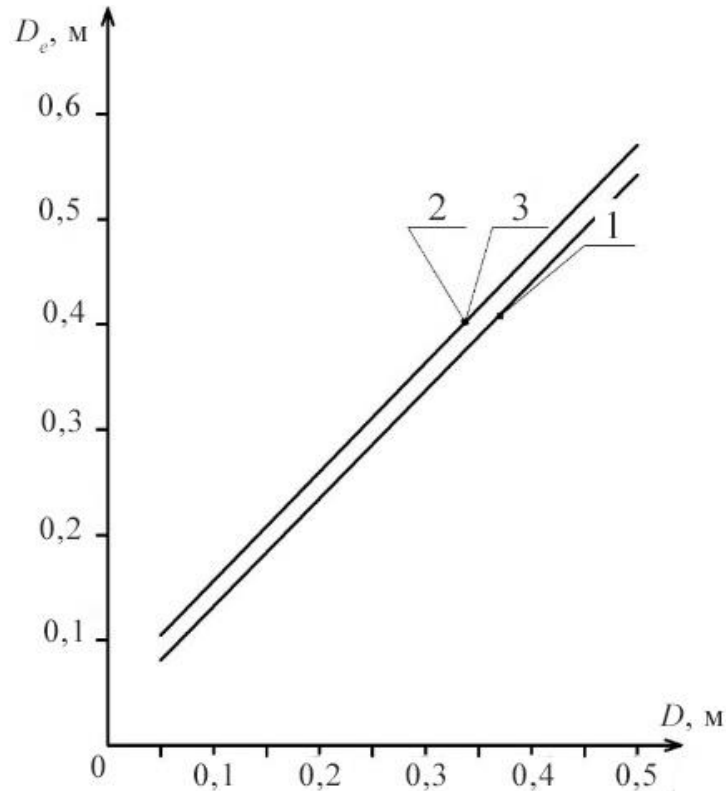


Рис. 2.8. Графіки залежності еквівалентного діаметра конусного наконечника від діаметра свердловини:
1 – для твердого супіску; 2, 3 – для напівтвердого суглинку та тугопластичної глини

На границі пружної та пластичної зони діє закон Гука [183]:

$$\sigma_1 = E_V \varepsilon, \quad (2.47)$$

де E_V – модуль пружності при об'ємному стисканні ґрунту (модуль об'ємної деформації);

$$\varepsilon – \text{відносна деформація} \left(\varepsilon = \frac{\Delta D}{D} \right).$$

Модуль об'ємної деформації визначається через компресійний модуль ґрунту $E_{гр}$ (2,5):

$$E_V = \frac{(1 + \omega) \rho_{ТВ}}{3c_K \rho_{пр}} (1 + 2\zeta), \quad (2.48)$$

де ζ – коефіцієнт бічного тиску, визначається за формулою Г. І. Покровського [180, 183].

Тоді

$$\Delta D = \frac{\sigma_1}{E_V} D. \quad (2.49)$$

Для твердого супіску $\Delta D = \frac{0,08}{0,95} D = 0,084D$ (при $E_V = 0,95$ МПа, $h = 1,5$ м).

Для напівтвердого суглинку $\Delta D = \frac{0,14}{0,64} D = 0,22D$ (при $E_V = 0,64$ МПа $h = 1,5$ м).

Для тугопластичної глини $\Delta D = \frac{0,148}{0,477} D = 0,31D$ (при $E_V = 0,477$ МПа $h = 1,5$ м).

Таким чином,

$$D_K^{\min} = D + \frac{\sigma_1}{E_V} D = D \left(1 + \frac{\sigma_1}{E_V} \right). \quad (2.50)$$

Якщо проколювання здійснюється на глибині $h = 1,5$ м, то для твердого супіску $D_K^{\min} = 1,08D$, для напівтвердого суглинку $D_K^{\min} = 1,22D$, для тугопластичної глини $D_K^{\min} = 1,31D$. Якщо $D_K > D_K^{\min}$, ґрунт на границі пружної і пластичної зон деформується за рахунок пружно-пластичних зсувів (руйнується).

Зниження опору проколювання при мінімальному діаметрі $D_K^{\min}$ для різних ґрунтів приведено на рис. 2.9

З рис. 2.9 видно, що максимальне зниження опору проколюванню має місце: для твердого супіску при діаметрах $D = 0,2 - 0,25$ м, для напівтвердого суглинку при діаметрах $D = 0,13 - 0,17$ м, для тугопластичної глини при діаметрах $D = 0,10 - 0,12$ м. Тому ефективність застосування конусних наконечників з виступами залежить від типу ґрунту, його консистенції, вологості і діаметра проколювання D . Визначимо цей діаметр із рівняння

$$\frac{\partial \Delta P_{\text{пр}}}{\partial D} = 0. \quad (2.51)$$

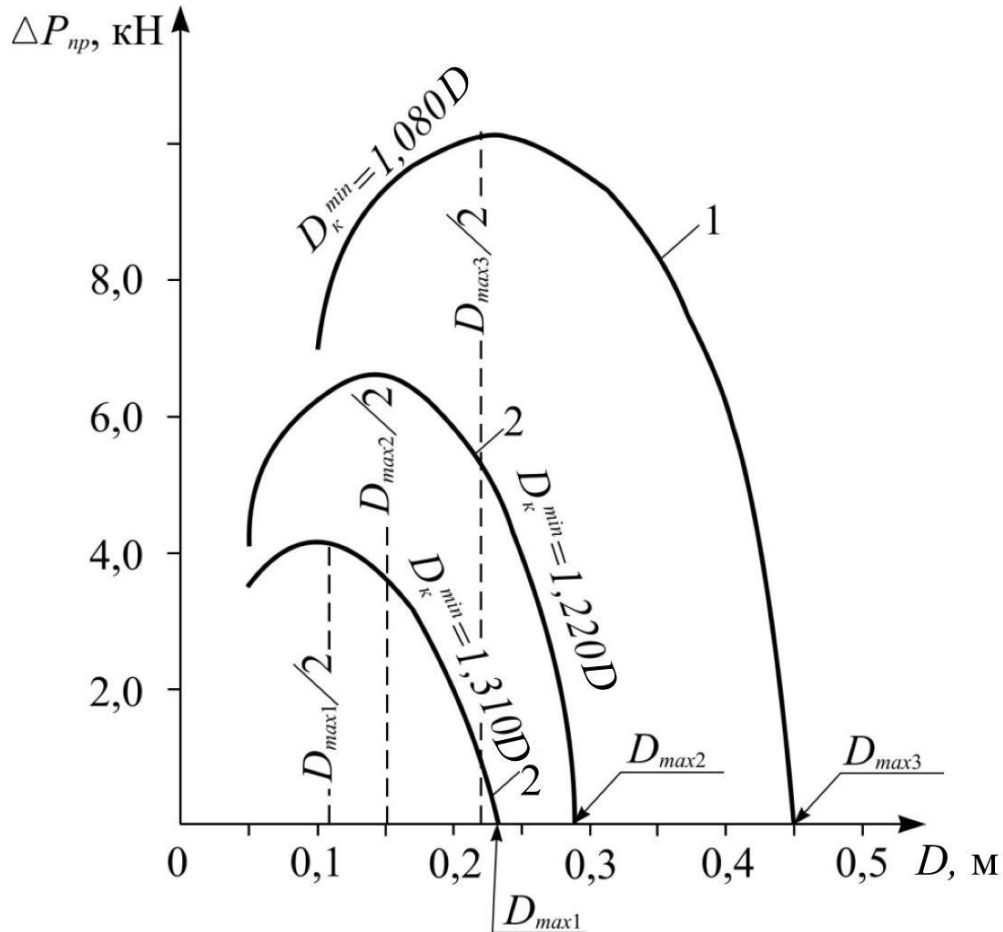


Рис. 2.9. Графіки залежності зниження опору проколюванню конусного наконечника з виступами від діаметра свердловини: 1 – для твердого супіску; 2 – для напівтвердого суглинку; 3 – для тугопластичної глини

Звідки оптимальний діаметр

$$D_{\text{опт}} = 4f \frac{0,1\lambda\sigma_1 + (l_{\text{ц}} - 0,2)q_3}{\left[\left(1 + \frac{\sigma_1}{E_V} \right)^2 - 1 \right] E_{\text{гр}} (1 + f \text{ctg} \beta)}. \quad (2.52)$$

Визначимо максимальний граничний діаметр свердловини (грунтової порожнини) D_{max} , при якому конусно-циліндричний наконечник з боковими виступами $D_{\text{к}} > D$ вже не дозволяє знизити зусилля проколюванню. Для цього прирівняємо зусилля проколювання наконечником з виступами ($D_{\text{к}}^{\text{min}} > D$) і без виступів ($D_{\text{к}} = D$):

$$\frac{\pi D^2 \left(1 + \frac{\sigma_1}{E_V}\right)^2 E_{\text{гр}}}{8} (1 + f \text{ctg} \beta) = \quad (2.53)$$

$$= \frac{\pi D^2}{8} E_{\text{гр}} (1 + f \text{ctg} \beta) + 0,1 \pi \lambda D f \sigma_1 + \pi D f (l_{\text{ц}} - 0,2) q_3.$$

Звідки

$$D_{\text{max}} = 8 f \cdot \frac{0,1 \sigma_1 + (l_{\text{ц}} - 0,2) q_3}{\left[\left(1 + \frac{\sigma_1}{E_V}\right)^2 - 1 \right] E_{\text{гр}} (1 + f \text{ctg} \beta)}. \quad (2.54)$$

Тобто

$$D_{\text{опт}} = \frac{D_{\text{max}}}{2}. \quad (2.55)$$

Розрахунками визначено: для твердого супіску $D_{\text{max}} \geq 0,444$ м; для напівтвердого суглинку $D_{\text{max}} \geq 0,295$ м; для тугопластичної глини $D_{\text{max}} \geq 0,236$ м. Це означає, що для $D > D_{\text{max}}$ лобовий опір конусно-циліндричного наконечника з діаметром в основі конуса $D_{\text{к}}^{\text{min}} > D_{\text{max}}$ зростає інтенсивніше за опір циліндричної частини наконечника. Максимальне зниження зусилля проколювання має місце для ґрунтової порожнини діаметр якої у 2 рази менший за максимальний граничний діаметр D_{max} . Якщо діаметр ґрунтового отвору більший за D_{max} , то прокладання підземних комунікацій необхідно здійснювати не проколом, а іншими способами, наприклад, продавлюванням або комбінованим методом.

За результатами наведених теоретичних досліджень можна стверджувати, що установлена залежність еквівалентного діаметра основи конуса від діаметра циліндричної частини наконечника головки для проколювання, яка дозволяє уникнути в процесі статичного проколювання сил тертя на бічній циліндричній поверхні наконечника. Так, наприклад, при діаметрі циліндричної частини 0,3 м – діаметр основи конуса повинен бути: для твердого супіску – 0,32 м; для напівтвердого суглинку і тугопластичної глини 0,37–0,39 м.

Отримані теоретичні розрахунки для визначення оптимальних діаметрів конусного наконечника з виступами для проколювання ґрунту дозволили встановити, що якщо діаметр конуса більше максимального граничного діаметра свердловини (ґрунтової порожнини), то лобовий опір конусно-циліндричного наконечника зростає інтенсивніше за опір циліндричної частини наконечника і тоді ґрунтову порожнину необхідно утворювати способом продавлювання. Максимальне зниження зусилля проколювання має місце для ґрунтової порожнини, діаметр якої у 2 рази менший за максимальний граничний діаметр.

2.3. Теоретичні основи робочого процесу утворення ґрунтових порожнин комбінованим методом

Процесу вдавлювання головної частини щитів та трубопроводів з великим діаметром від 800 до 3500 мм присвячено багато наукових праць В.П. Самойлова [161, 167, 168], Є.Д. Демешко [162, 169], Н.В. Васильєва [20, 39], А.С. Григор'єва [163] та інших вчених. На основі експериментальних даних цими авторами було встановлено, що зусилля статичного тиску на трубу залежить від загострення її насадки, довжини периметру ножа та від довжини ділянки її контакту з ґрунтом. Також необхідно враховувати тіло керна, яке утворюється в середині труби, що в певний час її заштробовує, тобто забиває ґрунтом. З урахуванням встановлених уявлень про процеси статичного продавлювання розглянемо можливість аналітичного визначення кожної із складових сил опору вдавлювання в залежності від параметрів кільцевидного (циліндрично-трубчастого) наконечника труби та властивостей ґрунту.

2.3.1. Визначення лобового опору заглибленню в ґрунт кільцеподібного наконечника

Розглянемо схему дії сил опору ґрунту на наконечник з двоконусним загостренням [189], яка наведена на рис. 2.10.

Процес вдавлювання наконечника у ґрунт супроводжується радіальним зовнішнім та внутрішнім ущільненням ґрунту по мірі

занурення конусної частини наконечника. При цьому на поверхнях конусу виникає змінний нормальний тиск ґрунту. Його величина тим більша, чим більша ступінь ущільнення ґрунту. Після вдавлювання конусної частини насадки у ґрунт ущільнений ґрунт створює тиск на її зовнішню і внутрішню циліндричні поверхні.

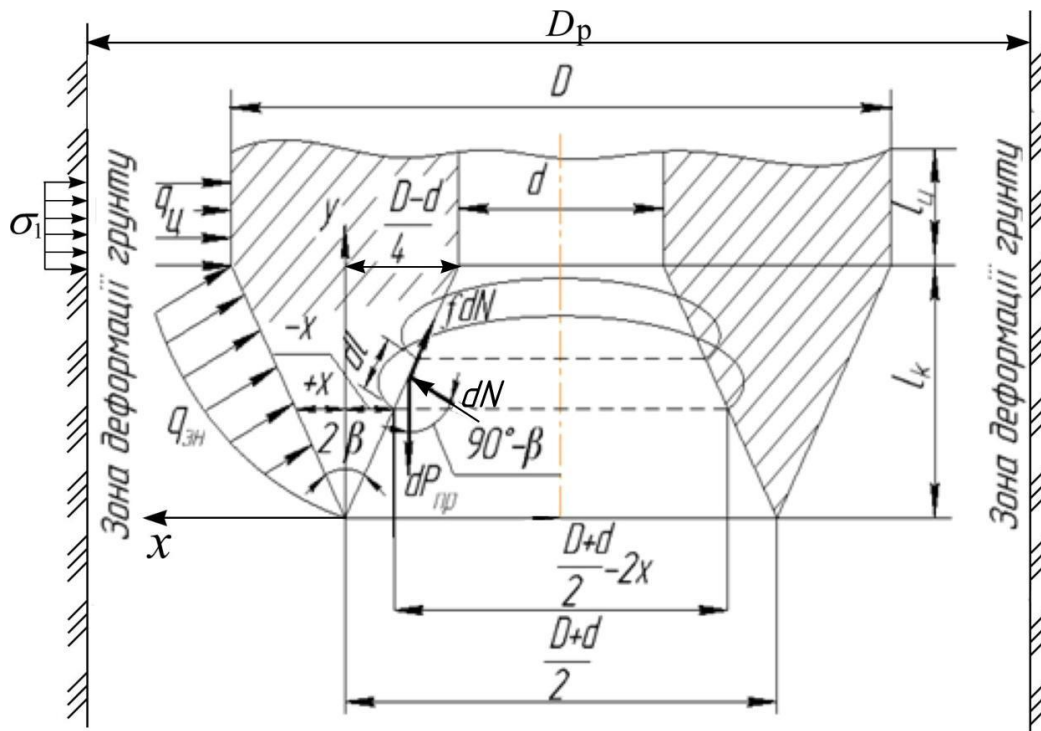


Рис. 2.10. Схема взаємодії кільцевого двоконусного наконечника з ґрунтом

Для визначення раціональних параметрів кільцевого конічного наконечника визначений нормальний тиск на зовнішній і внутрішній конуси на основі компресійних показників для ґрунтів [171]:

$$q = \frac{\rho_{\text{ТВ}}(1 + \omega)}{C_{\text{к}}} \left(\frac{1}{\rho_{\text{пр}}} - \frac{1}{\rho} \right), \quad (2.56)$$

де $\rho_{\text{ТВ}}$ – щільність твердої фази ґрунту при умові, що відсутні пори;

ω – вологість ґрунту;

$\rho_{\text{пр}}$ – щільність ґрунту в природньому неперушеному стані;

ρ – змінна щільність ґрунту пропорційна зміні площі поперечного перерізу зовнішнього або внутрішнього кільцевих конусів;

C_k – коефіцієнт компресії ґрунту, ($C_k = 0,07-0,09 \cdot (\omega_T - 10)$, МПа⁻¹), [171];

ω_T – границя текучості ґрунту.

Визначимо закони зміни щільності ґрунту в деформованому просторі поверхнями внутрішнього і зовнішнього конусів на основі закону рівності мас ґрунту до та після деформування його кільцеподібним наконечником

$$\frac{\pi}{4} \left(\frac{D+d}{2} \right)^2 \rho_{\text{пр}} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D+d}{2} - 2x \right)^2 \rho_{\text{вн}}. \quad (2.57)$$

Звідки

$$\rho_{\text{вн}} = \frac{\rho_{\text{пр}}}{\left(1 - \frac{4x}{D+d} \right)^2}. \quad (2.58)$$

Аналогічним чином для зовнішнього конуса маємо

$$\frac{\pi}{4} \left[D^2 - \left(\frac{D+d}{2} \right)^2 \right] \rho_{\text{пр}} = \frac{\pi}{4} \left[D^2 - \left(\frac{D+d}{2} + 2x \right)^2 \right] \rho_{\text{зн}}. \quad (2.59)$$

Звідки:

$$\rho_{\text{зн}} = \frac{1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2}{1 - \left(\frac{D+d+4x}{2D} \right)^2} \rho_{\text{пр}}, \quad (2.60)$$

де D і d – відповідно зовнішній і внутрішній діаметри кільцевого наконечника.

Тоді, відповідно залежності (2.56) закони зміни нормального тиску на бічні поверхні зовнішнього і внутрішнього конусів запишуться у вигляді

$$q_{\text{зн}} = \frac{\rho_{\text{ТВ}}(1+\omega)}{C_k \rho_{\text{пр}}} \left[1 - \frac{1 - \left(\frac{D+d+4x}{2D} \right)^2}{1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2} \right], \quad (2.61)$$

$$q_{\text{вн}} = \frac{\rho_{\text{ТВ}}(1 + \omega)}{C_k \rho_{\text{пр}}} \left[1 - \left(1 - \frac{4x}{D + d} \right)^2 \right]. \quad (2.62)$$

Ці залежності для напівтвердого суглинка приведені на рис. 2.11. Наведені розрахунки приведені з урахуванням осьового просування конусу від 0 до 0,1 м, зовнішнього діаметру конусної насадки $D = 0,6$ м та внутрішнім $d = 0,2$ м ($\rho_{\text{ТВ}} = 2,7 \cdot 10^3$ кг/м³; $\rho_{\text{пр}} = 2,1 \cdot 10^3$ кг/м³; $\omega = 20$ %; $C_k = 1,73$ МПа⁻¹; $E_{\text{гр}} = 0,892$ МПа).

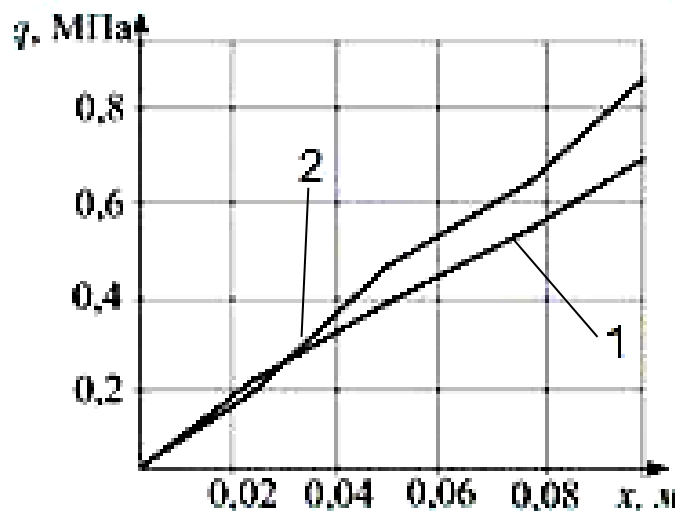


Рис. 2.11. Залежності зміни нормального тиску на зовнішній і внутрішній конус для напівтвердого суглинка:
1 – тиск на внутрішній конус; 2 – тиск на зовнішній конус

Елементарні площі зовнішнього і внутрішнього конусів відповідно дорівнюють:

$$dF_3 = \pi \left(\frac{D + d}{2} + 2x \right) \frac{dx}{\sin \beta} \quad (2.63)$$

$$dF_{\text{в}} = \pi \left(\frac{D + d}{2} - 2x \right) \frac{dx}{\sin \beta}, \quad (2.64)$$

де 2β – кут загострення конуса.

Визначимо елементарне зусилля заглиблення в ґрунт конусної частини наконечника. Для цього спроектуємо всі елементарні сили на вісь ОУ:

$$\begin{aligned}
dP_K &= dN \sin \beta + f dN \cos \beta = (q_{3H} dF_3 + q_{BH} dF_B)(1 + f \operatorname{ctg} \beta) \sin \beta = \\
&= \pi \frac{\rho_{TB} (1 + \omega)}{C_K \rho_{np}} (1 + f \cdot \operatorname{ctg} \beta) \times \left\{ \left[\frac{1 - \left(\frac{D + d + 4x}{2D} \right)^2}{1 - \left(\frac{D + d}{2D} \right)^2} \right] \times \right. \\
&\quad \left. \times \left(\frac{D + d}{2} + 2x \right) dx + \left[1 - \left(1 - \frac{4x}{D + d} \right)^2 \right] \left(\frac{D + d}{2} - 2x \right) dx \right\}. \quad (2.65)
\end{aligned}$$

З урахуванням залежності $E_{rp} = \frac{(1 + \omega) \rho_{TB}}{C_K \rho_{np}}$, яка відображає компресійний модуль деформації ґрунту, отримаємо наступне:

$$\begin{aligned}
P_{2K} &= \pi E_{rp} (1 + f \cdot \operatorname{ctg} \beta) \times \left\{ 2 \int_0^{\frac{D-d}{4}} \frac{D + d}{2} dx - \int_0^{\frac{D-d}{4}} \frac{1 - \left(\frac{D + d + 4x}{2D} \right)^2}{1 - \left(\frac{D + d}{2D} \right)^2} \times \right. \\
&\quad - \int_0^{\frac{D-d}{4}} \frac{1 - \left(\frac{D + d + 4x}{2D} \right)^2}{1 - \left(\frac{D + d}{2D} \right)^2} \times \frac{D + d}{2} dx - 2 \int_0^{\frac{D-d}{4}} \frac{1 - \left(\frac{D + d + 4x}{2D} \right)^2}{1 - \left(\frac{D + d}{2D} \right)^2} x dx - \\
&\quad \left. - \frac{D + d}{2} \int_0^{\frac{D-d}{4}} \left(1 - \frac{4x}{D + d} \right)^2 dx + 2 \int_0^{\frac{D-d}{4}} \left(1 - \frac{4x}{D + d} \right)^2 x dx \right\}. \quad (2.66)
\end{aligned}$$

Після інтегрування залежності (2.66) та проміжних математичних перетворень отримаємо вираз для визначення зусилля заглиблення двоконусного кільцевого наконечника:

$$P_{2к} = \pi E_{гр} (1 + f \cdot \text{ctg} \beta) \left\{ \frac{D^2 - d^2}{4} - \frac{D^2 - 2dD - d^2}{16 \left[1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2 \right]} - \right. \\ \left. - \frac{(D+d)^4}{128 \left[1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2 \right] D^2} - \frac{(D+d)^2}{32} + \frac{d^4}{2(D+d)^2} \right\} \quad (2.67)$$

З урахуванням позначення відношення $\frac{D}{d} = \gamma$, вираз (2.67) перепишеться у вигляді

$$P_{2к} = \pi E_{гр} (1 + f \cdot \text{ctg} \beta) \left[\frac{\gamma^2 - 1}{4} - \frac{\gamma^2 - 2\gamma - 1}{16 \left[1 - \left(\frac{\gamma+1}{2\gamma} \right)^2 \right]} - \right. \\ \left. - \frac{(\gamma+1)^4}{128 \left[1 - \left(\frac{\gamma+1}{2\gamma} \right)^2 \right] \gamma^2} - \left(\frac{\gamma+1}{32} \right)^2 + \frac{1}{2(\gamma+1)^2} \right] \cdot \frac{D^2}{\gamma^2}. \quad (2.68)$$

Для визначення дії сил опору ґрунту на одноконусний кільцевий наконечник (зовнішній конус) при його заглибленні у виразі (2.66) необхідно вирахувати перших чотири інтеграли у фігурних дужках без двійки у першому інтегралі. У результаті отримаємо:

$$P_k = \pi E_{\text{гр}} (1 + f \cdot \text{ctg} \beta) \left(\frac{3D^2 - 2dD - d^2}{16} - \frac{D^2 - 2dD - d^2}{16 \left[1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2 \right]} - \frac{(D+d)^4}{128 \left[1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2 \right] D^2} \right) \quad (2.69)$$

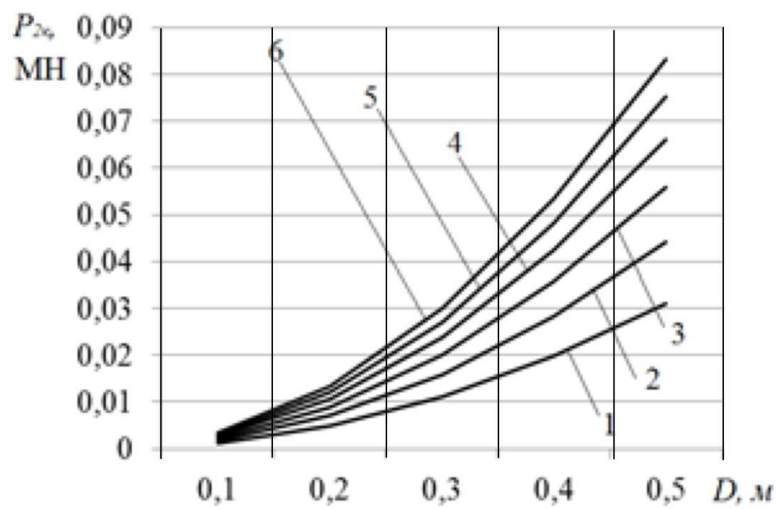
або

$$P_k = \pi E_{\text{гр}} (1 + f \cdot \text{ctg} \beta) \left(\frac{3\gamma^2 - 2\gamma - 1}{16} - \frac{\frac{(\gamma+1)^4}{\gamma^2}}{16 \left[1 - \left(\frac{\gamma+1}{2\gamma} \right)^2 \right]} - \frac{D^2}{\gamma^2} \cdot \frac{1}{128 \left[1 - \left(\frac{\gamma+1}{2\gamma} \right)^2 \right]} \right) \quad (2.70)$$

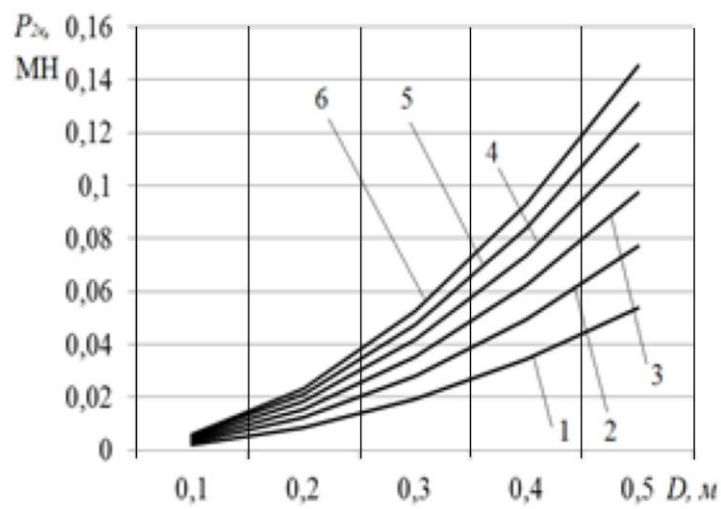
Залежності сили опору продавлювання для одно- і двоконусного наконечників для різних діаметрів D і ґрунтів приведені на рис. 2.12 та 2.13.

Аналіз графічного відображення розрахунків дозволяє зробити наступні висновки. У всіх випадках зі збільшенням діаметра наконечника сили опору ґрунту зростають. При цьому збільшення діаметра, наприклад в 2 рази від 0,2 м до 0,4 м, призводить до зростання сили опору ґрунту майже в 3 рази.

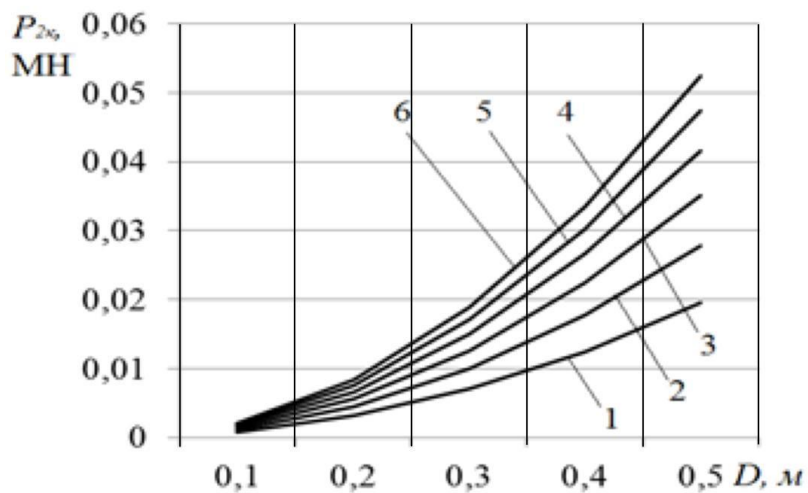
Збільшення відношення зовнішнього до внутрішнього діаметру від $\gamma = 1,2$ до $\gamma = 1,7$ призводить до зростання сил опору ґрунту для двоконусного наконечника в 2,8–3,0 рази, а для одноконусного в 2,1–2,4. Це пояснюється збільшенням лобової площі наконечника на фронтальну площину. При однакових умовах конструкція одноконусного наконечника майже на 30 % ефективніше. Зіставлення сил опору ґрунту втисненню одноконусного наконечника з двоконусним показав, що перший також ефективніший більш ніж на 25 %.



а

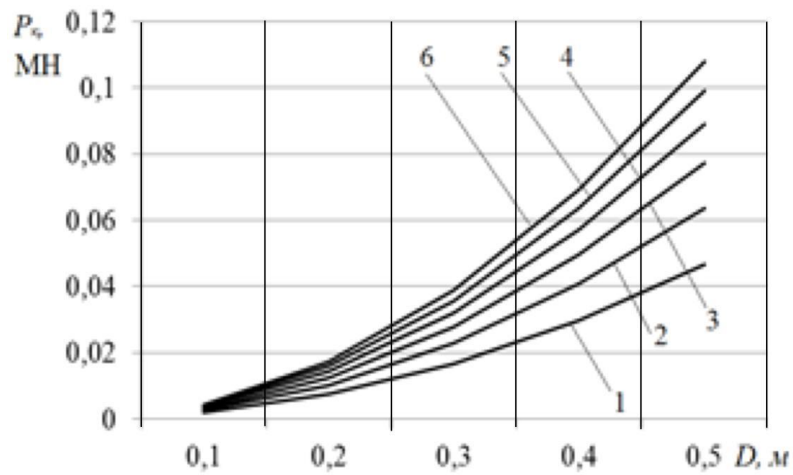


б

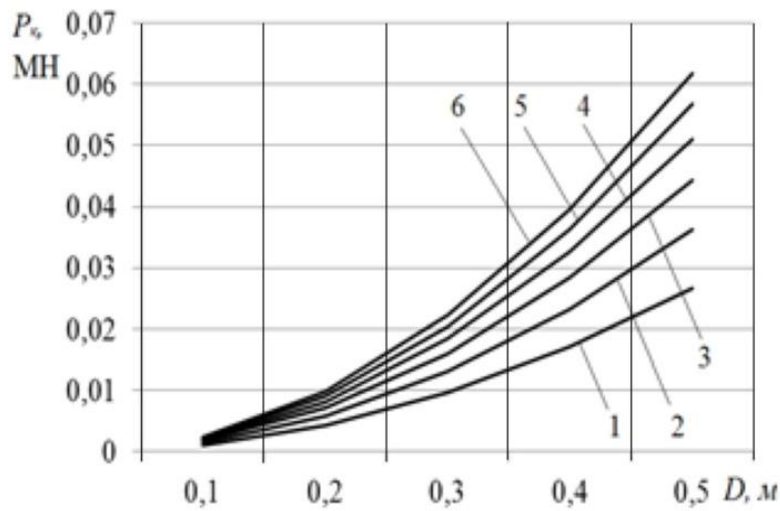


в

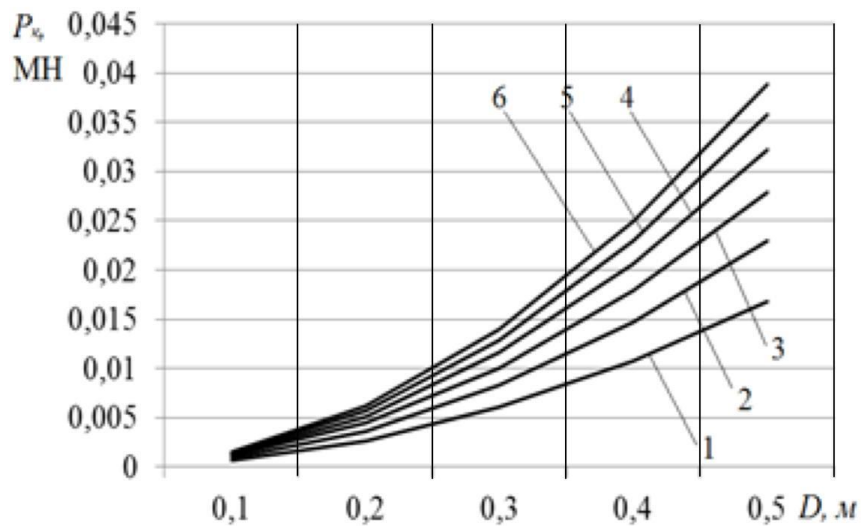
Рис. 2.12. Залежність сили опору P_{2k} від діаметра двоконусного наконечника D при різних значеннях γ : 1 – $\gamma=1,2$; 2 – $\gamma=1,3$; 3 – $\gamma=1,4$; 4 – $\gamma=1,5$; 5 – $\gamma=1,6$; 6 – $\gamma=1,7$ для різних типів ґрунтів: а – напівтвердого суглинку; б – твердого супіску; в – тугопластичної глини



а



б



в

Рисунок 2.13 – Залежність сили опору P_k від діаметра одноконусного наконечника D при різних значеннях γ : 1 – $\gamma=1,2$; 2 – $\gamma=1,3$; 3 – $\gamma=1,4$; 4 – $\gamma=1,5$; 5 – $\gamma=1,6$; 6 – $\gamma=1,7$ для різних типів ґрунтів: а – напівтвердого суглинку; б – твердого супіску; в – тугопластичної глини

Отримані аналітичні залежності в порівнянні з раніше відомими розрахунками сил опору більш повно відповідають процесам утворення ґрунтових свердловин кільцевим робочим органом за рахунок використання відомих показників ґрунту та параметрів конусних наконечників, які використовуються для формування горизонтальної свердловини.

Аналіз отриманих результатів дозволив провести порівняльну оцінку конструкцій кільцевого робочого органу з двоконусним наконечником та одноконусним. Встановлено, що сила опору ґрунту продавлювання двоконусному кільцевому наконечнику при однакових умовах порівняно з одноконусною насадкою буде більшою на 25–30 %. У зв'язку з тим, що двоконусний наконечник створює додатковий опір від деформування ґрунту внутрішнім конусом для зменшення зусилля заглибленню продавлювання більш ефективною буде схема наконечника тільки із зовнішнім конусом.

2.3.2. Визначення опору переміщенню та довжини кільцеподібного наконечника з зовнішнім загостренням ріжучої кромки

Для теоретичного визначення сумарного опору переміщенню в ґрунт циліндрично-трубчастого наконечника з зовнішнім конусом та визначення на нього впливу параметрів робочого органу та ґрунтового середовища необхідним було рішення наступних задач [190]:

- описати процеси, які виникають при формуванні свердловини та створити нові підходи по вдосконаленню розрахунків;
- на основі запропонованої моделі робочого процесу встановити закони нормального тиску ґрунту на поверхні конусної та циліндричної частині робочого органу;
- встановити математичну модель розрахунку сумарного опору ґрунту та виявити вплив складових і фізико-механічних властивостей ґрунту на його значення;
- за результатами теоретичних досліджень отримати раціональну форму та параметри наконечника робочого органу для утворення свердловин комбінованим методом.

Для визначення опору від сил тертя ґрунту на бічній циліндричній (внутрішній) поверхні наконечника виділимо на відстані x від різальної кромки наконечника елементарний ґрунтовий циліндр довжиною ∂x (рис. 2.14).

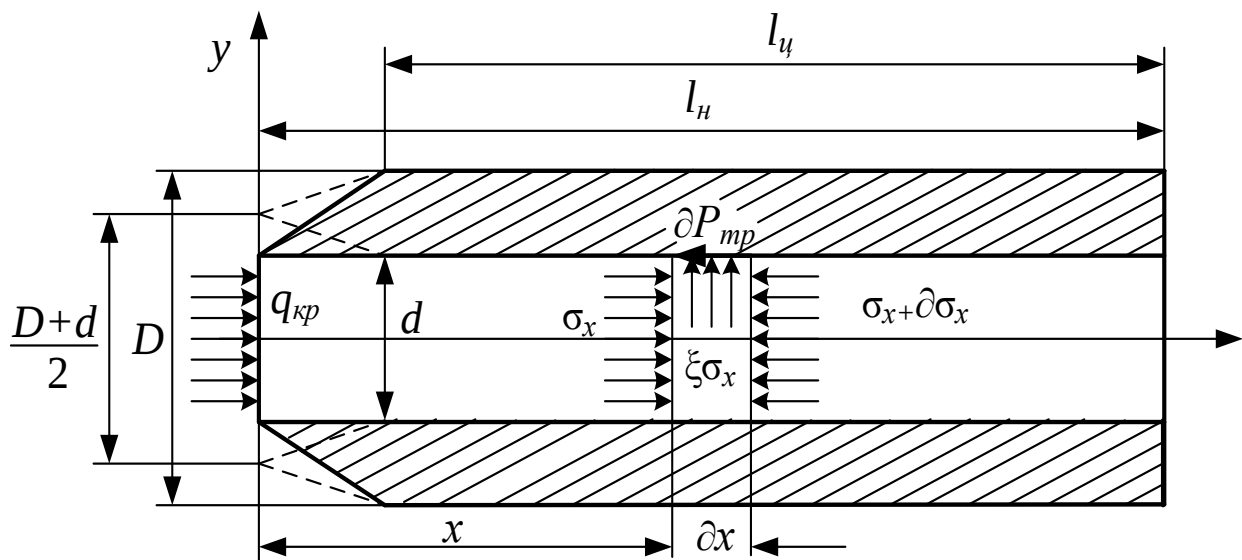


Рис. 2.14. Розрахункова схема наконечника із зовнішнім конусом

На поперечні перерізи цього циліндра діють внутрішні нормальні до напрямку руху напруження в ґрунті σ_x і $\sigma_x + \partial\sigma_x$. У радіальному напрямку на бічні стінки внутрішнього циліндра наконечника діє нормальний тиск $\xi\sigma_x$, де ξ — коефіцієнт бічного тиску [180].

Визначимо закон розподілення нормального напруження σ_x та силу тертя ґрунту на бічних стінках внутрішнього циліндра по його довжині. Для цього спроектуємо всі елементарні сили на вісь x :

$$\frac{\pi d^2}{4} \sigma_x - \pi d f \xi \sigma_x \partial x - \frac{\pi d^2}{4} (\sigma_x + \partial\sigma_x) = 0, \quad (2.71)$$

де d — внутрішній діаметр циліндра;

f — коефіцієнт тертя ґрунту, [183].

Після перетворення рівняння (2.71) отримаємо диференціальне рівняння:

$$\frac{\partial\sigma_x}{\sigma_x} = -\frac{4f\xi}{d} \partial x. \quad (2.72)$$

Після його вирішення маємо:

$$\ln \sigma_x = -\frac{4f\xi}{d}x + c \quad \text{або} \quad \sigma_x = e^{-\left(\frac{4f\xi}{d}\right)x+c}. \quad (2.73)$$

Використовуючи граничну умову $\sigma_{x/x=0} = e^c = q_{\text{кр}}$ отримаємо:

$$\sigma_x = e^{-\left(\frac{4f\xi}{d}\right)x} e^c = q_{\text{кр}} e^{-\left(\frac{4f\xi}{d}\right)x} = \frac{q_{\text{кр}}}{e^{\left(\frac{4f\xi}{d}\right)x}}, \quad (2.74)$$

де $q_{\text{кр}}$ – критичний тиск на ґрунт по його несучій спроможності.

Інтегруючи вираз (2.74), отримаємо силу тертя ґрунту:

$$\begin{aligned} P_{\text{тр}}^{\text{ВН}} &= \pi d f \xi \int_0^{l_{\text{н}}} \sigma_x dx = \pi d f \xi \int_0^{l_{\text{н}}} \frac{q_{\text{кр}}}{e^{\frac{4f\xi}{d}x}} dx = \\ &= \frac{\pi d^2}{4} q_{\text{кр}} \left(1 - \frac{1}{e^{4f\xi l_{\text{н}}/d}} \right), \end{aligned} \quad (2.75)$$

де $l_{\text{н}}$ – довжина наконечника.

Умова руху (незабиваємості) ґрунту з урахуванням сили тяжіння керна:

$$q_{\text{кр}} \frac{\pi d^2}{4} > \frac{\pi d^2}{4} q_{\text{кр}} \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{4f\xi l_{\text{н}}}{d}}} \right) + \frac{\pi d^2}{4} l_{\text{н}} \gamma_{\text{гр}}, \quad (2.76)$$

де γ – питома сила тяжіння ґрунтового керна.

Звідси умова руху:

$$l_{\text{н}} e^{\frac{4f\xi l_{\text{н}}}{d}} < \frac{q_{\text{кр}}}{\gamma_{\text{гр}}}. \quad (2.77)$$

Графічне зображення максимальної довжини наконечника від його внутрішнього діаметра для різних ґрунтів отримано із нерівності (2.77) та приведено на рис. 2.15

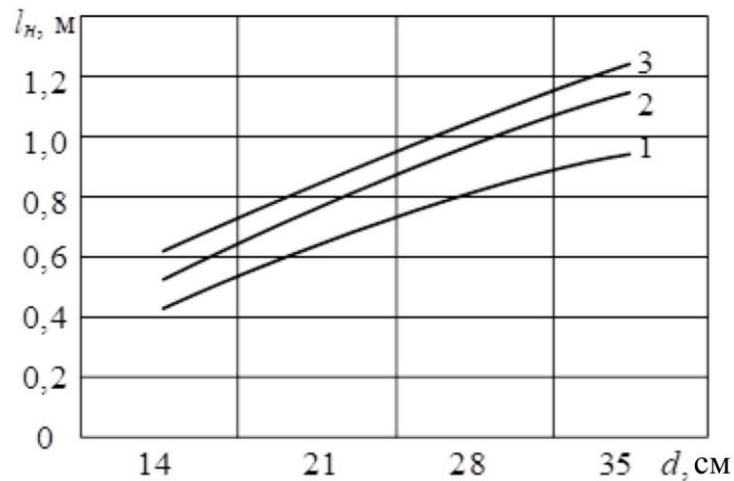


Рис. 2.15. Залежність максимальної довжини наконечника від його внутрішнього діаметра:
1 – для твердого супіску; 2 – для напівтвердого суглинку;
3 – для тугопластичної глини

Залежності сили тертя ґрунту по внутрішньому циліндру наконечника, згідно з (2.75) для різних ґрунтів та співвідношень $\frac{l_n}{D}$ і $\frac{D}{d}$ приведені на рис. 2.16–2.18.

Оскільки максимальна сила тертя ґрунту на бічних стінках внутрішнього циліндра наконечника залежить від його максимального заповнення, то зробимо аналіз залежності довжини ґрунтового керна від діаметра циліндра та його довжини (див. рис. 2.15). Розрахунками встановлено, що його максимальна довжина, наприклад при діаметрі циліндра 28 см, складає 0,87 м, 1,04 м та 1,16 м відповідно для твердого супіску, напівтвердого суглинку та тугопластичної глини. Також можна констатувати, що збільшення внутрішнього діаметру в 2 рази призводить до збільшення довжини ґрунтового керна в 1,75 рази.

З урахуванням встановленої довжини циліндра наконечника проведемо аналіз дії сили тертя по мірі його заглиблення у ґрунт та заповнення внутрішньої порожнини в межах встановленої максимальної довжини керна (див. рис. 2.17). Аналіз графіка показує, що зріст значення сили опору від тертя ґрунту зі збільшенням довжини циліндра з $1,5 D$ до $3,0 D$ в усіх типах ґрунтів збільшується на 10–12 %. Також з отриманих графіків видно, що на силу тертя значний вплив має співвідношення зовнішнього та внутрішнього діаметрів циліндра. Так, при зміні значення від $\gamma = 1,2$ до $\gamma = 1,7$ відбувається зменшення сил тертя майже у 2 рази.

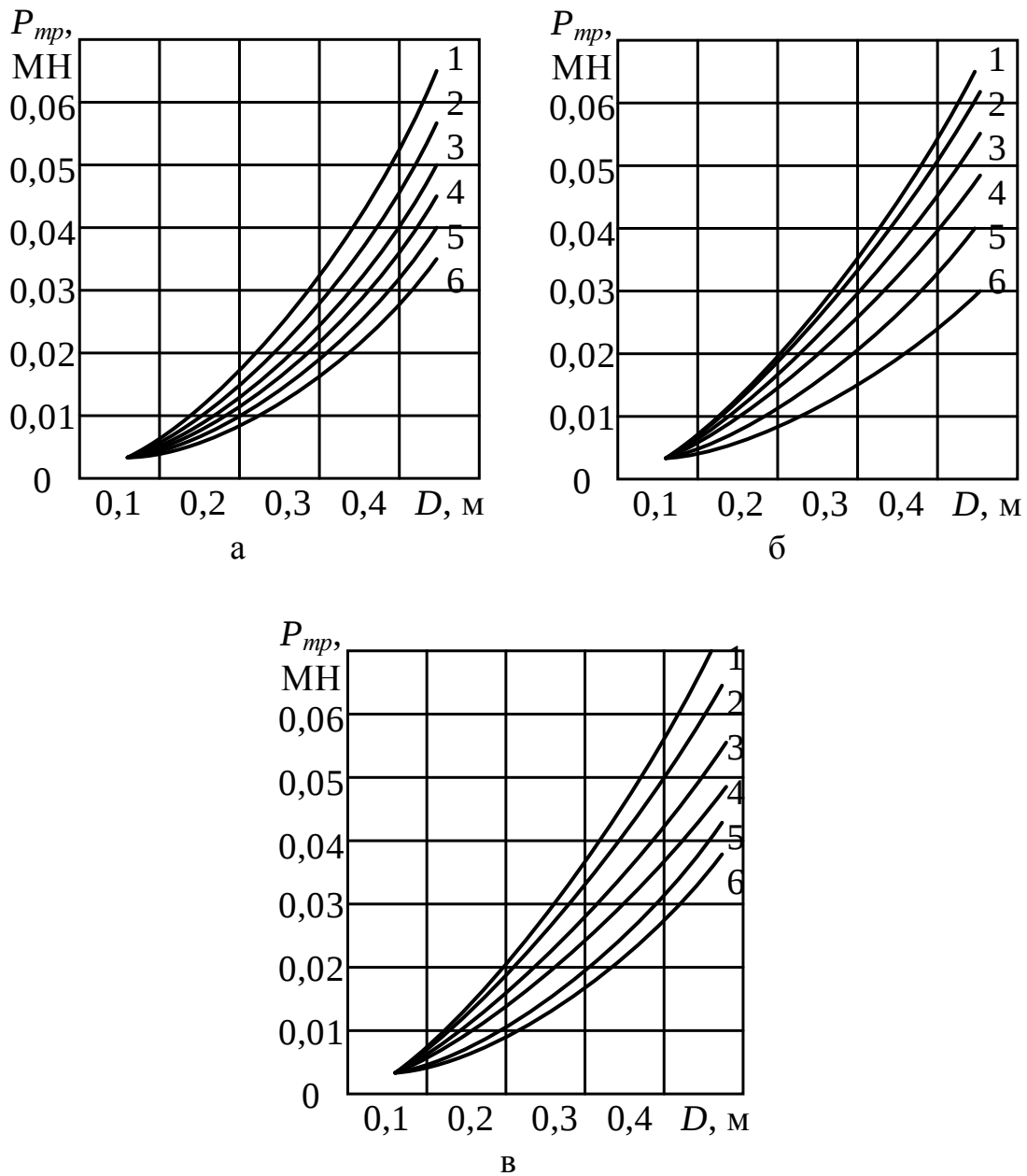


Рис. 2.16. Залежність сили тертя по внутрішньому
циліндру $P_{тр}$ від D при різних значеннях γ для напівтвердого суглинка:
1 – при $\gamma = 1,2$; 2 – при $\gamma = 1,3$; 3 – при $\gamma = 1,4$; 4 – при $\gamma = 1,5$;
5 – при $\gamma = 1,6$; 6 – при $\gamma = 1,7$;
а – при $l_{н}/D = 1,5$; б – при $l_{н}/D = 2,0$; в – при $l_{н}/D = 3,0$

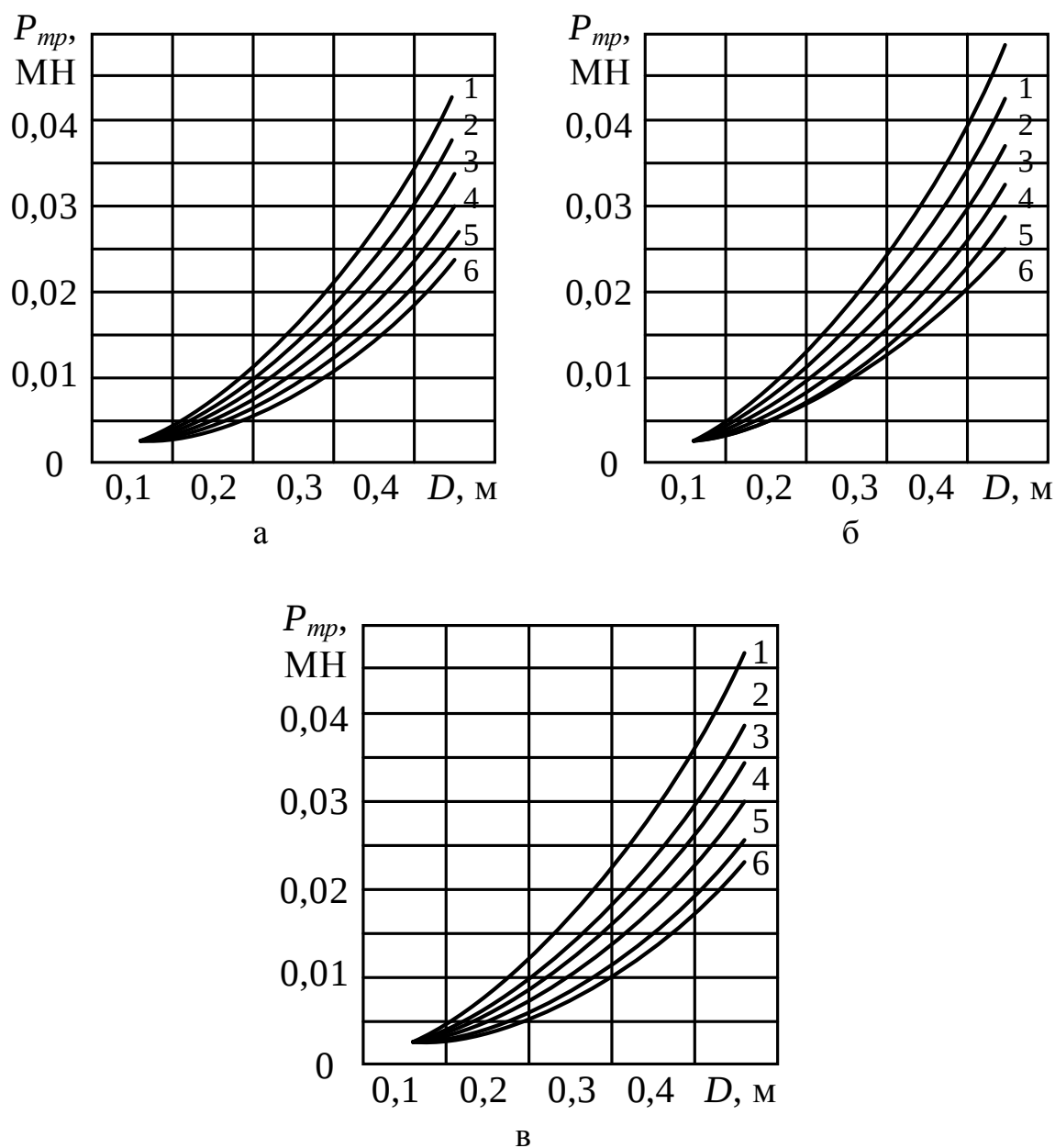


Рис. 2.17. Залежність сили тертя по внутрішньому
циліндру $P_{тр}$ від D при різних значеннях γ для твердого супіску:
1 – $\gamma = 1,2$; 2 – $\gamma = 1,3$; 3 – $\gamma = 1,4$; 4 – $\gamma = 1,5$; 5 – $\gamma = 1,6$; 6 – $\gamma = 1,7$;
а – при $l_H/D = 1,5$; б – при $l_H/D = 2,0$; в – при $l_H/D = 3,0$

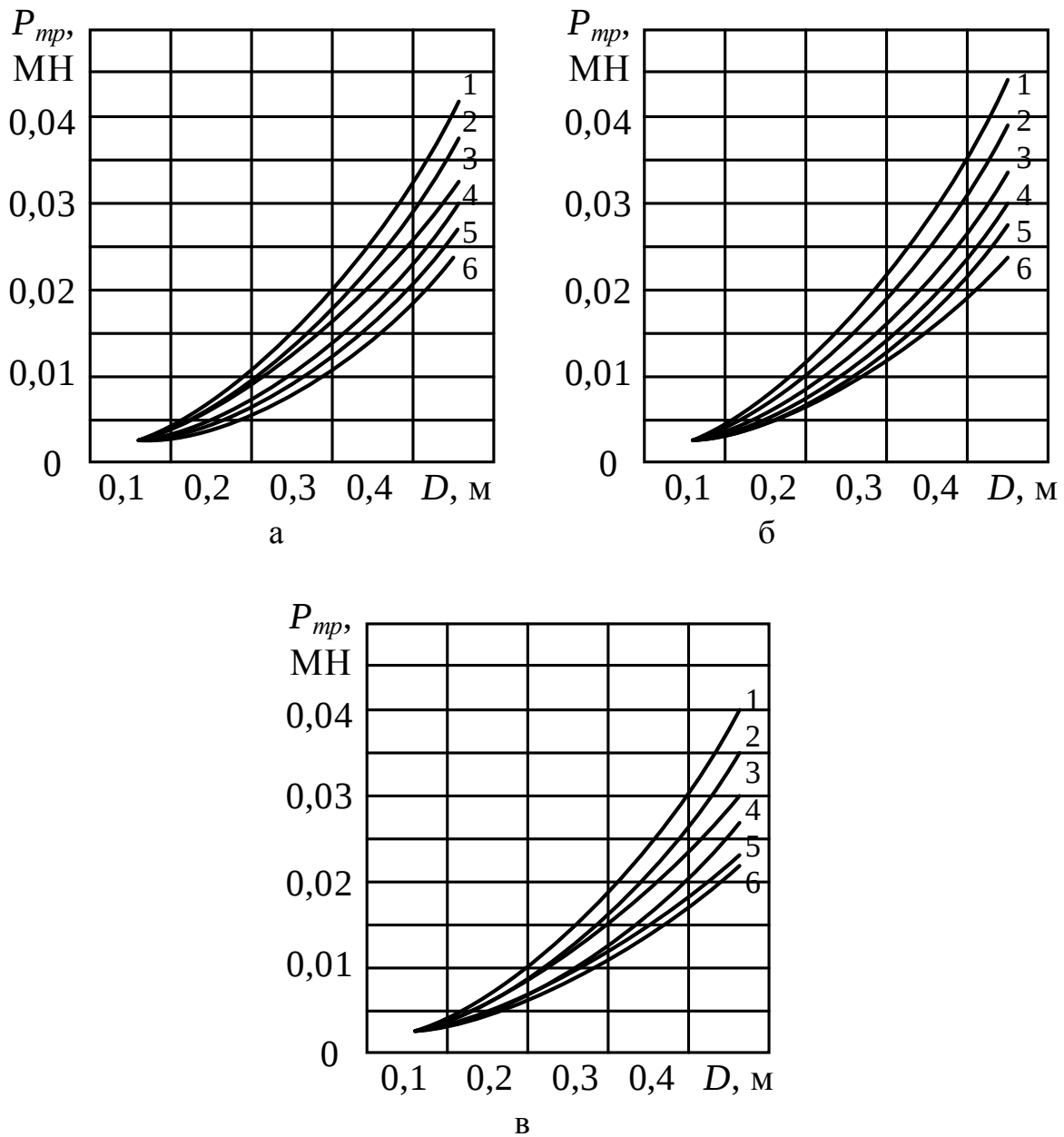


Рис. 2.18. Залежність сили тертя по внутрішньому
циліндру $P_{тр}$ від D при різних значеннях γ для тугопластичної глини:

1 – $\gamma = 1,2$; 2 – $\gamma = 1,3$; 3 – $\gamma = 1,4$;
4 – $\gamma = 1,5$; 5 – $\gamma = 1,6$; 6 – $\gamma = 1,7$ для тугопластичної глини:
а – при $l_n/D = 1,5$; б – при $l_n/D = 2,0$; в – при $l_n/D = 3,0$

Сила тертя на внутрішній поверхні наконечника суттєво залежить від типу ґрунту. Так, розбіжність розрахункових даних між тугопластичною глиною та напівтвердим суглинком згідно з розрахунками за залежністю (2.75) досягає 30–35 %.

2.3.3 Умова руху ґрунту в середині кільцеподібного двоконусного наконечника.

Якщо наконечник має два конуси – зовнішній і внутрішній, як показано на рис. 2.14 штриховою лінією, то у такому випадку внутрішній конус стискає ґрунт розміром $\frac{D+d}{2}$ до розміру d . Відносна деформація дорівнює:

$$\varepsilon = \frac{\left(\frac{D+d}{2} - d \right)}{\frac{D+d}{2}} = \frac{D-d}{D+d} = \frac{\gamma-1}{\gamma+1}, \quad (2.78)$$

де $\gamma = \frac{D}{d}$ відношення зовнішнього і внутрішнього діаметрів наконечника.

За рахунок пружних деформацій ґрунт буде тиснути на внутрішню поверхню наконечника і виникне додаткова сила тертя:

$$P_{\text{дф}} = \pi d l_{\text{ц}} f E_v \varepsilon = \pi d l_{\text{ц}} f E_v \frac{\gamma-1}{\gamma+1}, \quad (2.79)$$

де E_v – модуль пружної об'ємної деформації ґрунту;

$l_{\text{ц}}$ – довжина циліндричної частини наконечника.

Тоді сумарна сила тертя ґрунту на бічній внутрішній поверхні наконечника дорівнює:

$$P_{\text{тр}} = \frac{\pi d^2}{4} q_{\text{кр}} \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{4 f \xi l_{\text{ц}}}{d}}} \right) + \pi d l_{\text{ц}} f E_v \frac{\gamma-1}{\gamma+1}. \quad (2.80)$$

Умова руху (незабиваємості) ґрунту буде мати вигляд:

$$\frac{\pi d^2}{4} q_{\text{кр}} \geq \frac{\pi d^2}{4} q_{\text{кр}} \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{4f\xi l_{\text{н}}}{d}}} \right) + \pi d l_{\text{ц}} f E_v \frac{\gamma - 1}{\gamma + 1}. \quad (2.81)$$

При умові, що $l_{\text{ц}} \approx l_{\text{н}}$ нерівність (2.81) перепишеться у вигляді:

$$\frac{4l_{\text{н}} f E_v}{d q_{\text{кр}}} \cdot \frac{\gamma - 1}{\gamma + 1} - \frac{1}{e^{4f\xi l_{\text{н}}/d}} \leq 0 \quad (2.82)$$

або

$$e^{-\frac{4f\xi l_{\text{н}}}{d}} \geq \frac{4f E_v}{q_{\text{кр}}} \cdot \frac{\gamma - 1}{\gamma + 1} \cdot \frac{l_{\text{н}}}{d}. \quad (2.83)$$

Якщо прологарифмувати нерівність (2.83), будемо мати:

$$-4f\xi \frac{l_{\text{н}}}{d} \geq \ln \frac{4f E_v}{q_{\text{кр}}} \cdot \frac{\gamma - 1}{\gamma + 1} \cdot \frac{l_{\text{н}}}{d}. \quad (2.84)$$

Нерівність (2.84) може бути виконана, якщо $\gamma - 1 \rightarrow 0$ або $D \approx d$.

Таким чином, конструкція двоконусного наконечника не сприяє пропусканню ґрунту крізь себе та є причиною його забивання та утворення ґрунтових ядер ущільнення на фронтальних площинах, що призводить до збільшення опору переміщенню. Тому для продавлювання труб, щоб не було забиваємості ґрунтом, наконечник потрібно виконувати з одним зовнішнім конусом.

2.3.4 Сумарне зусилля переміщенню кільцеподібного наконечника з зовнішнім конусним загостренням.

Сумарне зусилля переміщення такого наконечника дорівнює:

$$P_{\Sigma} = P_{\text{к}} + P_{\text{тр}}^{\text{ВН}} + P_{\text{тр}}^{\text{ЗВ}}, \quad (2.85)$$

де P_k – сила продавлювання зовнішнього одностороннього конуса-наконечника визначається рівнянням (2.70);

$P_{тр}^{BH}$ та $P_{тр}^{3B}$ – сили тертя на внутрішньому і зовнішньому циліндрах, які дорівнюють відповідно (2.75) і:

$$P_{тр}^{3B} = \pi D l_H q_{ц}^{сер} f \quad (2.86)$$

де $q_{ц}^{сер}$ – середній нормальний тиск ґрунту на зовнішню циліндричну частину наконечника.

Цей тиск визначимо на основі знання напруження σ_1 на границі пружної і пластичної зон (зона руйнування), яка розповсюджується від осі кільцевидного наконечника на відстань, наприклад, $D_p = 2D$ [28, 176].

Напруження σ_1 на границі пружної і пластичної зон створюють зусилля P_1 навколо пластичної (зруйнованої) зони діаметром D_p величиною:

$$P_1 = \sigma_1 \pi D_p l_H. \quad (2.87)$$

Дане зусилля сприймається зовнішньою бічною (циліндричною) поверхнею наконечника:

$$q_{ц}^{max} \pi D l_H = \sigma_1 \pi D_p l_H = 2 \sigma_1 \pi D l_H. \quad (2.88)$$

Звідки

$$q_{ц}^{max} = 2 \sigma_1; \quad q_{ц}^{сер} = \sigma_1. \quad (2.89)$$

Тоді

$$P_{тр}^{3B} = \pi D \sigma_1 f l_H. \quad (2.90)$$

Сумарне зусилля проникнення кільцевого наконечника із зовнішнім конусом дорівнює:

$$\begin{aligned}
P_{\Sigma} = & \pi E_{\text{гр}} (1 + f \operatorname{ctg} \beta) \times \\
& \times \left[\frac{3\gamma^2 - 2\gamma - 1}{16} - \frac{\gamma^2 - 2\gamma - 1}{16 \left[1 - \left(\frac{\gamma + 1}{2\gamma} \right)^2 \right]} - \frac{\frac{(\gamma + 1)^4}{\gamma^2}}{128 \left[1 - \left(\frac{\gamma + 1}{2\gamma} \right)^2 \right]} \right] \frac{D^2}{\gamma^2} + \\
& + \frac{\pi d^2}{4\gamma^2} q_{\text{кр}} \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{4f\xi l_{\text{н}}}{d}}} \right) + \pi D \sigma_1 f l_{\text{н}}.
\end{aligned} \tag{2.91}$$

Залежності сумарного зусилля для переміщення наконечника з одностороннім зовнішнім конусом для різних ґрунтів і співвідношень $\gamma = \frac{D}{d}$ приведені на рис. 2.19, 2.20.

Аналіз аналітичних моделей та відображення в графічному вигляді показали, що в залежності від типу ґрунту сумарна сила опору переміщенню його циліндричним наконечником відрізняється, наприклад, для тугопластичної глини та твердого супіску на 13–33 %.

В залежності від довжини циліндра в межах $1,5 D$ – $3,0 D$ для цих ґрунтів опір може змінюватися до 37 %. Залежність сили опору ґрунту від діаметра циліндра має нелінійний характер та з його збільшенням має суттєвий зріст. Так, наприклад, для тугопластичної глини з довжиною циліндра $2 D$ та для $\gamma = 1,5$ при зміні діаметра від 0,2 до 0,3 м сила опору збільшується з 0,03 МН до 0,067 МН, а при зміні діаметра з 0,4 м до 0,5 м сила зростає з 0,12 МН до 0,186 МН.

Слід також відзначити, що на сумарний опір ґрунту співвідношення діаметрів циліндра суттєвого не впливає, а в тугопластичній глині навіть зменшується. Пояснити це можна тим, що сила тертя по внутрішній поверхні зі зменшенням внутрішнього діаметру зменшується, а сила лобового опору вдавлюванню конуса зростає.

Завдяки зі встановленою умовою переміщення ґрунтового керна в циліндрі було отримано максимальну довжину, на яку може переміститися ґрунт з урахуванням внутрішнього діаметру циліндра, залежність якої наведено на рис. 2.15. Це, в свою чергу, дозволило отримати розрахункові моделі на внутрішній поверхні циліндрично-трубчастого наконечника. Залежність сил тертя від співвідношення діаметрів наконечника наведено на графіках, рис. 2.16–2.18.

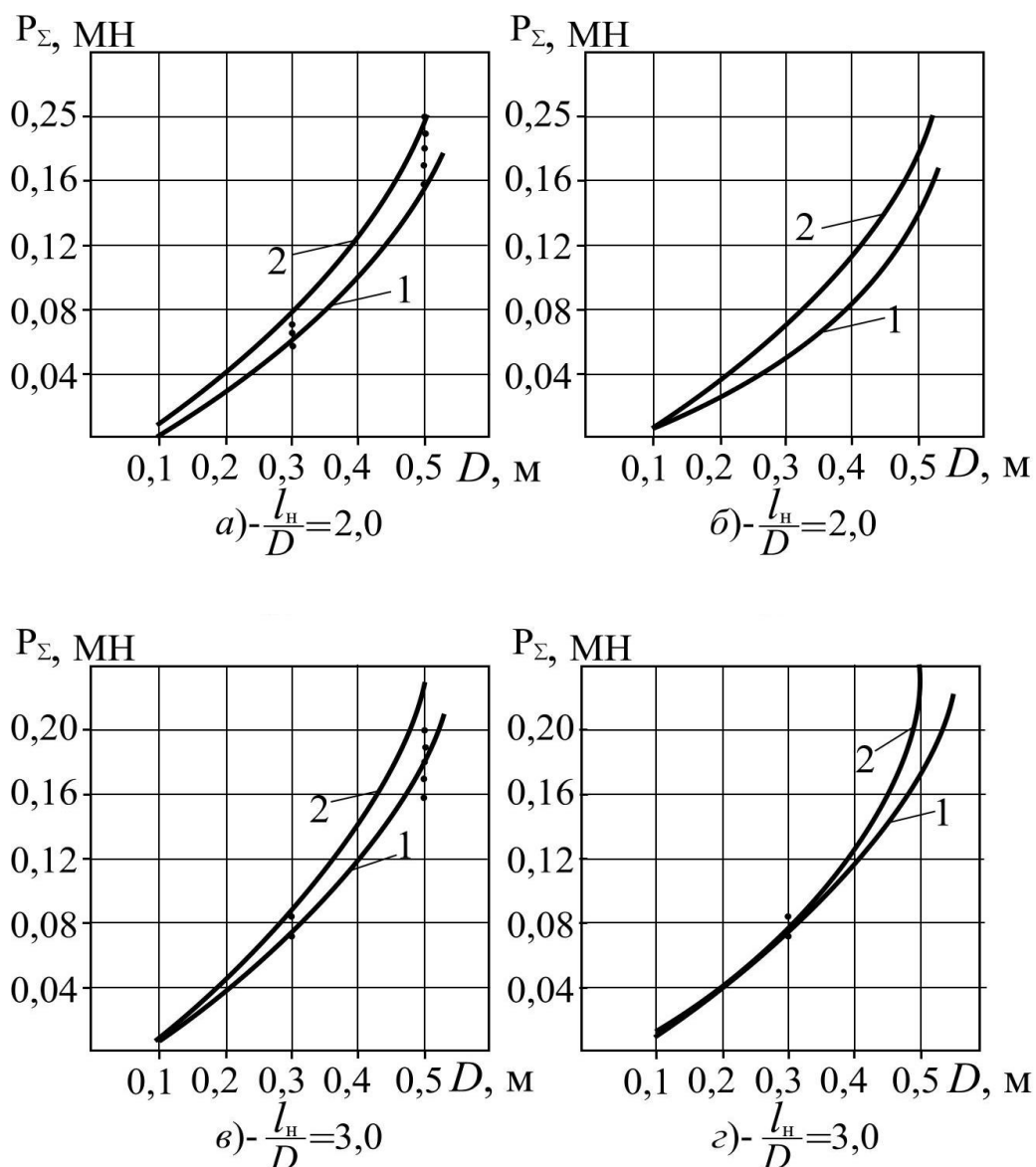


Рис. 2.19. Залежності сумарного зусилля переміщення кільцевого наконечника із зовнішнім конусом: а, в – для твердого супіску (1 – $\gamma=1,2$; 2 – $\gamma=1,7$); б, г – для тугопластичної глини (1) та напівтвердого суглинку (2) ($\gamma=1,2-1,7$)

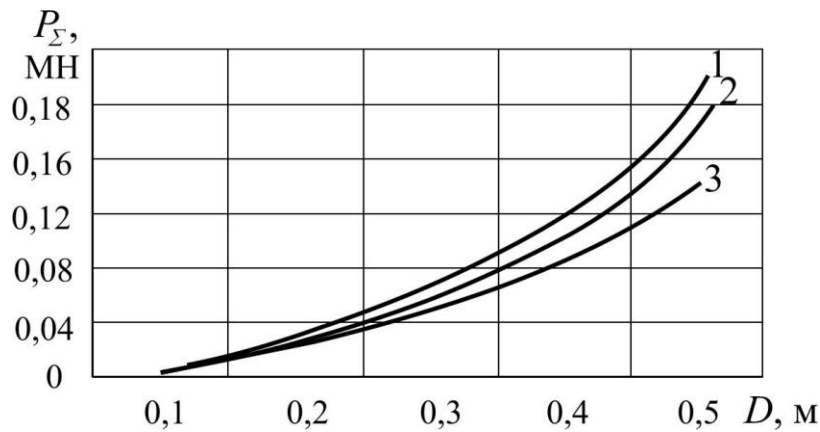


Рис. 2.20. Залежності сумарного зусилля продавлювання від діаметра наконечника при $\gamma = 1,4$ та $l_n/D = 2$ для різних ґрунтів:
1 – напівтвердий суглинок; 2 – твердий супісок;
3 – тугопластична глина

Підсумовуючі усі складові сил опору ґрунту було отримано сумарне зусилля проникнення кільцевого наконечника із зовнішнім конусом (2.91), графічне відображення якого для різних умов наведено у вигляді графіків на рис. 2.19 та 2.20. Порівняння та аналіз їх з даними, що приведені на рис. 2.7 і 2.20 дозволяє стверджувати, що зусилля проколу (в напівтвердому суглинку та тугопластичній глині) для конусного наконечника з виступами та оптимальним діаметром основи відповідно (2.55) приблизно дорівнює сумарному зусиллю переміщенню кільцевого наконечника з таким же діаметром.

Отримані залежності враховують параметри кільцевого наконечника та фізико-механічні властивості ґрунтів. Це дає можливість провести всебічний якісний аналіз впливу цих факторів. Отриманий науковий результат у вигляді математичних моделей (2.75), (2.77), (2.91) процесу формування свердловин методом продавлювання ґрунту є цікавим як з теоретичної так і практичної точки зору. Дані математичні моделі підтвердженні результатами теоретичних та експериментальних досліджень інших авторів [70, 73, 152, 164, 165]. З практичної точки зору виявлення раціональних параметрів наконечника для продавлювання ґрунту дозволяє визначити умови його ефективного використання при створенні свердловин в різних типах ґрунтів. Прикладне значення отриманого наукового результату полягає у можливості вдосконалення робочого обладнання для створення свердловини методом продавлювання при безтраншейному прокладанні підземних комунікацій.

2.3.5. Визначення величини зони деформування та тиску ґрунту на бічну поверхню циліндра кільцеподібного наконечника з зовнішнім конусом.

Зону руйнування ґрунту навколо конусно-циліндричних наконечників, що здійснюють прокол ґрунту, і циліндричних наконечників з кільцеподібним перерізом визначали [28, 134, 176, 183] в межах 4–6 діаметрів свердловини для конусно-циліндричних наконечників, що працюють за принципом витіснення ґрунту в бокові стінки свердловини, та в межах 2 діаметрів для циліндричних наконечників з кільцевидним перерізом, що працюють за комбінованим принципом.

В останньому випадку зона руйнування визначена експериментально для ґрунту з конкретними фізико-механічними властивостями.

Для інших типів ґрунтів розмір цієї зони не відомий, що не дозволяє прогнозувати вплив зони деформування на сусідні підземні комунікаційні об'єкти. Тому з метою такого прогнозування визначимо розмір зони руйнування аналітичним способом формалізації [191].

Розрахункова схема показана на рис. 2.10. Відомо [28], що середній горизонтальний тиск на зовнішній конус наконечника прямопропорційний тангенсу кута 2β при вершині конуса

$$q_{\text{гор}}^{\text{сер}} = q_{\text{зн}}^{\text{сер}} [\cos(90 - \beta) + f \cos \beta] = q_{\text{ц}} \operatorname{tg} 2\beta, \quad (2.92)$$

де $q_{\text{зн}}^{\text{сер}}$ – середній нормальний тиск на зовнішній конус;

f – коефіцієнт тертя ґрунту по металу;

$q_{\text{ц}}$ – нормальний тиск на бокову поверхню (циліндр) наконечника.

Звідки

$$q_{\text{ц}} = \frac{\sin \beta + f \cos \beta}{\operatorname{tg} 2\beta} q_{\text{зн}}^{\text{сер}}, \quad (2.93)$$

Знайдемо $q_{\text{зн}}^{\text{сер}}$ шляхом інтегрування закону зміни нормального тиску (2.61) на бічній поверхні зовнішнього конуса

$$\begin{aligned}
q_{3\text{н}}^{\text{сер}} &= \frac{4E_{\text{гр}} \sin \beta}{D-d} \int_0^{\frac{D-d}{4}} \left[\frac{1 - \left(\frac{D+d+4x}{2D} \right)^2}{1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2} \right] dx = \\
&= \frac{E_{\text{гр}} \sin \beta}{1 - \left(\frac{D+d}{2D} \right)^2} \left[\frac{D^2 - d^2}{4D^2} + \frac{4}{3} \left(\frac{D-d}{4D} \right)^2 \right], \quad (2.94)
\end{aligned}$$

де $E_{\text{гр}}$ – компресійний модуль деформації;

D, d – відповідно зовнішній і внутрішній діаметри наконечника (див. рис. 2.10).

Якщо позначити через $\gamma = \frac{D}{d}$, то вираз (2.94) можна переписати у вигляді

$$q_{3\text{н}}^{\text{сер}} = \frac{E_{\text{гр}} \sin \beta}{1 - \left(\frac{\gamma+1}{2\gamma} \right)^2} \left[\frac{\gamma^2 - 1}{4\gamma^2} + \frac{4}{3} \left(\frac{\gamma-1}{4\gamma} \right)^2 \right] \quad (2.95)$$

Тоді

$$q_{\text{ц}} = \frac{E_{\text{гр}} \sin \beta}{1 - \left(\frac{\gamma+1}{2\gamma} \right)^2} \left[\frac{\gamma^2 - 1}{4\gamma^2} + \frac{4}{3} \left(\frac{\gamma-1}{4\gamma} \right)^2 \right] \frac{\sin \beta + f \cos \beta}{\text{tg} 2\beta}. \quad (2.96)$$

На рис. 2.21 приведені графіки залежності тиску ґрунту на бічну поверхню наконечника для різних ґрунтів.

Аналіз залежності (2.96) показав, що величина тиску $q_{\text{ц}}$ практично не залежить від відношення γ зовнішнього D до внутрішнього d діаметрів. Найбільший тиск на зовнішній бічній поверхні наконечника виникає для кутів загострення конуса 30–40°, а найменший – для кутів 50–60°.

Визначимо зону руйнування ґрунту циліндрично-трубчастим наконечником з зовнішнім конусом. Для цього запишемо рівняння рівності мас ґрунту до і після ущільнення його наконечником (див. рис. 2.10)

$$\left[\frac{\pi D_p^2}{4} - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D+d}{2} \right)^2 \right] \rho_{\text{пр}} = \frac{\pi}{4} (D_p^2 - D^2) \rho_{\text{сер}}, \quad (2.97)$$

де D_p , D і d – відповідно діаметри зони руйнування ґрунту, зовнішній і внутрішній наконечника (див. рис. 2.10).

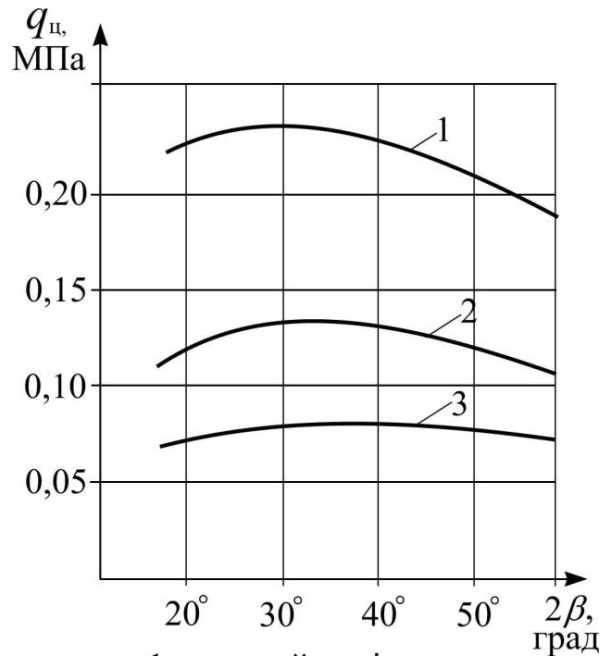


Рис. 2.21. Залежність тиску ґрунту на бічну поверхню наконечника від кута загострення зовнішнього конуса:
1 – твердий супісок; 2 – напівтвердий суглинок;
3 – тугопластична глина

Якщо прийняти до уваги [183], що

$$\rho_{\text{сер}} = \frac{\rho_{\text{пр}}}{1 - \frac{1}{\lambda^2}}, \quad (2.98)$$

де $\rho_{\text{сер}}$, $\rho_{\text{пр}}$ – відповідно середня щільність стінки ґрунтової порожнини та природна щільність ґрунту

$$\lambda = \frac{\left(\gamma_{\text{гр}} h + \frac{c}{\text{tg} \varphi_0} \right) \text{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_p}{2} \right)}{\sigma_1}, \quad (2.99)$$

де $\gamma_{\text{гр}}$ – питома сила тяжіння ґрунту в природньому стані;

h – глибина проколу;

c , φ_0 – коефіцієнт зчеплення та кут внутрішнього тертя ґрунту;

σ_1 – напруження на границі пружної та пружно-пластичної (зруйнованої) зон – структурна міцність ґрунту [183].

Тоді рівність (2.97) перепишеться в наступному вигляді

$$D_p^2 - \left(\frac{D+d}{2} \right)^2 = (D_p^2 - D^2) \frac{\lambda^2}{\lambda^2 - 1}, \quad (2.100)$$

Звідки маємо

$$D_p = \sqrt{\lambda^2 D^2 - (\lambda^2 - 1) \left(\frac{D+d}{2} \right)^2}, \quad (2.101)$$

Або, якщо $\gamma = \frac{D}{d}$

$$\frac{D_p}{D} = \sqrt{\lambda^2 - (\lambda^2 - 1) \left(\frac{\gamma + 1}{2\gamma} \right)^2}, \quad (2.102)$$

Якщо прийняти що $\lambda = 5,4-6,0$ – для твердого супіску; $\lambda = 4,3-4,8$ – для напівтвердого суглинку; $\lambda = 4,0-4,3$ – для тугопластичної глини [183]. Тоді залежність D_p / D від відношення діаметрів γ приведена на рис. 2.22.

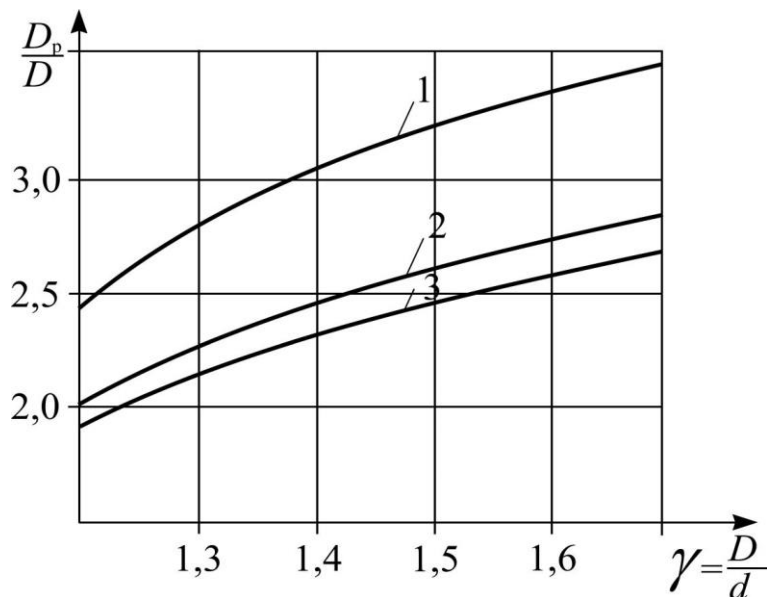


Рис. 2.22. Залежність відношення діаметра зони пружно-пластичних деформацій (зони руйнування) до діаметра ґрунтової порожнини від співвідношення зовнішнього до внутрішнього діаметрів наконечника з кільцевидним перерізом: 1 – твердий супісок; 2 – напівтвердий суглинок; 3 – тугопластична глина

Із рисунка видно, що величина зони руйнування прямопропорційно збільшується із збільшенням діаметра ґрунтової порожнини D та непрямопропорційно зростає із зростанням співвідношення зовнішнього та внутрішнього діаметрів наконечника. Відношення D_p / D знаходиться в межах: для твердого супіску – $D_p / D = 2,46\text{--}3,55$ для напівтвердого суглинку – $D_p / D = 2,02\text{--}2,85$; для тугопластичної глини – $D_p / D = 1,91\text{--}2,67$.

2.4. Керування процесом корекції траєкторії руху асиметричного наконечника

Серед існуючих технологій формування горизонтальних свердловин, що використовуються при безтраншейному прокладанні інженерних комунікацій, є метод статичного проколу ґрунту. Головним недоліком цього методу є недостатня точність руху проколюючої головки у масиві. Для дотримування горизонтальної свердловини своєї проектною осі необхідно постійно корегувати траєкторію руху проколюючої головки у ґрунті. Одним з технічних рішень проблеми керування проколом є використання установок з робочим органом з адаптованим наконечником: з конічною формою для прямолінійного руху та асиметричною для його відхилення у просторі. Його впровадження в будівництві дозволить в рази збільшити довжину підземних прольотів проколу, що значно покращить ефективність безтраншейного прокладання підземних комунікацій.

Відомо, що для зміни напрямку руху при роботі машини горизонтально-спрямованого буріння (ГСБ) під час формування лідерної свердловини з криволінійною траєкторією, використовується бурова головка з асиметричною лобовою поверхнею [3]. При статичному задавлюванні цієї головки у ґрунт виникає поперечна сила від реакції ґрунту, яка змінює траєкторію її руху в сторону зміщення лобової поверхні. Вивченню цього процесу присвячено цілий ряд робіт [144–147, 149–151]. Вплив криволінійної траєкторії свердловини на просування крізь неї трубопроводів наведено в роботах [153–160].

Метою нижче приведених досліджень є обґрунтування можливості корекції траєкторії руху робочого органу при статичному

проколі ґрунту за допомогою оперативної зміни форми його лобової поверхні з симетричної на асиметричну шляхом поступального та поступально-обертового руху навколо своєї вісі [193].

2.4.1 Керування процесом корекції траєкторії руху робочого органу при статичному проколі ґрунту

Встановлено, якщо форму наконечника проколюючої головки буде можливим оперативно змінювати та обертати, то з'являється можливість керування траєкторією її руху в ґрунті, (рис. 2.23). Реалізація цієї ідеї підтверджується технічними рішеннями [191, 192]. Оскільки призначенням малогабаритних установок для статичного проколу ґрунту є утворення свердловини з максимальним наближенням її траєкторії до прямої лінії, то завдяки корекції руху ґрунтопроколюючої головки вирішується проблема збільшення довжини підземних прольотів проколу в декілька разів, а саме з 15–20 м гарантованої точності до 50–100 м. З цієї дистанції починається ефективне використання більш складних та дорогих машин ГСБ. Таким чином, питання щодо збільшення дистанції проколу ґрунту установками стичної дії за рахунок корекції руху ґрунтопроколюючої установки у ґрунті є актуальною проблемою наукового та практичного значення.

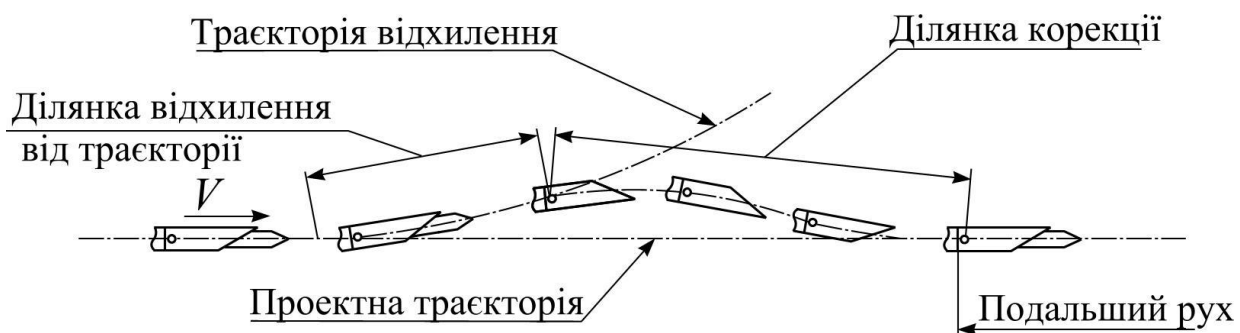


Рис. 2.23. Принцип корекції траєкторії руху проколюючої головки

Розглянемо усі фактори, які впливають на цей процес, згідно з наведеної схеми на рис. 2.23. Перш за все, необхідно встановити критичне відхилення робочого органу від початкової траєкторії, при якому подальший рух стає неможливим по причині критичного згину труби або штовхаючої штанги, коли її деформування може прийняти критичний стан із умови міцності. По-друге, відомо, що поперечна сила, яка відхиляє рух головки в ґрунті,

залежить від кута нахилу зрізаної площини наконечника. Це визначає загальне відхилення руху від початкової осі та довжину ділянки корекції проколу. По-третє, на відхилення руху впливають фізико-механічні властивості ґрунту. По-четверте, при визначенні траєкторії руху необхідно враховувати жорсткість штанги, пружність якої визначається властивостями матеріалу штанг та формою її поперечного перерізу.

Для вирішення першого питання існують сучасні навігаційні технології, які дозволяють визначити координати місця знаходження головки у ґрунті з достатньо високою точністю. При керуванні бурінням свердловини машинами ГСБ використовують електромагнітні, лазерні та кабельні методи локації таких відомих виробників як Digi Trax, Spot-d-Nek, Pipe Hawk GPR та інші [3, 4]. Але це достатньо складні та дорогі пристрої. Для корегування рухом проколюючої головки на відносно невеликих глибинах можна використовувати вітчизняний пошуковий прилад СПРУТ-5 Дніпровської фірми «КРОМ», який має достатньо високу точність визначення її місцезнаходження, що складає до 2 см на глибині до 3 м. Поперечне відхилення на першому етапі визначається вимогами до точності проколу. Допускається відхилення від проектної точки виходу проколюючої головки в прийомному котловані по горизонталі в межах ± 40 см, а по вертикалі ± 20 см. Якщо відхилення сталося в процесі проколу, а відстань до прийомного котловану ще є достатньою, то можливо провести корекцію проколу.

Для встановлення умови ефективного керування траєкторією руху проколюючої головки розглянемо технологічну схему її просування у ґрунті (рис. 2.24) з якої видно, що процес корекції руху проколюючої головки відбувається не одночасно, а поетапно.

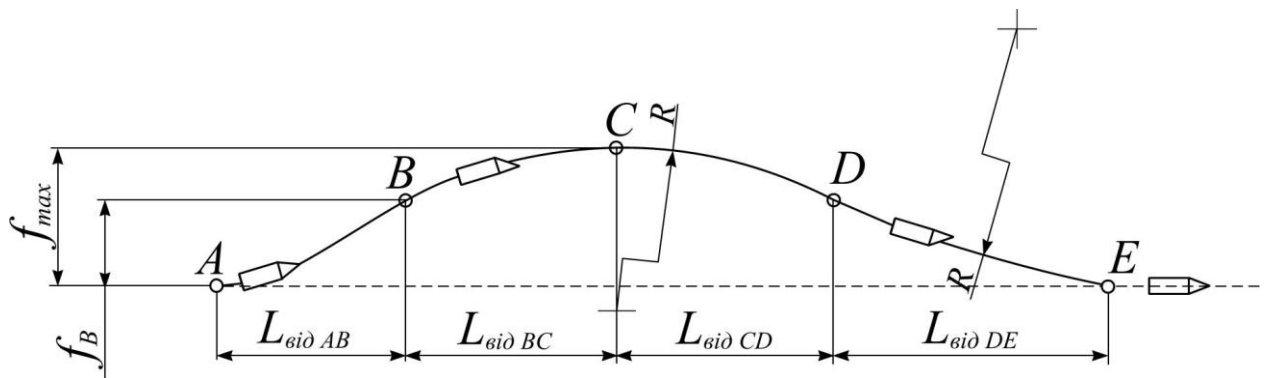


Рис. 2.24. Схема для розрахунку траєкторії проколу ґрунту

На першому етапі форма наконечника змінюється з симетричної на асиметричну лобову поверхню, яка орієнтована в сторону початкової прямолінійної траєкторії руху. При цьому відхилення від проектної осі буде відбуватися з початкової точки B до максимального відхилення від траєкторії у точці C . Це необхідно враховувати при встановленні точки критичного відхилення $H_{\text{від}}$. Після того як робочий орган досягне точки D подальший рух головки потребує зміни положення асиметричної головки на 180° аж доки траєкторія руху головки не досягне проектного напрямлення у точці E . Далі головка наконечника повинна змінити асиметричну форму лобової поверхні на симетричну та пересуватися далі у прямому русі. Якщо відхилення знову досягне свого критичного значення, процес корекції необхідно повторити.

2.4.2 Визначення допустимого зусилля прогину штовхаючих штанг і трубопровода

Визначимо критичне відхилення від проектної траєкторії, та відстань, на якій може відбутися корекція траєкторії руху [192].

Для цього приймаємо, що траєкторія проколу повинна відповідати лінії допустимого прогину труби, з якої виготовлюють захисні футляри або штовхаючі штанги. Задача має складний характер. Для її вирішення пропонується прийняти умову, що штанга виготовлена з цільної труби, а її внутрішній та зовнішній згини є рівними між собою, які описуються радіусами кривизни R (рис. 2.25), а точка дотику двох кіл D знаходиться на відстані від початкової осі, що дорівнює половині дозволеної величини відхилення штанг f_{max} у точці C . Місце дотику з віссю припускаємо у вигляді точки контакту E .

Враховуючи вище викладене, у п. 2.1.4. визначений мінімальний радіус кривизни із умови міцності матеріалу труби на згин. У результаті отримана залежність (2.23). Визначивши граничний згин трубопроводу на ділянці АВ (див. рис. 2.24) за вказаною залежністю, можливо отримати граничну величину відхилення наконечника штанги від осі проколу. Цей випадок відповідає мінімальній довжині лінії прогину штанги L_{min} , а відповідно мінімальній довжині ділянки корекції траєкторії:

$$L_{\text{min}} = 2\sqrt{R_{\text{min}} \cdot f_{\text{max}} - \frac{1}{4} f_{\text{max}}^2} \quad (2.103)$$

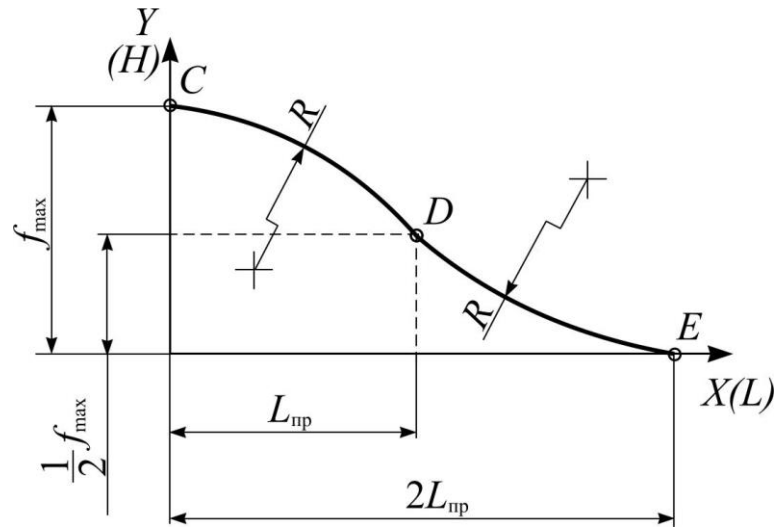


Рис. 2.25. Схема до розрахунку прогину методом радіусів

Знаючи величину мінімальної довжини прогину штанги, нескладно встановити при якому зусиллі заглиблення $P_{\max}$ вона досягається. Для цього запишемо рівняння для визначення максимально припустимого моменту від дії поперечної сили, що прикладена до кінця консольної балки (рис. 2.26)

$$M(x) = \frac{qL_{\min}^2}{8} + P_{\max} \frac{L_{\min}}{2} = W[\sigma_{зг}] \quad (2.104)$$

де q – погонна сила тяжіння труби.

Звідки:

$$P_{\max} = \frac{2W[\sigma_{зг}]}{L_{\min}} - \frac{qL_{\min}}{4}. \quad (2.105)$$

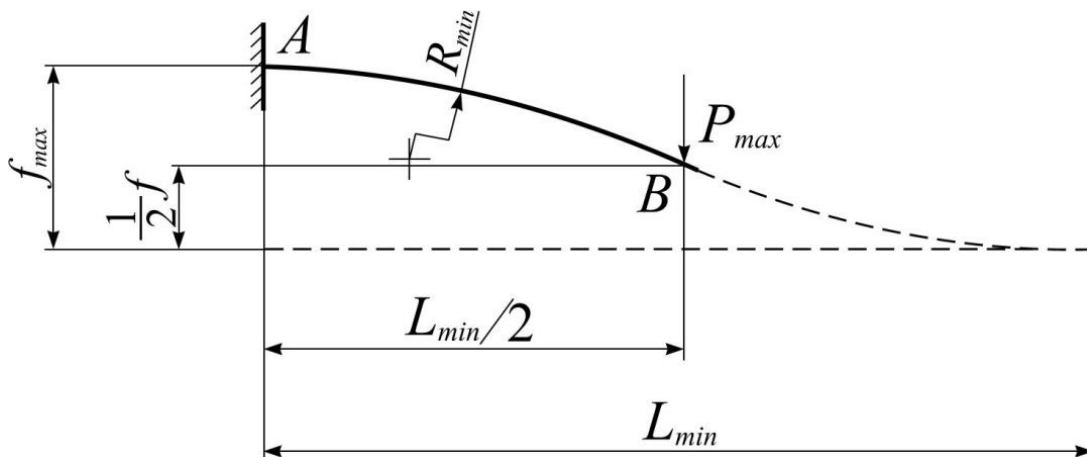


Рис. 2.26. Розрахункова схема для визначення допустимого зусилля задавлювання трубопроводу

Згідно з отриманими уявленнями про напружений стан труб або штанг, отримаємо припустиме відхилення від осі проколу. Якщо уявити, що траєкторія руху головки відносно цієї лінії може проходити з різним радіусом, то можливо визначити зону ефективності корекції траєкторії руху (рис. 2.27), тобто ту траєкторію, радіус якої максимально наближається до припустимої лінії згину штанги. Якщо радіус прогину штанги буде значно більшим, то це приводить до збільшення величини відхилення $f_{\max}$ за межі допустимого та збільшенню довжини ділянки корекції $L_{\text{зг}}$, на яку можливо не встигнути вивести головку до первинної осі.

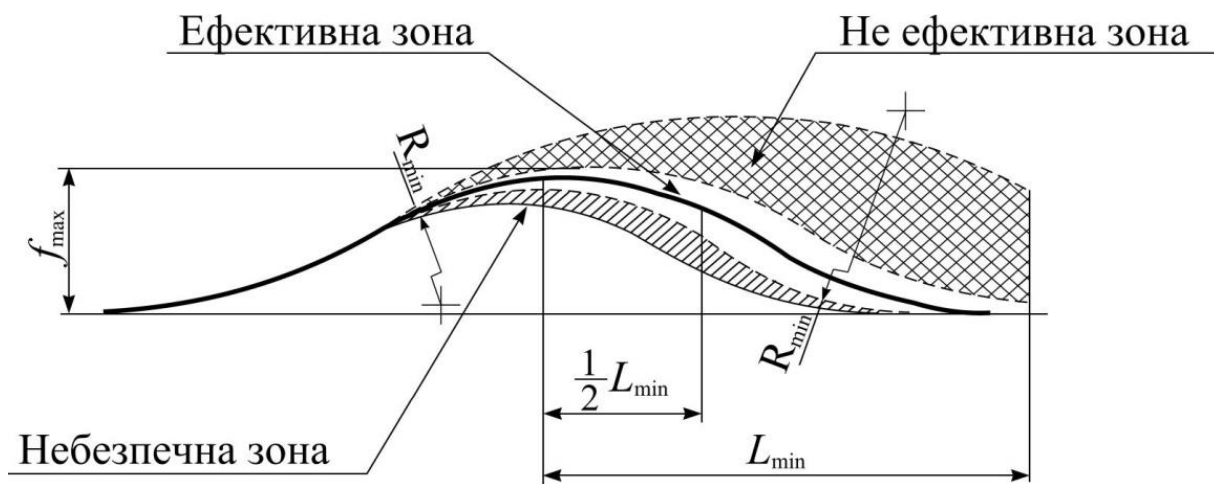


Рис. 2.27. Зони ефективності корекції траєкторії проколу ґрунту

Прагнення скоротити величину відхилення та довжину ділянки корекції може призвести роботу штанг або труб, що протягуються, у небезпечну зону корекції, коли вони не витримують напружень згину.

2.4.3. Визначення реакцій ґрунту на зрізаний циліндричний наконечник

Метою поставленої задачі є отримання аналітичного способу визначення реакцій ґрунту і оцінка їх впливу на величину відхилення траєкторії від прямолінійного руху асиметричного ґрунтопроколюючого наконечника.

Системний аналіз існуючих методів проколу ґрунту з можливістю корекції траєкторії руху проколюючої головки дозволив виявити основні принципи керування та конструктивні особливості робочого органа. На цій основі у роботі авторів

The diagram illustrates a curved beam element of length dl and thickness D . The beam is subjected to a horizontal force dP_y on its left face. Internal forces at the right face include a normal force dN , a shear force dF , and a horizontal force dP_x . The beam's geometry is defined by a radius R and a central angle β . A coordinate system (x, y) is shown, with the x -axis along the beam's length and the y -axis perpendicular to it. The beam's thickness D is also indicated. The diagram is labeled with various parameters: x_1 , B_x , $f dN$, K_2 , R_x , R_y , O_1 , y_1 , D , $D/\sin\beta$, K , O , P_x , dP_x , dF , y , x , and β .

Для розрахунку сили осьового зусилля опору ґрунту проколу необхідно встановити її залежність від площини зрізу циліндра, яка має форму еліпса і від кута похилу β . Для цього в напрямку осі OX_1 зробимо переріз наконечника під кутом β до його осі та виділимо елементарну площину, довжина якої складає безкінечно мале значення dl . Значення її ширини B_x , може бути визначено шляхом тригонометричних співвідношень до рівняння поперечного перерізу – еліпса:

143

де D – діаметр наконечника, м.

Для визначення осьової сили P_y в залежності від кута похилу β площини необхідно вирішити систему рівнянь балансу сил відносно координатних осей

$$\begin{cases} -dP_y + dN \sin \beta + fdN \cos \beta + fdP_x = 0 \\ dP_x - dN \cos \beta + fdN \sin \beta = 0. \end{cases} \quad (2.107)$$

Звідки

$$dP_x = dN \cos \beta - fdN \sin \beta; \quad (2.108)$$

$$\begin{aligned} dP_y &= dN \sin \beta + fdN \cos \beta + \\ &+ fdN \cos \beta - f^2 dN \sin \beta \end{aligned} \quad (2.109)$$

або

$$dP_y = \left[(1 - f^2) + 2f \operatorname{ctg} \beta \right] q B_x dx; \quad (2.110)$$

$$P_y = 2 \int_0^D \left[(1 - f^2) + 2f \operatorname{ctg} \beta \right] \sqrt{(D-x)x} q dx \quad (2.111)$$

де f – коефіцієнт зовнішнього тертя ґрунту;

q – закон зміни тиску ґрунту на похилій площині.

Закономірність зміни тиску ґрунту на похилій площині визначимо на основі знання зміни площі поперечного перерізу ґрунту на цій площині. На основі закону рівності мас маємо

$$\frac{\pi D^2}{4 \sin \beta} \rho_{\text{пр}} = \frac{B_x (D-x) \rho_x}{\sin \beta} \quad (2.112)$$

де $\rho_{\text{пр}}$ – щільність ґрунту в природньому стані;

ρ_x – змінна щільність ґрунту на похилій площині.

Звідки

$$\rho_x = \frac{\pi D^2}{8 \sqrt{(D-x)x} (D-x)} \rho_{\text{пр}}. \quad (2.113)$$

Тоді

$$q_x = \frac{(1+\omega)\rho_{\text{ТВ}}}{C_{\text{к}}} \left(\frac{1}{\rho_{\text{пр}}} - \frac{1}{\rho_x} \right) =$$

$$= \frac{(1+\omega)\rho_{\text{ТВ}}}{C_{\text{к}}\rho_{\text{пр}}} \left[1 - \frac{8(D-x)\sqrt{(D-x)x}}{\pi D^2} \right] \quad (2.114)$$

і

$$P_y = 2 \frac{(1+\omega)\rho_{\text{ТВ}}}{C_{\text{к}}\rho_{\text{пр}}} \left[(1-f^2) + 2f \cdot \text{ctg}\beta \right] \times$$

$$\times \int_0^D \left[1 - \frac{8(D-x)\sqrt{(D-x)x}}{\pi D^2} \right] \sqrt{(D-x)x} dx \quad (2.115)$$

де ω – вологість ґрунту;

$\rho_{\text{ТВ}}$ – щільність твердої фази ґрунту (щільність ґрунту при умові, що в ньому відсутні пори);

$C_{\text{к}}$ – коефіцієнт компресії ґрунту.

Після інтегрування виразу (2.115) отримаємо:

$$P_y = 0,36 \frac{(1+\omega)\rho_{\text{ТВ}}}{C_{\text{к}}\rho_{\text{пр}}} \left[(1-f^2) + 2f \cdot \text{ctg}\beta \right] D^2. \quad (2.116)$$

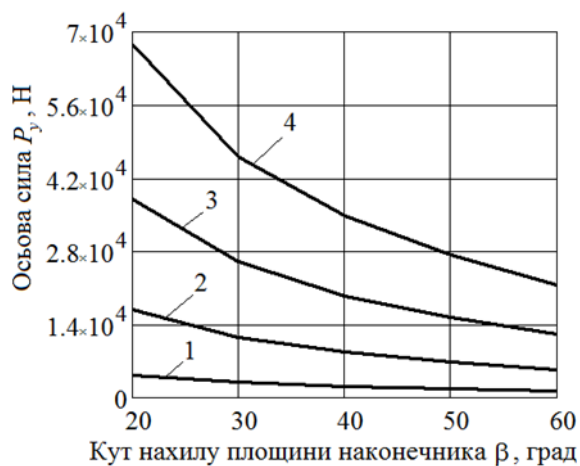
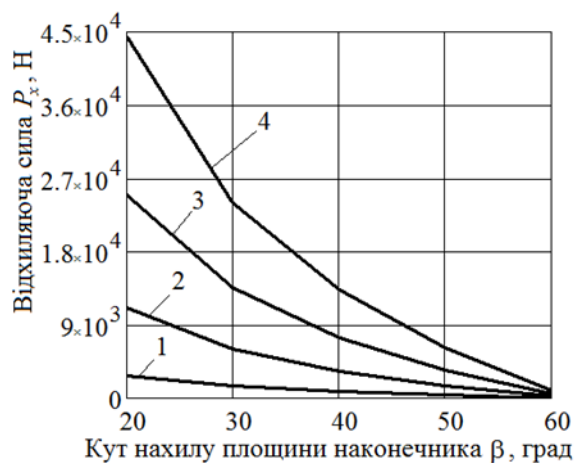
Аналогічним чином отримаємо вираз для визначення P_x :

$$P_x = 0,36 \frac{(1+\omega)\rho_{\text{ТВ}}}{C_{\text{к}}\rho_{\text{пр}}} (\text{ctg}\beta - f) D^2. \quad (2.117)$$

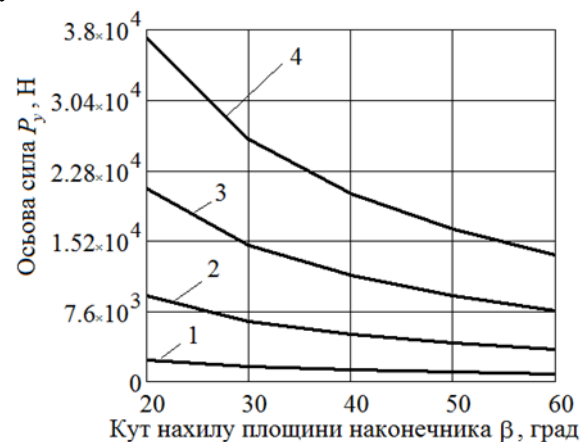
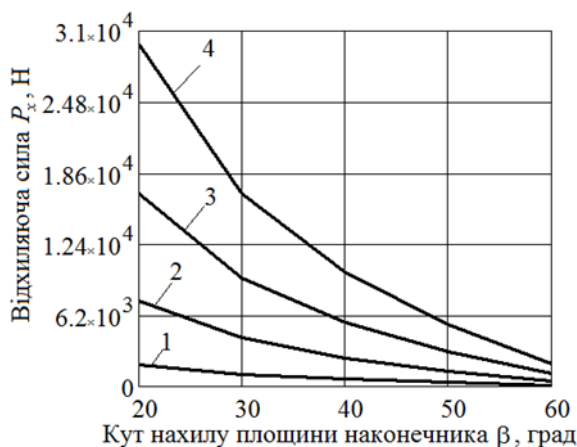
Співвідношення горизонтальної до вертикальної складових реакції опору ґрунту має вигляд:

$$\frac{P_y}{P_x} = \frac{(1-f^2) + 2f \text{ctg}\beta}{\text{ctg}\beta - f}. \quad (2.118)$$

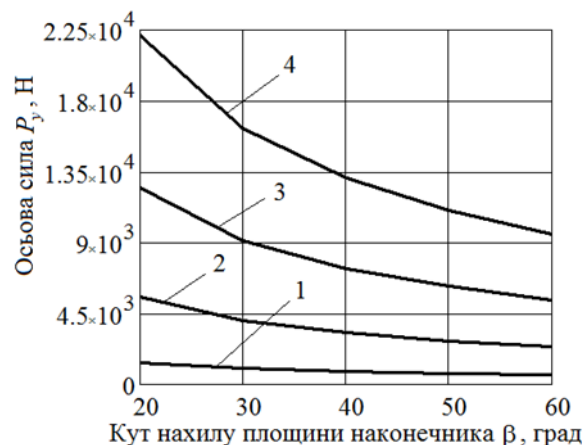
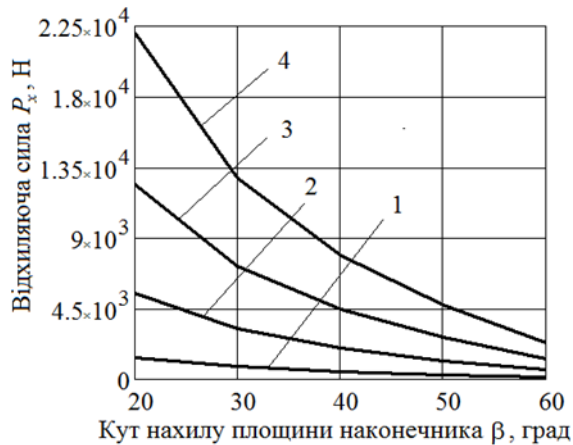
Залежності сил P_y і P_x для різних ґрунтів приведені на рис. 2.29. З наведених графіків видно як ці сили залежать від кута похилу лобової поверхні головки, її діаметру та типу ґрунту.



а



б



в

Рис. 2.29. Залежності сил опору від кута нахилу для різних ґрунтів при різних значеннях діаметрів свердловини:

а – супісок; б – суглинок; в – глина;

1 – $D = 0,05$ м; 2 – $D = 0,1$ м; 3 – $D = 0,15$ м; 4 – $D = 0,2$ м

При визначених параметрах проколюючої головки можна отримати необхідні дані для розрахунку робочого обладнання для керованого проколу ґрунту.

2.4.4. Визначення кута нахилу лобової площини наконечника до горизонту

Розглянемо умову руху ґрунту вгору по похилій еліптичній площині (див. рис. 2.28). Активна сила P_y викликає реакцію зі сторони ґрунту $R_y = P_y$. Під дією цієї реакції ґрунт рухається вгору по похилій еліптичній площині. При цьому сумарна сила тертя ґрунту $F_{тр}$, яка направлена в протилежну сторону руху (реакції ґрунту R_y), повинна бути більшою за силу тертя ґрунту та задовольняти умові $R_y \cos \beta \geq F_{тр}$. Визначимо із цієї умови кут β

$$0,36E_{гр} \left[(1 - f^2) + 2f \operatorname{ctg} \beta \right] D^2 \cos \beta \geq F_{тр}; \quad (2.119)$$

$$F_{тр} = \frac{2fE_{гр}}{\sin \beta} \int_0^D \left[1 - \frac{8(D-x)\sqrt{(D-x)x}}{\pi D^2} \right] \times \\ \times \sqrt{(D-x)x} dx = \frac{0,36f}{\sin \beta} E_{гр} D^2 \quad (2.120)$$

де $E_{гр} = \frac{(1-\omega)\rho_{ТВ}}{C_k \rho_{пр}}$ – компресійний модуль деформації ґрунту.

Тоді

$$(1 - f^2 + 2f \operatorname{ctg} \beta) \cos \beta \geq \frac{f}{\sin \beta}; \quad (2.121)$$

$$(1 - f^2) \sin \beta \sqrt{1 - \sin^2 \beta} + 2f(1 - \sin^2 \beta) \geq f. \quad (2.122)$$

Вирішуючи нерівність (2.122) отримаємо умови сходу ґрунту зі скошеної поверхні, що забезпечує процес відхилення від прямолінійної траєкторії руху:

$$\beta < \arcsin \sqrt{\frac{1}{2} \pm \sqrt{\frac{1}{4} - \left(\frac{f}{1+f^2} \right)^2}}. \quad (2.123)$$

Перед коренем необхідно прийняти знак «+». У цьому випадку R_y буде приймати мінімальне значення.

Залежність максимального кута $\beta_{\max}$ від коефіцієнта тертя приведена на рис. 2.30.



Рис. 2.30. Залежність максимального кута нахилу лобової площини наконечника від коефіцієнта зовнішнього тертя ґрунту із умови його руху на площині

Для визначення допустимого робочого кута похилу β зрізаної площини наконечника до горизонту прирівняємо рівності (2.117) і (2.105).

Звідки

$$\beta \geq \operatorname{arccctg} \left(f + \frac{8W[\sigma_{\text{зг}}] - qL_{\min}^2}{1,44E_{\text{гр}}D^2L_{\min}} \right). \quad (2.124)$$

Залежність допустимого кута β із умови міцності штанги приведена на рис. 2.31. Графіки побудовані для штанг із сталі 45 ($[\sigma_{\text{зг}}] = 300 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2$; $E = 21 \cdot 10^{10} \text{ Н/м}^2$; $f_{\max} = 0,3 \text{ м}$).

Аналіз графічних залежностей показав, що із збільшенням діаметра ґрунтової порожнини від 0,05 до 0,2 м критичний кут нахилу також збільшується: у твердому супіску від 6° для штанг діаметром 0,1 м до 57° для штанг діаметром 0,05 м; аналогічно в напівтвердому суглинку від 4° до 60° ; у тугопластичній глині від 3° до 61° .

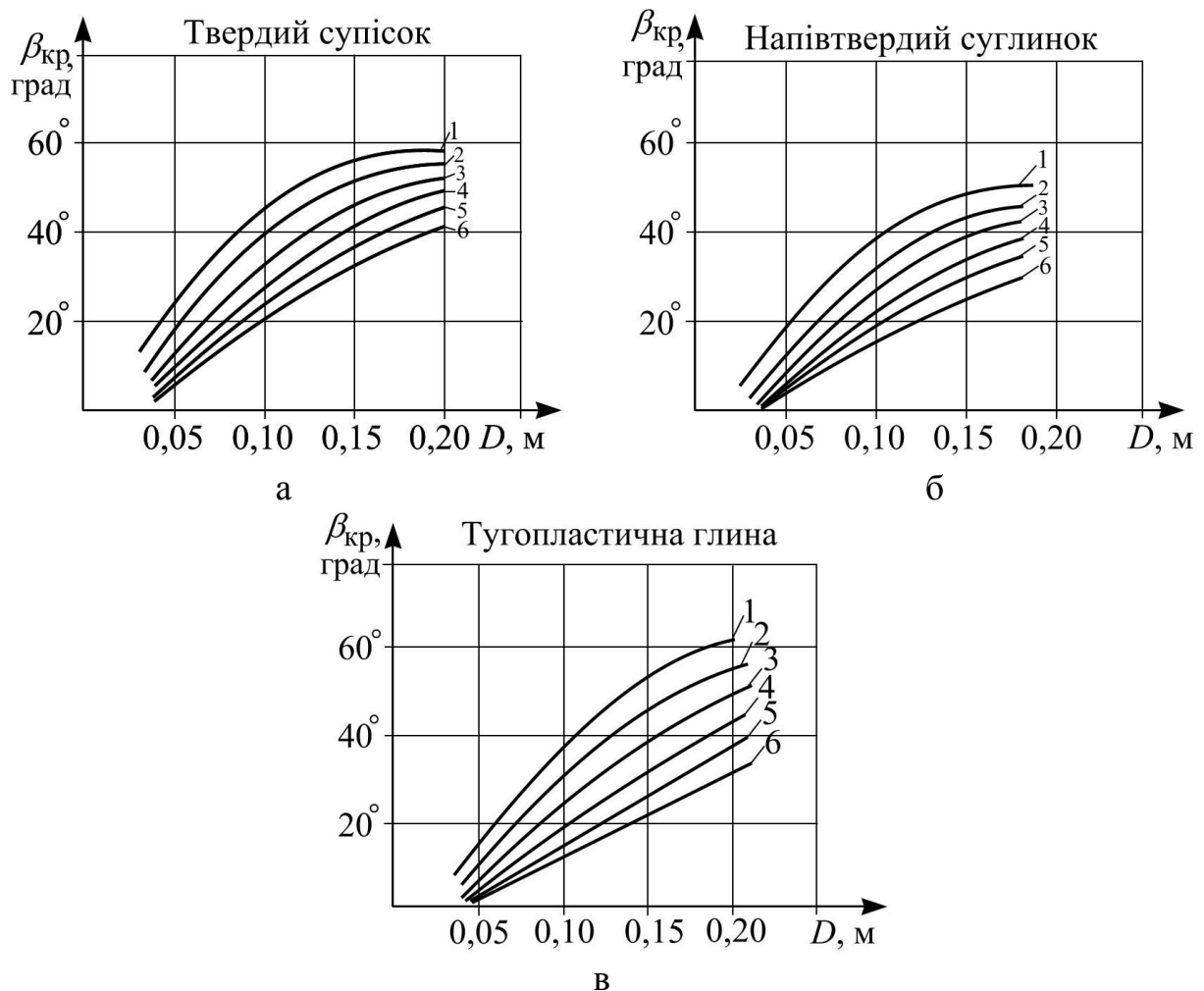


Рис. 2.31. Залежність допустимого робочого кута нахилу лобової площини наконечника (головки) до горизонту від діаметра наконечника: а – для твердого супіску;

б – для напівтвердого суглинка; в – для тугопластичної глини

1 – $D_{шт} = 0,05$ м; 2 – $D_{шт} = 0,06$ м; 3 – $D_{шт} = 0,07$ м;

4 – $D_{шт} = 0,08$ м; 5 – $D_{шт} = 0,09$ м; 6 – $D_{шт} = 0,1$ м

Такі закономірності пояснюються тим, що із збільшенням діаметра порожнини збільшується лобова площа наконечника та поперечне згинаюче зусилля. А тому для стабілізації згинаючого штангу моменту необхідно збільшувати кут нахилу площини наконечника до горизонту.

2.4.5. Визначення величини відхилення зрізаного циліндричного наконечника від поздовжньої осі руху

Визначимо чутливість (відхилення від траєкторії прямолінійного руху) наконечника від реакції ґрунту

У процесі обертання асиметричного наконечника (свердлильної головки) навколо своєї осі і дії на нього осьового зусилля

наконечник рухається по прямолінійній траєкторії. Чутливість наконечника на реакцію ґрунту R_x (див. рис. 2.28) вимірюється величиною його відхилення від траєкторії прямолінійного руху в процесі поступального без обертового руху. Для характеристики максимального відхилення необхідно знати рівняння згину осі наконечника, яке залежить від параметрів наконечника та фізико-механічних властивостей ґрунту. Наконечник з приводними штангами будемо розглядати як балку на пружній основі, на яку діє реакція ґрунту $R_x = P_x$. Розрахункова схема і рівняння для визначення прогину (відхилення) під силою R_x для такої задачі приведена на рис. 2.28 [194]

$$\Delta_{\text{пр}} = \frac{R_x}{8E_{\text{зг}}I\beta_n^3} \quad (2.125)$$

де $E_{\text{зг}}$ – модуль пружності штанги при згині ($E_{\text{зг}} = 2 \cdot 10^7 \text{ Н/см}^2$);
 I – момент інерції поперечного перерізу наконечника

$$\beta_n = \sqrt[4]{\frac{k_n}{4E_{\text{зг}}I}} \quad (2.126)$$

де k_n – коефіцієнт постілі (основи) (для ґрунтів середньої щільності, $k_n = 5\text{--}50 \text{ Н/см}^2$).

Для кільцевидного перерізу наконечника момент інерції дорівнює [195]:

$$I = 0,05D^4 \frac{\gamma^4 - 1}{\gamma^4} \quad (2.127)$$

де $\gamma = \frac{D}{d}$ – відношення відповідно зовнішнього діаметра наконечника до внутрішнього діаметра.

Тоді з урахуванням залежності (2.117) маємо

$$\Delta_{\text{пр}} = 0,9 \frac{E_{\text{гр}}}{E_{\text{зг}}} \cdot \frac{\text{ctg}\beta - f}{D^2 \frac{\gamma^4 - 1}{\gamma^4} \beta_n^3}. \quad (2.128)$$

Після припинення обертowego руху наконечника для навантаження його похилої площини силою R_x йому необхідно переміститися на відстань $D \operatorname{ctg} \beta$ (див. рис. 2.28). При цьому наконечник відхилиться від траєкторії прямолінійного руху на відстань $\Delta_{\text{пр}}$. Щоб відхилитися наконечнику від траєкторії прямолінійного руху на відстань S , йому необхідно пройти шлях без передачі крутного моменту (без обертання) довжиною L .

Тому

$$L = \frac{SE_{\text{зг}} D^3 \frac{\gamma^4 - 1}{\gamma^4} \beta_n^3}{0,9E_{\text{гр}} (1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta)} \quad (2.129)$$

або

$$\frac{L}{S} = \frac{E_{\text{зг}} D^3 \frac{\gamma^4 - 1}{\gamma^4} \beta_n^3}{0,9E_{\text{гр}} (1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta)}. \quad (2.130)$$

Залежність відношення $\frac{L}{S}$ від кута нахилу площадки наконечника до горизонту β приведена на рис. 2.32.

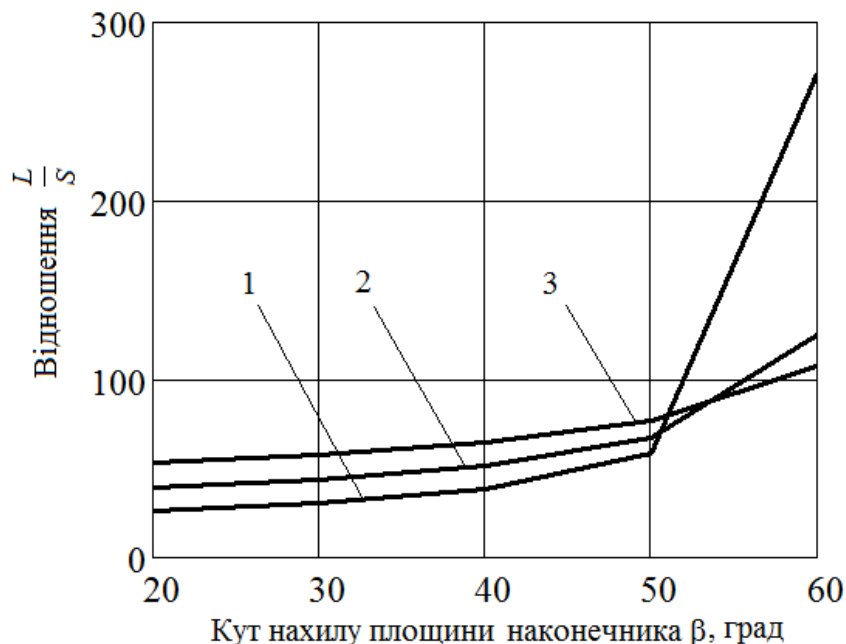


Рис. 2.32. Залежність відношення $\frac{L}{S}$ від кута нахилу площадки наконечника до горизонту β для різних ґрунтів:
1 – супісок; 2 – суглинок; 3 – глина

В розрахунку закладені наступні вихідні дані: модуль пружності сталевий штанги $E_{\text{ст}} = 2 \cdot 10^7 \text{ Н/см}^2 = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; модулі деформації ґрунтів: супіску – $E_{\text{гр}} = 1,36 \text{ МПа}$, суглинку – $E_{\text{гр}} = 0,892 \text{ МПа}$; глини – $E_{\text{гр}} = 0,63 \text{ МПа}$; $D = 0,05; 0,10; 0,15; 0,2 \text{ м}$; $Y = 1,5$; $I = 0,04 D^4 \text{ м}^4$; $\beta_n = \sqrt[4]{\frac{0,3 \text{ МПа}}{4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 0,04 D^4}} = \frac{0,055}{D} \text{ м}^{-1}$.

Результати розрахунку відхилення проколюючої головки у різних типах ґрунтів в залежності від кута нахилу лобової площини наведено в табл. 2.4.

Таблиця 2.4

Результати розрахунку відхилення головки в залежності від кута нахилу лобової площини

β , град	20°	30°	40°	50°	60°
$\text{tg}\beta$	0,364	0,577	0,839	1,192	1,732
Для твердого супіску: $\frac{L}{S} = \frac{21,3}{(1 - 0,532 \text{tg}\beta)}$					
$\frac{L}{S}$	26,4	30,7	38,5	58,2	271
Для напівтвердого суглинку: $\frac{L}{S} = \frac{33,16}{1 - 0,424 \text{tg}\beta}$					
$\frac{L}{S}$	39,2	43,9	51,5	67	124,8
Для тугопластичної глини: $\frac{L}{S} = \frac{46,88}{1 - 0,325 \text{tg}\beta}$					
$\frac{L}{S}$	53,2	57,7	64,5	76,5	107,3

З отриманого графіка видно, що з ростом значення кута нахилу площини наконечника відхилення траєкторії зменшується. Найбільшого відхилення від прямої траєкторії руху проколююча головка досягає при меншому куті нахилу площини, тобто у межах 30–40° в залежності від типу ґрунту. При куті нахилу більш ніж 60–70° схід ґрунту з площини припиняється, про що свідчать умови управління траєкторією руху головки (2.123), які відображені на графіку, рис. 2.30. При цьому на похилій поверхні виникає ядро ущільнення, яке за своєю формою приближається до симе-

тричного конуса, на якому врівноважуються сили в просторі, і які не можуть вплинути на процес відхилення наконечника.

Таким чином, в залежності від фізико-механічних властивостей ґрунту та пружності штовхаючої штанги можна встановити раціональний кут нахилу площини зрізу проколюючої головки відповідно до залежності (2.124).

2.4.6 Математична модель корекції траєкторії руху зрізаного циліндричного наконечника

Процес проколу ґрунту проколюючими пристроями є дискретно безперервним. Це зумовлено необхідністю призупинки процесу проколу у зв'язку з нарощуванням додаткових штанг для подальшого переміщення головки наконечника. На кожному із безперервних ділянок шляху за рахунок осьового зусилля проходить переміщення головки наконечника у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Один у напрямку осі проколу, а другий у перпендикулярному до осі напрямку за рахунок асиметричного зусилля на головці зрізаного циліндричного наконечника.

У п. 2.4.3 установлені силові залежності опору ґрунту від його фізико-механічних властивостей і геометрії головки наконечника. Ці сили визначені як у напрямку проколу, так і в перпендикулярному до осі напрямку. Застосуємо для робочого процесу другий закон Ньютона. Крім того, приймемо до уваги, що активна сила переміщення наконечника та сила опору цьому переміщенню знаходяться в пропорційному співвідношенні через коефіцієнт пропорційності. Тоді на кожній ділянці переміщення можна записати другий закон Ньютона у вигляді диференціального рівняння

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = P - P_c, \quad (2.131)$$

де m – маса наконечника разом зі штангою;

x – поточне значення координати руху в перпендикулярному до осі проколу напрямку;

t – час переміщення проколюючої головки (наконечника);

P – активне зусилля переміщення наконечника в перпендикулярному до осі напрямку;

P_c – опір переміщенню наконечника в тому ж напрямку.

Переміщення буде можливим, якщо $P - P_c > 0$. З урахуванням цієї умови рівняння (2.131) перепишеться у вигляді

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = P(1 - \lambda), \quad (2.132)$$

де λ – коефіцієнт пропорційності.

У результаті інтегрування рівняння (2.132) при початкових умовах $x|_{t=0} = 0$ і $\frac{dx}{dt}|_{t=0} = 0$ отримаємо

$$x = \frac{P(1 - \lambda)}{2m} t^2. \quad (2.133)$$

При переміщенні головки насадки в перпендикулярному напрямку на величину S за час t_1 з урахуванням співвідношення між величинами горизонтального L і вертикального переміщення S відповідно залежності (2.130) та конкретних залежностей, що приведені в табл. 2.4, можна записати

$$S = \frac{1 - f \operatorname{tg} \beta}{N} L, \quad (2.134)$$

де f – коефіцієнт зовнішнього тертя ґрунту;

β – кут нахилу зрізаної площини циліндра до горизонту (див. рис. 2.28);

N – числові коефіцієнти, що залежать від фізико-механічних властивостей ґрунту та геометричних параметрів насадки (див. табл. 2.4 для супіску $N = 21,3$; для суглинку $N = 33,16$; для глини $N = 46,88$). Прирівнюючи (2.133) і (2.134), визначимо коефіцієнт пропорційності

$$\lambda = 1 - \frac{2mL(1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta)}{PNt_1^2}. \quad (2.135)$$

Після підстановки (2.135) в (2.132) отримаємо:

$$\frac{d^2 x}{dt^2} = \frac{2L(1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta)}{Nt_1^2}. \quad (2.136)$$

Звідки

$$x = \frac{(1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta)}{N t_1^2} L \cdot t^2, \quad (2.137)$$

де t_1 – час переміщення однієї штанги проколюючого пристрою.

Формула (2.137) дозволяє вирахувати величину відхилення траєкторії проколу як функції часу. Для проколюючої установки зі штангами довжиною 0,5 м та швидкістю переміщення 0,033 м/с отримані наступні відхилення на довжині 0,5 м, що приведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Максимальне відхилення головки штанги
на довжині 0,5 м

Тип ґрунту	Відхилення головки, (см) при кутах нахилу площадки зрізу (град)		
	25°	40°	55°
Твердий супісок	1,62	1,10	0,18
Напівтвердий суглинок	1,16	0,87	0,41
Тугопластична глина	0,85	0,72	0,47

На рис. 2.33 приведені результати розрахунків відхилення x від осі проколу в залежності від кута нахилу площини зрізу циліндричного наконечника до горизонту для різних типів ґрунтів. Враховуючи, що максимальні відхилення (при куті зрізу 25°) мають незначні величини, які в залежності від типу ґрунту знаходяться в межах 20–40 см на ділянці 10 м, для корекції процесу в цих умовах знадобиться ділянка понад 15–20 м. Таким чином, можна припустити, що на ділянці проколу довжиною до 100 м таких ділянок корекції може виникнути до 3–4.

У процесі проколу в результаті відхилення головки наконечника від проектної осі проходить зміна орієнтації лобової зрізаної площини наконечника відносно осі проколу. Із рис. 2.34 видно, що в процесі відхилення головки наконечника від проектної траєкторії проколу змінюється осьова та нормальна складові опору проколу, а тому змінюється відхиляюче зусилля.

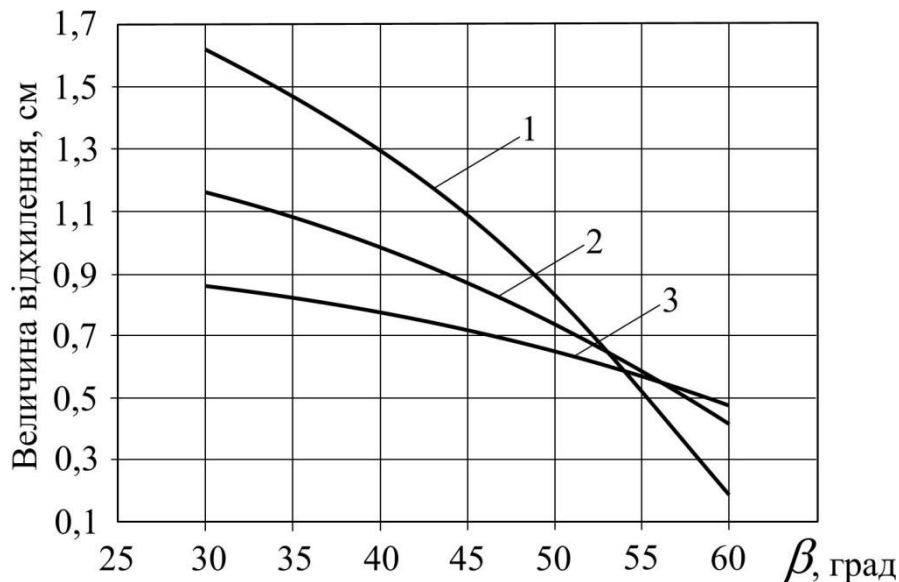


Рис. 2.33. Залежність відхилення головки на довжині кроку переміщення штанг від кута нахилу площадки зрізу:

1 – твердий супісок; 2 – напівтвердий суглинок;
3 – тугопластична глина

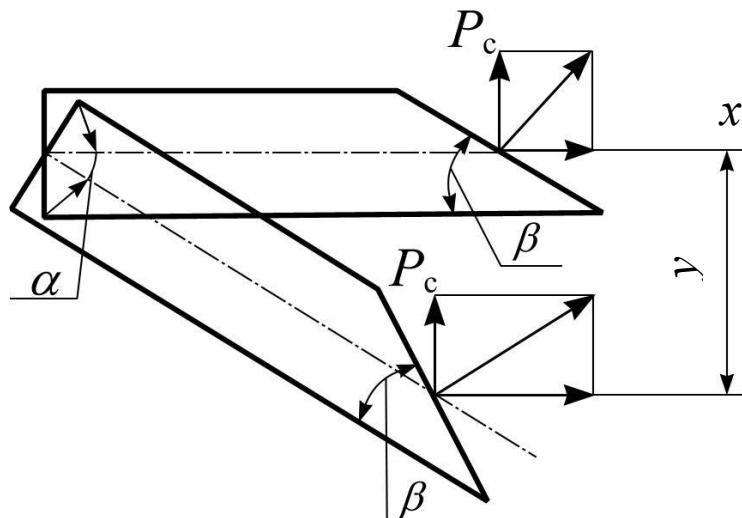


Рис. 2.34. Схема для розрахунку впливу відхилення головки наконечника від проектної осі

У розглянутій вище математичній моделі (2.137) цей фактор не урахований із умови припущення його несуттєвості. Для визначення впливу цього фактора математична модель (2.137) потребує уточнення через кут відхилення штанги α відносно проектної осі (див. рис. 2.34).

Уточнена математична модель має наступний вигляд:

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = P(1 - \lambda) \cos \alpha. \quad (2.138)$$

В нашому випадку

$$\sin \alpha = \frac{x}{L}, \quad \text{а} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2}. \quad (2.139)$$

Тоді рівняння (2.138) перепишеться у вигляді

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = P(1 - \lambda) \sqrt{1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2}. \quad (2.140)$$

Рівняння (2.140) є нелінійним диференціальним рівнянням, його наближене рішення показало дуже незначну зміну результатів розрахунку порівняно з моделлю (2.137). Похибка склала не більше 1,5 % у сторону зменшення. Це підтверджує достовірність використання лінійної математичної моделі (2.137).

Математична модель (2.137) дозволяє спрогнозувати процес проколу ґрунту в часі залежно від різних ґрунтових умов. Таким чином, отримати відповідь на питання, яким буде відхилення від заданої проектної траєкторії руху головки наконечника, що має кут β зрізу лобової площини до горизонту при послідовному нарощуванні штанг. Для цього необхідно послідовно розглядати рішення таких задач. На першому етапі для однієї штанги

$$x_1 = \frac{(1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta)}{N} L_1 \quad (2.141)$$

де L_1 – довжина першої штанги.

Після цього для визначення відхилення при двох штангах розглянемо рівняння

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = \frac{2L_{1+2}(1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta_2)}{Nt_2^2} \quad (2.142)$$

при початкових умовах:

$$x|_{t=0} = 0 \quad \text{і} \quad \frac{dx}{dt}|_{t=0} = 0 \quad (2.143)$$

де L_{1+2} – довжина першої та другої штанги;

t_2 – час проходження другої штанги.

Рішення задачі (2.142) при умові (2.143) дає наступний результат

$$x_2 = \frac{L_{1+2}(1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta_2)}{N} \quad (2.144)$$

Сумарне відхилення на i -й ділянці проходження штанг буде визначатися виразом

$$x_i = \frac{(1 - f \cdot \operatorname{tg} \beta_i)}{N} L_{i+i}, \quad (2.145)$$

де $\beta_1, \beta_2, \beta_i$ – кути нахилу лобової площини наконечника до горизонту на кожній ділянці.

Розрахунки за формулою (2.145) дозволяють здійснювати регулювання відхилення головки наконечника в будь-якому радіальному відносно проектної осі проколу напрямку з метою його зменшення або збільшення. Це досягається як за рахунок зміни кута β_i , так і за рахунок обертання головки асиметричного наконечника навколо своєї осі. Таким чином зміна орієнтації в просторі зрізаної лобової поверхні циліндричного наконечника дозволяє переміщати його вздовж проектної траси на довжині до 100 м.

Висновки

1. Вихідними даними ґрунтів для розрахунку та проектування обладнання для безтраншейного прокладання підземних комунікацій є: кути зовнішнього та внутрішнього тертя; питома сила тяжіння ґрунту; коефіцієнти зчеплення, компресії, Пуассона, бічного тиску; компресійний модуль, модулі загальної та об'ємної деформацій. Всі ці показники, як правило, визначені та приведені в нормативних документах для різних типів ґрунтів.

2. Визначений закон зміни нормального тиску ґрунту на робочі поверхні різних за формою наконечників на основі закону рівності мас до і після деформування ґрунту. В результаті розроблені математичні моделі для визначення зусиль проколу, продавлювання в залежності від ґрунтових умов і геометричних параметрів наконечників. Так, наприклад, сумарна сила опору

грунту проколу діаметром свердловини 200 мм складає: у твердому супіску понад 85 кН, у напівтвердому суглинку більше 50 кН та тугопластичній глині – 25 кН. У той же час опір заглиблення конусної частини у цих ґрунтах дорівнює 60, 30 та 15 кН відповідно. Таким чином можна констатувати, що сила тертя на бічній поверхні циліндричної частини наконечника проколюючої головки досягає 25–30% від сумарного значення сили опору ґрунту.

3. Визначені еквівалентний і оптимальний діаметри конусного наконечника з виступами. Установлено, що максимальне зниження зусилля проколу має місце для ґрунтової свердловини діаметр якої у 2 рази менший за максимально-граничні діаметри, які дорівнюють: для твердого супіску – 0,444 м; для напівтвердого суглинку – 0,295 м; для тугопластичної глини – 0,236 м. Якщо діаметр свердловини більший за максимально-граничний, то прокладання підземних комунікацій необхідно здійснювати не проколом, а іншими способами, наприклад, продавлюванням або комбінованими методами.

4. Установлено, що сила опору ґрунту вдавлювання двокопусного кільцевого наконечника порівняно з одноконусним (зовнішнім конусом) більша на 25–30 % за рахунок створення додаткового опору від деформування ґрунту внутрішнім конусом.

5. Довжина ґрунтового керна та величина сили тертя в одноконусному кільцевому наконечнику залежать від співвідношення його зовнішнього та внутрішнього діаметрів. Наприклад, збільшення співвідношення діаметрів з 1,2 до 1,7 призводить до зменшення сил тертя майже у 2 рази, а збільшення внутрішнього діаметру в 2 рази призводить до збільшення довжини ґрунтового керна в 1,75 рази. Довжина ґрунтового керна не перевищує для різних ґрунтів 0,4–1,2 м відповідно внутрішньому діаметру наконечника 14–35 см. В протилежному випадку на його лобовій поверхні буде формуватися ґрунтове ядро ущільнення, що призведе до заміни продавлювання або комбінованого процесу проколюванням і до суттєвого збільшення необхідного зусилля для здійснення робочого процесу.

6. Аналізом розрахункових даних установлено, що зусилля проколу (в напівтвердому суглинку та тугопластичній глині) для конусного наконечника з виступами та оптимальним діаметром основи конуса приблизно дорівнює сумарному зусиллю перемі-

щенню кільцевого одноконусного наконечника з таким же діаметром.

7. Величина зони деформування ґрунту навколо одноконусного кільцевого наконечника прямопропорційно збільшується із збільшенням діаметра ґрунтової свердловини (порожнини) та непрямопропорційно зростає із зростанням співвідношення зовнішнього та внутрішнього діаметрів наконечника. Зона руйнування ґрунту знаходиться в межах: для твердого супіску – (2,46–3,55); для напівтвердого суглинку – (2,02–2,85); для тугопластичної глини – (1,91–2,67) діаметрів свердловини.

8. Визначені горизонтальна та вертикальна реакції ґрунту на лобову площину зрізу асиметричного циліндричного наконечника, а також поперечне відхилення його в залежності від довжини траєкторії прямолінійного руху, вплив на величину відхилення фізико-механічних властивостей ґрунту та геометричних параметрів наконечника. Установлено, що для найбільш ймовірних ґрунтових умов на площадці зрізу, яка нахилена під кутом до горизонту більшим за $60\text{--}70^\circ$, утворюється постійне ґрунтове ядро ущільнення, що є причиною некерованості наконечника та процесу проколювання.

9. Встановлено, що при керуванні траєкторією проколу ґрунту, крім фізико-механічних властивостей ґрунту та геометричних параметрів асиметричної лобової поверхні наконечника, необхідно ураховувати умову міцності штовхаючих штанг або захисних футлярів на згин під час їх просування по криволінійних траєкторіях. З цієї умови визначений критичний кут нахилу лобової площадки наконечника до горизонту, який знаходиться в межах: для твердого супіску від 6° до 57° ; для напівтвердого суглинку 4° до 60° ; для тугопластичної глини 3° до 61° . При цьому мінімальний радіус згину штовхаючих штанг складає 17,5 м для штанг діаметром 0,05 м і 35,0 м для штанг діаметром 0,1 м.

10. Розроблені математичні моделі корекції траєкторії руху асиметричного наконечника у вигляді еліпсоїдної площадки, що утворюється перерізом циліндра нахиленою в протилежному напрямку руху площиною. Ці моделі описують поперечне переміщення наконечника квадратичною залежністю від часу.

3. МЕТОДИКА І ПРОГРАМА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Мета, задачі та програма експериментальних досліджень

Метою експериментальних досліджень є підтвердження наукових основ створення горизонтальних свердловин робочим обладнанням, яке реалізує методи статичного формування свердловини проколом ґрунту, його продавлюванням та їхньої комбінацією шляхом обґрунтування раціональних конструктивних та режимних параметрів обладнання та процесів на основі розроблених теорій взаємодії конусних, кільцевих, конусно-кільцевих і скошених наконечників з ґрунтом з урахуванням зон його деформування навколо свердловини, забезпечення мінімізації сил опору та максимального дотримування прямолінійності траєкторії їх руху.

Для досягнення поставленої цілі та вирішення задач була створена програма, яка базується на отриманих узагальнених положеннях по створенню робочого обладнання для статичного проколу та продавлювання ґрунту, технологічних уявленнях процесу формування цими методами порожнин в ґрунті для безтраншейного прокладання інженерних мереж в ґрунті.

Головною ознакою технологій статичного проколу та продавлювання ґрунту є створення натисного зусилля, яке передається на робочий орган для взаємодії його наконечника з ґрунтом. З урахуванням вимог до малих габаритів для проведення експериментальних досліджень повинна бути вибрана установка, яка б могла виконувати наступні функції:

- мати можливість оперативного монтажу і фіксації для проколу ґрунту по заданій траєкторії;
- забезпечувати початкове впровадження у масив ґрунту робочого інструменту;
- сприймати реактивний опір ґрунту від осьового натиснення на робочий орган та крутного моменту, зберігаючи своє початкове положення;
- забезпечувати оперативне нарощування штанг або труби для подолання залікової ділянки проходки;

– привід установки при керуванні траєкторією руху робочого інструменту в ґрунті повинен забезпечувати як осьову його подачу, так і обертання.

Для досягнення мети було вирішено провести польові експерименти з натурними зразками робочих органів за допомогою установок статичної дії, які обумовили вирішення наступних задач:

– розробити програму експериментальних досліджень з використанням установок статичної дії, виготовлення відповідного робочого обладнання та змінних наконечників для утворення порожнин в ґрунті;

– дослідити вплив геометричних параметрів робочого інструменту для проколу і комбінованого методу на силові та режимні процеси формування порожнин в ґрунті, встановити діапазон їх раціональних значень з урахуванням технологій горизонтального формування свердловин та властивостей ґрунтового середовища;

– встановити вплив параметрів асиметричного наконечнику робочого органу на опір ґрунту проколу і на керування траєкторією його руху в різному ґрунтовому середовищі:

– порівняти експериментальні дані з теоретичними та оцінити їх розбіжність;

– встановити області ефективного використання методів статичного формування порожнин в ґрунті та визначити реальні техніко-економічні показники установок для їх реалізації.

У процесі проведення польових випробувань була також поставлена задача перевірки працездатності робочого обладнання, прогнозування можливих збоїв у роботі, знаходження їх зовнішніх ознак та визначення основних експлуатаційних показників роботи установок статичної дії при формуванні свердловин методами проколу, продавлювання та шляхом їхньої комбінації.

3.2 Об'єкти та засоби експериментальних досліджень

Об'єктами експериментальних досліджень були наконечники робочих органів для утворювання свердловини методами статичного проколу, продавлювання та їхньої комбінації, а також ґрунтове середовище, яке визначає умови експлуатації ґрунтопроколюючих установок. Об'єктом польових випробувань була універ-

сальна установка, яка реалізувала статичні методи утворення свердловин.

Для проведення натурних експериментів ґрунтовий фон був прийнятий таким, що відповідає найбільш поширеним на території України [177], а саме: суглинок, глина та супісок II та III категорії міцності. З попереднього аналізу було встановлено, цим умовам відповідають ґрунти на полігоні НВП «Газтехніка», на полігоні кафедри БДМ ХНАДУ та поблизу села Кутузівка Харківського району.

Для полігона ХНАДУ характерні супіщані ґрунти. Важкість розробки ґрунту відповідає 3–4 числу ударів ударника ДорНДІ, тобто відноситься до I категорії міцності.

На полігоні НВП «Газтехніка» поширеним є суглинок тугопластний з числом ударів ударника ДорНДІ 6–7, що відповідає II категорії міцності.

Ґрунт поблизу села Кутузівка відноситься до глини напівтвердої III категорії міцності (11–13 ударів).

Згідно з отриманими вимогами до установок, що реалізують статичні методи створення горизонтальних свердловин в ґрунті, було спроектовано та виготовлено універсальну експериментальну установку (рис. 3.1), в основу якої був покладений принцип створення малогабаритного гідравлічного приводу, який забезпечує поступовий та обертовий рух робочого органу.

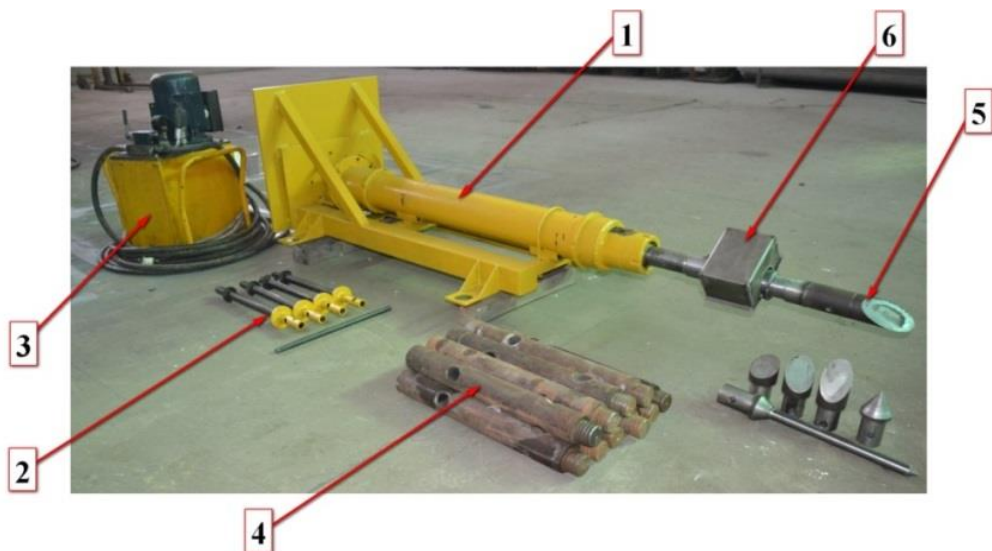


Рис. 3.1. Експериментальна установка для дослідження процесів статичного формування порожнин в ґрунті:
1 – силва проколююча установка; 2 – гвинтові якори;
3 – гідравлічна станція; 4 – штовхаючі штанги;
5 – наконечник робочого органу; 6 – з'єднувальна муфта з пристроєм для виміру крутного моменту

Силові можливості установки було закладено відповідно до теоретичних розрахунків сил опору ґрунту, які виникають при формуванні свердловини кожним з методів формування свердловин, що розглядаються.

Експериментальна установка (1) являє собою раму з опорною плитою та встановленим на ній гідроциліндром, яка закріплюється на дні приямку гвинтовими анкерами (2). Силовий привід являє собою гідроциліндр з діаметром циліндру 125 мм і діаметром штоку 55 мм. Робота установки здійснюється за допомогою гідравлічної рідини, що надходить від гідравлічної станції (3) з тиском 16 МПа, яке забезпечується насосом НШ-10. Швидкість прямого ходу, відповідно до цих умов, становить 0,05 м/с, а зворотного 0,065 м/с. Максимальне робоче зусилля осьового натиснення установки складає 200 кН. Шток гідроциліндра з'єднаний з набірними штангами (4), які, в свою чергу, поєднані з проколюючою головкою (5) через спеціально розроблений проміжний вузол для передачі штовхаючих зусиль на штанги, або вузол для виміру крутного моменту (6).

Особливістю силового приводу універсальної установки є наявність усередині силового циліндра гвинтової пари, що забезпечує можливість створювати як поступальний рух робочого органу, так і поступально-обертотий.

Кінематична схема гвинтового гідроциліндра наведена на рис. 3.2.

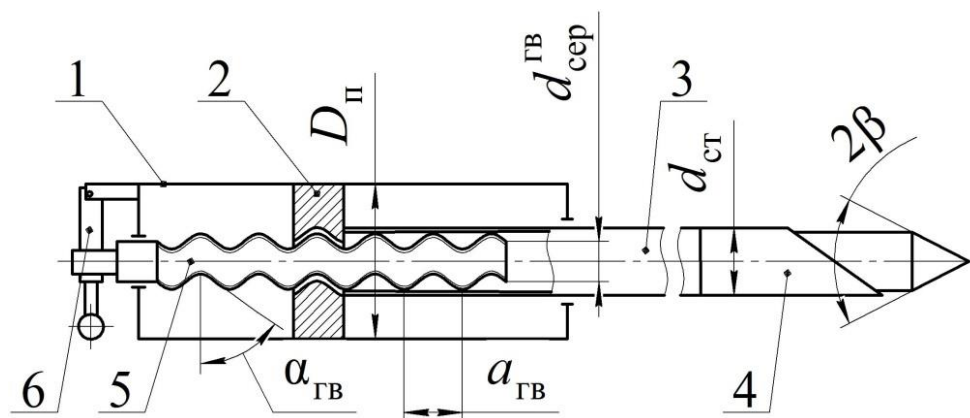


Рис. 3.2. Кінематична схема приводу гвинтового гідроциліндра:

D_n – діаметр поршня; $d_{сер}^{гв}$ – середній 190 діаметр гвинтової пари;
 $d_{ст}$ – діаметр штоку, $\alpha_{гв}$ – кут підйому гвинтової лінії; $a_{гв}$ – крок гвинта;
 2β – кут загострення конічного наконечника;
 $d_{ст}$ – 190 діаметр штока гідроциліндра

Осьова подача штоку (3) гідроциліндра (1) та його подача з обертанням здійснюється шляхом включення або відключення стопорного пристрою (6).

Так при фіксації гвинта (5) під тиском гідравлічної рідини на поршень (2) – він при поступовому руху обертається навколо зафіксованого гвинта разом з вмонтованою в нього гайкою та штангою з робочим органом (4). Також навпаки, коли відключити фіксатор поступальний рух поршня буде здійснюватися разом з вільним обертанням гвинта.

Розрахунок гідроциліндра при поступальному русі здійснювався по існуючій методиці розрахунку стандартного гідроциліндра, виходячи з балансу його зусилля з силою опору ґрунту проколу

$$P_{oc} = p_n \frac{\pi D_{\Pi}^2}{4}, \quad (3.1)$$

де p_n – тиск рідини у гідросистемі;

D_{Π} – діаметр поршня.

Інтерес у даному випадку являє розрахунок гвинтової пари. Розглянемо її більш детально. На кінематичній схемі наведені геометричні параметри гвинтового гідроциліндра, які визначають характер роботи проколюючої головки.

На гвинті (рис. 3.3, а) нарізана спеціальна пряма стрічкова двозахідна різьба з кутом підйому гвинтової лінії 45° та спеціальна гайка (рис. 3.3, б, д).

Під час роботи гвинтова пара знаходиться у робочій рідині гідроциліндра, що знижує коефіцієнт тертя та зношування контактних поверхонь.

Теоретичний максимальний момент, який відтворюється у гвинтовій парі буде рівним [35]:

$$M_{\max} = P_{oc} \operatorname{tg}(\alpha_v - \varphi) \frac{d_{\text{сер}}^B}{2} \quad (3.2)$$

де P_{oc} – осьова сила тиску гайки на гвинт;

$d_{\text{сер}}^B$ – середній діаметр гвинтової нарізки;

φ – кут тертя.

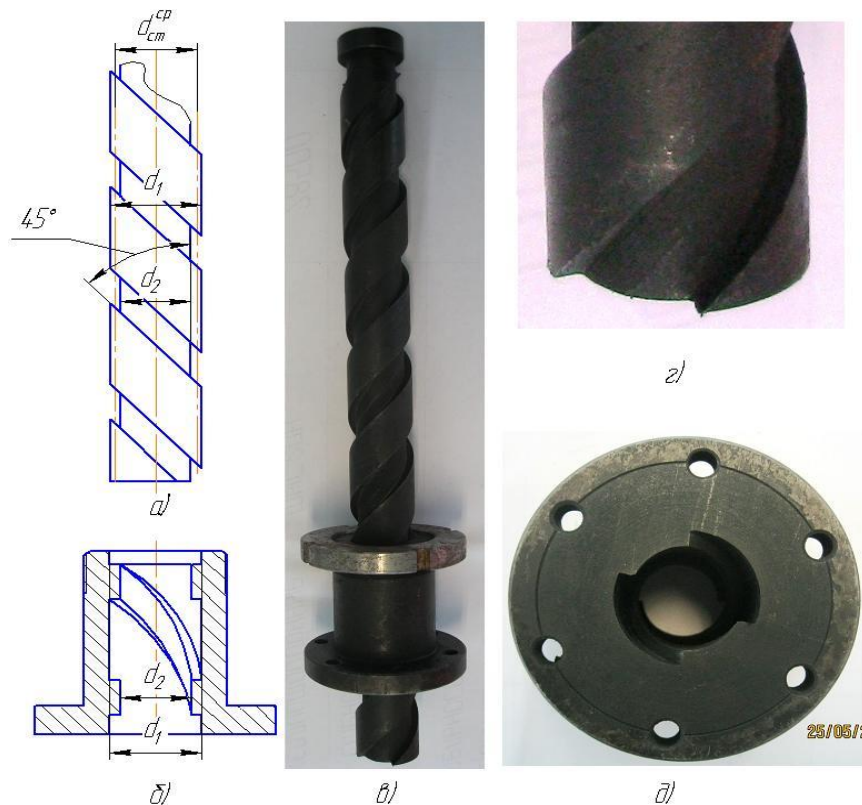


Рис. 3.3. Несамогальмована гвинтова пара:
а, б – конструктивна схема гвинта та гайки;
в – зовнішній вигляд пари;
г – наконечник гвинта; д – проточки в гайці

Просування ґрунтопроколюючої головки з обертанням буде можливе, коли момент активних сил в парі гвинт – гайка буде більший сумарного моменту опору ґрунту обертання робочого органу в ґрунті, тобто умовою просування буде:

$$M_{\text{акт}} > \Sigma M_{\text{опору}}. \quad (3.3)$$

Установка працює за принципом гідродомкрата. Гідравлічна рідина від гідронасоса під тиском надходить до гідроциліндра установки і приводить в рух шток, кінець якого має різьбове з'єднання для приєднання до нього штовхаючих штанг, які являють собою сталеву (ст. 40) трубу з зовнішнім діаметром 64 мм та внутрішнім 40 мм. На торцях труби нарізані різьбові з'єднання.

Роземні штанги передають від гідроциліндра натискаюче або втягує, а при необхідності – обертальне зусилля на приєднаний до них робочий орган для проколу ґрунту по прямій осі траси або при корекції в разі відхилення. Робоче положення установки представлено на рис. 3.4.

Управління рухом штока здійснюється шляхом перемикання потоку гідравлічної рідини положенням рукоятки розподільника, який встановлений на гідростанції. Гідравлічна рідина від станції до гідроциліндра передається по патрубках високого тиску.



Рис. 3.4. Грунтопроколююча установка в робочому положенні

Технічні характеристики експериментальної установки і гідростанції представлені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Технічні характеристики експериментальної грунтопроколюючої установки і гідростанції

Параметри	Значення
Габаритні розміри д/ш/в, мм	1820/600/540
Діаметр поршня гідроциліндра, мм	120
Швидкість переміщення штока гідроциліндра, м/хв	0,8
Хід штока гідроциліндра, мм	1000
Діаметр штанг, мм	64
Гідростанція: – потужність електричного двигуна, кВт – число обертів вала електричного двигуна, об/хв – подача, л/хв – тиск в гідросистемі, МПа	2,2 1500 7,4 16
Осьове зусилля установки робоче, кН	200
Маса установки, кг	150
Маса установки в комплекті з обладнанням, кг	480

3.3. Схеми вимірювань, техніка та методика проведення експериментальних досліджень

Визначення ґрунтових умов під час проведення лабораторних та польових експериментів здійснювалося відповідно до методичних рекомендацій (ГОСТ 12071-84, ГОСТ 5180-84) [177; 178; 196–198]. За кореляційними залежностями А.М. Зеленіна [177] визначаються числа пластичності, межі текучості та розкочування через природну вологість ґрунту, які визначаються залежностями (2.9)–(2.11).

Показник консистенції ґрунту визначається за залежністю (2.12). Крім цих фізичних властивостей необхідно визначити ще такі показники, як: щільність скелету ґрунту, пористість і коефіцієнт пористості. З механічних властивостей – питоме зчеплення, модуль деформації, кут внутрішнього та зовнішнього тертя.

Визначення питомого зчеплення c та кута внутрішнього тертя ρ проводилось по методу одноплоскісного зрізу [180; 181 в приладі ПЛЛ-9 конструкції І.М. Литвинова.

Визначення кута зовнішнього тертя визначається за допомогою конструкції, що запропонована В.А. Желіговським.

Відповідність ґрунту тій чи іншій категорії встановлювалося за числом ударів щільноміра ДорНДІ [179]. Для цього викопувались приямки, в яких на глибині 0,2 м визначалось число ударів щільноміра. Проводився відбір зразків на вказаних горизонтах для визначення щільності ґрунту до і після проколу ґрунту або його розширення. Їх відбір, пакування, зберігання проводилися згідно вимог ДСТУ Б И.2.1-5-96 [177].

Для перевірки розрахункових залежностей для визначення сил опору ґрунту при формуванні свердловин статичними методами треба мати уявлення про фактичні зусилля для просування кожного типу наконечників в ґрунті та мати реальне уявлення про фізичну суть процесів зміни стану ґрунту навколо створеної свердловини, які мають свої особливості.

Запис показників перетворювачів тиску при проведенні дослідів робочого обладнання ґрунтопроколюючої установки здійснювалося на всіх етапах формування свердловини експериментальними моделями робочих органів з конічним та циліндрично-конічним наконечниками.

Глибина закладання свердловини повинна встановлюватися з умови збереження від пошкодження поверхні ґрунту при його проколі та розширенні свердловини ущільнюючими конусами, яке відображено в дослідженнях [199]

Для проведення польових досліджень роботи обладнання було відрито дві паралельних траншеї на відстані 12 м одна від іншої, яка визначена була розміром залікової ділянки 10 м. Така довжина прольотів при формуванні свердловин різними наконечниками забезпечує стабільність процесу та дає можливість відстежити відхилення руху головки від прямої осі траси. Одна з траншей з підчищеними місцями для розміщення установки виконувала роль стартового котловану, а друга траншея – роль прийомного котловану, в якому фіксувався вихід робочого органу. Загальна довжина траншей під стартові та приймальні котловани була прийнята понад 15 м, яка забезпечує необхідну кількість перестановок обладнання в тому числі для відтворювання процесів згідно плану проведення експериментів. Відстань між проколами, з метою виключення їх впливу один на одного витримувалася не менше 0,8 м. Загальний вигляд прямиків з підготовленими площадками представлено на рис. 3.5.



Рис. 3.5. Підготовка прямиків та траншеї для проведення польових експериментальних досліджень

Розміщення експериментальної установки для проколу ґрунту здійснювалося на сплановану поверхню ґрунту на дні котловану (рис. 3.6). Упорна плита установки повинна щільно прилягати до стінки котловану. Кут нахилу проколу здійснювалося при монтажі установки за допомогою нівеліру, а напрям руху головки контролювався по натягнутій шпалері.



Рис. 3.6. Розробка стартової свердловини ґрунтопроколюючою експериментальною установкою

Замір и реєстрація сил опору розробки ґрунту робочим обладнанням ґрунтопроколюючої установки було прийнято здійснювати шляхом вимірювання рівня тиску рідини в поршневій порожнині гідроприводу установки. Фіксація рівня тиску було виконане перетворювачем тиску ЕСО-1 (рис. 3.7).

Принцип дії перетворювача тиску базується на зміні опору тензорезисторів при їх деформації під дією тиску разом з пружним елементом (мембраною) на яку вони наклеєні. Зміна опору тензорезисторів пропорційна зміні тиску робочої рідини в реєстрованій порожнині.

Для реєстрації рівня тиску робочої рідини в поршневій порожнині перетворювач тиску за допомогою спеціального трійника було встановлено в відповідну гідролінію.

Технічні параметри перетворювачів тиску ЕСО-1 наведені в табл. 3.2, а його зовнішній вигляд наведено на рис. 3.8.

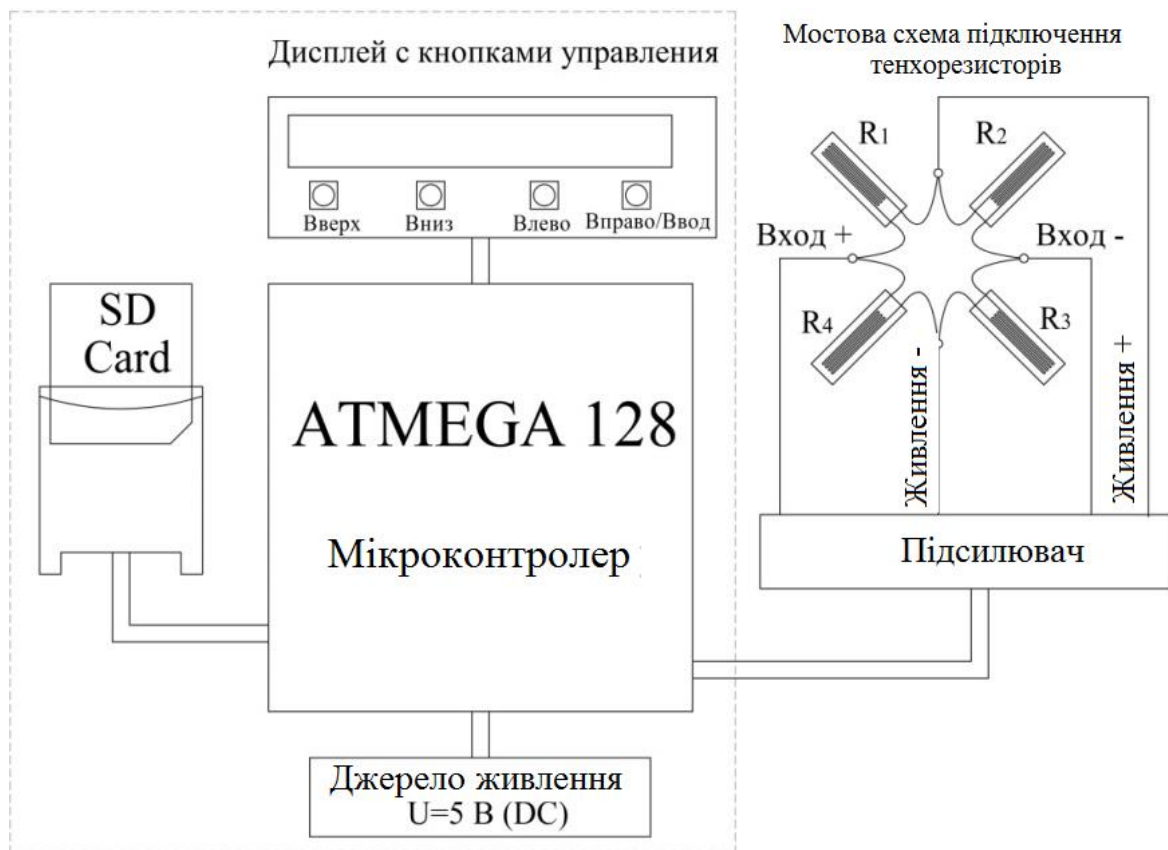


Рис. 3.7. Принципова схема вимірювального вузла

Таблиця 3.2

Технічні параметри перетворювача тиску ЕСО-1

Параметр	Розмірність	Значення
Діапазон виміру	бар	400
Максимально допустимий тиск	бар	800
Вид вимірюваного тиску		Надлишкове
Живлення U_B	В, (DC)	$10 \leq U_B \leq 30$
Вихідний сигнал	В	0...10
Допустимий діапазон температур:		
вимірюваного середовища	°C	- 40 ... + 100
навколишнього середовища	°C	- 30 ... + 80
Маса	кг	0,15
Вихідний сигнал	В	0...10
Допустимий діапазон температур:		
вимірюваного середовища	°C	- 40 ... + 100
навколишнього середовища	°C	- 30 ... + 80
Маса	кг	0,15
Матеріал корпусу		CrNi-сталь 1.4571
Пиловологозахист		IP65 або IP67



Рис. 3.8. Перетворювач тиску ECO-1

Реєстрація та запис даних, що надходять через екранований провід від перетворювачів тиску, проводилася за допомогою реєструючого комплексу (рис. 3.9), який складався з аналого-цифрового перетворювача (АЦП), ноутбука з встановленим на ньому програмним забезпеченням і джерела живлення від якого живляться АЦП і перетворювачі тиску.



Рис. 3.9. Розміщення апаратури при проведенні польового експерименту

Аналого-цифровий перетворювач (рис. 3.10) дозволяє обробляти сигнали, які надходять до восьми аналогових каналів, або працюють в режимі п'яти аналогових каналів і трьох в цифрових каналів. Частота опитування каналів перетворювача може встанов-

люватися користувачем в розмірі 10 Гц, 100 Гц і 1 кГц. Зв'язок перетворювача з ноутбуком здійснюється через USB контролер, що дозволяє забезпечити велику швидкість обміну даними.



Рис. 3.10. Загальний вигляд аналого-цифрового перетворювача (АЦП)

Коротка технічна характеристика АЦП представлена в табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Технічна характеристика АЦП

Параметр	Одиниця виміру	Значення
Кількість каналів	шт	8
Живлення	В	12
Вхідна напруга	В	0-4,5

Схема підключення вимірювального обладнання представлена на рис. 3.11.

Невід'ємною частиною реєстру апаратури є її програмне забезпечення, за допомогою якого виконуються: запис, перегляд та конвертація збережених файлів в розширення *.dat, в якому результати вимірювань представлені у вигляді матриці, що дозволяє обробляти дані стандартними математичними методами.

Для трансформування сигналів, що надходять від перетворювачів тиску в реальну величину, необхідно провести градування вимірювальних перетворювачів з реєструючою апаратурою.

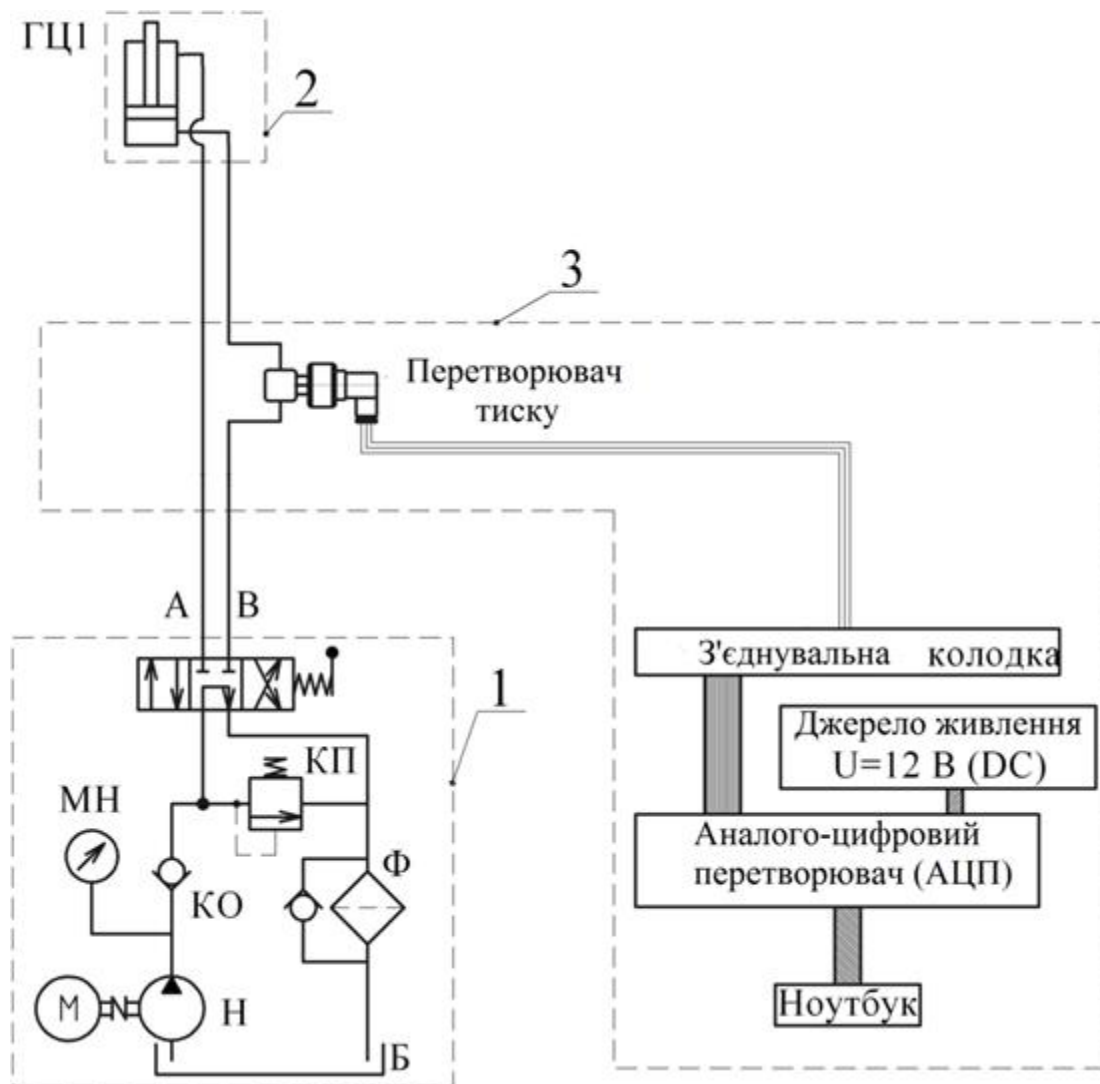


Рис. 3.11. Гідралічна схема ґрунтопроколюючої установки і комутаційна схема записуючого обладнання:
1 – гідростанція; 2 – ґрунтопроколююча установка;
3 – апаратура, що реєструє

Градування перетворювачів тиску виконувалося з використанням ручної насосної станції, яка представлена на рис. 3.12.

Процес градування перетворювачів тиску полягає в наступному: за допомогою ручного важеля насоса в насосній станції, покроково, збільшувався тиск 5 МПа, 10 МПа, 15 МПа і 20 МПа, який контролювалося за допомогою манометра.

За результатами градування перетворювача тиску в програмному середовищі MathCAD були побудовані градувальні осцилограми (рис. 3.13) в яких записувалися відхилення від нульової лінії Y для кожного рівня навантаження. Значення кожного відхилення відповідає певному значенню тиску.



Рис. 3.12. Градування перетворювача тиску

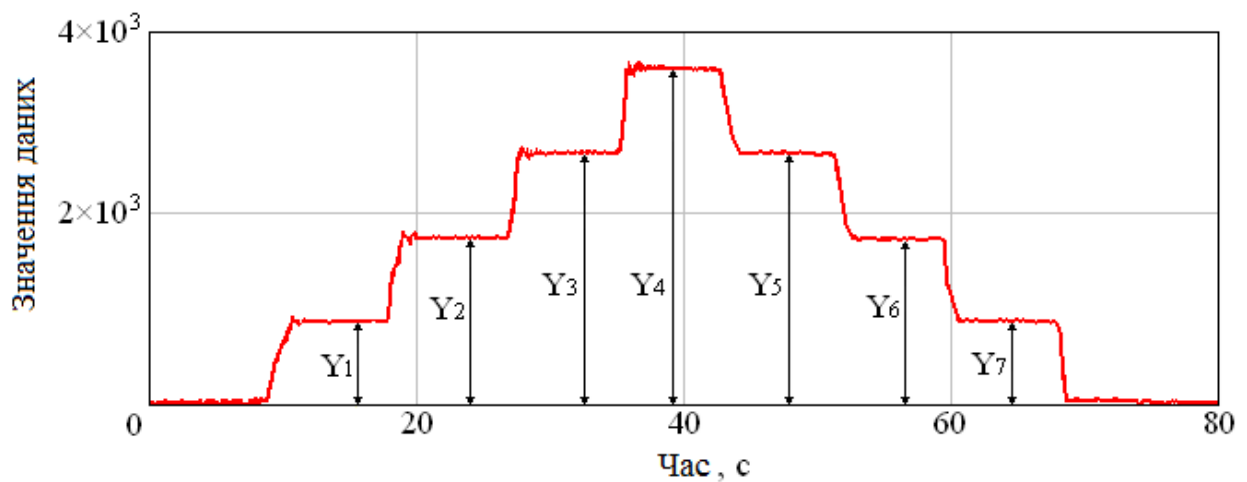


Рис. 3.13. Градувальна осцилограма

Далі для кожного ступеня навантаження визначався градувальний коефіцієнт за такою формулою

$$K_{\Gamma_i} = \frac{P_i}{Y_i}, \quad (3.4)$$

де P_i – тиск, відповідно кожному щаблю градувальної діаграми;

Y_i – відхилення від нульової лінії відповідно кожній ступені градувальної діаграми.

Потім загальний градувальний коефіцієнт визначається по формулі

$$K_{\Gamma} = \frac{\sum K_{\Gamma_i}}{i}, \quad (3.5)$$

де K_{Γ_i} – градуювальний коефіцієнт для кожної ступені тарувальної діаграми;

i – кількість ступенів.

Таким чином, після градуювання апаратури, що реєструє, були визначені градуювальні коефіцієнти для перетворювача тиску встановленого в поршневій порожнині гідросистеми установки.

Будь який перетворювач, вимірювальний прилад або реєстратор працюють в складних умовах, які змінюються в часі з нашаруванням різних факторів. Кожен з цих факторів вносить свою похибку (на точність вимірювань), яку можна вимірювати окремо, а можна врахувати при розрахунку сумарної середньоквадратичної похибки каналу.

Середньоквадратичне похибка каналу розраховується за формулою

$$\sigma_k = \sqrt{\sigma_{\text{АЦП}}^2 + \sigma_{\text{ПД}}^2 + \sigma_{\Gamma}^2}, \quad (3.6)$$

де $\sigma_{\text{АЦП}}$ – середньоквадратична похибка АЦП (вказується в технічних характеристиках приладу);

$\sigma_{\text{ПД}}$ – середньоквадратичне похибка перетворювача тиску (вказується в технічних характеристиках перетворювача тиску);

σ_{Γ} – середньоквадратичне похибка коефіцієнта градуювання.

Середньоквадратичне похибка градуювання розраховується за формулою

$$\sigma_{\Gamma} = \sqrt{\frac{\sum \Delta P_i^2}{(n-1)\sum Y_i^2}}, \quad (3.7)$$

$$\Delta P_i = P_i - K_{\Gamma} Y_i, \quad (3.8)$$

де P_i – контрольний тиск;

Y_i – відповідне йому числове значення діапазону, в який потрапляє вимірюваний сигнал;

n – число усереднених експериментальних даних.

В результаті проведених розрахунків були отримано значення відносної похибки вимірювального каналу, яка рівна $\sigma_k = 2,56 \%$.

З огляду на те, що похибка каналу не перевищує допустимого значення 5 %, то можна зазначити, що точність виміру є достатньо великою.

Перетворення рівня тиску рідини в зусилля, що розвивається установкою, здійснювалося наступним чином

$$P = \frac{\pi D_{\text{п}}^2 p_{\text{гс}} z}{4000}, \quad (3.9)$$

де $D_{\text{п}}$ – діаметр поршня гідроциліндра, мм;

$p_{\text{гс}}$ – тиск в гідросистемі, МПа;

z – кількість гідроциліндрів.

Для візуального контролю сил опору, що виникають при розробці ґрунту, по рівнянню (3.9) був побудований графік напірного зусилля установки, в залежності від тиску в гідросистемі (рис. 3.14).



Рис. 3.14. Залежність напірного зусилля ґрунтопроколюючої установки від тиску робочої рідини в гідросистемі

Таким чином, за показниками манометра, вбудованого в гідравлічну систему і запропонованим графіком, можна оперативно визначати зусилля, що виникають на робочому органі ґрунтопроколюючої установки при проведенні експериментів.

Для контролю відхилення траєкторії проколу від прямолінійної осі проектної траси під час проколу і для визначення положення голівки в ґрунті був застосований пошуковий прилад

«СПРУТ-5М» і генератор частоти «ГІ СПРУТ-5М» (рис. 3.14), виробництва фірми ТОВ ВКФ «КРОМ» (м. Дніпро) [200], характеристики яких представлені в табл. 3.4, 3.5.



Рис. 3.14. Загальний вигляд пошукового приладу «СПРУТ-5М»

Таблиця 3.4

Технічні характеристики генератора «ГІ СПРУТ-5М»

Показники	Значення
Робоча частота ($f_{роб.}$), Гц	1024
Вихідна потужність, при опорі навантаження від 5 до 1000 Ом, ВА, не менше	60
Електричне живлення – від джерела постійного струму (аккумуляторної батареї) напругою	11–13 В
Сила споживаного струму при номінальній напрузі живлення 12 В	6,5 А
Габаритні розміри, мм, не більше	220×160×110
Маса, кг, не більше	4,5
Середнє напрацювання на відмову, годин, не менше	9000
Середній час відновлення працездатності (ремонт), годин	2
Повний середній термін служби, рік, не менше	8

Технічні характеристики приймача «СПРУТ-5 М»

Показники		Значення
1		2
Робоча частота ($f_{\text{роб.}}$), Гц		100 або 1024
Смуга пропускання, за рівнем 0,7 от $f_{\text{роб.}}$		$\pm 2 \%$
Ослаблення сигналів частотою 50 Гц, при $f_{\text{роб.}}$, дБ: при $f_{\text{роб.}}$, дБ:	100 Гц	не менше 70
	1024 Гц	не менше 100
Кількість реєстрованих (що запам'ятовуються) значень інформації, не менше		50000
Струм споживання, мА, не більше		90
Час безперервної роботи, год, не менше		10
Електричне живлення – від вбудованого автономного джерела номінальною напругою (8 акумуляторів АА,		10 В
Ступінь захисту від проникнення твердих тіл і води		IP42 ГОСТ 14254
Габаритні розміри, приймача, мм, не більше		160×70×130
антени, мм, не більше		850×190
Маса, приймача, кг, не більше		0,8
антени, кг, не більше		0,3

Принцип дії трасошукача заснований на використанні ефекту електромагнітної індукції. Змінна складова струму, що протікає по комунікації або по штанзі ґрунтопроколюючої установки, що знаходяться в ґрунті (100 Гц компонента в разі роботи по току «катодного захисту» або 1024 Гц – при роботі з генератором «ГІ СПРУТ-5М») індукує в приймальній магнітної антени ЕРС, пропорційну величині струму. Вихідні напруги з антени посилюються і обираються по частоті у вхідному блоці приймача, випрямляються, перетворюються в цифровий еквівалент і далі, інформаційний сигнал надходить на блок цифрової обробки, з виходу цього блоку – на графічний індикатор і головний телефон.

Прилад було випробувано у виробничих і полігонних умовах. Сигнал від розташованого в ґрунті робочого органу зі штангами для зменшення краєвого ефекту приймається з поверхні зі штанги на відстані 1–1,5 м від наконечника. Високочастотні імпульси на них подаються від генератора шляхом приєднання за допомогою магніту до відкритої частини установки (рис. 3.15). Точність

визначення місцеположення робочого органу в ґрунті складала ± 1 см при глибині закладення до 2 м і ± 5 см при глибині закладення до 10 м, що є цілком достатнім для проведення експериментальних досліджень.



Рис. 3.15. Визначення положення ґрунтопрокоючої головки в масиві ґрунту

Для моделювання процесу відхилення траєкторії става з n кількості штанг від поперечного відхиляючого зусилля згідно з розробленою схемою (рис. 3.16) був створений спеціальний стенд (рис. 3.17).

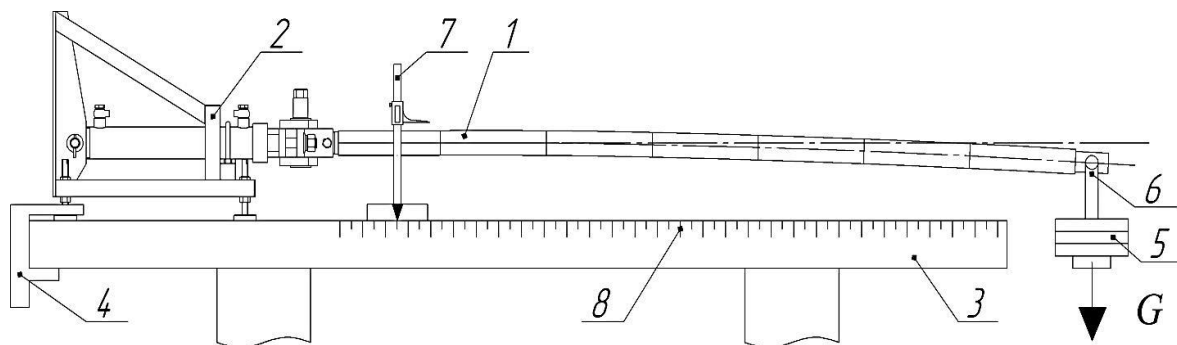


Рис. 3.16. Схема експериментального стенда по визначенню прогину штанг.



Рис. 3.17. Фото експериментального стенда

Методика проведення замірів прогину штанг полягає в наступному (див. рис. 3.16). Початкове положення штанг (1) фіксується в горизонтальному положенні за допомогою затискного пристрою ґрунтопроколюючої установки МП-250 (2), яка в свою чергу жорстко закріплюється на плоскій поверхні монтажного столу (3) за допомогою болтового кріплення до сталевій монтажній плити (4). Відхилення штанг створюється за допомогою мірних гир (5), вага кожної дорівнює: 16 кг, 24 кг і 40 кг. Гирі підвішуються на кінці зібраного з штанг става за допомогою підвіски (6). Вимірювання величини вертикального відхилення штанг проводилося за допомогою рейсмусної лінійки (7). Крок виміру витримувався за допомогою розмітки (8), нанесеної на поверхні столу.

Для експерименту застосовувалася робоча штанга від проколюючої установки МП-250. Штанга виготовлена з труби діаметром 64 мм з товщиною стінки 6 мм, довжиною 500 мм. На кінцях штанги приварені різьбові вставки з стрічковим різьбленням. Матеріал, з якого виготовлені штанги, є сталь Ст. 20.

З метою кількісної оцінки основних аналітичних залежностей, що описують процеси формування свердловини методами статичного проколу ґрунту, його продавлювання та шляхом їх комбінації робочими органами та їх відповідності при роботі в реальних ґрунтових умовах було створено їх натурні зразки наконечників робочих органів конусної, конічно-циліндричної та

трубчато-конічної форми. Головним завданням було визначення сил опору ґрунту в найбільш поширених його типах: в твердому супіску, в напівтвердому супіску та тугопластичній глині.

Оскільки багатофакторність процесів вже відображена в отриманих в теоретичному розділі математичних залежностях то було поставлено ціль перевірити окремі положення теорії процесу. Для адекватності відтворювання процесу кількість кожного типу наконечника та їх розмір повинні охоплювати увесь діапазон розбігу отриманих теоретичних даних та складати не менше ніж три рівномірно розподілених точки.

Дослідження процесу лідерного проколу ґрунту проводилося, як з натурними зразками традиційної форми ґрунтопроколюючої головки (рис. 3.18), так і з моделями, що відповідають рекомендаціям і впливають з теоретичних розрахунків (рис. 3.19).

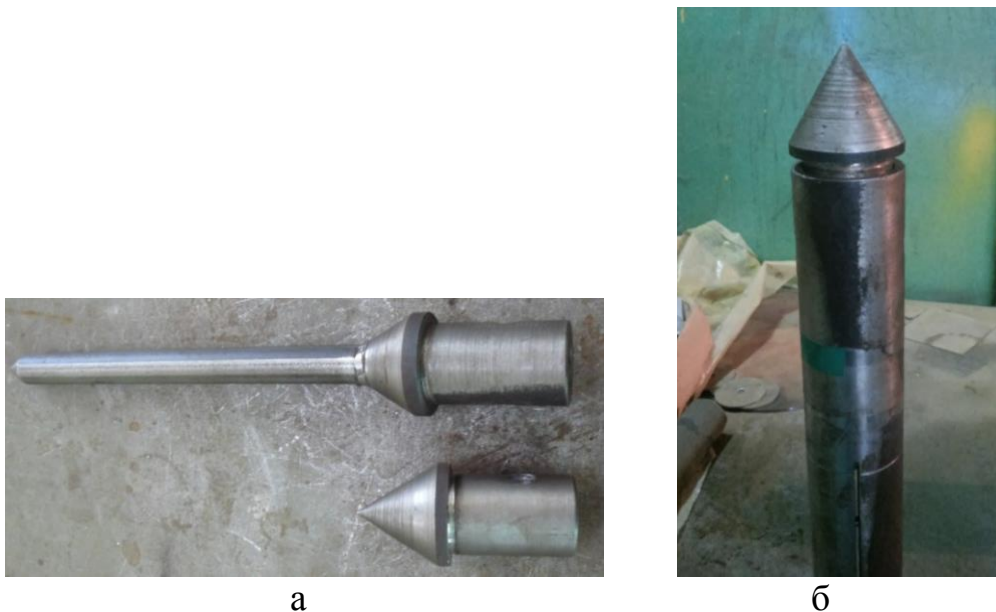


Рис. 3.18. Експериментальний робочий орган з змінними наконечниками: а – змінні конічні наконечники; б – ґрунтопроколююча головка з конічним наконечником без виступів



Рис. 3.19. Традиційна конструкція головки з виступаючою голкою та стабілізаційним опірюванням

Для визначення якісних можливостей типових конструкцій проколюючих робочих органів по створенню лідерної свердловини та визначення їх особливостей роботи були виготовлені наконечники (рис. 3.18, а) з діаметром в основі конусу рівному діаметру корпусу, тобто 65 мм (рис. 3.18, б).

При цьому один з них мав конічну форму з кутом 50° , а другий для підвищення стійкості руху робочого органу в ґрунті згідно з рекомендацією А.С. Вазетдинова [25] був доповнений виступаючою голкою, довжина якої та діаметр складають 300 мм та 25 мм відповідно. Третій робочий орган на циліндричній частині робочого органу був обладнаний стабілізуючим опірюванням (рис. 3.19).

Для дослідження процесів проколу ґрунту було розроблено універсальну модель корпусу робочого органу з можливістю заміни наконечників шляхом їх вставлення в його циліндричну частину та фіксації штифтом. Ескізне зображення конструкції головки зі змінними наконечниками та датчиком контролю її положення в ґрунті наведено на рис. 3.20.

Зовнішній та внутрішній діаметри циліндричної частини відповідають розмірам стандартної сталевий труби, які дорівнюють 65 мм та 48 мм відповідно. Її довжина, відповідно до розрахункових даних була прийнята 500 мм. Також в циліндричній частині передбачений відсік для розміщення датчика звукових коливань навігаційної системи. По периметру циліндру нарізані повздовжні щілини для їх випромінювання на зовні.

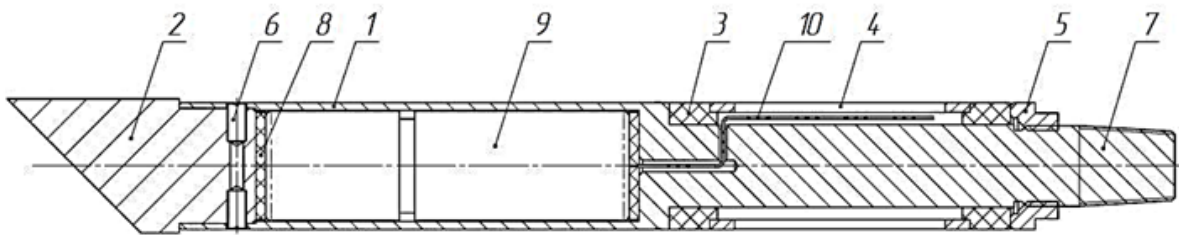


Рис. 3.20. Експериментальна модель ґрунтопроколюючої головки зі змінним наконечником та датчиком для контролю її положення в ґрунті: 1 – корпус головки; 2 – змінний наконечник; 3 – ізолятори; 4 – щілини випромінювача; 5 – гайка; 6 – штифт; 7 – хвостовик з різьбою для з’єднання зі штангою; 8 – прокладка; 9 – датчик сигналу; 10 – антена

Для порівняння сил опору ґрунту проколу традиційними ґрунтопроколюючими головками різного діаметру додатково до головки діаметром 65 мм були виготовлені наконечники з труби діаметрами 108 мм та 159 мм. Кут конусу для усіх випадків був встановлений 50° . Довжина циліндричної частини для всіх випадків була прийнята 5 діаметрів свердловини.

Для перевірки теоретичних положень по оптимізації параметрів ґрунтопроколюючої головки було виготовлено конічні наконечники з виступаючою кромкою з діаметром в основі конусу, який було виготовлено згідно з теоретичними даними, отриманими в розділі 2.2. А саме було зроблено по три наконечника для кожного типу ґрунтів розміри яких відповідають:

– для твердого супіску: при діаметрі свердловини $D = 0,065$ м величина виступу склала $D_k = 0,07$ м; при $D = 0,108$ м – $D_k = 0,116,6$ м; при $D = 0,159$ м – $D_k = 0,171$ м.

– для напівтвердого суглинку: при діаметрі свердловини $D = 0,065$ м величина виступу склала $D_k = 0,079$ м; при $D = 0,108$ м – $D_k = 0,132$ м; при $D = 0,159$ м – $D_k = 0,195$ м.

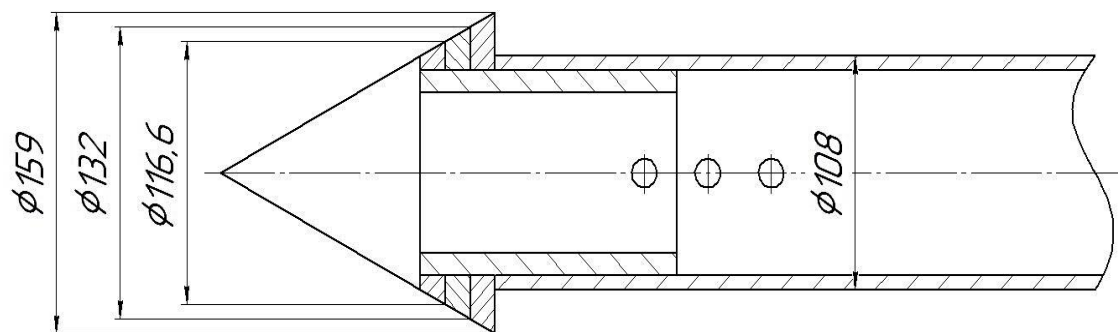
– для тугопластичної глини: при діаметрі свердловини $D = 0,065$ м величина виступу склала $D_k = 0,084$ м; при $D = 0,108$ м – $D_k = 0,142$ м; при $D = 0,159$ м – $D_k = 0,208$ м.

Ескізні і експериментальні наконечники з виступами та загальний вигляд їх робочого органу приведені на рис. 3.21.

Для дослідження впливу кута скосу наконечника на відхилення головки в ґрунті, які визначають процес корекції траєкторії її руху були виготовлені змінні наконечники у вигляді скошених поверхонь, кут нахилу яких щодо осі робочого органу дорівнює: 30° , 45° , 60° і 75° (рис. 3.22).

Заміри відхилення від осі здійснювались наступним чином. По осі стартової свердловини в протилежній траншеї відмічалася точка очікуваного виходу проколюючої головки при проектному прямолінійному її руху.

Після проколу відстань фактичного виходу до неї вимірювалась за допомогою металевої лінійки з похибкою заміру 0,1 мм. Матеріал штанги являє собою трубу, яка зроблена зі сталі Ст. 20, зовнішній діаметр якої складає 63,5 мм з товщиною стінки 6 мм.



а



б



в

Рис. 3.21. Наконечники з оптимальними виступами
кромки в основі конуса над корпусом головки:
а – ескізне зображення конструкції наконечника з виступами;
б – натурні зразки наконечників; б – проколююча головка
з наконечником з виступом



а



б

Рис. 3.22. Експериментальні наконечники робочих органів для керованого проколу ґрунту:
а – з кутами похилу лобової поверхні 30°, 45°, 60° і 75°;
б – натурний зразок проколюючої головки разом з наконечником з похилою лобовою поверхнею

Для експериментального визначення впливу параметрів наконечника трубчасто-циліндричного робочого органу для створення свердловини комбінованим методом були виготовлені моделі наконечників з тонкостінної труби та товстостінної з двоконусною загостреною кромкою та наконечниками з зовнішнім загостренням (див. рис. 3.23 та рис. 3.24).

Внутрішній діаметр наконечників був прийнятим 100 мм. Зовнішні діаметри наконечників для комбінованого метода утворення свердловини були виготовлені по відношенню до внутрішнього діаметру: $\gamma = 1,2$; $\gamma = 1,4$; $\gamma = 1,6$, та дорівнювали, відповідно: 120 мм; 140 мм та 160 мм Кут загострення для всіх випадків був прийнятим 50°.

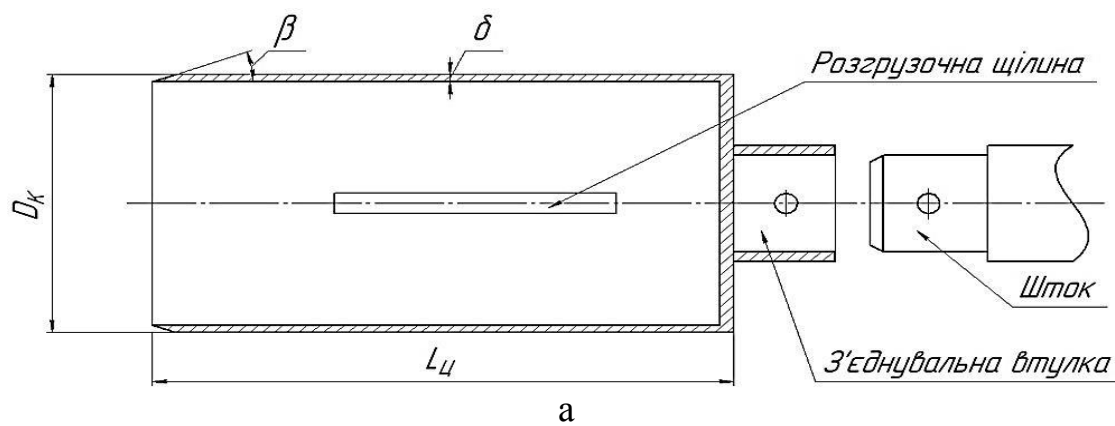


Рис. 3.23. Конічно-трубчастого наконечника з тонкою стінкою кромки :
а – ескізне зображення; б – натурний зразок

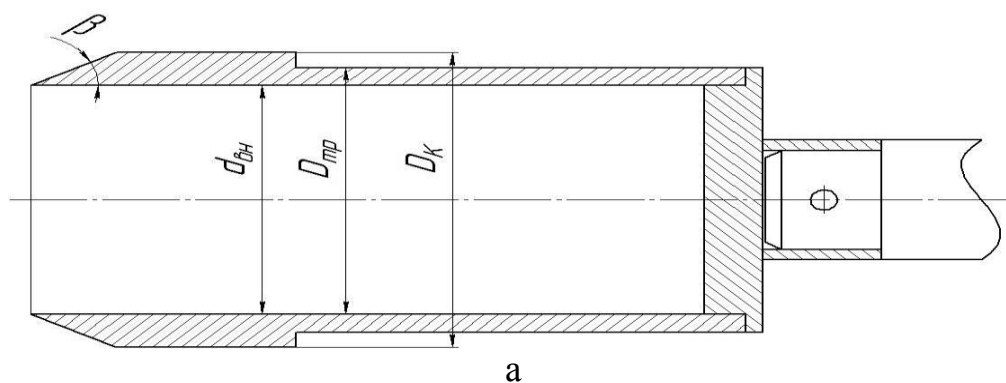


Рис. 3.24. Макет кільцевидного наконечника з зовнішнім загостренням для комбінованого методу формування свердловини:
а – ескізне зображення конструкції наконечника;
б – натурний зразок наконечника

Для перевірки розрахункових положень по визначенню максимальної довжини керну з умови його вільного руху в середині циліндричної частині конічно-циліндричного наконечника, що в графічному вигляді зображений на рис. 2.15, необхідно задавлювати наконечник в ґрунт до того моменту, коли помітно не почне зростати його опір за рахунок заштробовування внутрішньої порожнини. Після цього процес треба зупинити, витягти трубчастий наконечник з ґрунту та заміряти довжину керну крізь щілину, яку треба прорізати в боці циліндру. Після цього ґрунт видалити назовні та продовжити дослідження.

Для експериментального дослідження було взято стандартні сталеві труби з зовнішніми діаметрами: 25 мм та 32 мм з стінкою 2 мм і 38 з стінкою 2,5 мм.

Перевірку цих положень для комбінованого методу створення свердловини було закладено з застосуванням конічно-циліндричного наконечника з внутрішнім діаметром його циліндричної частини 100 мм та зовнішнім діаметром 140 мм.

Для дослідження процесів розширення лідерної свердловини конічними наконечниками було використано ряд розширювачів для послідовного збільшення діаметра свердловини до розмірів: 89 мм; 108 мм; 159 мм; 219 мм; 273 мм; 325 мм (рис. 3.25).



Рис. 3.25. Конічні розширювачі традиційної конструкції для збільшення діаметра свердловини

Процес проколу ґрунту та розширення утвореної лідерної свердловини детально описаний в розділі 2.1. Він характеризується ущільненням ґрунту у радіальному напрямі навколо робочого органу, лобова поверхня якого має форму зовнішнього конусу, що пересувається в масиві, формуючи навколо ущільнену зону, величина та радіус якої залежить від властивостей ґрунту та діаметра наконечника.

Під час заглиблення наконечника в ґрунт відбувається ущільнення в стінки свердловини та його стиснення, яке зумовлюється зміною пористості, а саме загальним об'ємом пор в ґрунті під дією напірної сили на наконечники з зовнішньою конічною лобовою поверхнею.

Зміна пористості в зоні заглиблення конічного наконечника можлива тільки при зміні структури ґрунту, тобто при структурних деформаціях твердих частинок, їх переміщенні в радіальному напрямку від осі руху конусного наконечника. Структурні деформації визначаються крайнім пружним станом, при якому порушується існуюча рівновага в структурі ґрунту. Такий крайній пружний стан деякі автори [174–176] пропонують визначати через величину середнього критичного напруження або так званого коефіцієнта опору ґрунту ущільненню – $\sigma_{уц}$. Абсолютне значення $\sigma_{уц}$ визначається експериментальним шляхом.

Для виявлення характеру зміни властивостей ґрунту навколо свердловини після його проколу конічно-циліндричним наконечником або при формуванні свердловини комбінованим методом конічно-трубчастим наконечник шляхом повного чи часткового ущільнення ґрунту навколо осі створеної свердловини необхідно взяти проби ґрунту з цієї ділянки масиву в горизонтальному напрямі від свердловини.

Для цього на рівні осі свердловини в її бік необхідно розширити траншею на 1,5 м. З спланованого дна траншеї взяти проби ґрунту за допомогою кілець-пробовідбірників, рис. 3.26, які необхідно вбити в ґрунт в шаховому порядку по визначеній схемі, рис. 3.27. Головним з показників, які будуть цікавити з точки зору зміни щільності ґрунту, буде пористість ґрунту та порівняння її зміни відносно природного ґрунтового фону.

По тій же схемі необхідно визначити щільність ґрунту за допомогою ударника ДорНДІ.



Рис. 3.26. Циліндричні кільця-пробовідбірники

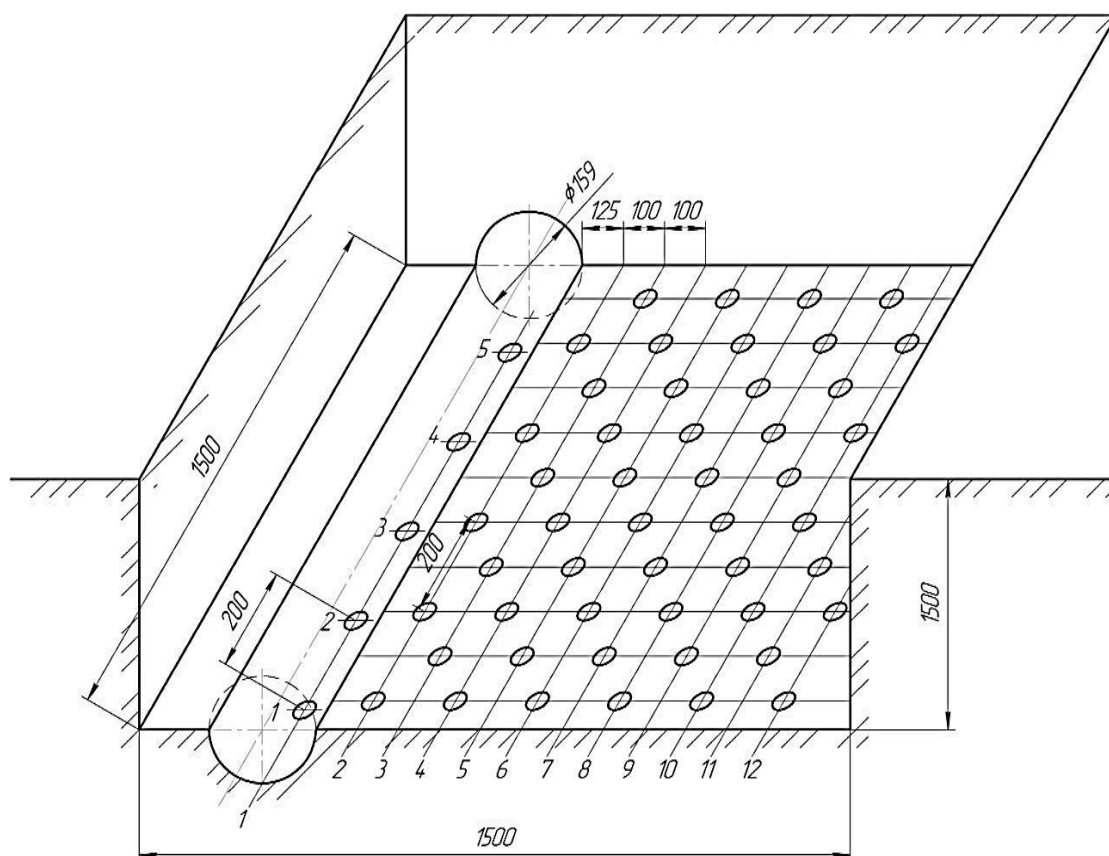


Рис. 3.27. Схема відбору проб ґрунту в радіальному віддаленні від осі свердловини

Було прийнято рішення провести дослідження з експериментальними моделями робочих органів з конічним та циліндрично-конічним наконечниками для формування свердловини діаметром 159 мм з наступним порівнянням характеру розповсюдження зони ущільнення.

3.4. План проведення польових досліджень і методика обробки експериментальних даних

Планування експериментальних досліджень взаємного впливу основних параметрів наконечників робочих органів для проколу і продавлювання ґрунту на опір їх переміщенню було проведено на основі теорій ймовірності і математичної статистики [201–205].

Для забезпечення заданої точності однофакторних експериментів повторність дослідів визначалася за методикою КНУБА [206]

$$n \geq \frac{Z^2 V^2}{\varepsilon^2}, \quad (3.11)$$

де Z – функція, яка характеризує ймовірність попадання середньо-максимального значення сили різання в заданий довірчий інтервал; V – коефіцієнт варіації; ε – відносна помилка середньоарифметичної величини.

Величина z була визначена по таблицях значень інтервалу ймовірності [207] відповідно із заданою надійністю. Для дослідів, як правило, приймається, що дійсні значення досліджень не виходять за межі довірчого інтервалу з ймовірністю не менше 0,95. В цьому випадку $Z = 1,96$. Тоді повторність дослідів при відомій похибці вимірювального каналу визначається коефіцієнтом варіації випадків V величини, що заміряється. Якщо прийняти, наприклад, $V = 0,1$ і $\varepsilon = 0,1$, то встановленому довірчому інтервалу та ймовірності попадання, повторність дослідів була прийнята не менше $n \geq 4$ –5.

Для переходу від повторності дослідів по визначенню сили опору впровадження робочого органу в ґрунт до довжини мінімального шляху його переміщення була прийнята залежність, яка враховує початкове просування у масив, що складає до $2D$ діаметрів при методі проколу та продавлювання з умови забивання внутрішньої порожнини циліндричної частини наконечника:

$$L_{\text{пр}} = 2D_{\text{св}} n. \quad (3.12)$$

Для визначення впливу кута скосу лобової поверхні наконечника на його відхилення приймаємо дистанцію 10 м. З ураху-

ванням стартової свердловини, яка розрахована на зменшення впливу відхиляючої сили на втрату стійкості установки і руху головки на початковому етапі проколу, довжину прольоту було прийнято збільшити на 2 м.

Оброблення результатів замірів здійснюється відомими методами математичної статистики, [209; 210; 211].

Середньоарифметичне значення величини, що замірялася, визначалася рівнянням:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} x_i}{n}. \quad (3.13)$$

Середньоквадратичне відхилення заміряємої величини від середнього значення:

$$\tau = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}, \quad (3.14)$$

де x_i – значення величини при разовому замірі;

n – число замірів величини.

Середньоквадратичне відхилення характеризує помилку заміряємої величини, що зазвичай приймається не менше помилки, яка використовується при замірах приладу. Згідно даних робіт [205, 210, 211] при величині помилки заміряємої величини, яка дорівнює 3σ та надійності результату $p = 0,95$, повторність замірів величини повинно бути не менш ніж 5. Отримані результати замірів з надійністю $p = 0,95$ у наукових колах визнаються достатнім. Ці було дані покладені в основу при складанні програм для замірів кожної величини у ході проведення дійсного дослідження.

3.5. Порядок проведення виробничо-польових випробувань установок і обладнання для формування свердловин у ґрунті

Створення ґрунтопроколюючої установки для комбінованого методу розробки горизонтальної свердловини здійснювалося відповідно до нормативних вимог до розроблення та постанови

продукції на виробництво та правил виконання дослідницьких робіт [219]. Роботи проводилися у тісному співробітництві з науково-виробничим підприємством ТОВ НВП «Газтехніка ЛТД» та монтажньо-будівельним підприємством «Харківспецбуд-1». При цьому передбачалося реалізувати метод, що розглядається в роботі, в умовах реального будівництва. Першим етапом було проведення польових іспитів дослідного зразку установки з одночасним відпрацюванням технологій виконання робіт по розробці свердловини. Метою випробувань було виявити працездатність та міцність конструктивних елементів експериментального зразка установки, встановити переваги та недоліки технологій статичного формування свердловин в ґрунті для безтраншейного прокладання комунікацій, та підтвердити очікувані технологічні характеристики установки.

Дослідний зразок установки був виготовлений підприємством НВП «Газтехніка» з характеристиками, аналогічними експериментальному зразку, табл. 3.1.

Випробування установки проводились на території підприємства «Харківспецбуд-1». Умови випробувань установки відповідали виробничим і здійснювались по програмі виробничих дослідів.

Роботи проводилися на підготовлених для іспитів 5 залікових ділянках у глинистих ґрунтах II категорії міцності (6–7 ударів ударника ДорНДІ), вологістю 24 % та пористістю 45 %. На всіх етапах технологічного процесу проводився запис сил опору ґрунту шляхом заміру тиску в гідроприводі установки за допомогою вбудованих перетворювачів тиску, які через АЦП підключалися до ноутбука.

При проведенні випробувань була підтверджена відповідність теоретичного розрахунку допустимого діаметру розробки свердловини методом проколу та її радіального розширення ущільнюючими конусами, який склав 219 мм при встановленій глибині проколу 1,5 м. Після формування свердловини на поверхні ґрунту тріщин не виявлено. Подальше розширення свердловини здійснювалося кільцевими ножами діаметрами 273 мм, 325 мм, 377 мм, та 426 мм.

Зняття стружки ґрунту у всіх випадках супроводжувалось руйнуванням ґрунту та повільним проходженням його через металоконструкцію кільцевого ножа. Після кожного проходу

кільцевих ножів здійснювалася очистка свердловини очистними скребками.

Процес розробки ґрунту на всіх етапах проходив спокійно, без суттєвих коливань. Опір ґрунту відповідав розрахунковим значенням з помилковістю, яка не перевищувала 19%.

В ході іспитів проводився хронометраж технологічних процесів при розробці свердловини, що дозволило визначити реальний темп її прокладання. Після закінчення іспитів можна констатувати наступне.

Мали місце тільки випадкові сплески навантажень, коли робоче обладнання при розробці ґрунту мало перешкоди у вигляді каменистих включень у ґрунті або кореневої системи дерев. Швидкість пересування робочого обладнання в ґрунті складала приблизно 0,5 м/хв. Технічна продуктивність установки на залізковій ділянці 10 м при розробці свердловини 426 мм комбінованим методом склала 1,7 м/год.

Установлено, що в результаті розширення свердловини кільцевими ножами отримали стійкі та гладкі стінки, рис. 3.28.



Рис. 3.28. Вигляд готової свердловини після її формування конічно-циліндричним наконечником із зовнішнім конусом

Траєкторія прокладання свердловини витримана в межах розрахункових відхилень та відповідає вимогам до свердловин для будівництва інженерних мереж по безтраншейних технологіях.

Таким чином, була підтверджена загальна працездатність дослідного зразку ґрунтопроколюючої установки та відпрацьо-

вана технологія розробки горизонтальної свердловини комбінованим методом.

Подальшою експлуатацією дослідної установки на об'єктах будівництва інженерних мереж різного призначення підприємством «Харківспцбуд-1» та іншими організаціями були підтверджені характеристики установки та позитивні результати використаного методу.

Зроблені висновки про привабливість комбінованого метода безтраншейного прокладання комунікацій базуються на отриманих реальних представлень про малі габаритні установки, простоті та надійності експлуатації її робочого обладнання, різкого зниження об'ємів земляних робіт при видаленні ґрунту зі свердловини, а також за рахунок зменшення розмірів стартового та приймального приямків, в тому числі і їх глибини. Крім того, зменшення глибини котлованів зробило більш безпечними умови праці обслуговуючого персоналу, а також дозволило зменшити витрати на щитову опалубку. Дослід створення та проведення іспитів ґрунтопроколюючих установок дозволив розробити технологічну карту по безтраншейному прокладанню інженерних комунікацій ґрунтопроколюючими установками статичної дії для розробки горизонтальних свердловин комбінованим методом (прокол та продавлювання).

Висновки

1.3 отриманого теоретичного уявлення про особливості процесів створення комунікаційних порожнин в ґрунті шляхом його статичного проколу, продавлюванням та комбінацією обох методів було розроблено та створено установку з осьовим зусиллям 180 кН, що забезпечує реалізацію всіх технологічних етапів формування свердловини.

2. Для визначення сил осьового опору ґрунту при впровадженні робочого обладнання було визначено тензоприлади та додаткове обладнання для зняття інформації про пружний стан в штовхаючих штангах, в тому числі при обертанні робочого органу в ґрунті.

3. Визначено необхідні прилади для встановлення властивостей ґрунту та визначення координат розташування робочого обладнання в ньому.

4. Створено експериментальний стенд та розроблено методику визначення відхилення штанг в залежності від їх напруженого стану при згині. Проведено планування експериментальних досліджень взаємного впливу основних параметрів робочих наконечників для формування свердловин шляхом проколу ґрунту, його продавлювання та їх комбінацією.

Встановлено, що при надійності результатів 0,95 необхідна повторність дослідів повинна бути не меншою 3–4.

5. Встановлено, що довжина експериментальної ділянки для визначення сил опору ґрунту повинна бути не менше 6–8 діаметрів робочого органу, а для визначення впливу кута скосу наконечника на його відхилення довжина ділянки може бути достатньою 10 м.

6. Виявлення характеру зміни властивостей ґрунту навколо свердловини, що створена конічно-циліндричним наконечниками, здійснено за допомогою кілець-пробоотбірників, які повинні бути забиті у шаховому порядку в дно знятого шару ґрунту на рівні осі утвореної свердловини. Ширина площини розкритого ґрунту при цьому повинна бути не меншим 10 діаметрам свердловини. Так для наконечника діаметром 159 мм на рівні осі свердловини треба буде зняти шар ґрунту на відстань до 1,5 м.

7. Встановлений порядок проведення виробничо-польових випробувань установки та обладнання для створення свердловини в ґрунті має метою виявити працездатність та міцність конструктивних елементів експериментального зразка установки, відпрацювати технологічні процеси статичного формування свердловин в ґрунті для безтраншейного прокладання комунікацій та підтвердити очікувані технологічні характеристики установки.

4. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ЇХ ПОРІВНЯННЯ З ТЕОРЕТИЧНИМИ ДАНИМИ

4.1. Дослідження властивостей ґрунту в умовах формування свердловин

Попередній відбір ґрунтового фону для проведення польових досліджень відбувався шляхом визначення його категорії та типу ґрунту за допомогою експрес методу з використанням ударника ДорНДІ та відомими прийомами визначення його вологості. Була поставлена задача охопити найбільш поширені та характерні типи ґрунтів в Україні, в яких доводиться виконувати роботи по створенню свердловин для прокладання підземних комунікацій.

В результаті досліджень фізико-механічних властивостей ґрунтів в природному стані на глибині не менш 1 м від поверхні, в яких проводилося експериментальне формування горизонтальних свердловин, було встановлено наступне.

На території підприємства ТОВ «Харьковспецстрой-1» по вул. Велозаводської, 2/5 міста Харків ґрунт являв собою тугопластичний суглинок с числом ударів ударника ДорНДІ рівним 6–7, що відповідає II категорії міцності.

Поблизу села Кутузівка в Харківському районі було обрано дві ділянки, на яких природний ґрунтовий фон був представлений напівтвердою глиною з числом ударів ударника ДорНДІ 3-4, що відповідає I категорії міцності ґрунта (ділянка 1) та супісок з числом ударів ударника ДорНДІ 12–13, що відповідає ґрунтам III категорії міцності.

Результати досліджень фізико-механічних властивостей розглянутих ґрунтів в природному стані обраних для проведення польових експериментальних досліджень наведені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Зведена таблиця фізико-механічних властивостей
грунтового фону для експериментальних досліджень

Властивості ґрунтів	Місце проведення досліджень		
	Підприємство «Харківспец- буд-1»	селище Кутузівка (ділянка 1)	селище Кутузівка (ділянка 2)
Тип ґрунту	Суглинок напівтвердий	Глина тугопластична	Супісок твердий
Число ударів щільноміра ДорНДІ, C_0 , (категорія)	6–7 (II)	3–4 (I)	10–12 (III)
Об’ємна маса, γ , кг/м ³	1900	1780	2000
Кут внутрішнього тертя, φ_0 , град	21	17	27
Кут зовнішнього тертя, φ , град	20	22	24
Пористість, n_0 , %	54	65	47
Вологість, W , %	18	26	13
Зчеплення, c , МПа	0,05	0,1	0,03
Консистенція, I_L	$0 < I_L \leq 0,25$	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	$I_L \leq 0$
Модуль деформації ґрунту, E , МПа	0,5	0,25	1,0
Модуль об’ємної деформації, E_v , МПа	0,65	0,48	0,95

4.2. Фізичні основи статичного формування комунікаційних порожнин в ґрунті

Для визначення особливостей фізики процесу створення горизонтальних свердловин в ґрунті методами його статичного проколу, продавлюванню та їх комбінації були створені порожнини в ґрунті за допомогою змінних наконечників робочих органів відповідно до прийнятої програми та методики проведення польових експериментальних досліджень.

На першому етапі було розглянуто процес формування свердловини методом статичного проколу за допомогою традиційного робочого органу виготовленого з конічно-циліндричними наконеч-

никами діаметрами 65 мм та 140 мм. Згідно з методикою на деякій відстані вздовж осі отриманої свердловини було вибрано ґрунт на рівні свердловини, в який в шахматному порядку було вбито пробовідбірники для подальшого лабораторного визначення його властивостей (рис. 4.1).



Рис. 4.1. Відбір проб ґрунту в радіальному віддаленні від осі свердловини

Одним з основних показників, що характеризує міцність та ущільнення ґрунту, є його пористість та число ударів ударника Дор НДІ. Розглянемо результати визначення цих показників на прикладі експериментів проведених в твердому супіску.

Як видно з графіка (рис. 4.2) зміни пористості ґрунту після його проколу голівкою діаметром 65 мм в цілому відповідає загальноприйнятому уявленню про процес. На відстані 0,25 м пористість ущільненого ґрунту практично не змінюється. А на відстані від 0,25 м до 1,05–1,2 м відбувається збільшення пористості ґрунту від 35 % до 47%. Число ударів щільноміра на цій же ділянці зменшується з максимального значення від 29 ударів до 12, що відповідає природному фону. На цій ділянці характер зміни пористості можна вважати плавним.

Таким чином слід зазначити, що навколо свердловини явно проглядається зона руйнування свердловини, яка розповсюджується на величину до 250–300 мм, тобто дорівнює 3,9–4,6 від D – діаметра свердловини. Пористість в цій зоні на 6,1 % менше, ніж в природному стані, а число ударів ударника ДорНДІ зростає майже в 2,5–3,0 рази.

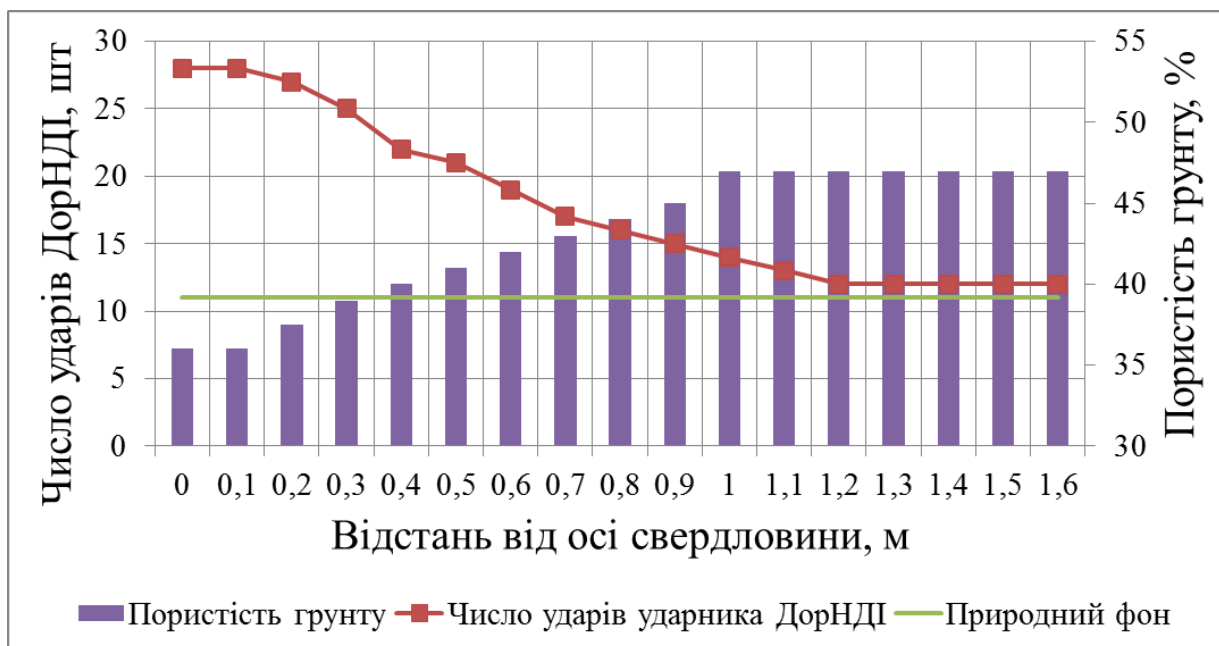


Рис. 4.2. Результати визначення щільності ґрунту в радіальному віддаленні від осі свердловини після його проколу конічно-трубчастим наконечником діаметром 65 мм

Аналогічний характер процесу зміни щільності ґрунту спостерігається в таких же ґрунтових умовах і при розширенні свердловини наконечником циліндричної форми діаметром 140 мм (рис. 4.3).

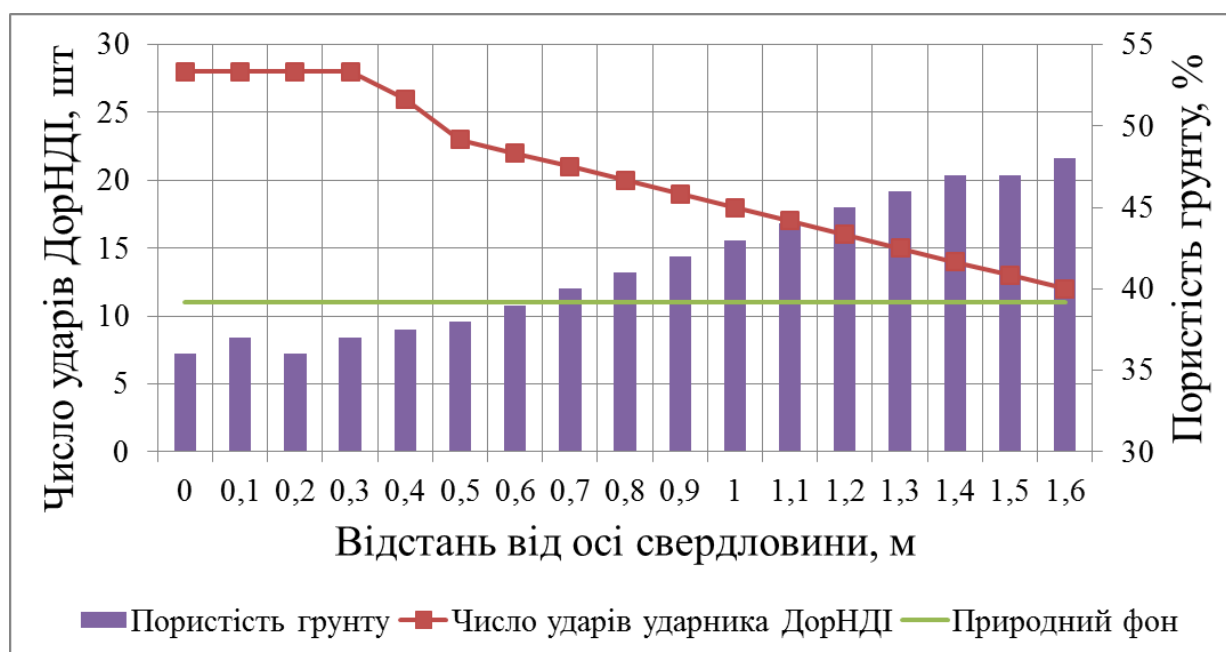


Рис. 4.3. Результати визначення щільності ґрунту в радіальному віддаленні від осі свердловини при його проколі конічно-циліндричним наконечником діаметром 140 мм

З наведеного графіку зміни пористості ґрунту та його міцності по числу ударів ударника ДорНДІ на відстані від свердловини видно, що зона руйнування в прилеглому до свердловини просторі, значно збільшується від попереднього проколу діаметром 65мм та досягає 0,5–0,6 м. А зона переходу пружно-пластичного стану ґрунту до природнього складає 1,5–1,8 м. Пористість в зоні руйнування ґрунту, як і в першому випадку, складає 35% та число ударів залишається таким же, що свідчить про максимальне ущільнення ґрунту в цій зоні. Число ударів ударника ДорНДІ збільшується відносно природнього стану ґрунту майже в 2,5 рази. Таким чином діаметр зони руйнування складає 3,6–4,1 від D – діаметра свердловини.

Таким чином можна констатувати, що при проколі ґрунту навколо створеної порожнини виникають дві зони деформованого стану ґрунту. Перша, коли його щільність для конкретного ґрунту досягає свого максимуму – це зона руйнування або остаточного деформування, та друга – зона пружного деформування. Про однорідність структури ущільненого ґрунту першої зони свідчать фотознімки його уламків, які наведені на рис. 4.4. З рисунку видно, що розмір цієї зони складає до 3,6–4,2 діаметра свердловини.



Рис. 4.4. Фотографії уламків ґрунту з зоні остаточного деформування ґрунту навколо свердловини після її створення методом проколу

Проведений експеримент також підтверджує негативний вплив руйнувальної зони деформованого ґрунту навколо свердловини на прилеглі комунікації та основу доріг, що слід враховувати при прокладанні підземних комунікацій. Про це свідчать проведені дослідження [26; 73; 126; 134; 152; 165; 166], які рекомендують

витримувати відстань до підземних споруд при статичному проколі не менше $10 D$ – від утворюючого поверхні циліндричної свердловини. А це значить, що для прокладання розподільного трубопроводу, наприклад діаметром до 400 мм під перешкодою, його необхідно прокладати в ґрунті на глибині до 5 м. Такі умови витримати в міських умовах де багато інших підземних комунікацій буває важко. Як було визначено в теоретичному розділі монографії, в цьому випадку необхідно перейти від методу проколу до методу продавлювання або їх комбінації. Особливості комбінованого методу з використанням кільцевих ножів, який дозволяє значно зменшити вплив деформованого ґрунту на прилеглі об'єкти, досліджені в роботах [49; 208; 209].

Розглянемо фізичну картину процесу створення свердловини в ґрунті комбінованим методом з використанням кільцево-трубчастого наконечника. Як і в попередньому випадку було визначено зміну щільності ґрунту навколо свердловини після протиснення наконечника по її пористості та міцності ґрунту та числу ударів ударника ДорНДІ. Розглянемо результати таких експериментів з наконечником з внутрішнім діаметром 100 мм та зовнішнім 140 мм, які приведені на рис. 4.5. Цей варіант був прийнятий до розгляду тому, що співвідношення діаметрів циліндра $\gamma = \frac{D}{d} = 1,4$ забезпечує зменшення об'єму екскавації ґрунту

з порожнини практично в 2 рази. А її зовнішній розмір дорівнює діаметру наконечника, який був використаний при експерименті по проколу, що дозволить їх результати порівняти між собою.

З наведених результатів експерименту по визначенню зміни щільності ґрунту навколо свердловини, що утворена трубчато-конічним наконечником, можна визначити наступне. При однакових зовнішніх діаметрах наконечників та ґрунтових умовах зона руйнування при формуванні свердловини кільцево-трубчастим наконечником в твердому супіску розповсюджується в масиві від свердловини на відстань 0,2–0,25 м, що майже в 1,5 рази менше ніж при проколі конічно-трубчастим наконечником. Зменшилася також в 1,5 рази зона пружних деформацій навколо свердловини. Абсолютні значення щільності ґрунту в зоні руйнування та число ударів ударника ДорНДІ залишилися без змін: пористість склала 35 %, а число ударів також досягло 29 ударів, що в порівнянні з природним ґрунтовим фоном складає більше майже в 2,5 рази.

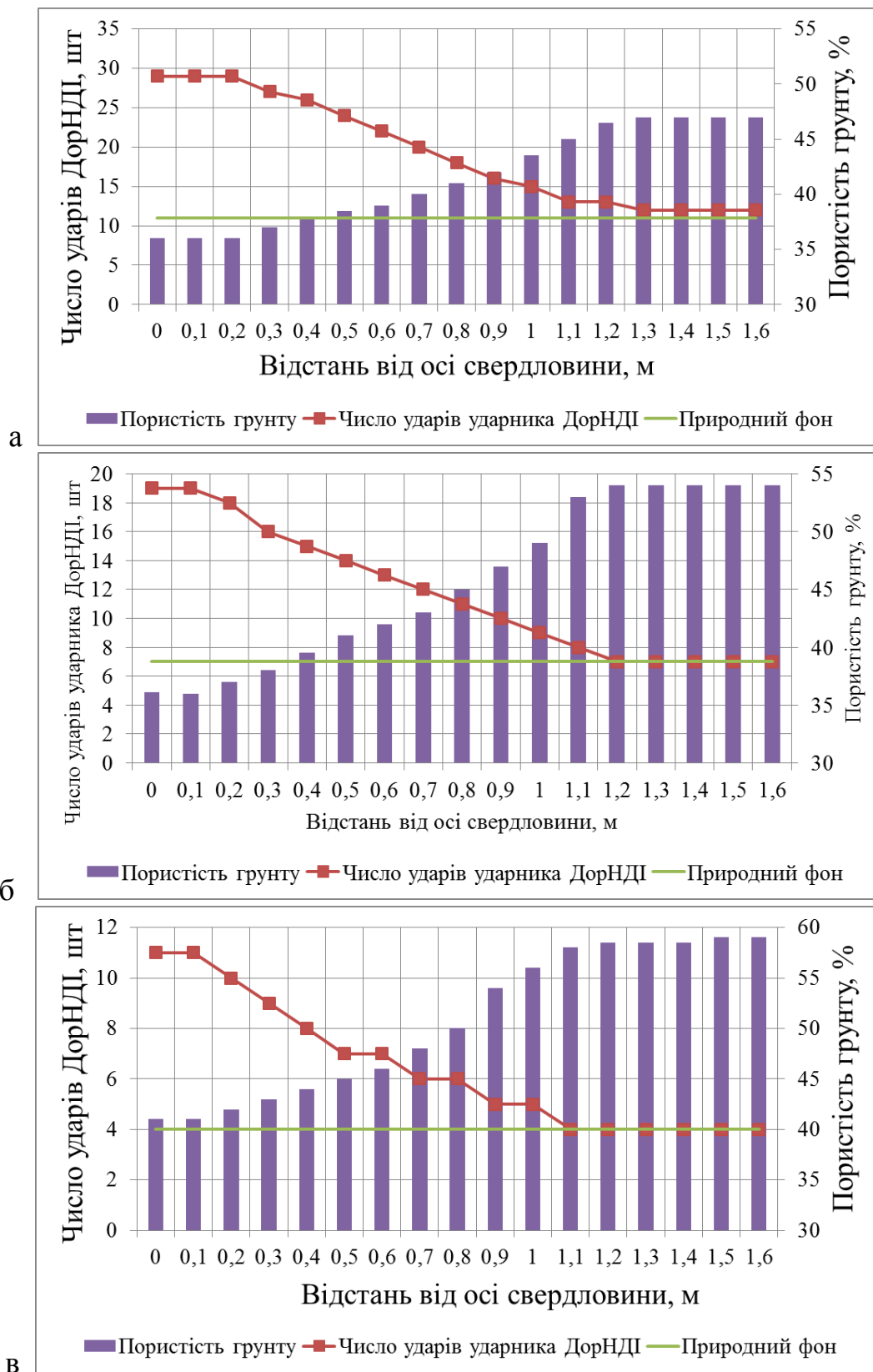


Рис. 4.5. Результати визначення щільності ґрунту навколо свердловини, що створена трубчасто-конічним наконечником діаметром 140 мм при співвідношенні діаметрів циліндра $\gamma = \frac{D}{d} = 1,4$:

а – в супіску; б – в суглинку; в – в глині

Порівняння отриманих експериментальних даних співвідношення зони руйнування до діаметру свердловини, яке склало $\frac{D_p}{d} = 3 - 3,5$ з теоретичними розрахунками, які для твердого су-піску складають – $\frac{D_p}{d} = 2,46 - 3,55$ свідчить про достатньо високу збіжність результатів.

Також в межах розрахункових даних знаходяться експериментально отримані дані що до розміру зон руйнування в інших ґрунтах, значення яких також лежать в межах розрахункових даних, які складають: для суглинку $\frac{D_p}{d} = 2,02 - 2,85$ та для глини $\frac{D_p}{d} = 1,91 - 2,67$.

Таким чином підтвердилося, що завдяки комбінованому методу формування свердловини для однакових ґрунтових умов та діаметрів утворюваної свердловини при співвідношенні зовнішнього діаметра наконечника до внутрішнього $\gamma = \frac{D}{d} = 1,4$, можна зменшити відстань до гарантованої від пошкоджень прилеглих підземних споруд або основи доріг за рахунок зменшення зони руйнування ґрунту навколо свердловини майже в 1,5 рази. Слід враховувати, що при цьому з'являється необхідність видалення деякого об'єму ґрунту на зовні із свердловини. Але це буде майже в 2 рази менше ніж при формуванні свердловини тонкостінним трубчастим наконечником.

4.3. Результати дослідження сил опору ґрунту проколу конічно-циліндричним наконечником

Реалізація процесу проколу ґрунту наконечником традиційної конічно-циліндричної форми з використанням експериментальної ґрунтопроколюючої установки наведено на рис. 4.6.

У результаті перевірки роботи типової конструкції проколюючої головки на точність її руху в ґрунті отримані наступні результати.



Рис. 4.6. Експериментальні дослідження з конічно-циліндричним наконечником

Головка з конічним наконечником показала незадовільний результат. На довжині до 13 м, а іноді ще менше до 9 м при глибині стартового проколу 1,2 м головка кожен раз виходила на поверхню. Це пояснюється діючою в масиві ґрунту виштовхуючою силою, яка виникає від різниці тиску ґрунту по глибині.

Конструкція проколюючої головки з виступаючою голкою показала кращий результат. Відхилення на заліковій ділянці 15 м в приємному котловані склало по вертикалі вгору 0,4 м, а по горизонталі до 0,2 м в сторону від проектної осі.

Таким чином, відхилення вгору склало до 3%, що є достатньо точним показником в практиці формування свердловин для даної довжини прольоту. Але подальший рух головки дає не передбачуваний результат.

Не надало значних покращень результатів доопрацювання головки стабілізаційними пластинами. Крім того, початкове позиціонування робочого органу відповідно до проектної осі свердловини має похибку, яка в бульбашковому нівелірі складає до 2 %, що з самого початку закладає обмеження по гарантованій точності проколу.

Таким чином можна враховувати, що метод статичного проколу має обмеження по довжині прольоту в межах 20–25 м. Також можна стверджувати, що можливості пошуку по підвищенню точності та відповідно збільшення довжини проколу традиційною головкою за рахунок конструктивних змін вичерпано.

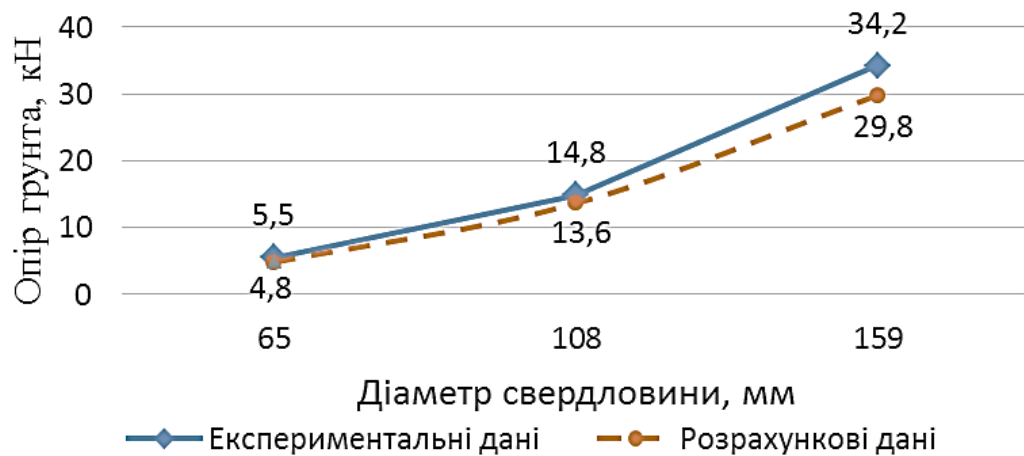
Експериментальні данні сил опору ґрунту проколу традиційними наконечниками конічно-циліндричної форми з діаметрами, які відповідають діаметрам стандартних труб, а саме: 0,065 м, 0,108 м та 0,159 м та їх співвідношення з теоретичними розрахунками сил опору ґрунту згідно з залежністю (2.40) наведено на рис. 4.7 (Додаток А.1).

Результати визначення сил опору проколу ґрунту головкою з конічними наконечниками з виступом (еквівалентним наконечником) та їх зіпівставлення з розрахунковим значеннями, згідно з залежністю (2.40) наведено в таблиці додатку А.2 та в графічному вигляді представлені на рис. 4.8.

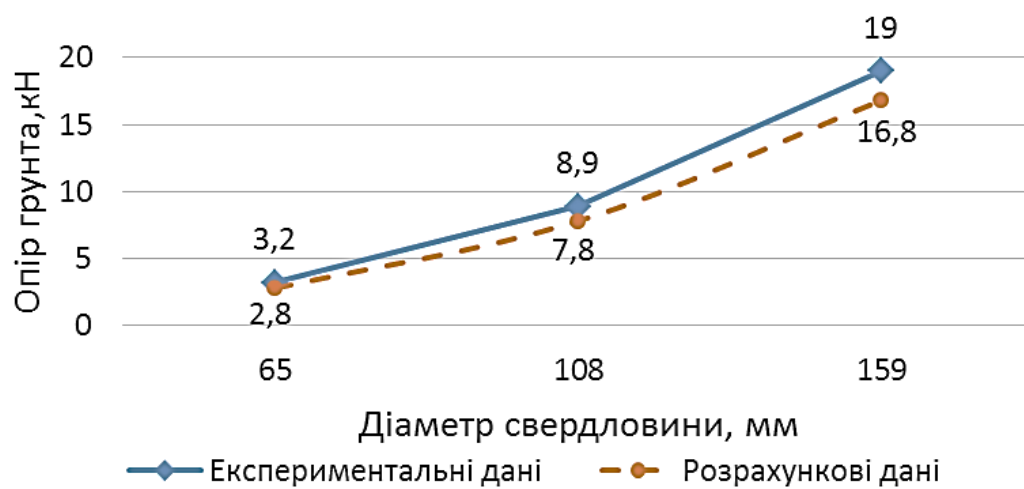
Порівняння експериментальних даних опору проколу ґрунту з теоретичними показує (див. рис.4.7 та рис. 4.8 та додатки А.2 та А.3), що їх розбіжність при проколі традиційним наконечником лежить в межах 10 %, а наконечником з еквівалентним виступом до 9 %, що є достатньо високою збіжністю та може бути рекомендовано для практичного використання отриманих результатів дослідів.

Довжина циліндричної частини проколюючої головки у всіх випадках була прийнята $l_{\text{ц}} = 0,5$ м. Експериментальні дані сил сумарного опору проколу ґрунту головкою з традиційними конічно-циліндричними наконечниками та їх зіпівставлення з теоретичними розрахунками наведено в додатку А2.

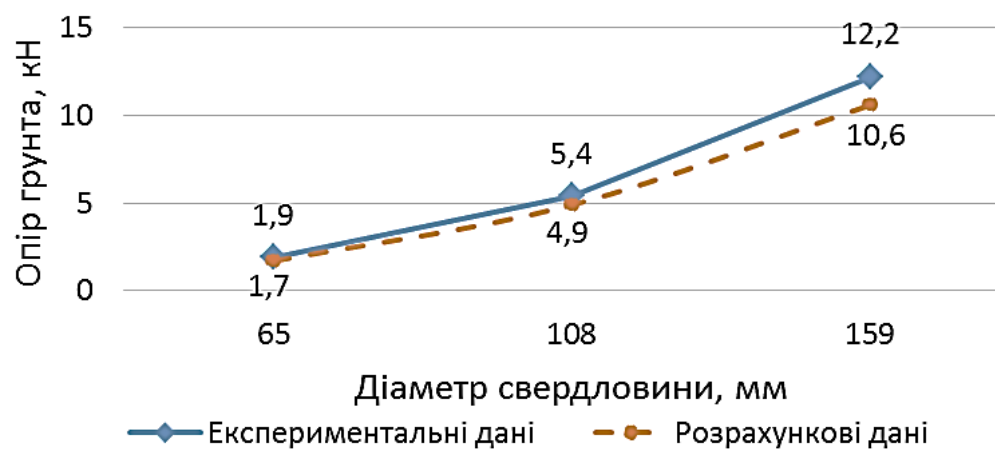
Порівняльний аналіз сил опору проколу ґрунту головкою традиційної конструкції та головкою з виступом конічної частини наведено в табл. 4.2.



а



б



в

Рис. 4.7. Експериментальні дані сил лобового опору проколу ґрунту головкою з традиційними кільцево-циліндричними наконечниками та їх порівняння з теоретичними розрахунками:
а – в твердому супіску; б – в суглинку напівтвердому;
в – в тугопластичній глині

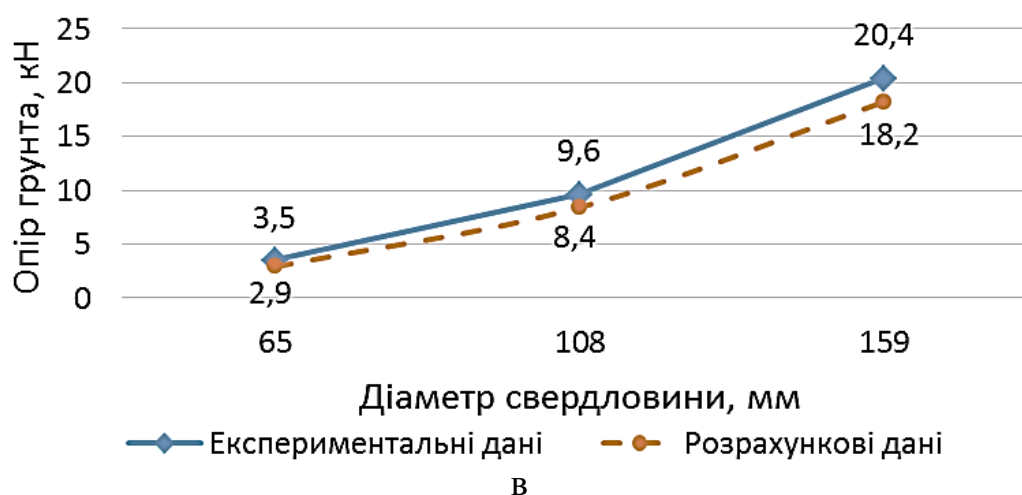
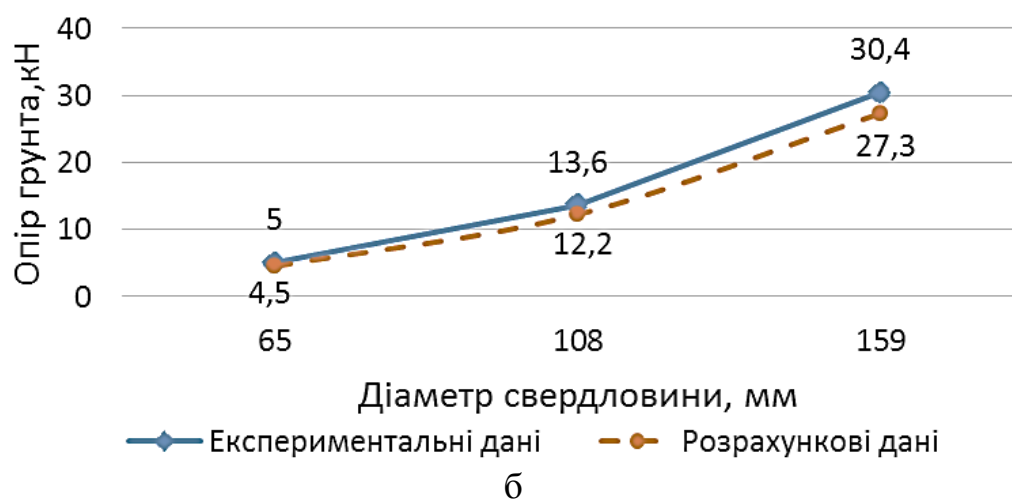
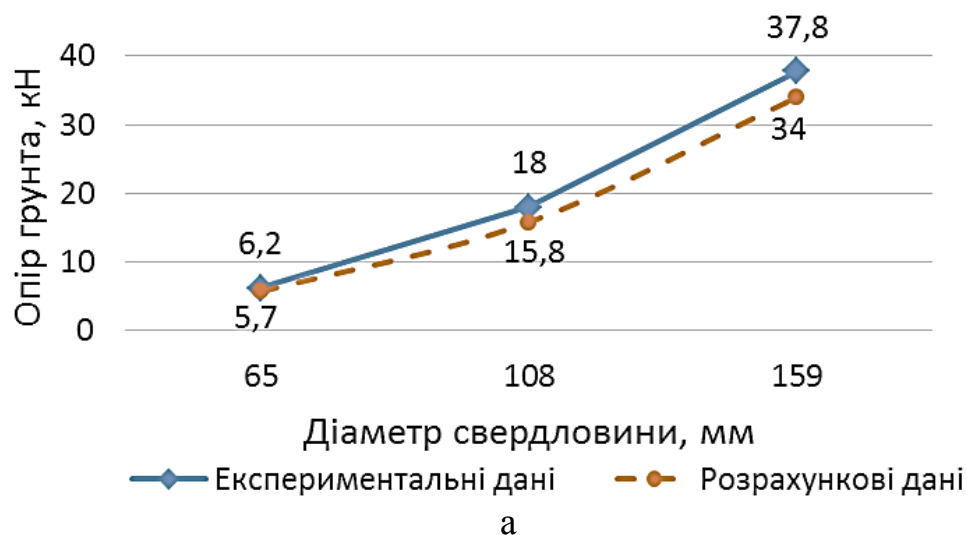


Рис. 4.8. Експериментальні дані сил опору ґрунту проколу головкою з конічно-циліндричними наконечниками з виступаючою кромкою та їх порівняння з теоретичними розрахунками: а – в твердому супіску, $D_k=1,08D$; б – в суглинку напівтвердому, при $D_k=1,22D$; в – в тугопластичній глині, $D_k=1,31D$

Таблиця 4.2

Порівняльний аналіз сумарної сили опору проколу ґрунту проколюючою голівкою традиційної конструкції та голівкою з еквівалентним наконечником (з виступом)

Діаметр свердловини, мм та ґрунтові умови		Експериментальні дані сил опору проколу, кН		Зниження сили опору проколу, %
		голівкою традиційної конструкції	голівкою з виступом	
65	Твердий супісок	27,4±2,4	6,2±0,4	77,4
	Напівтвердий суглинок	25,6±1,9	5,0±0,3	80,0
	Тугопластична глина	20,1±1,6	3,5±0,24	82,6
108	Твердий супісок	51,5±4,4	18,0±1,9	65,0
	Напівтвердий суглинок	45,2±3,8	13,6±1,2	70,0
	Тугопластична глина	35,5±1,6	9,6±0,7	73,0
159	Твердий супісок	85,5±9,5	37,8±4,2	55,8
	Напівтвердий суглинок	71,7±6,5	30,4±3,4	57,6
	Тугопластична глина	55,8±6,2	20,4±2,1	63,4

Як можна бачити з порівняння результатів експериментальних даних проколу ґрунту зниження сумарного опору при проколі ґрунту наконечником з еквівалентним виступом має значний вииграш, який досягає 60–80 % залежно від типу ґрунту. Слід відмітити, що на початковому етапі лобовий опір проколу ґрунту в цьому варіанті 1,5–2 рази навпаки більший. Але за рахунок усунення сил тертя ґрунту на бічній поверхні цей розрив не тільки скорочується, але вже при довжині циліндричної частини наконечника рівною 2–3 діаметра свердловини цей розрив втрачається. Для прийнятої довжини циліндричної частини наконечника 0,5 м різниця на користь наконечника з еквівалентним виступом конічної частини наведена в даних табл. 4.2.

В деяких дослідженнях [73; 79; 126] конструкцію проколюючих головок рекомендовано робити ступінчатою для покращення точності проколу. При цьому довжина кожної голки та її циліндричної ступені повинна бути 10–12 діаметрів кожна. Безумовно, що сили тертя на бічних поверхнях будуть значними, а сам робочий орган буде важким та незручним в роботі. Для збільшення

дистанції ефективного проколу слід переходити до керованого проколу ґрунту за допомогою робочого органу з асиметричним наконечником, наприклад, у вигляді зрізаного під кутом циліндра.

4.4. Результати досліджень по продавлюванню ґрунту кільцево- циліндричними наконечниками

Процес формування свердловини в ґрунті комбінованим методом шляхом продавлювання кільцево-циліндричного наконечника наведено на рис. 4.9.

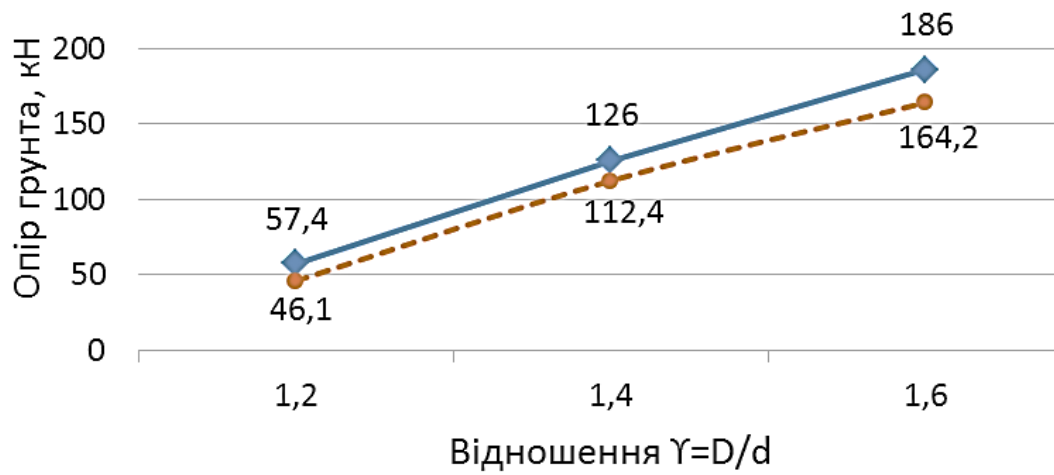


Рис. 4.9. Процес формування свердловини
кільцево-циліндричними наконечниками

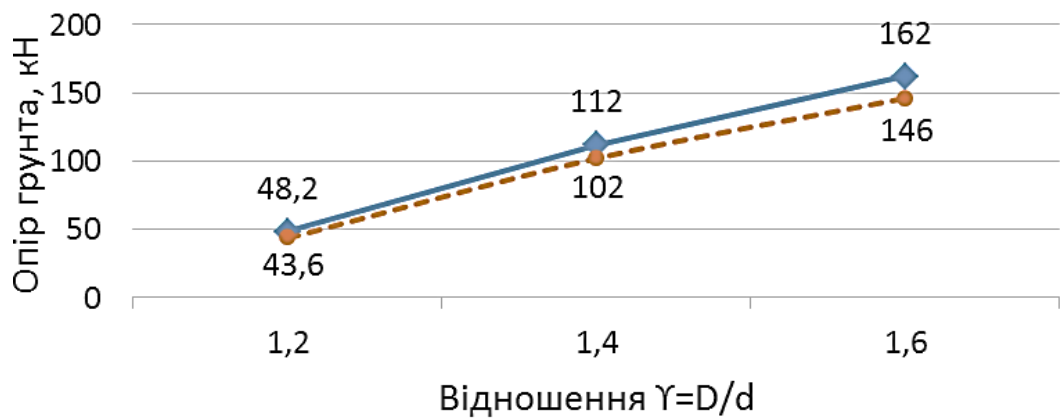
Експерименти проводились з натурними моделями кільцево-циліндричних наконечників двох типів: з двоконусним загостренням ріжучої кромки та тільки з зовнішнім загостренням.

Графічні результати експериментальних замірів сил опору їх просуванню в різних типах ґрунту в залежності від співвідношення зовнішнього діаметру кільцевої частини наконечника до внутрішнього наведено на рис. 4.10 та 4.11. В табличному вигляді результати експериментів та оцінка збіжності їх даних з теоретичними значеннями наведено в додатку А 5.

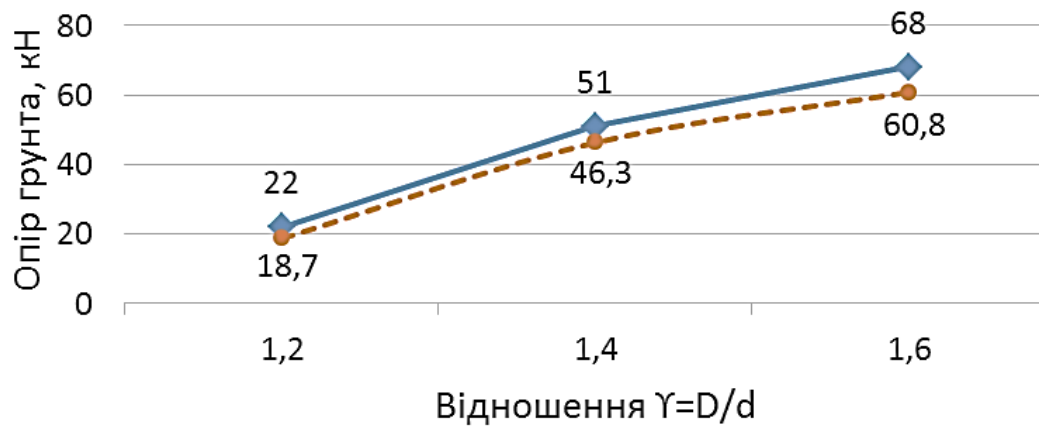
Аналіз результатів експериментальних досліджень по продавлюванню в ґрунт кільцевидних наконечників дозволяє зробити наступні висновки.



а

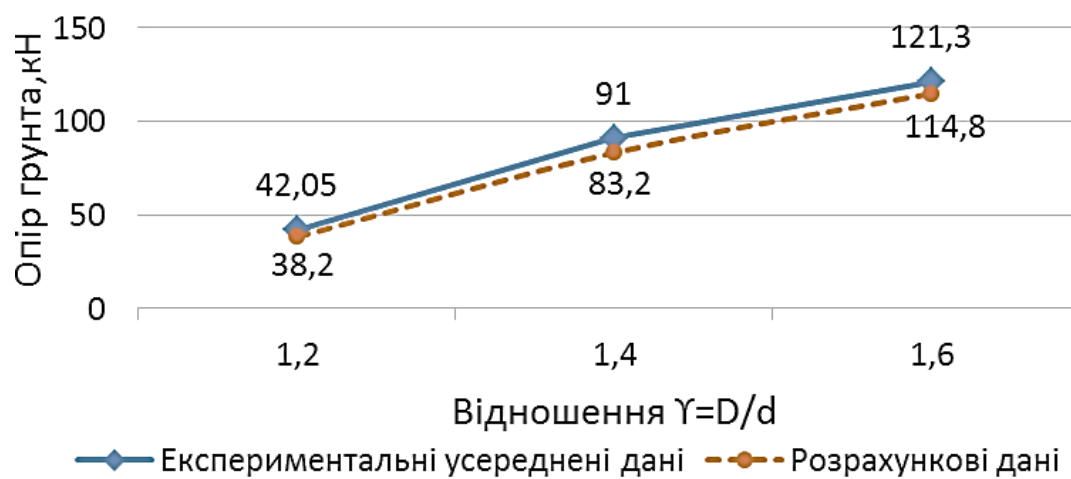


б

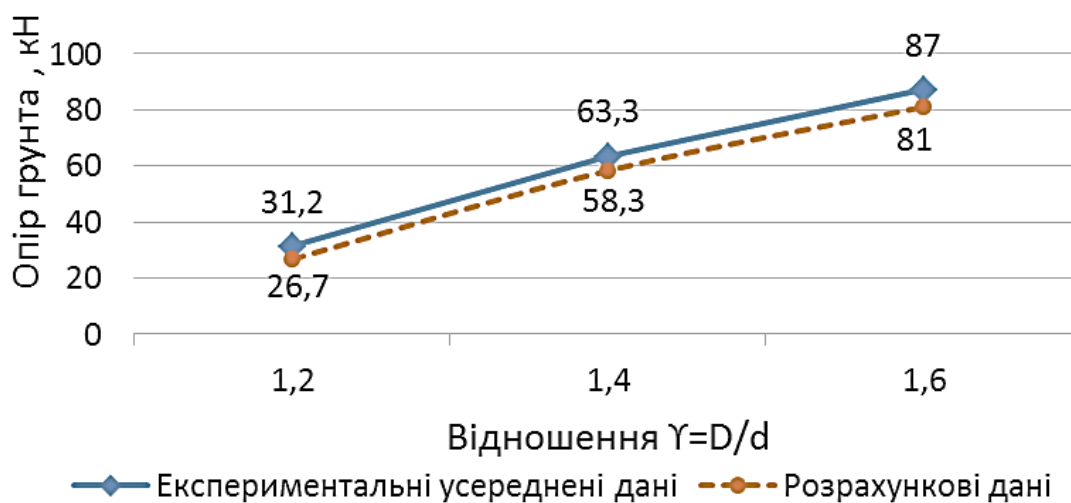


в

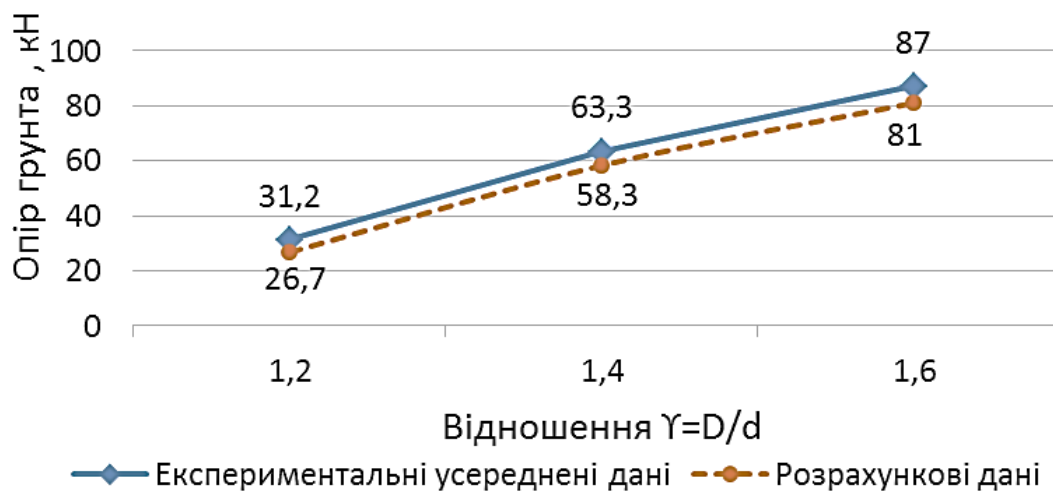
Рис. 4.10. Лобовий опір ґрунту продавлювання кільцевидним наконечником з двоконусним загостренням ріжучої кромки: а – в твердому супіску; б – в суглинку напівтвердому; в – в тугопластичній глині



а



б



в

Рис. 4.11. Лобовий опір ґрунта продавлювання кільцевидним наконечником з зовнішнім загостренням ріжучої кромки: а – в твердому супіску; б – в суглинку напівтвердому; в – в тугопластичній глині

Незалежно від конструкції наконечника на опір їх впровадження в ґрунт впливають його фізико-механічні властивості, які визначаються типом ґрунту. Так, опір просуванню наконечника в тугопластичної глині буде для обох випадків в три рази менше ніж в твердому супіску, що підтверджує висновок в теоретичній частини роботи.

Збільшення відношення зовнішнього до внутрішнього діаметру від $\gamma = 1,2$ до $\gamma = 1,6$ призводить до зростання сил опору ґрунту для двоконусного наконечника в 2,7–2,9 рази, а для одноконусного в 2,0–2,2, що підтверджує більш ефективнішу роботу наконечника з зовнішнім загостренням (опір ґрунту менший на 25–35%). Візуальний аналіз та проби ґрунту в зоні його входження в середину робочого органу з внутрішнім конусом підтвердили наявність додаткового ущільнення ґрунту при його деформуванні від його поверхні та створення більшої зони його ущільнення попереду. Це також свідчить про більш ефективну роботу наконечника із зовнішнім конусом.

Результати експерименту по визначенню величини заштробованості внутрішньої порожнини трубчастого наконечника з зовнішнім загострення ріжучої кромки наведені в табл. 4.3, з якого видно, що з зростом діаметра кільцевидних наконечників довжина керну збільшується.

Таблиця 4.3

Максимальна довжина керну при просуванні кільцевидного наконечника з зовнішнім загостренням кромки

Тип ґрунту	Внутрішні діаметри труб, мм	Максимальна довжина керну, м		Розходження, %
		експериментальні дані	розрахункові дані	
Твердий супісок	21	0,54±0,06	0,65	13,8
	28	0,76±0,07	0,87	12,4
	38	0,83±0,07	0,94	11,2
Напівтвердий суглинок	21	0,65±0,04	0,75	12,7
	28	0,98±0,06	1,04	10,6
	35	1,03±0,08	1,14	9,2
Тугопластична глина	21	0,75±0,04	0,82	8,7
	32	1,07±0,06	1,16	7,9
	35	1,15±0,08	1,25	7,6

Фрагмент експерименту по визначенню максимальної довжини керну з умови його вільного руху в середині циліндричної частині кільцевидного наконечника представлено на рис. 4.12. З наведеного фото видно, що переміщення ґрунту завершилося, а його ущільнення досягло свого максимального значення.



Рис. 4.12. Експериментальне визначення довжини керну в середині трубчастого наконечника з зовнішнім конусом

Порівняння отриманих експериментальних значень з теоретичними розрахунками наведено в табл. 4.3, з яких видно, що розбіжність сил опору просуненню в ґрунті кільцевидних наконечників знаходиться в межах 11,5 % в більшу сторону, а по величині керну лежать в межах 14 % в меншу сторону від теоретичних значень.

Це можна пояснити тим, що внутрішня поверхня труби може мати більшу шерохватість, відхилення розміру діаметра та еліпсності. Крім того, зварний шов також впливає на загальне тертя при проходженні ґрунту.

4.5. Результати дослідження керованого проколу ґрунту

Реалізація процесу проколу ґрунту з керуванням руху головки з асиметричним наконечником відображено на рис. 4.13.

Результати експериментальних досліджень по виявленню впливу параметрів ґрунтопрокоючої головки зі скошеним наконечником на осьовий опір ґрунту та їх порівняння з теоретичними розрахунками для двох найбільш поширених типів ґрунту (в

тугопластичній глині і напівтвердому суглинку) наведено в графічному вигляді на рис. 4.14 і рис. 4.15 та в табличному вигляді в додатку А.5.



Рис. 4.13. Процес проколу ґрунту експериментальною установкою з можливістю керування траєкторією руху головки в підземному просторі

Наведені дані в таблиці додатку А.5 підтверджують теоретичні положення щодо зменшення осьового опору ґрунту в 1,8–1,9 рази від зростанням кута скосу наконечника з 25° до 55° .

Також з рис. 4.14 та рис. 4.15 і з табл. А.5 видно, що опір переміщенню асиметричного наконечника в тугопластичній глині буде 1,4–1,6 рази менший, ніж при переміщенні його в напівтвердому суглинку та майже в 2,2 рази менший, ніж в твердому супіску. Збільшення діаметру проколюючої головки з 0,065 м до 0,114 м призводить до збільшення осьового опору ґрунту в 2,5–3,2 рази.

Порівняння експериментальних даних сили осьового опору з теоретичними показав достатню збіжність показників, яка знаходиться в межах 5,0–13 %.

Наведені дані на рис. 4.14 та рис. 4.15 наглядно показують, що представлені залежності дозволяють уточнити зусилля проколу ґрунту асиметричним наконечником для різних ґрунтових умов, що важливо при проектуванні конкретних робочих органів і визначенню силового приводу їх установок.

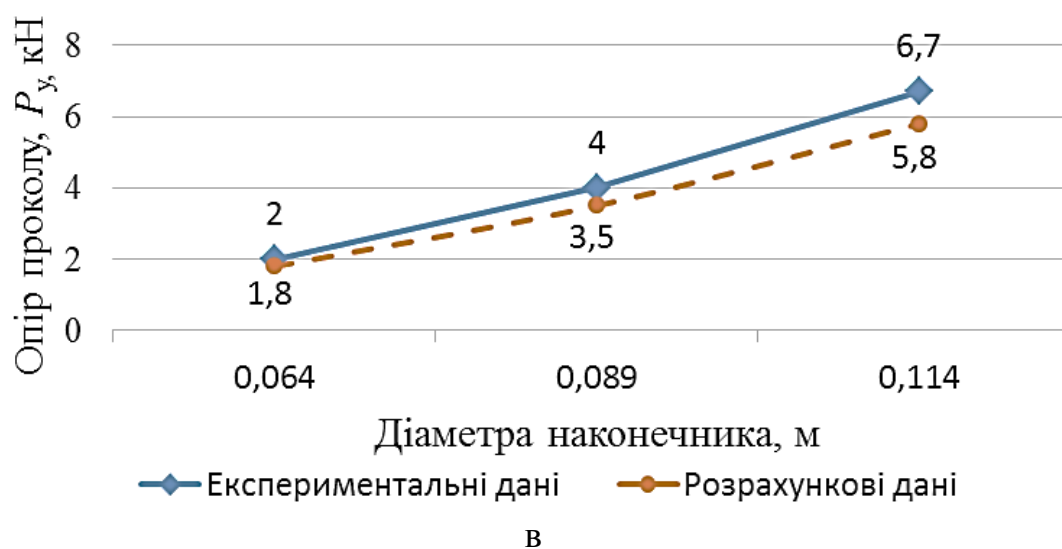
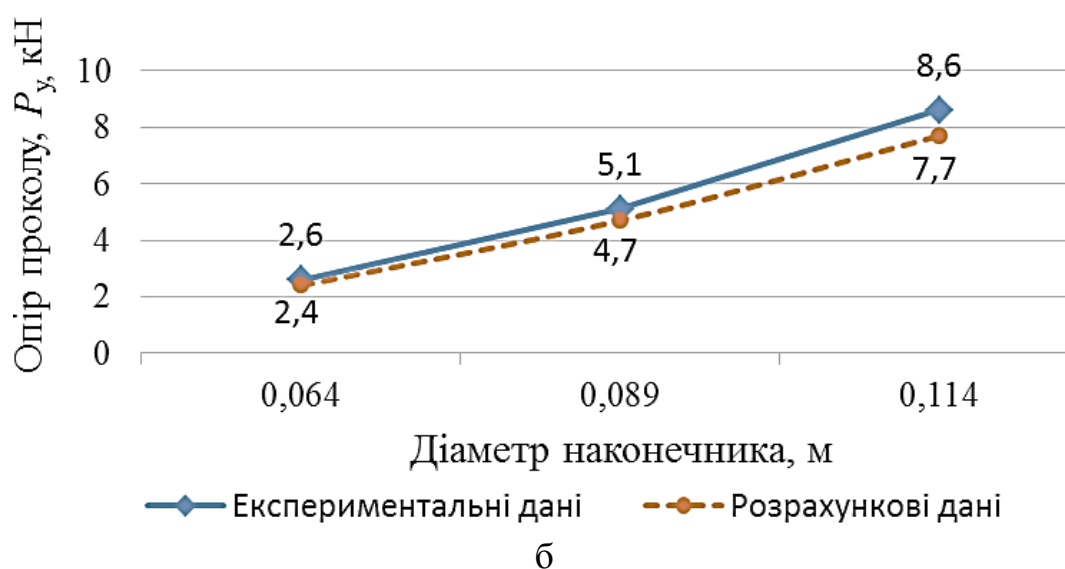
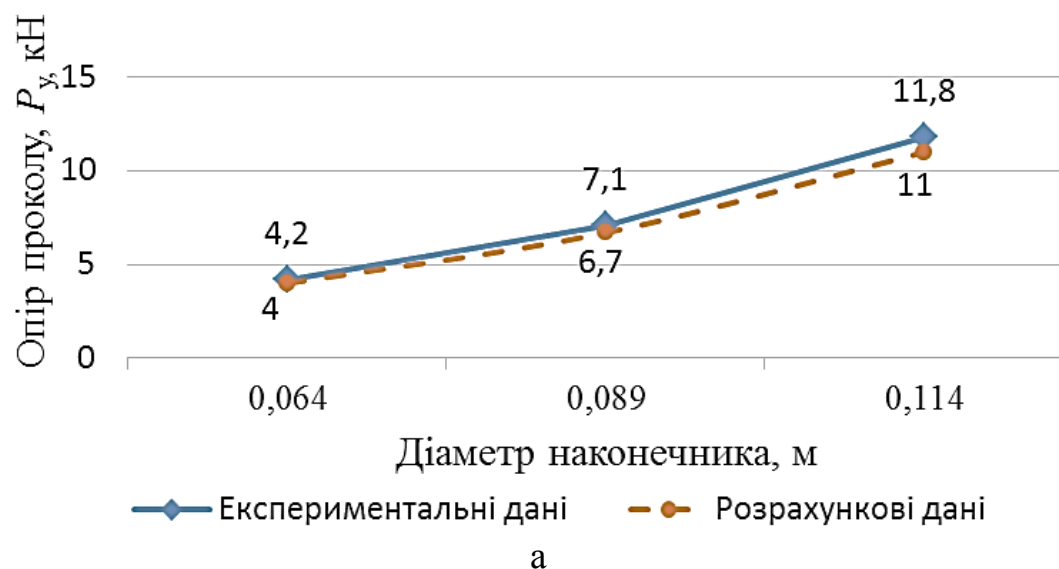


Рис. 4.14. Опір проколу ґрунту асиметричним наконечником в залежності від кута похилу площини зрізу циліндра в суглинку:
а – при куті 25°; б – при куті 40°; в – при куті 55°

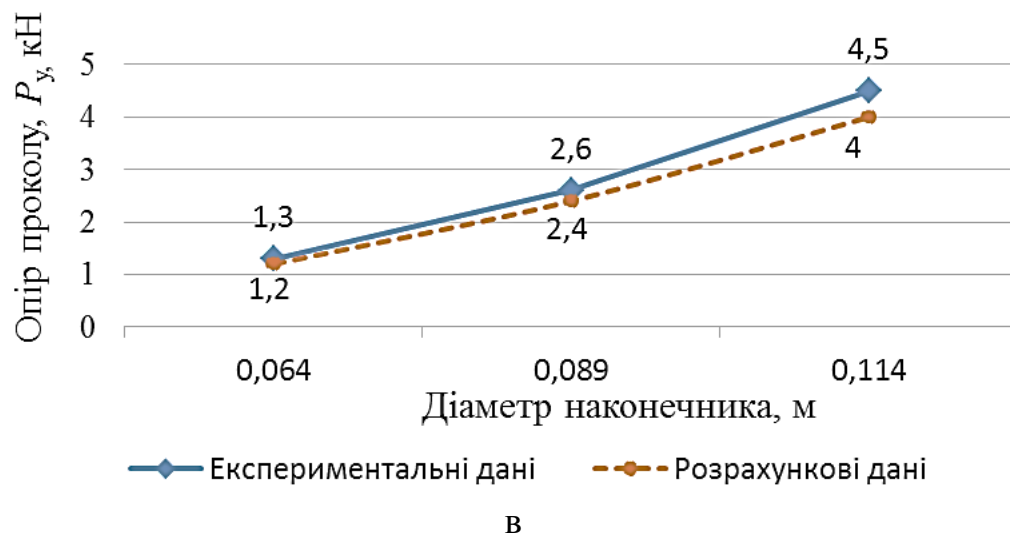
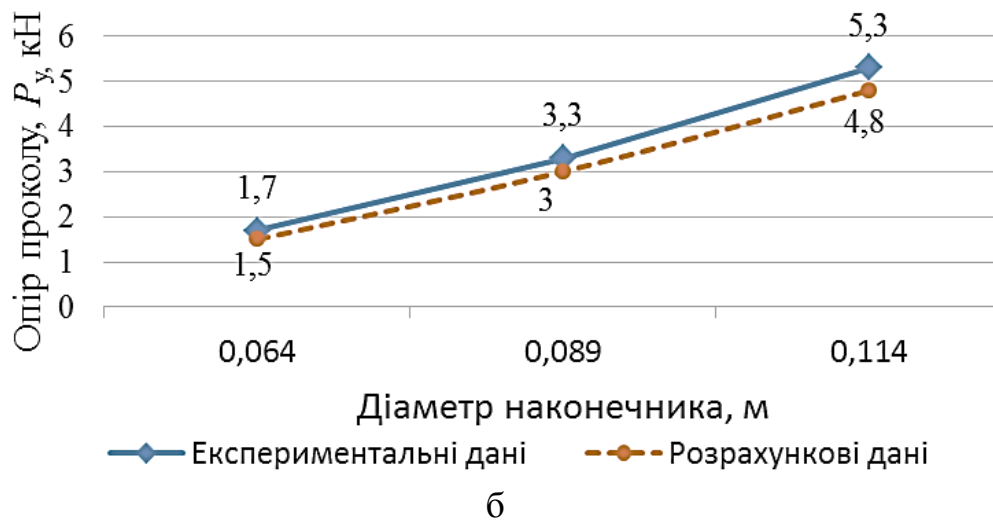
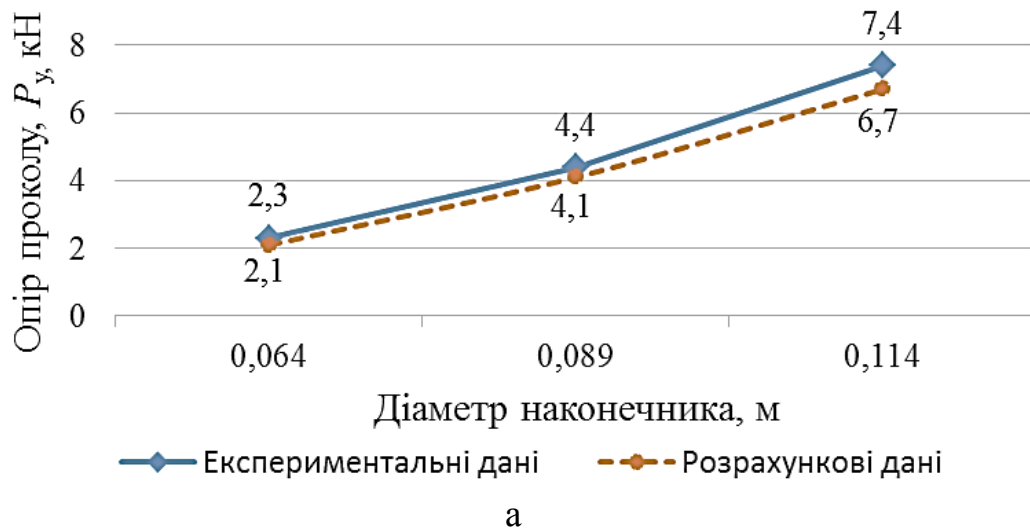


Рис. 4.15. Опір проколу ґрунту асиметричним наконечником в залежності від кута похилу площини зрізу циліндра у важкій глині
а – при куті 25°; б – при куті 40°; в – при куті 55°

Результати експериментальних даних по заміру величини відхилення траєкторії руху проколюючої головки зі скошеним наконечником від проектної осі траси на дистанції 10 м та їх порівняння з теоретичними розрахунками наведено в таблиці додатка А.6. Аналіз наведених даних експериментальних досліджень підтверджують результати теоретичних розрахунків по визначенню величини відхилення головки в ґрунті від довжини ділянки проколу.

Найбільше відхилення виникає при куті 25° , а найменше при куті 55° і складає майже в три рази менше у важкій глині, в 1,4 рази в суглинку та глині. Також слід підтвердити, що максимальне відхилення головки від траєкторії збільшується у важкій глині. Гірший процес керування відбувається в твердому супіску. Відхилення головки на 10 м в цих умовах відбулося при куті скосу головки 25° майже в 2 рази. Для порівняння в суглинку відхилення відбулося меншим в 1,5 рази.

Процес визначення відхилення головки з асиметричним наконечником приводиться на фотографії головки на виході з ґрунту у прийомний котлован (див. рис. 4.16). Відхилення від початкового напрямку траєкторії проколу наглядно показано відносно вертикальної лінії, що вказує на неї.



Рис. 4.16. Замір відхилення руху головки з асиметричним наконечником на виході в прийомний котлован

З наведеного в табл. 4.4 видно, що максимальне відхилення досягається при кутах скосу наконечника 25° , що співпадає з теоретичним розрахунком. Похибка між експериментальними та розрахунковими даними лежать у межах 15 % для кутів $25\text{--}55^\circ$.

Максимальне відхилення проколюючої головки досягається при куті скосу наконечника 25° в суглинок і досягає 44 см, що співпадає з практичним уявленням процесу. При куті нахилу більш ніж $60\text{--}70^\circ$ схід ґрунту з площини припиняється, про що свідчать умови управління траєкторією руху головки, які було наведено раніше. При цьому на похилій поверхні виникає ядро ущільнення, яке за своєю формою приближається до симетричного конуса, на якому врівноважуються сили в просторі, і які не можуть вплинути на процес відхилення наконечника.

Таблиця 4.4

Максимальне відхилення проколюючої головки від типу ґрунту та кута скосу наконечника на дистанції 10 м

Кут нахилу	Відхилення штанги, см								
	Супісок			Суглинок			Глина		
	експ.	рознр.	%	експ.	рознр.	%	експ.	рознр.	%
25°	41,0 $\pm 5,0$	35,3	11,7	27,0 $\pm 4,0$	39,3	10,6	19,6 $\pm 3,0$	18,1	9,5
40°	28,5 $\pm 4,0$	26,0	10,3	21,3 $\pm 3,0$	24,8	11,4	17,2 $\pm 2,5$	15,5	11,4
55°	12,5 $\pm 2,0$	11,2	10,4	13,0 $\pm 3,0$	18,1	11,3	13,0 $\pm 2,0$	11,4	12,3
70°		-	-	-	-		2,8 $\pm 0,5$	2,3	24

Більш детальні результати замірів траєкторії руху проколюючої головки в ґрунті та їх порівняння з теоретичними даними наведено в таблиці додатка А.6. З якої видно, що на початковому етапі впровадження робочого органу на ділянці довжиною 2–3 м виникають значні розбіжності даних по відхиленню між експериментальними та розрахунковими, які досягають 30–40 %. Потім ця розбіжність зменшується та на протязі усієї дистанції лежить в межах 15 %, що є задовільною величиною. Пояснити велику розбіжність даних по відхиленню на початку руху головки в ґрунті можна, тим що процес проколу ще не стабілізувався. Крім того

похибка пошукового приладу «СПРУТ-5М» на глибині до 3 м складає 1 см, що також при малих значеннях відхилення могли показати велику розбіжність результатів замірів та теоретичних даних.

Результати досліджень жорсткості колони штанг різної довжини і при різних навантаженнях представлені в табл. 4.5. Розмір однієї штанги складає: $L_{\text{ш}} = 500$ мм, $D_{\text{вн}} = 57$ мм, $D_{\text{нар}} = 63$ мм, вага – 5,76 кг.

Таблиця 4.5

Заміри прогину штовхаючих штанг

G , кг	X , м	0	0,25	0,5	0,75	1,0
$G_1 = 0$ кг	Y_1 , мм	255,25	252,5	247,75	243,5	240,5
$G_2 = 16$ кг	Y_2 , мм	254,4	249,5	243	236,4	230,25
$G_3 = 24$ кг	Y_3 , мм	252,2	247,5	240,5	232,2	225,5
$G_4 = 40$ кг	Y_4 , мм	251,5	243,5	235	225	213,1

G , кг	X , м	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,5
$G_1 = 0$ кг	Y_1 , мм	235,5	229,25	225	219,75	211	192
$G_2 = 16$ кг	Y_2 , мм	221,75	213,5	202,5	195,5	183	164,1
$G_3 = 24$ кг	Y_3 , мм	215	204,3	192,5	184,25	163,5	138
$G_4 = 40$ кг	Y_4 , мм	200,1	186	173	160	138	102

Експериментальні дані прогину колони штанг наглядно показані на рис. 4.17.

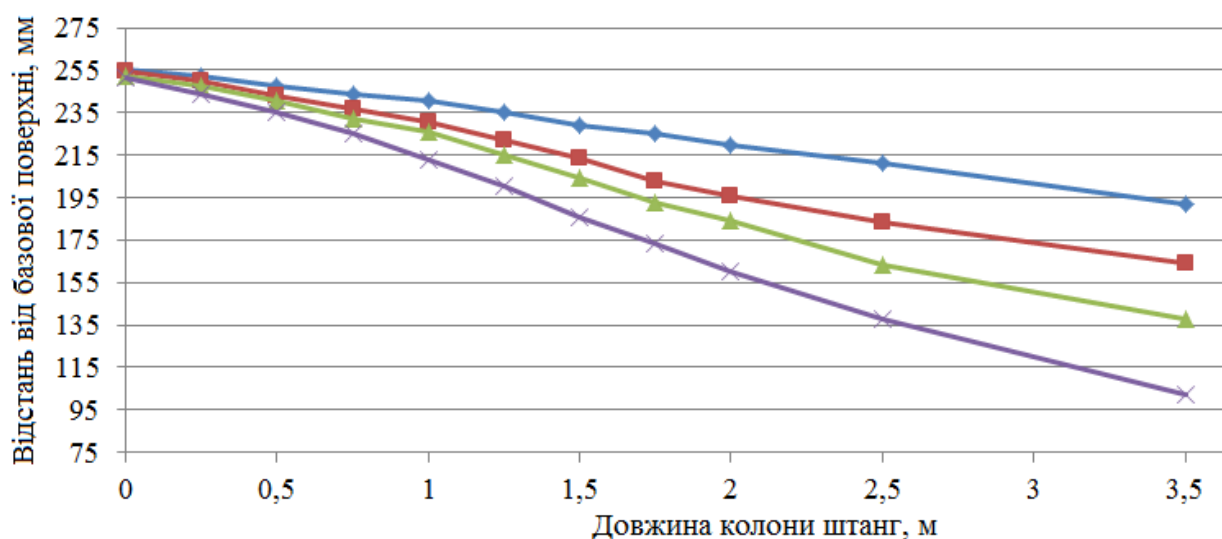


Рис. 4.17. Залежність прогину колони штанг від її довжини

Аналіз результатів досліджень показав, що спочатку прогин штанг пропорційний зростанню їх навантаження, а потім прогин їх сповільнюється, що цілком узгоджується з теорією прогину одиночних і складових стрижнів.

При навантаженні штанги вагою 40 кг було виявлено остаточне деформування першої фіксованої штанги. Про цей критичний стан напруження штанг свідчать і розрахунки їх на міцність при згині.

4.6. Виробничо-польові випробування установки статичної дії

Створення ґрунтопроколюючої установки для комбінованого методу розробки горизонтальної свердловини здійснювалося у тісному співробітництві з науково-виробничим підприємством «Газтехніка» та монтажно-будівельним підприємством «Харківспецбуд-1». При цьому передбачалось реалізувати метод, що розглядається в роботі, в умовах реального будівництва. Першим етапом було проведення польових іспитів дослідного зразка установки з одночасним відпрацюванням технологій виконання робіт по розробці свердловини.

Метою дослідів було виявлення працездатності та міцності конструктивних елементів експериментального зразка установки, встановити переваги та недоліки технологій статичного формування свердловин в ґрунті для безтраншейного прокладання комунікацій та підтвердити очікувані технологічні характеристики установки.

Дослідний зразок установки був виготовлений підприємством НВП «Газтехніка» з характеристиками, аналогічними експериментальному зразку, (див. табл. 3.1).

Досліди установки проводились на території підприємства «Харківспецбуд-1». Умови випробувань установки відповідали виробничим і здійснювались по програмі виробничих випробувань.

Роботи проводилися на підготовлених для дослідів 5 залікових ділянках у глинистих ґрунтах II категорії міцності (6–7 ударів ударника ДорНДІ), вологістю 24 %. На всіх етапах технологічного

процесу проводився запис сил опору ґрунту шляхом заміру тиску в гідроприводі установки за допомогою вбудованих перетворювачів тиску, які через АЦП підключалися до ноутбука.

При проведенні іспитів була підтверджена відповідність теоретичного розрахунку допустимого діаметру розробки свердловини методом проколу та її радіального розширення ущільнюючими конусами, який склав 219 мм при встановленій глибині проколу 1,5 м. Після формування свердловини на поверхні ґрунту тріщин не виявлено. Подальше розширення свердловини здійснювалося кільцевими ножами діаметрами 273 мм, 325 мм, 377 мм, та 426 мм. Зняття стружки ґрунту у всіх випадках супроводжувалось руйнуванням ґрунту та повільного проходження його через металоконструкцію кільцевого ножа. Після кожного проходу кільцевих ножів здійснювалася очистка свердловини очисними скребками.

Комбінований прокол ґрунту за допомогою кільцевидного наконечника зовнішнім діаметром 140 мм та внутрішнім 100 мм виконувався з змінною глибиною закладання свердловини. Результати показали, що максимальне наближення до денної поверхні ґрунтового масиву без утворення тріщин склало 0,9 м.

Це майже в 1,6 менше ніж при проколі ґрунту конічно-циліндричним наконечником з таким же діаметром, для якого ця мінімальна глибина не повинна бути для даних ґрунтових умов меншою ніж 1,4 м.

Процес розробки ґрунту на всіх етапах проходив спокійно, без суттєвих коливань. Опір ґрунту відповідав розрахунковим значенням з похибкою, яка не перевищувала 15 %.

В ході дослідів проводився хронометраж технологічних процесів при розробці свердловини, що дозволило визначити реальний темп її прокладання. Після закінчення випробувань можливо констатувати наступне.

Мали місце тільки випадкові сплески навантажень, коли робоче обладнання при розробці ґрунту мало перешкоди у вигляді каменистих включень у ґрунті або кореневої системи дерев. Швидкість пересування робочого обладнання в ґрунті складала приблизно 0,8 м/хв. Технічна продуктивність установки на заліковій ділянці 10 м при розробці свердловини 325 мм комбінованим методом склала 1,7 м/год.

Технічна продуктивність при використанні кільцево-циліндричного наконечника для створювання свердловини комбінованим методом діаметром 140 мм склала 3,5 м/год. Але слід враховувати, що продуктивність збільшенням довжини прольоту буде зменшуватись у зв'язку з зростанням витрат часу на холосте переміщення обладнання, яке обумовлюється зростанням кількості операцій на дорошування або демонтаж штанг. Тому питання збільшення довжини керну, що утворюється в середині обладнання є важливою складовою, яку слід враховувати при розрахунку ефективності використання даного методу.

Встановлено, що в результаті створення свердловини розглянутими комбінованими методами було отримано ґрунтову порожнину циліндричної форми з стійкими та гладкими стінками, рис. 4.18, що свідчить про задовільний результат. Така свердловина може бути використана для протаскування крізь неї захисних футлярів зі сталеві або поліетиленові труби для прокладання в них інженерних комунікацій різного призначення.



Рис. 4.18. Вигляд готової свердловини після її формування конічно-циліндричним наконечником із зовнішнім конусом

Траєкторія отриманих свердловин на залікових ділянках була витримана в межах розрахункових відхилень та відповідає вимогам до свердловин для будівництва інженерних мереж безтраншейними технологіями.

Таким чином, була підтверджена загальна працездатність дослідного зразка ґрунтопроколюючої установки та відпрацьована технологія розробки горизонтальної свердловини комбінованими методами.

Подальшою експлуатацією дослідної установки на об'єктах будівництва інженерних мереж різного призначення підприємством «Харківспцбуд-1» та іншими організаціями були підтверджені характеристики установки та отримані позитивні відгуки від використання установок виробництва НПП «Газтехніка».

Зроблені висновки про привабливість комбінованого методу безтраншейного прокладання комунікацій базуються на отриманих реальних представлень про малі габарити установки, простоті та надійності експлуатації її робочого обладнання, різкого зниження об'ємів земляних робіт при видаленні ґрунту зі свердловини, а також за рахунок зменшення розмірів стартового та приймального напрямків, в тому числі і їх глибини. Крім того, зменшення глибини котлованів зробило більш безпечними умови праці обслуговуючого персоналу, а також дозволило зменшити витрати на щитову опалубку.

Досвід створення та проведення випробувань ґрунтопроколюючих установок дозволив розробити технологічну карту по безтраншейному прокладанню інженерних комунікацій ґрунтопроколюючими установками статичної дії для розробки горизонтальних свердловин комбінованим методом (прокол та продавлювання).

Висновки

1. Розроблена методика експериментальних польових досліджень процесів статичного проколу та продавлювання ґрунтів, створені експериментальна установка та моделі наконечників робочих органів з параметрами, які відповідають теоретичним положенням роботи і надана оцінка достовірності результатів експериментів та порівняння їх даних з теоретичними дослідженнями.

2. Результати експериментальних досліджень в цілому підтвердили теоретичні положення по визначенню параметрів робочих органів та їх впливу на опір ґрунту в залежності від його фізико-механічних властивостей при формуванні свердловин.

Розходження розрахункових значень з дослідними усередненими даними при визначенні сил опору розробки ґрунту: при проколі ґрунту конічно-циліндричним наконечником традиційної форми, при проколі ґрунту з еквівалентним діаметром конічної частини наконечника, опір продавлюванню ґрунту кільцевидним наконечником з двостороннім загостренням ріжучої кромки та тільки з зовнішнім загостренням кромки – не перевищують 15 %, що відповідає запланованій довірчій ймовірності. В залежності від умов, в яких проводилися досліди, фактичне значення коефіцієнта варіації коливалося в межах 8–14%.

3. Визначена зона руйнування навколо свердловини, створеної різними наконечниками відповідає теоретичним висновкам, розбіжність лежить в межах 15%.

4. Експериментальними дослідженнями підтверджено характер взаємодії кільцевидної конструкції наконечників з ґрунтовим середовищем. Встановлено, що опір просуванню наконечників залежать від фізико-механічних властивостей ґрунту, які визначаються його типом. Так, опір просуванню наконечника в тугопластичній глині буде в три рази менший ніж в твердому супіску, що підтверджує теоретичні розрахунки.

5. Збільшення відношення зовнішнього до внутрішнього діаметру кільцевидних наконечників від $\gamma = 1,2$ до $\gamma = 1,6$ призводить до зростання сил опору ґрунту для двоконусного наконечника в 2,7–2,9 рази, а для одноконусного в 2,0–2,2, що підтверджує більш ефективнішу роботу наконечника з зовнішнім загостренням відносно двоконусного на 25–30 %.

6. Розбіжність теоретично визначеної довжини утворюваного керну в середині циліндричної частині кільцевидного наконечника склала 7,6–14 % в меншу сторону від теоретичних даних.

7. Експериментально підтверджено, що максимальне відхилення головки зі скошеним наконечником досягається при менших кутах нахилу лобової поверхні, а найменша величина відбувається в глині. Так, при дистанції прокола 10 м для кута 25° в супіску головка відхиляється на 40 мм, а у глині на 20 мм. В той же час при куті 55° відхилення головки в цих же умовах склало 14 мм та 13 мм відповідно. При куті 70° вплив скосу лобової поверхні наконечника на процес втрачається.

8. Дослідження фізико-механічних властивостей ґрунту навколо свердловин після його проколу конічно-циліндричним

наконечником, показало, що міцність ґрунту поблизу свердловини зростає майже в 2–2,5 рази. Така щільність має стабільний стан на відстані до 3,6–4,2 діаметра, після чого починається плавне її падіння до природного стану, яке досягає при діаметрі 140 мм до 1,4–1,8 м залежно від типу ґрунту.

9. Дослідження фізико-механічних властивостей ґрунту навколо свердловин після її формування кільцевидним наконечником з таким же зовнішнім діаметром 140 мм, але в 2 рази меншого об'єму, який радіально ущільнюється при внутрішньому діаметрі труби 100 мм зона руйнування при формуванні свердловини кільцевидним наконечником буде складати 0,26–0,35 м, що майже ніж в 2 рази менше ніж при проколі. Зменшилася також у 2 рази зона пружних деформацій навколо свердловини.

10. Виробничі випробування натурного зразка установки підтвердили реальну можливість розробки свердловини до 400 мм, комбінованими методами, в тому числі з використанням кільцевидного наконечника. Експлуатаційна продуктивність спорудження підземного переходу складає до 3 м/хв. Але слід враховувати її падіння із збільшенням довжини прольоту свердловини. Реальні переваги методу визначаються малими габаритами установки, скороченням об'єму видаленого ґрунту, зменшення відстані до поверхні доріг та прилеглих комунікацій в 1,5 рази.

5. АЛГОРИТМИ СТВОРЕННЯ РОБОЧОГО ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ УТВОРЕННЯ ҐРУНТОВИХ ПІДЗЕМНИХ КОМУНІКАЦІЙНИХ ПОРОЖНИН СТАТИЧНИМИ СПОСОБАМИ

Алгоритми розрахунку і проектування обладнання для прокладання розподільних підземних комунікацій на відстань до 100 м розроблені на основі проведених нами досліджень і ґрунтуються на знаннях вихідних даних про ґрунти, що наведені в п. 2.1.2 і 2.1.3. Мета розроблених алгоритмів – визначення основних параметрів і опору переміщенню робочих органів обладнання для прокладання підземних комунікацій у процесі його проектування та створення. Основні елементи методик викладені в наступних наукових працях [3–11, 15, 23, 24, 26, 37, 67, 152, 187, 189–193, 199, 209, 229–246].

5.1. Основні умовні позначення та вибір вихідних даних до розрахунку

$D_{\max}$, $D_{\text{опт}}$ – максимальний і оптимальний діаметри конусно-циліндричного наконечника з виступами, м;

$f = \operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт зовнішнього тертя ґрунту;

φ , φ_0 – кути зовнішнього та внутрішнього тертя ґрунту, град (див. табл. 2.1);

c – коефіцієнт зчеплення ґрунту (див. табл. 2.1.);

$\lambda = \frac{D_p}{D}$ – відношення діаметра зони пружно-пластичних деформацій до діаметра конусного наконечника [191];

$\gamma_{\text{гр}}$ – питома сила тяжіння ґрунту (див. табл. 2.1);

$\rho_{\text{пр}}$, $\rho_{\text{тв}}$, ρ_x – щільність ґрунту у природному, твердому та змінному стані, кГ/см^3 ;

σ_1 – напруження в ґрунті на границі пружної та пластичної зон, МПа [191];

$l_{\text{ц}}$ – довжина циліндричної частини конусно-циліндричного наконечника ($l_{\text{ц}} = 0,1\text{--}0,2$ м), м;

E_v – модуль об'ємної деформації, МПа [див. табл. 2.1];

$E_{\text{гр}}$ – компресійний модуль деформації, МПа [див. табл.2.1];
 $2\beta_{\text{к}}$ – кут загострення конусно-циліндричного наконечника
 $(2\beta_{\text{к}} = 45\text{--}50^\circ)$;
 $\overrightarrow{P_{\text{пр}}}$ – опір проколюванню конусно-циліндричного наконечника з виступами, МН;
 $l_{\text{н}}$ – довжина кільцевидного наконечника, м;
 $\gamma = \frac{D}{d}$ – відношення зовнішнього D до внутрішнього d діаметрів кільцевидного наконечника;
 $q_{\text{кр}}$ – критичний тиск на ґрунт за несучою спроможністю, МПа (див. табл. 2.1);
 ξ – коефіцієнт бічного тиску (див. табл. 2.1.);
 β – кут нахилу еліптичної площини зрізаного наконечника до горизонту, град;
 W – статичний момент перерізу наконечника, м³;
 I – момент інерції поперечного перерізу наконечника, м⁴;
 $[\sigma_{\text{зг}}]$ – гранично допустимі напруження матеріалу штовхаючих штанг на згин, МПа;
 L_{min} – мінімальна довжина лінії прогину штанги або мінімальна довжина ділянки корекції траєкторії, м;
 R_{min} – мінімальний гранично допустимий радіус згину штанг, м (див. табл. 3.2);
 $E_{\text{зг}}$ – модуль пружності матеріалу штанг при згині, МПа;
 f_{max} – максимально допустимий прогин штанг, м;
 h – глибина прокладання підземних комунікацій, м;
 q_3 – залишковий тиск на циліндричній частині наконечника, якщо
 $l_{\text{ц}} > 0,2$ м, ($q_3 = 0,016\text{--}0,035$ МПа), МПа [28];
 q – погонна сила тяжіння штовхаючої штанги, Н/м;
 S – поперечне відхилення асиметричного наконечника в залежності від довжини шляху (траси) L , м;
 k_{n} – коефіцієнт постілі (основи) (для ґрунтів, $k_{\text{n}} = 5\text{--}50$ Н/см²);
 N – числові коефіцієнти, що залежать від фізико-механічних властивостей ґрунту та геометричних параметрів асиметричного наконечника (див. табл. 2.4: для супіску $N = 21,3$; для суглинку $N = 33,16$; для глини $N = 46,88$).

5.2. Алгоритм вибору технологій утворювання горизонтальних свердловин

Вибір технологій створення ґрунтових порожнин для прокладання інженерних комунікацій з використанням установок статичної дії та розрахунки параметрів їхнього робочого обладнання визначаються умовами закладання захисного футляру в ґрунті, які встановлюються на стадії проектно-геологічних робіт, а саме: його діаметром, глибиною закладання, довжиною прольоту та фізико-механічними властивостями ґрунту. Алгоритм послідовного вирішення задач цього питання наведено на рисунку в додатку Б1.

Першою умовою алгоритму є відповідність глибини прокладання свердловини $H_{\text{пр}}$ та її діаметра мінімально-допустимому значенню глибини закладання горизонтальної свердловин в конкретному типі ґрунту (5.1). Виконання цієї умови виключає можливість пошкодження дорожнього полотна при формуванні свердловини шляхом радіального ущільнення ґрунту (методом проколу), що взагалі і визначає метод утворювання горизонтальної порожнини. Мінімальну глибину закладання свердловини від поверхні з цієї умови можна визначити по рівнянню, наведеному в роботі [208; 209]:

$$H_{\text{пр}} \geq H_{\text{min}} = \left[4,4 + \frac{1}{(0,01 \cdot n_0)^{2,25}} \right] \cdot D_{\text{св}}. \quad (5.1)$$

Якщо умова по мінімальній глибині виконується, то свердловину виконують методом проколу, а якщо ні, продавлювання або комбінованими методами.

Розглянемо особливості вибору параметрів робочого обладнання для кожної технології окремо.

При розробці свердловини методом проколу головною умовою подальшого вибору технології розробки свердловини є її довжина. Якщо траса не перевищує гарантованої довжини прямолінійного проколу 20 м, свердловину можна утворювати трубою з конусним наконечником за один прохід або за декілька проходів шляхом утворювання лідерної свердловини та її розширення конічними розширювачами. Якщо дистанція перевищує 20 м, лідерну свердловину слід утворювати керованим проколом шля-

хом почергової зміни форми наконечника головки з конусної на асиметричну та навпаки. Розширення свердловини до встановленого діаметру $D_{\text{св}}$ відбувається також конусними розширювачами.

Перевірка ефективності створення свердловини з умови мінімізації опору ґрунту проколу виконується шляхом порівняння заданого діаметру проколу з розрахунковим максимально ефективним – оптимальним діаметром свердловини [188]

$$D_{\text{св}} \leq D_{\text{опт}} = 4f \times \frac{0,1\lambda\sigma_1 + (l_{\text{ц}} - 0,2)q_3}{\left[\left(1 + \frac{\sigma_1}{E_V} \right)^2 - 1 \right] E_{\text{гр}} (1 + f \operatorname{ctg} \beta)}. \quad (5.2)$$

Якщо діаметр свердловини перевищує отриману величину, то слід перейти на поетапну технологію утворення свердловини шляхом створення лідерної свердловини та її розширення конусними розширювачами.

Встановлення оптимального діаметра наконечника дозволяє мінімізувати енергетичні витрати на утворювання свердловини. Але, якщо тягові можливості обраної установки не відповідають розрахунковому опору ґрунту, то слід перейти на поетапну технологію утворення свердловини шляхом створення лідерної свердловини та її розширення конусними розширювачами.

Особливістю керованого проколу є те, що траєкторія руху робочого органу визначається кутом скосу асиметричного наконечника β , який повинен бути встановлений з умови сходження ґрунта з лобової поверхні з одного боку $\beta \leq \beta_{\text{max}}$. З іншого боку кут скосу визначає траєкторію руху робочого органу та радіус критичного згину штанг, який в свою чергу визначається величиною максимально допустимого відхилення S . Ці умови повинні бути враховані при інженерному розрахунку параметрів робочого обладнання.

При формуванні свердловини шляхом комбінації методу проколу ґрунта конічним наконечником початкової свердловини та її розширення кільцевими ножами повинна виконуватись умова не перебільшення максимально допустимого діаметра лідерного проколу

$$D_{\text{лід}} \leq D_{\text{поч. max}} = \frac{H_{\text{св}}}{4,4 + \frac{1}{(0,01 \cdot n_0)^{2,25}}}. \quad (5.3)$$

При виборі кільцевих ножів слід враховувати отримані рекомендації [199] по їх розрахункам та розроблений типоряд ножів, які відповідають умові рівності сил опору при розширенні свердловини. Також для кожного з випадків слід використовувати відповідного розміру скребок для зачистки свердловини після кожної проходки кільцевого ножа.

Умовою використання комбінованого методу продавлювання ґрунту конічно-циліндричним наконечником є захищеність дорожнього полотна від пошкодження, коли відстань до свердловини буде меншою від зони руйнування ґрунту, яка утворюється при деформації навколо робочого органу при його просуванні, яка з урахуванням залежності (2.101) має вигляд:

$$\begin{aligned} H_{\text{пр}} &\geq 0,5(D_p - D_{\text{св}}) = \\ &= 0,5 \left(\sqrt{\lambda^2 D^2 - (\lambda^2 - 1) \left(\frac{D+d}{2} \right)^2} - D_{\text{св}} \right), \end{aligned} \quad (5.4)$$

де

$$\lambda = \frac{\left(\gamma_{\text{гр}} h + \frac{c}{\text{tg} \varphi_0} \right) \text{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_p}{2} \right)}{\sigma_1}. \quad (5.5)$$

Створювання свердловини конічно-циліндричним наконечником та кільцевидним наконечником, який використовується при методі продавлювання відбувається в режимі дискретно-поступального руха. Довжина просування обох типів наконечників визначається умовою забиваємості внутрішньої порожнини труби. Досягнувши розрахункової максимальної довжини ґрунтового керна $L_{\text{кер}}$ процес просування слід зупинити та провести екскавацію ґрунта за допомоги механічних застосувань, наприклад желонкою, шнеками або буровим наконечником з промивкою свердловини водою. Крок заходки циліндрично-полого наконечника можна визначити з роботи [52] по залежності:

$$L_{\text{кер}} = \frac{\sigma_{\text{пас}} (d_{\text{вн}} / 4)}{\sigma_{\text{гр}}} . \quad (5.6)$$

В залежності (5.6) $\sigma_{\text{пас}}$ – пасивний тиск ґрунту та $\sigma_{\text{гр}}$ – опір по внутрішній поверхні ґрунту визначається по залежності [52]

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{пас}} = & \gamma H_{\text{пр}} \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \\ & + (\gamma H_{\text{пр}} \tan \varphi + C) \cot \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) H_{\text{пр}}^2 ; \end{aligned} \quad (5.7)$$

$$\sigma_{\text{гр}} = \Delta \sigma \lambda f . \quad (5.8)$$

Процес повторюється n_k разів, поки не завершиться

$$n_k = \frac{L_{\text{св}}}{L_{\text{кер}}} . \quad (5.9)$$

Вибір технології базується на силових можливостях привода установок, раціоналізації їх потужності та ефективності способу видалення ґрунту. Так при проколі весь ґрунт ущільнюється в навколишній простір свердловини. При продавлюванні, навпаки, підлягає повній евакуації та є більш витратним методом. Комбіновані методи займають проміжне місце.

Після вибору технології створення горизонтальної свердловини для безтраншейного прокладання інженерних комунікацій в ґрунті можна за вибраними параметрами обладнання для заданої свердловини провести тягові розрахунки та визначити силові параметри установок.

5.3. Алгоритм визначення параметрів обладнання для утворення підземних свердловин способом проколювання

Послідовність визначення параметрів при заданих діаметру $D_{\text{св}}$ та глибині прокладання $H_{\text{пр}}$ підземних комунікацій наступна (додаток Б2):

5.3.1 *Вибираємо* оптимальний кут загострення конусного наконечника в межах $2\beta_k = 45 - 50^\circ$ [191].

5.3.2. *Виравуємо* оптимальний діаметр конусного наконечника з виступами

$$D_{\text{опт}} = 4 \frac{0,1f\lambda\sigma_1 + f(l_{\text{ц}} - 0,2)q_3}{\left[\left(1 + \frac{\sigma_1}{E_V} \right)^2 - 1 \right] E_{\text{гр}} (1 + f \text{ctg} \beta_k)}. \quad (5.10)$$

5.3.3. *Визначаємо* зусилля проколу

$$\overrightarrow{P}_{\text{пр}} = \frac{\pi E_{\text{гр}} D_{\text{опт}}^2}{8} (1 + f \text{ctg} \beta_k). \quad (5.11)$$

5.3.4. *Виравуємо* максимально-граничний діаметр свердловини (грунтової порожнини), при якому конусно-циліндричний наконечник з боковими виступами не є ефективним для утворення ґрунтових порожнин способом проколювання

$$D_{\text{max}} = 2D_{\text{опт}}. \quad (5.12)$$

5.3.5. *Встановлюємо* кількість циклів процесу, яка визначається необхідністю дорощувати сталеву трубу. Довжина кожної ділянки $l_{\text{тр}}$ може відповідати сортаменту труб – 6 м, або тому розміру, який вимагають умови проведення робіт

$$n_{\text{ц}} = \frac{L_{\text{св}}}{l_{\text{тр}}}. \quad (5.13)$$

5.4. Алгоритм визначення параметрів кільцевидного наконечника для утворення підземних свердловин комбінованим способом та продавлюванням

Якщо $D_{\text{max}} \geq 2D_{\text{опт}}$ найбільш ефективно утворювати підземні свердловини комбінованим способом з використанням кільцевидного наконечника (комбінація проколювання з продавлюванням).

В такому випадку послідовність визначення параметрів наступна(додатки Б3,Б4).

5.4.1. *Визначаємо* відстань, на яку розповсюджуються руйнівні деформації в ґрунті [233] по залежності (5.14), або з графіка (рис. 5.1)

$$D_p = D \sqrt{\lambda^2 - (\lambda^2 - 1) \left(\frac{\gamma + 1}{2\gamma} \right)^2}. \quad (5.14)$$

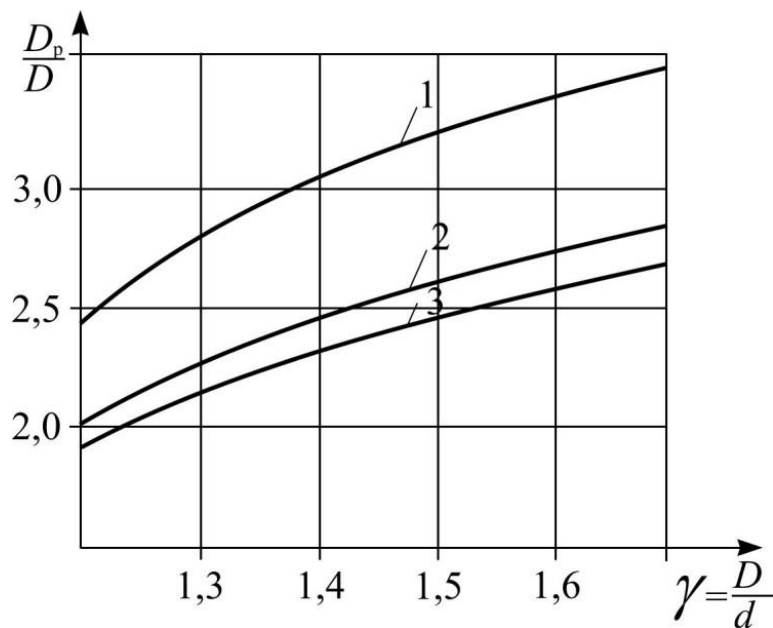


Рис. 5.1. Визначення зони руйнування при комбінованому формуванні свердловини: 1 – твердий супісок; 2 – напівтвердий суглинок; 3 – тугопластична глина

5.4.2. *Вибираємо* максимальну довжину кільцевидного наконечника, яка визначається довжиною утворюваного керну із графіка (рис. 5.2).

5.4.3. *Кількість циклів*, яка необхідна для екскавації ґрунту на зовні із трубчастої частини наконечника визначається довжиною утворюваного керну $l_k = l_H$

$$n_{\text{ц}} = \frac{L_{\text{св}}}{l_k}. \quad (5.15)$$

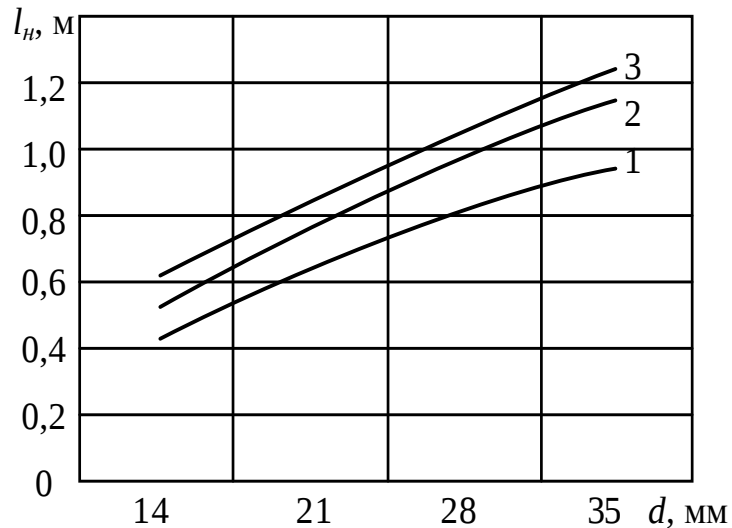


Рис. 5.2. Залежність максимальної довжини наконечника від його внутрішнього діаметра: 1 – для твердого супіску; 2 – для напівтвердого суглинку; 3 – для тугопластичної глини

5.4.3. *Визначаємо* зусилля продавлювання наконечника кільцевидної конструкції для комбінованого методу із зовнішнім конусом за залежністю [191]

$$P_{\Sigma} = \pi E_{\text{гр}} (1 + f \text{ctg} \beta_k) \times$$

$$\times \left[\frac{3\gamma^2 - 2\gamma - 1}{16} - \frac{\gamma^2 - 2\gamma - 1}{16 \left[1 - \left(\frac{\gamma + 1}{2\gamma} \right)^2 \right]} - \frac{\frac{(\gamma + 1)^4}{\gamma^2}}{128 \left[1 - \left(\frac{\gamma + 1}{2\gamma} \right)^2 \right]} \right] \frac{D^2}{\gamma^2} +$$

$$+ \frac{\pi D^2}{4\gamma^2} q_{\text{кр}} \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{4f\xi l_H \gamma}{D}}} \right) + \pi D \sigma_1 f l_H. \quad (5.16)$$

5.5. Алгоритм визначення параметрів циліндричного наконечника зі зрізаною лобовою площиною та величини поперечного відхилення його від поздовжньої осі руху

Послідовність визначення параметрів і величини відхилення наступна:

5.5.1. *Визначаємо кут* нахилу лобової площини наконечника до горизонту із умови руху ґрунту по лобовій площині

$$\beta < \arcsin \sqrt{\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} - \left(\frac{f}{1+f^2}\right)^2}}. \quad (5.17)$$

5.5.2. *Визначаємо кут* нахилу лобової площини наконечника до горизонту із умови міцності матеріала штанги на згин

$$\beta \geq \operatorname{arccctg} \left(f + \frac{8W[\sigma_{зг}] - qL_{\min}^2}{1,44E_{гр}D^2L_{\min}} \right). \quad (5.18)$$

5.5.3. *Визначаємо осьову та поперечну сили, що діють на наконечник*

$$P_y = 0,36E_{гр} \left[(1-f^2) + 2f \cdot \operatorname{ctg}\beta \right] D^2; \quad (5.19)$$

$$P_x = 0,36E_{гр} (\operatorname{ctg}\beta - f) D^2. \quad (5.20)$$

5.5.4. *Виравовуємо поперечне відхилення* циліндричного наконечника зі зрізаною еліптичною головкою в залежності від довжини пройденого шляху L

$$S = \frac{0,9E_{гр}(1-f \cdot \operatorname{tg}\beta)}{E_{зг}D^3 \frac{\gamma^4 - 1}{\gamma^4} \beta_n} L, \quad (5.21)$$

$$\beta_n = \sqrt[4]{\frac{k_n}{4E_{зг}I}}. \quad (5.22)$$

Висновки

1. Створено алгоритм вибору технологій утворювання горизонтальних свердловин шляхом статичного задавлювання робочого органу в ґрунт для умов прокладання розподільних мереж в стислих міських умовах на відстань до 100 м та діаметром до 400 мм.

2. В основі вибору існуючих технологій статичної дії утворення горизонтальних свердловин було закладено умови підвищення якості та ефективності виконання робіт, яке полягає в забезпеченні відповідності її траєкторії до проектної та збереженні основи доріг та прилеглих комунікацій від їх руйнування при деформуванні ґрунту робочим обладнанням.

3. Розроблені алгоритми визначення основних параметрів і опору переміщенню робочих органів для формування горизонтальних свердловин з урахуванням їх технологічних особливостей процесу.

4. В основі визначення зусилля проколу при утворенні підземних свердловин способом проколювання було закладено умову використання оптимального куту загострення конусного наконечника в межах $50\text{--}55^\circ$ та розрахункової величини оптимального діаметру конусного наконечника з виступами. Визначено максимально ефективний діаметр створення свердловини методом статичного проколу ґрунту.

5. Алгоритм визначення параметрів кільцевидного наконечника для утворення підземних свердловин комбінованим способом враховує відстань, на яку розповсюджуються руйнівні деформації в ґрунті та максимальну довжину наконечника із умови утворення керна у внутрішній порожнини циліндричної частини наконечника, яка визначає сили опору ґрунту продавлюванню та крок просування після якого відбувається екскавація ґрунту желонкою або шнеком.

6. Алгоритм визначення параметрів циліндричного наконечника зі зрізаною лобовою площиною та величини поперечного відхилення його від поздовжньої осі руху передбачує визначення кута нахилу лобової площини наконечника із умови міцності матеріалу штанги на згин у залежності від типу ґрунту. Визначення траєкторія руху проколюючого органу в ґрунті отримано у вигляді залежності поперечного відхилення асиметричного наконечника(зрізаного циліндра) в залежності від довжини пройденого шляху.

7. Інженерні алгоритми можуть бути використані у процесі проектування та створення установок статичної дії та їх обладнання для створення горизонтальних свердловин з умови максимально ефективного їх використання при безтраншейному прокладанні розподільних підземних комунікацій в стислих міських умовах.

6. ПРАКТИЧНЕ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ В НАРОДНЕ ГОСПОДАРСТВО

6.1. Установки та обладнання для реалізації технологій проколу та продавливання при безтраншейному прокладанні підземних комунікацій

Результати досліджень по створюванню вискоефективних та малогабаритних установок статичної дії для безтраншейного прокладання підземних комунікацій були прийняті до виробництва ТОВ «Науково-виробниче підприємство «Газтехніка» відповідно до вимог щодо поставлення продукції на виробництво [219–221]. Розроблені технічні завдання та розрахунки лягли в основу проектування та виготовлення установок, наведених на рис. 6.1.



Рис. 6.1. Установки, що розроблені за результатами дисертаційних досліджень та прийняті до виробництва «Науково-виробничим підприємством «Газтехніка»

Всі установки призначені для створення горизонтальних свердловин в талих ґрунтах II та III категоріях міцності, типу супісок, суглинок та глина що поширені на 75 % території України. В цьому випадку гарантується створення свердловин з стійкими стінами без використання дорогих бентонітових сумішей. Допускаються кам'яні включення розміром до 50 мм. Використання установок неефективно в заболочених ґрунтах, в піску та в напівскальних породах.

Подібними установками можуть бути укомплектовані будівельно-монтажні організацій України, які зайняті у сфері прокладання розподільних підземних комунікацій в стислих міських умовах.

Розглянемо призначення та сфери застосування окремо кожної установки.

Установка для проколу ґрунту МП-250 та її робоче обладнання (рис. 6.2) призначені для безтраншейного прокладання підземних інженерних комунікацій (водогонів, кабельних ліній зв'язку, розподільних газових мереж та інше) на ділянках перетину мереж з дорогами, трамвайними коліями та іншими інженерними спорудами з утворюванням горизонтальної свердловини статичним проколом ґрунту.

Технічні характеристики наступні. Діаметр лідерного проколу ґрунту становить 65 мм. Максимальне розширення свердловини конічними розширювачами складає 273 мм. Розширення свердловини кільцевими ножами складає 425 мм. Гарантована точність проколу досягається в межах довжини прольоту 20 м. Номінальний тиск рідини у гідроприводі – 16 МПа. Розрахунковий осьовий тиск від двох гідроциліндрів з поршневою порожниною діаметром 100 мм складає до 250 кН.

Установка може використовуватися у якості силового домкрату для проколу ґрунту за один прохід трубою з конусним наконечником та продавлювання труб з відкритим наконечником. Діаметр в першому випадку досягає 225 мм, а в другому 325 мм.

Установка для корекції траєкторії руху робочого органу в ґрунті МП-250К (рис. 6.3) призначена для вирішення аналогічних завдань але для формування свердловин з довжиною прольотів більше ніж 20 м, коли по ряду причин точність не може бути гарантована. Для корекції траєкторії руху під час проколу ґрунту використовується спеціальний робочий орган з можливістю

оперативної зміни форми наконечника на конусну – для осьового переміщення, та скошену площину для відхилення від осі руху, або для корекції руху у випадку непередбачуваного відхилення від осьового руху.



а



б



в



г



д



е



ж



з



і



к

Рис. 6.2. Установка для проколу ґрунту МП-250 та її обладнання:
а – установка; б – гідростанція; в – штанги; г – конусні розширювачі;
д – кільцеві ножі; е – проколююча головка з виступаючою голкою та
стабілізаторами; ж – наконечники з виступами; з – зачисні скребки;
і – циліндричний наконечник з загостреною кромкою (желонка);
к – циліндрично-конічний наконечник

Змонтована на штоку гідроциліндру гвинтова пара та стопорний пристрій дозволяє керувати рухом робочого органу під час проколу ґрунту без припинення процесу. Запропоноване рішення дозволяє підвищити точність проколу та поширити використання методу статичного проколу з 20 м довжини свердловини до 100 м. Інші характеристики і можливості установки співпадають з характеристиками установки МП-250.



Рис. 6.3. Установка для корекції траєкторії руху робочого органу в ґрунті МП-250К та її обладнання

Ґрунтопроколююча установка з гвинтовим робочим органом ГВУ-60 (рис. 6.4) завдяки малим габаритам та відсутністю осьового зусилля найбільш ефективна для використання в стислих міських умовах.



Рис. 6.4. Ґрунтопроколююча установка з гвинтовим робочим органом ГВУ-60

Просування робочого органу з конічним наконечником утворюється завдяки силового крутного моменту. Зменшення силової дії на ґрунтопроколюючий робочий орган та прилеглий ґрунт при створенні свердловини знижує вірогідність руйнування основи доріг та пошкодженню сусідніх комунікацій. Завдяки тягнучій силі, що утворюється безпосередньо на проколюючій головці, досягається підвищення точності траєкторії при формуванні свердловини. Утримання установки від обертального моменту забезпечується гвинтовими анкерами, що притягують її до поверхні ґрунту.

Установка має крутний момент від приводу обертання 750 Нм, якого достатньо для здійснення піонерного проколу гвинтовим робочим органом діаметром 65 мм, та подальшого розширення свердловини до 200 мм у три етапи.

Установка для руйнування та заміни зношених підземних трубопроводів УЗТ-250 (рис. 6.5) призначена для реконструкції зношених підземних трубопровідних мереж з чавуну, азбесту, залізобетону та сталі.



а



б

Рис. 6.5. Установка для руйнування та заміни зношених підземних трубопроводів УЗТ-250:

а – установка з гідростанцією та тягнучим тросом; б – розрізаний ніж з роликами з загостреною кромкою та конусом для формування нової свердловини

Полягає в руйнуванні або розрізанні старої труби, формуванні горизонтальної свердловини в створі старої труби та протягування нового трубопроводу, або захисного футляру під інженерні комунікації. Установка працює з колекторного колодязю без присутності в ньому людини. Руйнування старої труби здійснюється пересуванням ножового робочого органу за допомогою тросу по старому трубопроводу. Заміна трубопроводу здійснюється на нову багатошарову трубу з поліетилену. Така труба витримує значні навантаження та має термін експлуатації до 100 років. Протягування трубопроводу скрізь утворену свердловину здійснюється одночасно з переміщенням руйнівального ножа до якого вона приєднується.

Конструкція установки УЗТ-250 має суттєві відзнаки від існуючих лебідок та відомих установок для руйнування старих труб та полягає в наступному. Завдяки оригінальному кінематичному рішенню при компактності конструкції її тягнуча сила від гідравлічного приводу досягає 25 т. Руйнівальний ніж складається з системи роликів різного діаметру, які зроблені з твердосплавної сталі, що забезпечує руйнування сталюї труби довжиною до 10 км. Діаметр тросу складає 18 мм. Робочий тиск у гідравлічній системі – 16 МПа. Максимальний діаметр сталевोї труби, яка підлягає розрізанню – 219 мм.

Установка може використовуватися для протягання конусних розширювачів та кільцевих ножів при розширенні свердловин.

Установка для розробки свердловин в ґрунті УБГТ-30 (рис. 6.6) має універсальне призначення.

Крім прокладання інженерних комунікацій вона може використовуватися при похилому бурінні свердловин для укріплення фундаментів будинків набивними палями або закладання зондів методом павука (буріння похилих свердловин з однієї точки) для теплових насосів та вертикального буріння на воду.

Свердловина формується буровою головкою з виносом зруйнованої породи водою, яка подається крізь штанги в зону роботи бура, які нарощуються по мірі просування обладнання в ґрунт. Механізм подачі і обертання відбувається за допомогою тихохідних високомоментних гідромоторів, які працюють в комбінованому режимі від гідравлічної станції з двома незалежними розподілу потоків гідравлічної рідини для приводу виконавчих механізмів.



Рис. 6.6. Універсальна установка для розробки свердловин в ґрунті УБГТ-30

При роботі установки може бути застосований буровий розчин, який призначений як для видалення зруйнованого ґрунту, так і для змащення стінок свердловини, стабілізації її поверхні свердловини та охолодження робочого інструменту.

Утворення лідерної свердловини зі скривленою траєкторією відбувається як і при технології керованого проколу за допомогою головки з асиметричним наконечником та навігаційної системи.

Розширення здійснюється буровими розширювачами з одночасним виносом породи буровим розчином.

Продавлювання труби відбувається шляхом поетапного задавлювання труби в ґрунт та очищення її порожнини від керна буровою головкою та промивкою труби водою.

Установка комплектується буровою головкою з зовнішнім діаметром 190 мм та пустотілими штангами діаметром 48 мм та довжиною 120 мм. Максимальне осьове напірне зусилля складає 5 т. Рекомендована довжина горизонтальної свердловини 25 м,

похилої або вертикальної до 100 м. Максимальний діаметр після розширення свердловини буровими розширювачами 300–350 мм. Максимальний діаметр сталевий труби при продавлюванні 219 мм. Номінальний тиск в гідросистемі 16 МПа. Потужність приводу 12,5 кВт. Максимальні об'ємні витрати насосів складає: для приводу подачі – 10 м³/хв, для приводу обертання 32 м³/хв. Швидкість переміщення каретки 1,7–5,5 м/хв. Габарит установки 2680 × 1030 × 640 мм. Маса установки – 235 кг. Для стабілізації положення установка комплектується гвинтовими анкерами.

Телеметрична система контролю руху проколюючої головки в ґрунті СКР-2.4 призначена для контролю за положенням проколюючої головки під час горизонтального проколу ґрунту та керуванням траєкторії її руху (рис. 6.7).

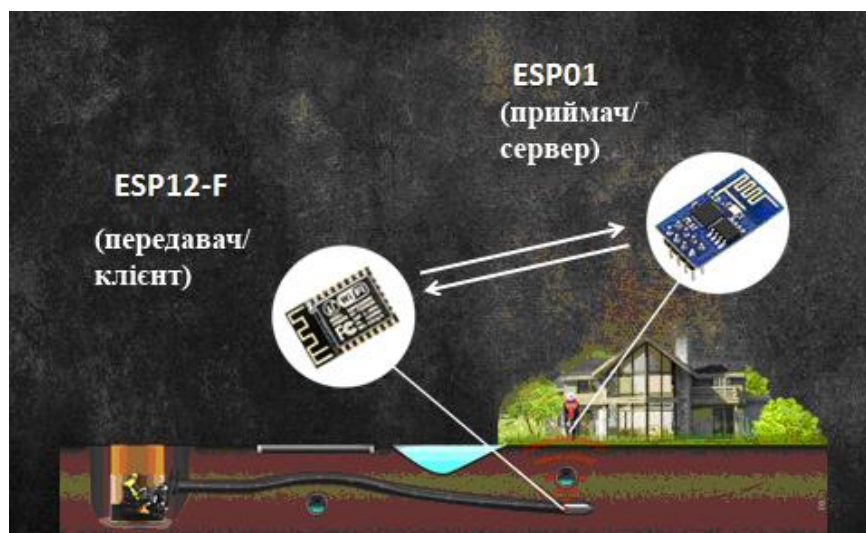


Рис. 6.7. Схема дії телеметричної системи контролю руху проколюючої головки в ґрунті СКР-2.4

Телеметрична система контролю руху ґрунтопроколюючої головки в ґрунті розроблена з використанням WIFI модулів. Система складається з передаючого та прийомного пристрою. Передаючий пристрій розміщений у проколюючій головці, в корпусі якої зроблена щілина для електромагнітного випромінювання. Приймний та передаючий пристрої виконані на основі WIFI модулів. Працює система на частоті 2,4 ГГц. Ця система значно дешевша від зарубіжних фірм, які працюють на низькочастотному діапазоні 1,5–30 кГц. Система є автономною та живиться від акумулятора. Розроблена система спрощує визначення координат проколюючої головки в ґрунті та відхилень від заданої

траєкторії, дозволяє підвищити ефективність проколу ґрунту методом статичного проколу за рахунок можливості своєчасної корекції або припинення процесу.

Частота роботи системи 2,4 Гц. Напруга живлення акумуляторної батареї – 9В. Максимальна глибина виявлення головки в ґрунті – 3 м. При передачі сигналу по кабельному зв'язку глибина не обмежується. Може працювати з усіма запропонованими установками.

6.2. Технологічні особливості створення порожнин та прокладання в них підземних комунікацій

Представлені в розділі 6.1 установки використовуються для виконання робіт по безтраншейному прокладанні інженерних комунікацій. У зв'язку з цим розглянемо технологічні особливості виконання робіт.

Специфіка робіт по безтраншейному прокладанню комунікацій припускає оперативне та якісне виконання робіт у стислих виробничих міських умовах.

Для виконання безтраншейного прокладання комунікацій установками статичної дії слід керуватися рекомендаціями [142, 159–164].

Траса переходу під дорогами та іншими перешкодами повинна бути ретельно досліджена на наявність комунікацій, що розташовані поруч та виявлення фізико механічних властивостей ґрунту.

На першому етапі з обох боків перешкоди спочатку траси та в її кінці відривають два напрямки: стартовий та прийомний. В стартовому розміщується установка, а з прийомного зтягується захисний футляр.

Розміри напрямків визначаються залежно від ґрунтових умов і габаритів будівельного обладнання для безтраншейного прокладання для кожного конкретного випадку індивідуально. Приблизні розміри робочого котловану для різної глибини закладання труби дорівнюють: довжина 1,5–2 м, ширина – 1,2–1,5 м.

У суглинках і глинах при можливому зволоженні їх у результаті дощів або розтавання снігу крутість відкосів не повинна

перевищувати 1:1. Найбільша допустима крутість відкосів котлованів, що розробляються в ґрунтах природньої вологості відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» [222] і ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [223] та інших нормативних документів [224, 225].

Розмір периметру дна стартового приямка (рис. 6.8) повинні забезпечувати вільне розміщення в ньому установки з можливістю її обслуговування оператором.

В залежності від ґрунтових умов та діаметра трубопроводу, що прокладається, глибина приямка може досягати декількох метрів. В зв'язку з цим можливе обвал ґрунту в зону роботи оператора. Якщо глибина приямку досягає критичної, при якій порушується умова стійкості стінок приямку, то необхідно використовувати спеціальні металеві або дерев'яні щити.

Облаштування прийомного приямку (рис. 6.8) здійснюється за умови забезпечення входження захисного футляру у вигляді трубопровідної плеті в свердловину з таким радіусом R_T , яка б виключила деформаційні пошкодження труби.



Рис. 6.8. Розміщення установки в стартовому приямку

Для поліетиленових труб ці радіуси відомі з наступного джерела [74].

Якщо температура навколишнього середовища нижче $+ 20^{\circ}\text{C}$ радіус труби повинен бути

$$R_T \geq 50D_T, \quad (6.1)$$

де D_T – зовнішній діаметр поліетиленового трубопроводу.

Достатній радіус згину поліетиленових труб при температурі зовнішнього середовища більше $+ 20^{\circ}\text{C}$ слід приймати

$$R_T \geq 30D_T. \quad (6.2)$$

При цьому швидкість затягування труби в свердловину повинна бути не більша $0,15 \text{ км/г.}$

Для сталевих футлярів, у зв'язку з їх високими пружними властивостям, а також необхідністю збереження антикорозійного покриття виникає необхідність відривати прямок більшого розміру, довжину якого доцільно робити рівною стандартній довжині труб, а саме: 6 м, 8 м и 12 м. Процес затягування труби в свердловину при цьому здійснюється покроково, шляхом послідовного з'єднання кожної секції в прямку за допомогою електро-дугового зварювання. При потребі довжину секції зменшують.



Рис. 6.9. Затягування футляра у свердловину

Враховуючи малі габарити та невелику вагу комплекта робочого обладнання та його гідростанції їхнє транспортування

здійснюється легким автомобільним транспортом а підйомні операції здійснюються вручну (рис. 6.10).



Рис. 6.10. Доставка ґрунтопроколюючої установки та комплекту обладнання до будівельного майданчика

Ці ж особливості дозволяють здійснювати безтраншейне прокладання нових та реконструкцію зношених трубопроводів із середини колодязних кілець, діаметр якого, наприклад, для установки МП-250 потрібний 1,5 м (рис. 6.11).



Рис. 6.11. Монтаж обладнання в колодязі

Реконструкція зношених трубопроводів відбувається наступним чином: спочатку зі стартового колодязя крізь стару трубу просовують складову штангу довжиною прольоту. Потім у прийомному колодязі до неї приєднується розрізний ніж та вертлюг з цанговим захватом для нової поліетиленової труби. Під час просування штанги у зворотному напрямі ніж руйнує стару керамічну трубу та конічною частиною її залишки вдавлює в ґрунт утворюючи простір для нової труби. Аналогічним є процес з руйнуванням сталльної труби. Тільки для її розрізання використовують спеціальні ножі з твердосплавного матеріалу або ролики з загостреною кромкою. Труба після цього розвальцьовується та ущільнюється у стінки свердловини.

6.3. Вибір навігаційної системи та обґрунтування сфери їх ефективного використання при статичному формуванні свердловин в ґрунті

Як було відмічено раніше – скривлення свердловин приводить до нераціональних витрат праці по пошуку ґрунтопроколюючої головки і до повторних проходів у випадку недопустимих відхилень. Крім того, скривлення свердловини викликає ряд ускладнень у процесі проходки: можливість пошкодження сусідніх підземних споруд і комунікацій, зростання сил опору у зв'язку із скривленням осі свердловини, що призводить до перевитрат палива чи електроенергії (у залежності від привода) та передчасному зношуванню обладнання.

Розглянемо їх принципи дії та визначимо зони ефективного використання кожного з методів.

Для своєчасної реакції відхилення головки від проектної осі траси під час проколу розроблені також рекомендації по застосуванню телеметричної системи керування рухом робочої головки в ґрунті.

У запропонованій системі передача інформації здійснюється за допомогою Wi-Fi модулів [13–16], що розташовуються як в середині бурової головки, так і у приймаючому пристрої на поверхні ґрунту.

Конструкція приймно-передаючих Wi-Fi модулів має коаксіальні виводи, які дозволяють в залежності від обраного типу зв'язку підключити кабель або збуджуюче у хвильоводі хвилю пристрій або передаючу та прийомну антени для передачі інформації безпосередньо крізь ґрунт (рис. 6.12).



Рис. 6.12. Зовнішній вигляд робочих макетів модулів приймально-передаючої системи:
а – приймач; б – передавач

Визначення координат положення в просторі головки відбувається за допомогою 3-х осьового акселерометру. Використовуючи дані з обох датчиків можливо отримати точні координати в градусах від зафіксованого початкового положення.

На рис. 6.13 показано просторове положення бурової головки в залежності від координат відхилення по 3-ох осях X , Y , Z .

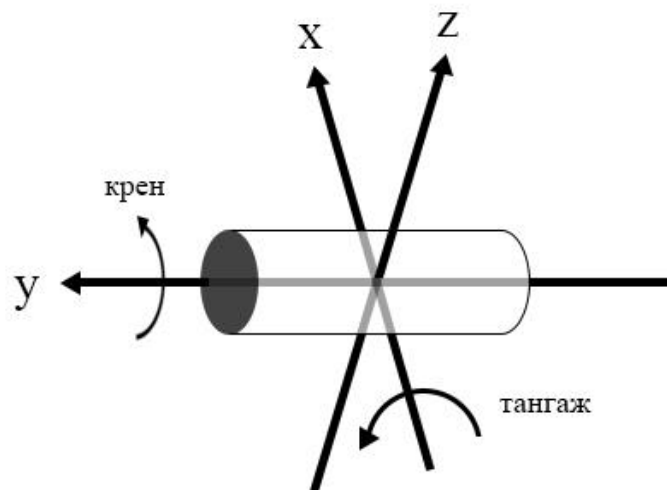


Рис. 6.13. Положення проколюючої головки в просторі

Перед тим, як розмістити передатчик в ґрунтопроколюючу головку, необхідне відкалібрувати гіроскоп та акселерометр. Після

завершення калібрування передаючий пристрій установлюють в проколюючу головку.

Передатчик уявляє собою колбу, в якій розміщені: Wi-Fi модуль, мікроконтролер, акумулятор, 3-х осьовий гіроскоп, 3-х осевий акселерометр, система стабілізації електроживлення, коаксіальний вивід.

Структурна схема телеметричної системи зображена на рис. 6.14.



Рис. 6.14. Структурна схема телеметричної системи

Розглянемо принцип роботи вимірювальної системи при використанні ґрунту як середовища розповсюдження хвиль. Передача інформації від передавача до приймача на поверхню відбувається з використанням технології Wi-Fi, яка працює на частоті 2,4 ГГц.

Для цього, в проколюючий орган розміщуються передавач до якого приєднаний випромінювач (рис. 6.15).

Для електромагнітного випромінювання в головці спеціально прорізані щілини, що виконують функцію щільових випромінювальних антен. Приймач, що розміщений на денній поверхні, приймає електромагнітне випромінювання від передавача за допомогою рупорної антени. По рівню сигналу, що приймається можна визначити місце знаходження проколюючої головки у ґрунті.

При знаходженні піка сигналу можна установити де знаходиться головка. Інформацію про кутові відхилення від траєкторії руху забезпечують датчики передавача (акселерометр і гіроскоп) шляхом модуляції коливач інформаційним сигналом. Точка вимірювань виявляється кількістю та довжиною штанг, що просуваються в ґрунт разом з проколюючою головою та розміщеним в ній передавачем.



Рис. 6.15. Проколююча головка зі вставленим передавачем

Розглянемо методику визначення координат бурової головки при використанні кабельного з'єднання. Дана методика використовується в випадку, коли виконується умова $\lambda > 3,14R$ для обраного діаметру труби, що прокладається. Суть методики полягає в способі передачі інформації від передатчика, що розміщується в головці в ґрунті на поверхню до приймача з використанням коаксіального кабелю. Передавач, що має коаксіальний вихід, підключається до спеціального коаксіального роз'єму на задній втулці і встановлюється в бурову головку. З іншого кінця коаксіального роз'єму до передавача підключається коаксіальний кабель від прийомного Wi-Fi модуля, що також має коаксіальний вхід.

Задана траса умовно ділиться на ділянки по 5 метрів, що відповідає довжині круглих хвильоводів, якими є штанги установки. Таким чином, передавач безпосередньо з'єднується з приймачем коаксіальним кабелем. При проходженні ділянки траси у 5 метрів проколу буровою головою до коаксіального кабелю, що знаходиться у першій штанзі, через спеціальний коаксіальний роз'єм підключається новий кабель, що розміщений у другій штанзі й прокол продовжується. Операція повторюється в процесі проколу до кінця траси.

Визначення координат положення бурової головки здійснюється за допомогою 3-х осьового акселерометра, 3-х осьового гіроскопа та магнітометра. Отримані дані з датчика положення передаються приймачу на поверхню з використанням коаксіального кабелю, що протягується в середині пустотілої металеві штанги.

Рівень затухання електромагнітного сигналу в коаксіальній лінії передачі оцінювався за допомогою коаксіального атенюатора, який послідовно підключався між коаксіальними виходом та входом передаючої та прийомної частинами вимірювальної системи. Рівень прийомного сигналу в залежності від внесеного коаксіальним атенюатором послаблення показано на рис. 6.16

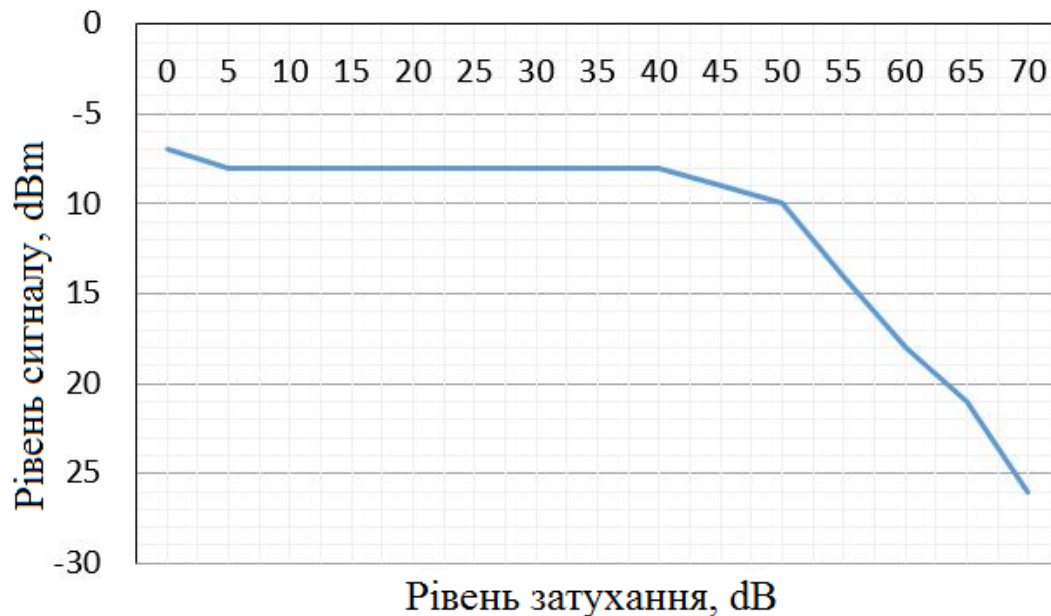


Рис. 6.16. Рівень прийомного сигналу в залежності від внесеного затухання коаксіальною лінією

Із рис. 6.16 видно, що Wi-Fi система з коаксіальним кабелем з затуханням до 45 дБ забезпечує майже однаковий рівень прийомного сигналу в межах 50 м.

Розглянемо методику визначення координат бурової головки при використанні безкабельної лінії передачі. Дана методика використовується, якщо виконується умова $\lambda > 3,14R$ для вибраного внутрішнього діаметра штанги. У цьому випадку антена передавача збуджує в коловому хвильоводі (штанзі) хвилю типу H_{11} . Дана хвиля розповсюджується по штанзі та сприймається прийомним Wi-Fi модулем. По довжині штанги можна визначити відстань, що пройшла бурова головка, а датчики в передаючій частині системи дають інформацію про кути руху бурової головки.

Телеметрична система з коаксіальною та хвильоводною лінією передачі підтримує стабільну передачу інформації не залежно від глибини проколу ґрунту.

6.4. Перспективи удосконалення статичного проколу ґрунту шляхом використання гвинтової тягнучої сили

Одним з недоліків ґрунтопроколюючих установок статичної дії є значні напірні зусилля, які треба передавати на робочий орган. При цьому штанги, що передають ці зусилля від установки знаходяться в стислому стані та вже на деякій відстані втрачають свою стійкість, що приводить до їх згину та передають поперечний момент на тильну частину робочого органу, що являє собою одну з можливих причин відхилення його руху від проектної осі. Цей процес починає проявляти себе на відстані, наприклад, для установок з силовим напірним зусиллям 25 т в різних ґрунтах, згідно розрахунків по формулі Ейлера [194, 195], вже через 4–7 м. Цей процес повторюється по мірі просування робочого органу та нарощування штанг. Очевидно, що величина відхилення створеної хвилі залежатиме від зазору між штангою та стінкою свердловини. Збільшити ділянку стійкості штанг можливо тільки шляхом збільшення моменту опору перетину штанг, тобто збільшенням діаметру штанг та товщині її стінок. Це в свою чергу призведе до збільшення ваги кожної штанги, що при ручному їх скручуванні є не бажаним.

Відмічені недоліки установок традиційної дії за допомогою силових домкратів усуваються шляхом просування робочого органу з конічним наконечником завдяки гвинтовій навивці та силового крутного моменту. Зменшення силової дії на ґрунтопроколюючий робочий орган та прилеглий ґрунт при створенні свердловини знижує вірогідність руйнування основи доріг та пошкодження сусідніх комунікацій. Завдяки тягнучій силі, що утворюється безпосередньо на проколюючій головці досягається підвищення точності траєкторії при формуванні свердловини.

Технічні рішення цієї задачі наведені в патентах [9, 10]. Принцип дії представлений на рис. 6.17.

Технологічні особливості процесу проколу та прокладання трубопроводів полягають у наступному. На першому етапі відриваються з кожного боку перешкоди стартовий (1) та прийомний (2) котловани. На дні стартового котловану виставляється установка (3). Потім формується пілотна свердловина шляхом загвинчування лідерного гвинтового проколюючого робочого органу у ґрунт (рис. 6.17, а).

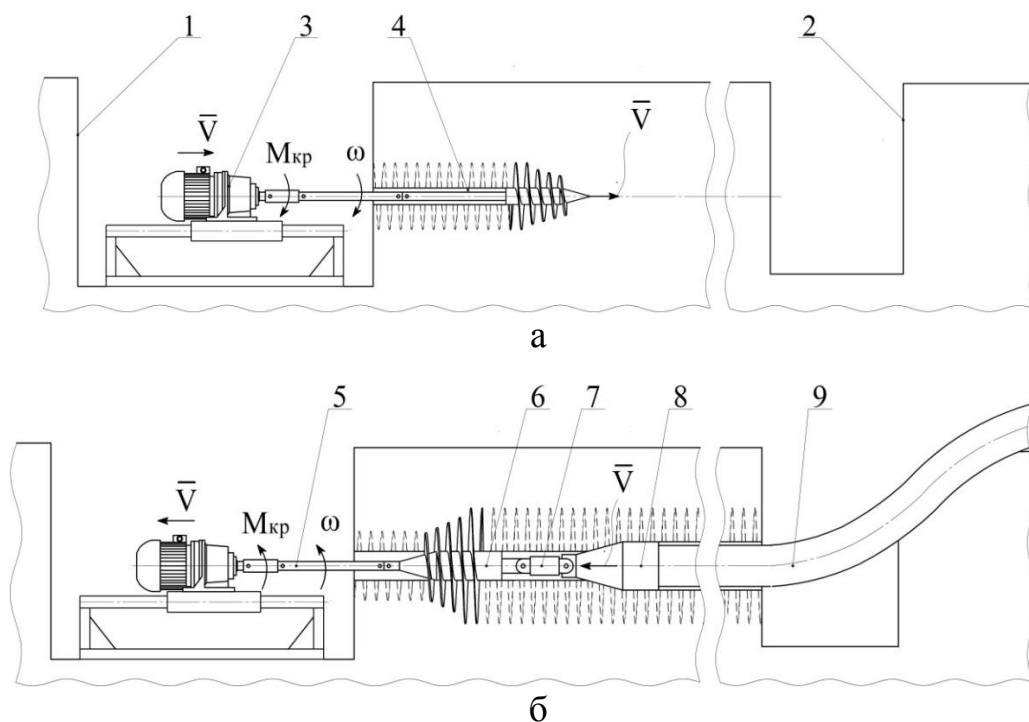


Рис. 6.17. Поетапна розробка свердловини та прокладання футляра гвинтовим робочим органом:

1 и 2 – стартовый и приёмный котловани; 3 – установка;
4 – свердловина; 5 – штанги; 6 – гвинтовой рабочий орган;
7 – вертлюг; 8 – конусный расширяч з захватом для трубы; 9 – труба

Таблиця 6.1

Пропонований типоряд ґрунтопроколюючих установок з гвинтовим робочим органом

Назва установки	Габаритні розміри, м			Маса, кг	Діаметр лідерного проколу, мм	Потужність приво-ду, кВт	Макс. робо-чий тиск, МПа	Макс. момент обер-тання, кН/м	Швид-кість про-колу, м/хв
	довжина, м	ширина, м	висота, м						
ГПУ-800	1,2	0,5	0,5	110	40	3	16	800	1
ГПУ-1600	1,4	0,6	0,5 5	135	63	9,5	16	1600	1

При необхідності розширення створеної свердловини в неї запускають робочий орган з більшим діаметром проколюючого

стержня (рис. 6.18, б). Після досягнення необхідного діаметру свердловини відповідним ГПРО з розробленого типоряду робочих органів (табл. 6.1) в її порожнину одночасно під час останнього розширення затягується захисний футляр.

Проведеними теоретичними та експериментальними дослідженнями в ХНАДУ [37] було підтверджено працездатність запропонованої технології. Були отримані розрахункові залежності по визначенню складових сил опору на гвинтовим ґрунтопроколюючому органі в залежності від властивостей ґрунту, встановлені раціональні параметри гвинтової навивки в залежності від діаметра утворюваної свердловини.

Було встановлено, що для ефективного створення свердловин для безтраншейного прокладання трубопроводів методом гвинтового проколу ґрунту повинні використовуватись установки різної потужності, які повинні мати свої сфери застосування. Для цього було розроблено технічне завдання на створення типового ряду установок та передано для засвоєння виробництва на підприємство «НВП «Газтехніка ЛТД». Характеристика установок для безтраншейного прокладання комунікацій з використанням ГПРО представлені в табл. 6.1.

Ґрунтопроколююча установка УГП-60 в роботі показана на рис. 6.18 Навчальний момент та проколу ґрунту та його завершення представлені на рис. 6.18. Нарощування штанг відбувається вручну. Керування обертотворним рухом робочого органу відбувається за допомогою гідромотору розподільним пристроєм.

Номинальний тиск в гідросистемі 16 МПа забезпечує максимальний обертотворний момент на робочому органі до 800Н·м.

Оскільки загвинчування ГПРО в ґрунт викликає необхідність створення крутих моментів, то утримання установки від перевертання її необхідно притягувати до поверхні ґрунту анкерними пристроями. Стержень анкеру має розміри: діаметр стержня 48 мм, діаметр лопаті 120 мм та крок – 35 мм. Згідно розрахунків зусилля анкерів на відрив у кількості 4 штук забезпечує стійку роботу установок з обертотворним моментом до 1500 Н·м. Анкерування установки до ґрунту забезпечує високу надійність та безпечну роботу установки.

Отримані позитивні результати дають попереднє уявлення про процеси та можливість їх реалізації. Для впровадження технології утворення свердловини гвинтовим робочим органом ще необхідно проведення додаткових досліджень, які б дали відповіді на ряд технологічних питань.



а



б



в

Рис. 6.18. Експериментальна ґрунтопроколююча установка з гвинтовим робочим органом в дії:
а – зовнішній вигляд установки; б – початок проколу;
в – завершення проколу

Зокрема, як буде відбуватися процес при безперервній подачі робочого органу шляхом заміни складових штанг на тросовий привід обертання. Згідно з цією пропозицією, наведеною в патенті [8] відмова від важкого ручного процесу з'єднання штанг може значно підвищити швидкість проколу ґрунту та скоротити кількість робочих для обслуговування установки.

В цілому приведені дані свідчать про високу ефективність проведеного дослідження націленого на удосконалення методів створення горизонтальних свердловин для безтраншейного прокладання інженерних комунікацій, головні наукові положення яких опубліковані в роботах [3–10, 15, 23, 24, 26, 37, 67, 152, 187, 189–193, 199, 209, 229–246]. Результати роботи отримали відображення також в подальшому розвитку в питаннях розрахунку гідравлічного приводу установок, технологій прокладання систем інже-

нерних комунікацій, надійного та безпечного життєзабезпечення населення міст енергоносіями, водою, системами зв'язку та інше, підготовки професійних кадрів по будівництву мереж та їх експлуатації, які знайшли своє відображення в публікаціях [11, 247–259].

Висновки

1. Відповідно до розробленої методології і алгоритмів визначення технологій і раціональних параметрів робочих органів було розроблено технічне завдання на виготовлення ряду установок з комплектом робочого обладнання різного технологічного призначення для безтраншейного прокладання інженерних комунікацій.

2. Виготовлені установи статичної дії для утворювання комунікаційних порожнин в ґрунті: МП-125; МП-250; УГКД-180; УЗТ-250 та УБГТ-50 мають технічні характеристики та оснащені комплектуючим обладнанням, які забезпечують прокладання розподільних інженерних комунікацій крізь свердловини утворені методами проколу, продавлювання та їх комбінації на відстань до 100 м і діаметром до 400 мм.

3. Визначені в роботі технологічні особливості будівництва підземних переходів і технічні можливості створених установок для безтраншейного прокладання інженерних комунікацій покладені в основу розроблення економічно обґрунтованої системи контролю положення робочого обладнання в ґрунті та керування його рухом.

4. Створена конструкція навігаційної системи СКР-2.4 з використанням приємно-передаючих Wi-Fi модулів надає можливість в 3–4 рази підвищити дистанцію прольотів та точність утворювання комунікаційної порожнини.

5. Визначені міри безпеки праці при роботі з установками для горизонтального формування свердловин в ґрунті, які покладені в основу розроблених технологічних карт на проведення робіт по безтраншейному прокладанню інженерних комунікацій методами проколу, продавлювання і їх комбінації та утворенню лідерної свердловини шляхом керування рухом ґрунтопроколюючого робочого органу в ґрунті.

6. Визначено перспективні задачі по удосконаленню статичного проколу ґрунту шляхом використання гвинтової тягучої сили.

ЗАКЛЮЧЕННЯ

1. На підставі аналізу літературних відомостей сучасних технічних та наукових досягнень в галузі безтраншейного прокладання підземних комунікацій та проведених нами досліджень отримані наступні результати:

- розроблено класифікацію установок для розробки горизонтальних свердловин у ґрунті та безтраншейного прокладання у них розподільних інженерних комунікацій і при цьому встановлено, що за узагальненим показником ефективності по продуктивності, потужності та масі, найбільш ефективними є установки та обладнання, які працюють по методу статичного проколу і продавливання ґрунту;

- встановлено, що статичні методи формування комунікаційних порожнин у ґрунті мають значні обмеження по використанню, які пов'язані з низькою точністю проходки та великою зоною радіального ущільнення ґрунту, що обмежує їх область використання в межах довжини проходки до 20–25 м та по діаметру свердловини до 250–300 мм, що не відповідає сучасним вимогам до прокладання розподільних комунікацій, для яких діаметр свердловини складає 400 мм, а довжина проходки досягає 100 м;

- визначено, що підвищити ефективність робіт установок статичної дії і їх використання відповідно до визначених умов можливо за рахунок керованості процесу проколу ґрунту та зменшення впливу розповсюдження деформації на основу доріг і прилеглі комунікації шляхом використання комбінованого методу розроблення свердловини.

2. Розроблено методологічні основи створення робочих органів для формування комунікаційних порожнин у ґрунті, які базуються на наступних підходах:

- вперше було систематизовано наконечники робочих органів статичної дії різного технологічного призначення для створення комунікаційних порожнин у ґрунті, які в узагальненому вигляді мають форми конічно-циліндричну, кільцевидну та асиметричну;

- вперше для визначення закономірності розподілу тиску ґрунту на робочих поверхнях наконечників було застосовано закон збереження маси ґрунту до і після його деформування;

- вперше запропоновано методiku отримання теоретичних залежностей розрахунку процесів створення горизонтальних

свердловин з урахуванням геометричних параметрів наконечників та нормативних фізико-механічних властивостей типових ґрунтів.

3. Розроблено метод розрахунку процесу статичного проколу ґрунту конічно-циліндричним наконечником, який включає:

- розробку теоретичної залежності для визначення закономірності розподілу нормального тиску ґрунту на робочі поверхні наконечника та теоретичних залежностей для розрахунку сил опору ґрунту його просуванню;

- визначення величини сили тертя на бічній поверхні циліндричної частини наконечника, яка досягає до 40-60% від загального опору просування його в ґрунті, наприклад, при утворюванні свердловини діаметром 200 мм в твердому супіску понад 85 кН, в напівтвердому суглинку більше 50 кН, в тугопластичній глині – 25 кН, а опір конусної частини у цих ґрунтах складає 60, 30 та 15 кН відповідно;

- визначення еквівалентного і оптимального діаметрів виступу конусної частини конусно-циліндричного наконечника, що дозволяє знизити опір просування конічно-циліндричного наконечника в ґрунті більш ніж на 25%;

- встановлення максимального зниження зусилля при проколі ґрунту еквівалентним конусно-циліндричним наконечником, що має місце для ґрунтової свердловини діаметр якої у 2 рази менший за максимально-граничні діаметри, які дорівнюють: для твердого супіску – 0,444 м; для напівтвердого суглинку – 0,295 м; для тугопластичної глини – 0,236 м. Якщо діаметр свердловини більший за максимально-граничний, то прокладання підземних комунікацій необхідно здійснювати продавлюванням або комбінованими методами.

4. Розроблено метод розрахунку процесу статичного продавлювання ґрунту кільцеподібним наконечником, суть якого заключається:

- в розробці теоретичних залежностей розрахунку сил опору ґрунту від вдавлювання кільцеподібного наконечника, всебічний аналіз яких дозволив встановити, що наконечник з двоконусним загостренням ріжучої кромки має більший опір ґрунту на 25–30% порівняно з наконечником з зовнішнім загостренням кромки за рахунок створення додаткового опору від деформування ґрунту внутрішнім конусом;

- у визначенні довжини ґрунтового керну та величини сили тертя в кільцеподібному наконечнику з зовнішнім загостренням

кромки, яка залежить від співвідношення його зовнішнього та внутрішнього діаметрів. Так, збільшення співвідношення діаметрів з 1,2 до 1,7 призводить до зменшення сил тертя майже у 2 рази, а збільшення внутрішнього діаметру у 2 рази призводить до збільшення довжини ґрунтового керна в 1,75 рази. Довжина ґрунтового керну не перевищує для різних ґрунтів 0,4–1,2 м відповідно внутрішньому діаметру наконечника 14–35 см.

– у визначенні зони руйнування ґрунту при формуванні комунікаційної порожнини комбінованим методом з використанням товстостінного кільцеподібного наконечника з зовнішнім загостренням ріжучої кромки навколо свердловини, яка складає для твердого супіску – 2,46–3,55 діаметра свердловини; для напівтвердого суглинку відповідно – 2,02–2,85 та для тугопластичної глини – 1,91–2,67.

5. Розроблено метод розрахунку процесу керованого проколу ґрунту асиметричним наконечником (у вигляді зрізаного циліндра), який включає:

– розробку теоретичної залежності для визначення горизонтальної та вертикальної реакції ґрунту на скошену лобову площину наконечника;

– розробку залежності для визначення величини поперечного відхилення наконечника на відповідній відстані в залежності від куту нахилу площини та фізико-механічних властивостей ґрунту з урахуванням впливу на процес конструкції та пружних властивостей матеріалу штанг;

– встановлення залежності для визначення критичного кута нахилу похилої площини, який визначається з умови міцності штанг на згин, максимальне значення якого для свердловини діаметром 0,2 м і штанги-0,1 м знаходиться у межах для різних ґрунтів 57–61 град., що знаходиться на межі утворення ґрунтових ядер ущільнення та втрати керованості процесу проколу.

6. Розроблена методика експериментальних польових досліджень процесів статичного проколу та продавлювання ґрунтів і створені експериментальні установки, стенди та натурні зразки наконечників робочих органів, що дозволило відтворити процеси і підтвердити їх працездатність і достовірність. Результати досліджень в цілому підтвердили теоретичні положення з визначення параметрів робочих органів та їх впливу на опір при просуванні в ґрунті залежно від його фізико-механічних властивостей та технологічних особливостей методів створення горизонтальних сверд-

ловин. Розбіжність розрахункових значень з дослідними даними не перевищує 15°.

7. На основі отриманих в дисертації методологічних основ створення мінімальноенергоємних робочих органів для формування комунікаційних порожнин в ґрунті отримано:

- алгоритм створення високоефективних наконечників відповідно до визначених методів формування горизонтальних свердловин і вимог безтраншейного прокладання розподільних мереж, які визначаються діаметром горизонтальної свердловини, довжиною і траєкторією траси, умовою залягання комунікації по глибині та властивостями найбільш поширених типів ґрунтів;

- розроблені інженерні алгоритми визначення раціональних параметрів робочого обладнання для технологій проколу, продавлювання, їх комбінації та обладнання для формування керованої траєкторії горизонтальних свердловин, можуть бути використані, як для визначення силового приводу установок, так і при проектуванні траєкторії траси пролягання комунікацій у стислих міських умовах.

8. Здійснено впровадження результатів дисертаційної роботи, яке полягає:

- у створенні силового типоряду установок статичної дії, які були прийняті до виробництва підприємствами ТОВ «НВП «Газтехніка ЛТД» та ТОВ «СКТБ «Гідромодуль»;

- у розробленні технологічної карти «На безтраншейне прокладання труб діаметром до 400 мм ґрунтопроколюючими установками статичної дії з використанням комбінованого методу розробки свердловини (прокол і продавлювання)»;

- у практичному використанні розроблених установок при будівництві переходів рядом спеціалізованих та будівельних компаніях, а саме: ДП «Спеціалізоване управління механізованих робіт», ТОВ «Харьковспецстрой-1» та ТОВ «Перша слобідська будівельна компанія», яке підтвердило можливість зниження собівартості прокладання підземних комунікацій до 50% за рахунок зменшення об'єму земляних робіт, зростанню темпів та якості робіт, малих габаритів, маси та потужності установок;

- у навчальному процесі при вивченні студентами спеціальних дисциплін «Машини для земляних робіт», «Динаміка БДМ», «Машини для підземного прокладання інженерних комунікацій» студентами спеціальності 6.05.05.03 «Машинобудування» та 133 «Галузеве машинобудування».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Седак В.С., Супонев В.Н., Каслин Н.Д. Надёжность и качество процессов регулирования современных систем газоснабжения: монография. Харьков: ХНАМГ, 2011. 248 с.
2. Mohammad Najafi. Trenchless technology piping. Installation and inspection / ASCEpress, WEF Press Water Environment Federation Alexandria, Virginia, 2010. 482 с.
3. Кравец С.В., Руднев В.К., Каслин Н.Д., Супонев В.Н. Машины для бестраншейной прокладки подземных коммуникаций: учебное пособие. Харьков: ООО «Фавор», 2008. 256 с.
4. Супонев В.М. Створення обладнання для розробки горизонтальних свердловин комбінованими способами статичної дії: монографія. Харків, ХНАДУ, 2018. 196 с.
5. Рыбаков А.П. Основы бестраншейных технологий. Теория и практика. М.: ПрессБюро, 2005. 304с.
6. Пат. 67560 Україна, МПК E02F5/18 (2006.01). Установка для проколу ґрунту та розширення горизонтальних свердловин при безтраншейній прокладці підземних комунікацій / Супонев В.М., Каслін М.Д., Руднев В.К., Олексин В.І.; заявник та патентовласник Супонев В.М., Каслін М.Д., Руднев В.К., Олексин В.І. № u201109739; заявл. 05.08.2011; опубл. 27.02.2012, Бюл. №4.
7. Пат. 72790 Україна, МПК E02F5/18 (2006.01). Спосіб розширення горизонтальної свердловини / Олексин В.І., Супонев В.М., Каслін М.Д., Руднев В.К., заявник та патентовласник Олексин В.І., Супонев В.М., Каслін М.Д., Руднев В.К. № u201202507; заявл. 02.03.2012; опубл. 27.08.2012, Бюл. №16.
8. Пат. 95501 Україна, МПК E02F 5/18 (2006.01). Установка для керованого проколу ґрунту / Супонев В.М. Пенчук В. О., Белицкий Д. Г., Олексин В. І., Балесний С.П.; заявник і патентовласник Харківський нац. автомоб.-дорожній ун-т. № u201407764; заявл. 10.07.2014; опубл. 25.12.2014. Бюл. №24.
9. Пат.116258 Україна, МПК E21B 7/04. Пілотна ґрунтопроколююча головка для керованого проколу / Супонев В.М., Пенчук В.О., Балесний С.П., Щукін О.В., Сідак В.С. Заявник і патентовласник Харківський нац. автомоб.-дорожній ун-т. № u 2016 12583; заявл. 09.12.2016; опубл.10.05.2017. Бюл. № 9.

10. Пат. 92260 Україна, МПК E02F 5/18 (2006.01). Спосіб розширення горизонтальної свердловини / Супонев В.М. Пенчук В.О., Вівчар С.М., Олексін В.І. Опубл. 11.08.2014. Бюл. № 15. – С. 6.

11. Пат. 109838 Україна, МПК E21B10/44 (2006.01). Пристрій для безтраншейної прокладки інженерних комунікацій / Супонев В.М., Балесний С.П., Вівчар С.М. Опубл. 12.09.2016. Бюл. № 17.

12. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво: ДБН В.2.3-4:2015. [Чинний від 2016-04-01]. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2015. 112 с.

13. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень ДБН 360-92**. [Зі змінами документ актуальний від 2017-07-01]. К.: Держбуд України, 1992. 137 с.

14. Трамвайні та тролейбусні лінії. Загальні вимоги до проектування. ДБН В.2.3-18:2007. К., Мінрегіонбуд України, 2008. 57 с.

15. Супонев В.Н., Олексин В.И., Вивчар С.М. Требования, выдвигаемые к параметрам горизонтальных скважин, и эффективность бестраншейных методов их разработки. Вестник ХНАДУ: сб. науч. тр. Харьков, 2014. №65–66. С. 101–106.

16. Сідак В.С., Дудолад О.С. Новітні технології будівництва та реновації інженерних мереж : навч. посібник. Харків, ХНАМГ 2006. 364 с.

17. Хмара Л.А., Кравець С.В., Скоблюк М.П. и др. Машины для земляных работ: пособие; за заг. ред. д.т.н., проф. Л.А. Хмари та д.т.н., проф. С.В. Кравця. Х.: ХНАДУ, 2014. 548 с.

18. Penchuk V.A., Rudnev V.K., Saenko N.V. et al. Soil thrust boring plant of static action with ring spacers of horizontal wells. Magazine of Civil Engineering, 2015. №2. С. 100–107.

19. Васильев С.Г. Закрытая прокладка коммуникаций. Львов: Вища школа. Изд-во при Львов. ун-те, 1974. 130 с.

20. Васильев С.Г. Подземное строительство неглубокого заложения. Львов: Вища школа. Изд-во при Львов. ун-те, 1980. 144 с.

21. Каслин Н.Д., Супонев В.Н. Оценка качества безопасности инженерно-коммуникационных сетей. Коммунальное хозяйство городов. Научно-технический сборник ХНАГХ. 2008. Вып. 84. С. 414–418.

22. Супонев В.Н., Каслин Н.Д., Олексин В.И. Бестраншейные технологии прокладки распределительных инженерных коммуникаций. Науковий вісник будівництва. 2008. №49. С. 213–217.

23. Руднев В.К., Супонев В.Н., Олексин В.И. Выбор бестраншейной технологии для подземной прокладки коммуникаций. Сборник научных трудов восемнадцатой ежегодной международной научно-технической конференции (Бердянск, 7–11 июня 2010 г.). Харьков: ВНДІВГ, 2010. С. 508–514.

24. Супонев В.Н., Олексин В.И. Обоснование параметров установок для бестраншейной прокладки распределительных сетей инженерных коммуникаций методом гидростатического прокола. Энергосбережение энергетика энергоаудит. 2010. №5. С. 66–74.

25. Вазетдинов А.С. Опыт определения усилий внедрения и местоположения в грунте головного снаряда при проколе. Водоснабжение и санитарная техника. 1958. №1. С. 21–26.

26. Самойлов В.П., Гарбер В.А.. Математическая модель процесса вдавливания замкнутого клинового контура в вспучиваемую среду // Тр. Всесоюз. НИИ транспортного стр-ва. 1981. Вып 3. С. 8-14.

27. Балесный С. Особенности процессов статического прокола грунта // Вісник ВХНАДУ. 2017. Вып. 76. С. 138–141.

28. Ешуткин Д.Н., Смирнов Ю.М., Цой В.И., Исаев В.Л. Высокопроизводительные гидропневматические ударные машины для прокладки инженерных коммуникаций. М.:Стройиздат, 1990. 171 с.

29. Суднишков Б.В., Есин Н.Н., Тупицын К.К. Исследование и конструирование пневматических машин ударного действия. Новосибирск: Наука, 1985. 134 с.

30. Бобылев Л.М., Бобылев А.Л. Новинки техники для бестраншейной прокладки и ремонта коммуникаций. *Механизация строительства*. 1993. №1. С. 28–32.

31. Бобылев Л.М., Бобылев А.Л. Рабочий орган для раскатки скважин в грунте. *Механизация строительства*. 1996. №10. С. 26–30.

32. Доценко А.И. Раскатчик грунта для бестраншейной прокладки инженерных коммуникаций и подготовки скважин. *Интерстроймех – 2010: материалы междунар. научно-техн. конф.*, 5–8 окт. 2010 г. Белгород: Белгородский гос. технологический ун-т им. В. Г. Шухова. 2010. Т. 1. С. 120–127.

33. Пат. 42104 Україна, МПК Е 02 F5/18. Реверсивний підземнорухомий пристрій / Деревецький В.В., Кованько В.В., Кованько О.В.; заявник та патентовласник Деревецький В.В., Кованько В.В., Кованько О.В. №200900032; заявл. 05.01.2009; опубл. 25.06.2009, Бюл. №12.

34. Кованько В.В. Біомеханічні основи створення підземнорухомих пристроїв підвищеної ефективності: монографія. Рівне: НУВГП, 2011. 198 с.

35. Пенчук В.А. Винтовые сваи и анкеры для опор: монография. Донецк: изд-во «Ноулидж» (донецкое отделение), 2010. 179 с.

36. Вивчар С.М. Закономерности процессов горизонтального завинчивания винтового прокалывающего рабочего органа в грунт. *Вестник ХНАДУ и Северо-Восточного научного центра Транспортной академии Украины*. 2017. Вып. №78. С. 129–130.

37. Супонев В.М., Вивчар С.М., Балесный С.П. Тенденции развития технологий и оборудования для бестраншейной прокладки подземных коммуникаций в городских условиях. *Наукові вісті Дніпровського університету*. 2017. № 12. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Nvdu_2017_12_8.

38. Пат. 61710 Україна. МПК Е21В 10/44 (2006.01). Обладнання для бестраншейної прокладки трубопроводів / Пенчук В.О., Водолажченко О.Г., Гулаков О.О.; заявник та патентовласник Пенчук В.О., Водолажченко О.Г., Гулаков О.О. №u201100423; заявл. 14.01.2011; опубл. 25.07.2011, Бюл. №14.

39. Васильев Н.В. Опыт строительства железобетонных трубопроводов и тоннелей способом продавливания. М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1964. 22 с.

40. Гурков К.С., Климашко В.В., Мухаев В.В. и др. Машина для проходки скважин диаметром до 400 мм и забивание труб. *Механизация строительства*. 1977. №7. С. 20–21.

41. Горизонтальное бурение. *Строительные и дорожные машины*. 2002. №4. С. 13–14.

42. Горизонтальное бурение. URL: http://www.wikipedia.org/wiki/Горизонтальное_бурение.

43. Лысиков Б.А., Кауфман Л.Л. Подземная инфраструктура городов (опыт зарубежного строительства): монография. Донецк: Норд-Пресс, 2004. 204 с.

44. Лавров Г.Е. Зарубежные машины горизонтального бурения для бестраншейной прокладки труб. *Строительство трубопроводов*. 1961. №1. С. 31–32.

45. Инженерное оборудование зданий и сооружений. Внешние сети и сооружения. Газоснабжение: ДБН В.2.5-20-2001. [Введен в действие с 2001-08-01]. К.: Госстрой Украины, 2001, 131 с.

46. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень ДБН 360-92**. [Зі змінами документ актуальний від 2011-10-01]. К.: Держбуд України, 1992. 137 с.

47. Нормы технического оснащения механизированных трубопроводных комплексов (по основным машинам). ВСН 2-133-81. М.: Миннефтегазстрой. 1986. 47 с.

48. О технологии бестраншейной прокладки трубопроводов. URL: <http://oolis.ru>.

49. Олексин В.И. Комбинированный метод разработки горизонтальной скважины при бестраншейной прокладке коммуникаций. *Вестник ХНАДУ*: сб. науч. ст. 2012. Вып. 57. С. 207–213.

50. Ткач Х.Б. Технология и механизация расширения скважин с частичным удалением грунта. Ярославль: Изд-во Игстмтута ОМТПС Минстроя СССР, 1976. 2 43 с.

51. Тищенко И.В. Создание оборудования для проходки скважин с частичным удалением грунта: дис. ... к-та техн. наук. Новосибирск, 2006. 124.

52. Панин А.Н., Сарычев В.И., Прохоров Н.И., Савин И.И. Обоснование параметров совмещённой схемы прокладки труб при бестраншейной технологии. *Известия ТулГУ. Технические науки*. 2013. Вып. 12. Ч. 2. С. 298–306.

53. Бреннер В.А., Рогачёв А.А., Пушкарёв А.Е. Особенности использования горизонтального направленного бурения. *Ударно-вибрационные системы, машины и технологии*: материалы III Международного симпозиума Орёл: ОрёлГУ, 2006. С. 195-200.

54. Новая управляемая буровая установка фирмы Tracto-Technik. *Строительные и дорожные машины*. 1994. №12. С. 13–14.

55. Установки ГНБ Vermeer: надежность, производительность, функциональность. *Инженерные сети из полимерных материалов*. 2011. №1. С. 10–13.

56. Erez N. Allouche, Samuel T. Ariaratnam, State-Of-The-Art-Review Of No-Dig Technologies for New Installations. Published online: April 26. 2012. URL: [https://doi.org/10.1061/40641\(2002\)55](https://doi.org/10.1061/40641(2002)55).

57. Pridmore A., Geisbush J. Developing a Successful Specification for Horizontal Directional Drilling // Pipelines 2017. Pipelines Planning and Design Book set. 2017. P. 553–563. <https://doi.org/10.1061/9780784480878>

58. Hastak M., Gokhale S., Decision Tool for Selecting the Most Appropriate Technology for Underground Conduit Construction // Geological Engineering: Proceedings of the 1st International Conference. New York, 2009. DOI: 10.1115/1.802922.paper30

59. Zhao Jun Ling Bian (2014). Trenchless technology underground pipes. Machinery Industry Press, P. 187.

60. Jian Xin (2014). Application of Trenchless Pipeline Rehabilitation Technology // International Conference on Pipelines and Trenchless Technology. <https://doi.org/10.1061/9780784413821.051>

61. Hastak Makarand, Gokhale Sanjiv. Decision Tool for Selecting the Most Appropriate Technology for Underground Conduit Construction // Geological Engineering: Proceedings of the 1st International Conference, Baosong Ma, ASME. doi: 10.1115/1.802922.paper30

62. Sterling Raymond L. International Technology Transfer in Tunneling and Trenchless Technology // Geological Engineering: Proceedings of the 1st International Conference. Baosong Ma, ASME, 2009. doi: 10.1115/1.802922.paper6.

63. Nilo Tsung, Mingming Zheng, Mohammad Najafi, Saleh Mehraban. A Comparative Study of Soil Pressure and Deformation of Pipes Installed by the Open-Cut Method and Trenchless Technology // Pipelines 2016: Out of Sight, Out of Mind, Not Out of Risk. 2016. <https://doi.org/10.1061/9780784479957.132>

64. Najafi Mohammad, Gunnink Brett, Davis George. Details of Field Testing of Major Trenchless Technology Methods for Road Crossings // Geological Engineering: Proceedings of the 1st International Conference, Baosong Ma, ASME, 2009. doi: 10.1115/1.802922.paper4.

65. Chehab A.G., Moor I.D. One-dimensional calculation for axial pullback for axial pullback distributions in pipes during directional drilling installations. Ottava Geo, 2007. P. 1140–1154.

66. Guojun Wen, Xiaoming Wu, Han Chen. Trenchless Pipe-Paving in Complex Hard Stratum by Directional Drilling Technology. Geological Engineering: Proceedings of the 1st International Baosong Ma, ASME. New York, 2009. doi: 10.1115/1.802922.paper26.

67. Супонев В.Н., Пенчук В.А., Гусаков В.Н. и др. Точность и управление траекторией прокола грунта. *Нові технології в будівництві*. 2015. № 29. С. 18–22.

68. Полтавцев И.С., Орлов В.Б., Ляхович И.Ф. Специальные землеройные машины и механизмы для городского строительства. К.: «Будівельник», 1977. 136 с.

69. Абраменко Д.А., Абраменков Э.А., Малышев С.А. и др. Пневмопробойник для проходки лидерных скважин. *Механизация строительства*. 1996. №10. С. 14–15.

70. Продавливание и шнековое бурение. URL: <http://tonnel44.ru>

71. Установка бестраншейной прокладки труб «Горизонт». URL: <http://www.enerprom.ru/prod/9.html>

72. Продавливание труб. URL: <http://zxss.ru/c382-446820.html>

73. Васильев С.Г. Подземное строительство неглубокого заложения. Львов: Вища школа. Изд-во при Львов. ун-те, 1980. 144 с.

74. Бестраншейные технологии в строительстве инженерных коммуникаций. URL: <http://tonnel44.ru>

75. Антипов В.В. ООО «СОЭЗ» вчера и сегодня. *Горное оборудование и электромеханика*. 2008. №4. С. 52–53.

76. Голубятников В.Т., Снисар Н.Ю., Берестовой А.Н. Малогабаритная грунтопрокалывающая установка ГПУ-600А. *Механизация строительства*. 1986. № 12. С. 25–26.

77. Добросельский П.В. Адаптирующиеся пневмопробойники для бестраншейных технологий. *Строительные и дорожные машины*. 1999. №1. С. 19–21.

78. Тимошенко В.К. Определение формы наконечника, обеспечивающей минимальное усилие прокола. *Строительство трубопроводов*. 1969. №3. С. 18–20.

79. Николаев В.А. Фирма «Горизонталь»: микротоннельное буровое оборудование. *Строительные и дорожные машины*. 1999. №4. С. 8–10.

80. Бестраншейная прокладка труб под дорогами и другими препятствиями. Компания «SBH СОТРАНС». URL: (<http://www.sbh.ru/articles/art16.htm>).

81. Soltan RVS-80 в России. *РОБТ*. 1998. №8. С. 21–28.

82. Rajani, B. and Kuraoka, S. (1995). "Field Performance of PVC Water Mains Buried in Different Backfills", *Advances in Underground Pipeline Engineering, Second International Conference*, P. 138–149.

83. Горизонтальное бурение. URL: http://www.wikipedia.org/wiki/Горизонтальное_бурение.

84. Антипов В.В., Браккер И.И. Освоение оборудования для бестраншейных технологий инженерных коммуникаций на Скуратовском экспериментальном заводе. *Метро и тоннели*. 2002. №3. С. 11–13.

85. Рогачёв А.А., Бреннер В.А., Пушкарёв А.Е., Головин К.А. Обзор установок горизонтального бурения (прокола) представленных на российском рынке. *Ударно-вибрационные системы, машины и технологии: материалы III международного научного симпозиума*. Орёл: ОрёлГУ, 2006. С. 189–195.

86. Auger Boring Machines. URL: <http://www.americanaugers.com>.

87. Auger Boring Machines Barbco offers several types of auger boring machines. URL: <http://www.barbco.com>.

88. BM 600 LS Haupteinsatzgebiet. URL: <http://www.bohrtec.de>.

89. Construction, installation and protection of cables and other elements of outside plant. Use of trenchless techniques for the construction of underground infrastructures for communication cable installation. ITU-T – Recommendation L.38. Switzerland, Geneva, 1999. 41 с.

90. СТО НОСТРОЙ 15 – 2011. Стандарт Национального объединения строителей. Прокладка подземных инженерных коммуникаций методом горизонтального направленного бурения. – М., Национальное объединение строителей. 2011. 69 С.

91. Баловнев В.И., Хмара Л.А.. Интенсификация разработки грунтов в дорожном строительстве. М.: Транспорт, 1993. 383 с.

92. Флорин В.А. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. 448 с.

93. Рубинштейн А.П. Грунтоведение, основания, фундаменты. М.: Сельхозиздат, 1961. 212 с.

94. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов: учебник для вузов. М: Высшая школа, 1982. 511 с.

95. Бородавкин П.П. Механика грунтов в трубопроводном строительстве. М.:Недра, 1986. 224 .

96. Цитович Н.А. Механика грунтов. М.: Высшая школа, 1979. 272 с.

97. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат, 1971. 368 с.

98. Алексеева Т.В., Артемьев К.А., Бромберг А.А. и др. Дорожные машины. Часть 1. Машины для земляных работ; М.: Машиностроение, 1972. 504 с.

99. Зеленин А.Н., Баловнев В.И., Керов И.П. Машины для земляных работ. М.: Машиностроение, 1975. 422 с.

100. Кравець С.В. Ґрунтозахисні та енергозберігаючі машини для прокладки підземних комунікацій. Рівне: Видавництво РДТУ, 1999. 277 с.

101. Руднев В.К. Копание грунтов землеройно-транспортными машинами активного действия. Х.: Вища школа, 1974. 144 с.

102. Rudnev V. Odroz pri rezani zemin pravuku lunou. *Sirvirenstvi*. 1964. №3. С. 112–117.

103. Холодов А.М. Теоритическое выражение сопротивления грунта лобовому резанию широким плоским ножом. *Горные, строительные и дорожные машины*. 1965. №1. С. 5–13.

104. Хмара Л.А. Модернизация и повышение эффективности производительности строительных машин. Киев.: Будівельник, 1992. С. 152.

105. Фёдоров Д.И. Рабочие органы землеройных машин. М.: Машиностроение, 1990. 358 с.

106. Ветров Ю.А. Резание грунтов землеройными машинами. М.: Машиностроение, 1971. 359 с.

107. Rathje I. Der Schnittvorgang im Sande. *Forschungs – arbeitenauf dem Gebiete des Ingenieurwesens*. 1931, Н. 350.

108. Payne PCI. The relationship between the mechanical properties of soil and the performance of simple cultivation implements / *J Agrik Eng Res* 23-50, 1956.

109. Вазетдинов А.С. Прокладка горизонтальных скважин под кабелепроводы вибропроколом и гидромеханизированным способом. М.: Госстройиздат 1961. 97 с.

110. Тимошенко В.К. Влияние формы наконечников на усилие прокола. *Строительство трубопроводов*. 1968. №4. С. 13–14.

111. Васильев Н.В. Закрытая прокладка трубопроводов. М.: Недра, 1964. 216 с.

112. Руднев В.К. Результаты по резанию грунтов прямолинейными ножами. *Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура*. 1964. №9. С. 112–117.

113. Гене В.М., Тимошенко В.К. Влияние угла заострения конического наконечника на усилие прокола. *Горные, строи-*

тельные и дорожные машины. Изд-во «Техніка» Республиканский межведомственный научно-технический сборник. 1970. №9. С. 50–53.

114. Наумец Н.И., Кальнин Ю.П., Коноплев В.И. Экспериментальное исследование влияния угла заострения конусного снаряда на энергоёмкость при пробивке скважин в грунте. *Известия высших учебных заведений. Серия «Строительство и архитектура»*. 1971. №11. С. 158–160.

115. Сулакшин С.С. Техника и технология направленного бурения скважин. М.: Недра, 1967. 310 с.

116. Кершенбаум Н.Я., Минаев В.И. Виброметод в проходке горизонтальных скважин. М.: Недра, 1968. 158 с.

117. Рогачёв А.А., Антипов Ю.В., Браккер И.И., Бессолов Д.П. Установка для проведения микротоннелирования УМТ-0,6. Тула, Тул ГУ, 2004. 10 с.

118. Хархута Н.Я., Капустин М.И., Семёнов В.П., Эвентов И.М. Дорожные машины. Теория, конструкция и расчёт: учебник для вузов; изд. 2-е, доп. и перераб. Л.: Машиностроение, 1976. 472 с.

119. Ипатов Н.К., Чижев В.В. О выборе формы головки грунтопрокалывающего снаряда. *Известия высших учебных заведений. Серия «Строительство и архитектура»*. 1971. №4. С. 114 – 117.

120. Ипатов Н.К., Чижев В.В. Исследование образования уплотнённого ядра перед грунтопрокалывающим снарядом. *Известия вузов. Строительство и архитектура*. 1971. №10. С. 106 – 110.

121. Кострицын А.К. Резание сплошной грунтовой среды ножами и конусами. *По земледельческой механике*: сб. тр. 1956, Т. 3. С. 247–290.

122. Казарновский В.Д., Павлов Л.Н., Шкицкой Н.Ю. Методические рекомендации по ускоренному определению влажности и максимальной плотности глинистых грунтов при сооружении земляного полотна автомобильных дорог. М. Союздорнии, 1990. 56 с.

123. Фролов А.В. Разработка мерзлых грунтов методами с газоимпульсной интенсификацией. Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 1990. 144 с.

124. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М.: Высшая школа, 1968. 629 с.

125. Полтавцев И.С., Ляхович И.Ф., Орлов В.Б. Комплексная механизация строительства линий связи. Киев: «Будівельник», 1973. 156 с.

126. Полтавцев И.С., Орлов В.Б., Ляхович И.Ф. Специальные землеройные машины и механизмы для городского строительства. К.: «Будівельник», 1977. 136 с.

127. Хачатурян С.Л. Взаимодействие с грунтом и выбор параметров прокалывающего рабочего органа с газовой смазкой: дис. ... канд. тех. наук. Х., 1983. 205 с.

128. Хачатурян С. Л. Визначення параметрів повітряного змащення робочих органів пристроїв для проколювання ґрунту. *Загальнодержавний міжвідомчий науково-технічний збірник. Конструювання, виробництво та експлуатація сільськогосподарських машин*. 2012. Вип. 42 ч. II. С. 152–157.

129. Руднєв В.К., Хачатурян С.Л. Эффективность использования газового змащення при проколюванні ґрунту. *Энергосбережение, энергетика, энергоаудит: общегосударственный научно-производственный и информационный журнал*. №2 (108), февраль 2013. С. 2–6.

130. Хачатурян С.Л. Фізичне моделювання та багатofакторний експеримент для визначення зусилля проколювання робочим органом активної дії. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. 2013. №1(36). С. 238–243.

131. Ромакин Н.Е., Малкова Н.В. Параметры рабочего инструмента для статического прокола ґрунта. *Строительные и дорожные машины*. 2007. № 11. С. 31–33.

132. Ромакин Н.Е., Малкова Н.В. Усилие внедрения и оптимальный угол заострения рабочего наконечника при статическом проколе ґрунта. *Строительные и дорожные машины*. 2006. № 10. С. 35–37.

133. Земсков В.М., Судаков А.В. Анализ исследования лобового сопротивления при бестраншейной прокладке трубопроводов методом прокола. *Известия ТулГУ. Серия «Подъёмно-транспортные машины и оборудование»*. 2005. Вып. 6. С. 35 – 38.

134. Земсков В.М. Теоретические основы взаимодействия рабочего наконечника с ґрунтом при проколе горизонтальных скважин: монография. Саратов: Саратов.гос.техн.ун-т, 2010. 104 с.

135. Бреннер В.А., Головин К.А., Пушкарёв А.Е. и др. Экспериментальные исследования взаимодействия исполнительного

органа прокалывающей установки с грунтовым массивом. *Изв. Тул. ГУ. Сер. «Экология и безопасность жизнедеятельности»*. 2006. Вып. 8. С. 158 – 160.

136. Рогачёв А.А., Бреннер В.А., Головин К.А. и др. Математическое моделирование процесса взаимодействия исполнительного органа прокладывающей машины с грунтовым массивом. *Ударео-вибрационные системы, машины и технологии: материалы III Международного научного симпозиума*. 2006. С. 510–520.

137. Рогачёв А.А. Формирование управленческого решения при определении режимов горных выработок на основании математического моделирования. *Известия ТулГУ. Серия «Экономика. Управление. Финансы»*. 2006. Вып. 3. С. 356 – 360.

138. Ленченко В.В., Меньшенина Е.А., Меньшенин С.Е. Экспериментальные исследования взаимодействия головного снаряда с грунтом при статическом проколе. *МГГУ, Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2000. №4. С. 64-65.

139. Ленченко В.В., Меньшенина Е.А., Меньшенин С.Е. Выбор рациональных геометрических параметров головного снаряда при направленной проходке скважин. *МГГУ, Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2001. №11. С. 197–198.

140. Ленченко В.В., Меньшенин С.Е. Расчет траектории движения управляемого снаряда при прокалывании грунтов. *МГГУ, Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2001. №11. С. 199–201.

141. Ленченко В.В., Меньшенина Е.А., Меньшенин С.Е. Силовые параметры процесса внедрения головного снаряда при статическом проколе. *МГГУ Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2001. №11. С. 201-203.

142. Лукиенко Л.В. Основы проектирования горных машин и оборудования. Проектирование и конструирование машин для бестраншейной прокладки труб: учеб. пособие. Тула: Изд-во ТулГУ, 2009. 157 с.

143. Репин А.А. Энергоёмкость проходки криволинейных скважин. *Доклад на симпозиуме «Неделя горняка – 2000»*. 31 янв. – 4 февр. 2000 г. С. 14–19.

144. Чепурной Н.П., Смоляницкий Б.Н., Червов В.В., Трубицын В.В. Экспериментальное исследование процесса проходки криволинейных скважин в уплотняемых грунтах. *ФТПРПИ*. 1996. №6. С. 78 – 83.

145. Корнев Е.Ф., Эндер Г.В. Формула для расчёта балок на упругом основании. Л.: Госстройиздат. 1932. 154 с.

146. Руднев В.К., Супонев В.Н., Олексин В.И. Минимальная глубина заложения горизонтальных скважин для инженерных коммуникаций. *Энергосбережение. Энергетика. Энергоаудит*. 2013. №2. С. 34–40.

147. O'Callagan J.R. Cleavage of soil by tined implements / J.R. O'Callagan, K.H. Farely, J. Agric Eng Res 9: 259-269, 1964.

148. Hatamara I., Kenji Ch/ Analytic of the mechanism of soil cutting // Bullisme. 1976. №131. P. 19.

149. O'Callagan J.R. Cleavage of soil by inclined wedge-shaped tines / J.R. O'Callagan, P.J. Mc Cullen, J. Agric Eng Res 10: 248-254, 1965.

150. Tanner D.W. Further work on the relationship between rake angle and the performance of simple cultivation implements / D.W. Tanner, J. Agric Eng res 5: 307-315, 1960.

151. Willat S.T. Soil compaction in front of simple tillage tools / S.T. Willat, A.H. Willis. J. Agric Eng res 10: 109-113, 1965.

152. Astec Industries, Inc. 2007. URL: <http://www.astecindustries.com> /- Заг. з экрана.

153. ICTPP 2009: Advances and Experiences with Pipelines and Trenchless Technology for Water, Sewer, Gas, and Oil Applications / Edited by Mohammad Najafi and Baosong Ma. Shanghai, China, 2009. 2137 p.

154. Najafi M. Trenchless Technology: Planning, Equipment, and Methods. 2012. McGraw-Hill, New York. 608 p.

155. Makar, J. M., Desnoyers, R., and McDonald, S. E. (2001). "Failure Modes and Mechanisms in Gray Cast Iron Pipe," International Conference on Underground Infrastructure Research: Municipal, Industrial and Environmental Applications, Proceedings, Kitchener, Ontario, June 10–13, 2001, 1–10.156.

156. Huey, D.P., Hair, J.D. and McLeod K.B. (1996). Installation loading and stress analysis involved with pipelines installed in horizontal directional drilling, Proceedings of the No-Dig Conference – New Orleans, North American Society for Trenchless Technology, 138-149.

157. Gunsaulis, F.R. and Levings, R. (2008). "Installation of Gravity Sewers using Horizontal Directional Drilling (HDD)," Proceedings of Pipelines Congress 2008, July 22–27, 2008, Atlanta, GA, American Society of Civil Engineers, Reston, Va.

158. Bennett R.D. and Ariratham, S.T. (2008) Horizontal Direcheonal Drilling Good Practices Guidelines, Third Editional. HDD Cosortium. Bennett, R. D., Ariaratnam, S., and Khan, S. (2005). "Pipe Bursting Good Practices," North American Society for Trenchless Technology, Arlington, Va.

159. Asperger M., Jeremic B. Examination of the Cavity Expension Model: Predicting Hydrofracture During Horizontal Directional Drilling. ECI 284: Theoretical Geomechanics. Term Project. March 23, 2012, 256-267.

160. Kruse G. (2009) The trenchless technique horizontal directional drilling. Soil related risk and risk mitigation. 4th Pipeline Technology Conference, 134–156.

161. Самойлов В.П., Гордиенко Б.И., Самойлов В.П. и др. Проходка подземных выработок в сыпучих породах; под ред. А.С. Архангельского. М.: Гос. изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. 205 с.

162. Демешко Е.А. Аналитический метод расчета усилий внедрения щитов в грунт. *Тезисы доклада конференции молодых специалистов ЦНИИ подземшахтстроя и ЦНИИС Минтранс-строем по подземному и шахтному строительству*. М., 1961. С. 23–38.

163. Григорьев А.С. Обоснование и выбор параметров продавливающих установок для бестраншейной технологии строительства подземных инженерных коммуникаций: дис. ... канд. тех. наук. М., 2005. 112 с.

164. Кантович Л.И., Ружицкий В.П., Григорьев С.М., Григорьев А.С. Результаты исследования продавливающих установок для бестраншейной технологии строительства подземных инженерных коммуникаций. *Горное оборудование и электромеханика*. 2008. № 2. С. 2 – 5.

165. Гурков К.С., Климашко В.В., Мухаев В.В. и др. Машина для проходки скважин диаметром до 400 мм и забивание труб. *Механизация строительства*. 1977. №7. С. 20 – 21.

166. Васильев Н.В., Гордиенко Б.И., Самойлов В.П. и др. Проходка подземных выработок в сыпучих породах; под ред. А.С. Архангельского. М.: Гос. изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. 205 с.

167. Самойлов В.П. О расчете усилия внедрения в грунт щитов и трубопроводов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1959. №6. С. 6 – 9.

168. Самойлов В.П. Усилия, возникающие в процессе внедрения в грунт головной части щитов и продавливаемых трубопроводов. *Водоснабжение и санитарная техника*. 1957. №10. С. 19 – 26.

169. Демешко Е.А. Аналитический метод расчета усилий внедрения щитов в грунт. *Тезисы доклада конференции молодых специалистов ЦНИИподземшахтостроя и ЦНИИСМинтрансстроем по подземному и шахтному строительству*. М., 1961. С. 23–38.

170. Строительные нормы и правила СНиП 3.03.85. Свайные фундаменты. Госстрой СССР, 1987. – 92с.

171. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов (напряжённно-деформированные и прочностные характеристики грунтов). М.: Стройиздат, 1979. 304 с.

172. Сукач М.К. Закономірності взаємодії робочих органів землерийних машин з підводними в'язкопластичними ґрунтами: дис. ... д-ра техн. наук. К., 2002. 356 с.

173. Кузьмінець М.П. Формування комплексу спеціальних землерийних машин для роботи в умовах діючих магістральних трубопроводів: дис. ... д-ра техн. наук. К., 2013. 313 с

174. Долматов Б.И. и др. Механика грунтов. Ч.1. Основы геотехники в строительстве: учебник. М.: Изд-во АСВ; СПбГА-СУ, 2000. 204 с.

175. Хархута Н.Я. Машины для уплотнения грунтов. М.: Машинстроение, 1973. 176 с.

176. Иоселевич В.А., Гахтаури Г.А. Задача о расширении цилиндрической полости в пластичном упрочняющемся грунте. *Сообщ. АН Груз. ССР*. 1980. №2. С. 11-16.

177. Зеленин А.М. и др. Лабораторный практикум по резанию грунтов: Учебное пособие А.М. Зеленин. М., «Высшая школа». 1969. 376 с.

178. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості: ДСТУ Б В.2.1-4:1996. [Чинний від 1996-1-11]. К.: Держкоммістобудування, 1996. 107 с.

179. Терцаги К. Теория механики грунтов; пер. С англ., под. ред. проф. И.А. Цытовича. М.: Госстройиздат, 1961. 456 с.

180. Кравець С.В. Теорія руйнування робочих середовищ: навчальний посібник. Рівне: НУВГП, 2008. 124 с.

181. Ободовский Б.А., Ханин С.Е. Сопротивление материалов в примерах и задачах. Харьков, 1971. 384 с.

182. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: підручник. Рівне: Видавництво РДТУ, 2001. 367 с.

183. Кравець С.В., Кованько В.В., Лукянчук О.П. Наукові основи створення землерийно-ярусних машин і підземнорухомих пристроїв: монографія. Рівне: НУВГП, 2015. 322 с.

184. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов: учеб, пособие. М.: Высш. шк., 1978. 447 с.

185. Дяков В. П. Усилие вертикальною резания почвы. *Мех. и электр. сельск. хоз.* 1987. № 4. С. 34–36.

186. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. ДБН В.2.1-10-2009. Мінрегіонбуд України. К., 2009. 161 с.

187. Кравець С.В., Супонєв В.М., Посмітюха О.П. Аналітичний спосіб визначення опору ґрунту занурення конусного наконечника в ґрунт. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение*: сб. науч. тр. Приднестровской академии строительства и архитектуры. 2017. № 97. С.91-98.

188. Кравець С.В., Супонєв В.М., Посмітюхо О.П. Визначення еквівалентного та оптимального діаметрів конічно-циліндричного наконечника з виступами для проколювання ґрунту. *Наука та прогрес транспорту Вісник ДНУЖДТ*. 2017. №4 (70). С. 89-98.

189. Кравець С.В., Супонєв В.М. Аналітичний спосіб визначення лобового опору заглибленню в ґрунт кільцевого наконечника. *Підйомно-транспортна техніка*. 2017. №1(53). С. 70-80.

190. Kravets S., Suponev V., Rieznikov O. at all. Determination of the resistance of the cylindrical-tubular drill for trenchless laying of underground communications. *Восточно-Европейский журнал передовых технологий*. 2018. №3/7(93). С. 64-71.

191. Супонєв В.М. Наукові основи робочих процесів створення горизонтальних порожнин статичним задавлюванням робочого обладнання в ґрунт. *Подъёмно-транспортная техника*. 2018. № 3 (59). С. 34-46.

192. Супонєв В.М. Керування процесом корекції траєкторії руху робочого органу при статичному проколі ґрунту. *Автомобильный транспорт*: сб. науч. тр. 2018. № 43. С. 125-131.

193. Кравець С.П., Супонєв В.М., Балесний С.П. Встановлення реакцій ґрунту і величини відхилення від осевого руху при

його проколі асиметричним наконечником. *Автомобильный транспорт*: сб. науч. тр. 2017. Вып. 41. С. 155-163.

194. Беляев Н.М. Сопротивление материалов. М. Физматгиз, 1962. 608 с.

195. Писаренко Г.С., Яковлев А.П., Матвеев В.В. Справочник по сопротивлению материалов. Киев: Наукова думка, 1975. 704 с.

196. ГОСТ 12071-84. Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов. М. Госстандарт СССР, 1984.

197. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. М. Госстандарт СССР, 1984.

198. Грунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей: ДСТУ Б В.2.1-17:2009. [Чинний від 2009-12-22]. К.: Мінрегіонбуд, 2010. 23 с.

199. Руднев В.К., Супонев В.Н., Олексин В.И. Минимальная глубина заложения горизонтальных скважин для инженерных коммуникаций. *Энергосбережение. Энергетика. Энергоаудит*. 2013. №2. С. 34– 40.

200. Каталог продукції: URL: <http://www.krom.ua>

201. Мельников С.В., Алешкин В.Р., Роцин П.М. Планирование эксперимента в исследованиях сельско-хозяйственных процессов. К.: Колос, 1980. 166 с.

202. Налимов В.В. Теория эксперимента. М.: Наука, 1981. 267 с.

203. Хартман К. и др. Планирование эксперимента в исследовании технологических процессов. М: Мир, 1977. 552с.

204. Касаткин В.С., Кудрин А.В., Лобанов Л.М. и др. Экспериментальные методы исследования деформаций и напряжений: справочное пособие. К.: Наукова думка, 1981. 584с.

205. Кравець С.В., Лук'янчук О.П., Тимейчук О.Ю. Дослідження робочих процесів машин і методи оптимізації: навч. посібник. Рівне: НУВГП, 2011. 240 с.

206. Ветров Ю.А. Резание грунта землеройными машинами. М.: Машиностроение, 1972. 359 с.

207. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся вузов. 13-е изд., испр. М.: Наука, 1986. 544 с.

208. Руднев В.К., Супонев В.Н., Олексин В.И. Расширение горизонтальных скважин кольцевыми ножами. *Энергосбережение. Энергетика. Энергоаудит*. 2013. №3. С. 72-77.

209. Супонев В.Н., Олексин В.И. Определение допустимого диаметра скважины и способ его увеличения для бестраншейной прокладки инженерных коммуникаций методом прокола. *Prace naukowe Instytutu Nafty i Gazu. Panstwowego Instytutu Badawczego, dawczego, № 194 Wydanie konferencyjne Techniki I technologie dla gazonictwa – pomiary, badania, eksploatacja. Krakov. 2014. С. 173-182.*

210. Домбровский В.К., Панкратов С.А. Землеройные машины. М.: Госстройиздат, 1961. 651 с.

211. Руднев В.К., Лазаренко В.И., Ревин Н.И. Моделирование и планирование экспериментов. Красноярск.: КПИ, 1981. 56 с.

212. Новицкий П.В., Зограф И.А. Оценка погрешностей результатов измерений; 2-е изд. Л.: Энергоатомиздат. Ленингр. Отделение, 1991. 304 с.

213. Удовенко В.Е., Гвоздев И.В., Карнаух И.Н. и др. Полимеры в газоснабжении: справочник М.: Машиностроение, 1998. 856 с.

214. Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Крутов В.И., и др. Основания, фундаменты и подземные сооружения; под ред. Е.А. Сорочана. М.: Стройиздат, 1985. 480 с.

215. Свод правил по проектированию и строительству СП 42-101-2003. Проектирование и строительство газопроводов из полиэтиленовых труб и реконструкция изношенных газопроводов. М.: ЗАО «Полимерогаз», 2004. 86 с.

216. Свод правил по проектированию и строительству СП 42-103-2003. Проектирование и строительство газораспределительных систем из металлических и полиэтиленовых труб. М.: ЗАО «Полимерогаз», 2004. 165 с.

217. ДНАОП 0.00-1.20-98. Правила безпеки систем газопостачання України (ПБСГУ). К.: 1998. 368 с.

218. Державні будівельні норми України ДБН В. 2.5-20-2001. Газопостачання. Інженерне обладнання будівель та споруд. Держбуд України. К., 2001. 146 с.

219. ДСТУ 3974-2000. Система розроблення та постановлення продукції на виробництво. Правило виконання дослідно-конструкторських робіт. Загальне положення. Київ. Держстандарт України. 2001.

220. ДСТУ 8634: 2016 Національний стандарт України. Система розроблення та постановлення продукції на виробництво нехарчової продукції. Київ, ДП «УкрНДЦ», 2016.

221. ДСТУ-Н Б А.3.1.-6: 2009. Настанова з розроблення та постановлення на виробництво продукції будівельного призначення. Київ, Держстандаот України. 2009.

222. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

223. НПАОП 45.2-7.02-12 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. ДБН А.3.2-2-2009. Київ. Міністерство регіонального розвитку України. 2012.

224. ДСТУ-Н В.2.1.-32:2014 Настанова щодо проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд. Київ. Мінрегіонбуд України, 2015.

225. ДБН В.1.2-12-2008 Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки, Київ. Мінрегіонбуд, 2008.

226. Правила визначення вартості будівництва ДБН Д.1.1-1-2000. №174 від 27.08.2000. - Держбуд. 2001. Київ.

227. Инструкция по определению экономической эффективности новых строительных, дорожных, мелиоративных машин, противопожарного оборудования, лифтов, изобретений и рационализаторских предложений. –М.: ЦНИИТЭСтроймаш, 1978, ч.1,2.

228. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва, Мінрегіон України, 2016.

229. Пат. 113041 Україна, МПК E21B17/22 (2006.01). Спосіб розширення горизонтальної свердловини при безтраншейній проколадці підземних комунікацій / Супонєв В.М., Вівчар С. М., Щукін. Опубл. 10.01.2017. Бюл. № 1.

230. Volodymyr Suponyev. Determination of equivalent and optimal sizes of wedge tip from flange for the static perforation of soil Olexander Posmituha, Svyatoslav Kravets, Volodymyr Suponyev and Kazimir Glavatsky1 MATEC Web Conf. Volume 230, 2018. 7th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings” (Transbud-2018).

231. Супонєв В.Н., Хачатурян С., Олексин В. Исследование процесса изменения состояния грунта вокруг горизонтальной скважины после её формирования методом статического прокола грунта. *Вісник ВХНАДУ*. 2016. Вып. 73. С. 196–202

232. Suponyev V., Kravets S., Posmituha A., Kulashenko Y. Determination of the size seal zone and the soil pressure on underground communications in the process of soil deformation by the wedge-

shaped tep. Technology audit and prodaction reserves - №5/1(43), 2018. 11-16 p DOI: 10.15587/2312-8372.2018.146626.

233. Супонев В.М. Визначення величини зони деформування ґрунту конусно-циліндричним наконечником і тиску на бічній поверхні. Вестник ХНАДУ: сб. науч. тр. 2018. Вып. 83. С. 22-28.

234. Супонев В.Н., Чепусенко Е.А. Телеметрическая система определения координат прокалывающей головки в грунте. Вестник ХНАДУ: сб. науч. тр. 2019. Вип. 84. С. 13-20.

235. Супонев В.М., Балесний С.П. Рівняння траєкторії корекції руху головки в ґрунті та його експериментальна перевірка. *«Будівництво. Матеріалознавство. Машинобудування. Інтенсифікація робочих процесів будівельних та дорожніх машин. Серія: підйомно-транспортні, будівельні, дорожні машини і обладнання»*: сб. наук. пр. 2019. №107. С.94-102.

236. Супонев В.М. Визначення алгоритму вибору та робочого обладнання для ефективного утворювання свердловин при прокладанні підземних комунікацій. Вестник ХНАДУ: сб. науч. тр. 2019. Вип. 87, том 2. С. 9-16.

237. Сідак В.С., Супонев В.Н., Бронеvский Ю.Ф. Сучасні та інноваційні технології в безпеці газопостачання: монографія. Харків: ХНУМГ ім. О.М.Бекетова, 2015. - 434с.

238. Пенчук В.А., Супонев В.Н., Олексин В.И. и др. Механика процессов прокола и расширения горизонтальных скважин. *Механизация строительства*. 2015. №8. С. 40–42.

239. Супонев В.М. Наукові основи робочих процесів створення горизонтальних порожнин статичним задавлюванням робочого обладнання в ґрунт. *Подъёмно-транспортная техника*. 2018. № 3 (59). С. 34-46.

240. Супонев В.М. Технологія управління проколом ґрунту та вибір силового приводу установки для її реалізації. *Наукові вісті Давіvського університету*: електронне наукове фахове видання. 2018. №15. URL: <http://dspace.snu.edu.ua:8080/jspui/handle/123456789/2422>

241. Супонев В.Н., Олексин В.И. Сохранность городской инфраструктуры путём применения современной технологии бестраншейной прокладки инженерных коммуникаций. *Энергосберегающие технологии теплоснабжения, строительства и муниципальной инфраструктуры*: материалы научно-практической интернет-конференции, ХНУМГ имени Бекетова. 2013. С. 78-81.

242. Пенчук В.А., Супонев В.Н., Олексин В.И. и др. Механика процессов прокола и расширения горизонтальных скважин. *Интерстроймех-2015: материалы Международной научно-технической конференции*. Казань, Изд-во казанск. гос. архитектур.-строит. ун-та, 2015. С. 161–168.

243. Супонев В.Н. Балесный С.П., Вивчар С.М. Исследование процессов формирования горизонтальных скважин для бестраншейной прокладки подземных коммуникаций. *Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд: матеріали VIII міжнар. наук. конф., ХНУБА, 18-19 жовтня 2017 р. Харків, 2017*. С. 28-30.

244. Супонев В.М. Теоретичний спосіб Визначення лобового опору заглибленню в ґрунт кільцевого наконечника. *Modern methods, Innovations, and experience of practical application in the field of technical sciences: International research and practice conference, Radom, Republic of Poland, December 27 – 28, Radom Academy of Economics, 2017*. С. 153 -156.

245. Кравець С.В., Супонев В.М., Посмітюха О.П. Використання плоского робочого органу для прокладання підземних комунікацій способом статичного проколу. *Проблеми надійності та довговічності споруд і будівель на зал. тр-т: 7-а Міжнародна науково-техн. конференція, 14–16 листопада 2018 р. Х.: УкрДУЗТ, 2018*. С. 49-51.

246. Патент на корисну модель UA 138466 U, Україна, МПК E21B 7/04. Пілотна ґрунтопроколююча головка для керованого проколу / Супонев В.М., Балесний С.П., Васильев С. Крісанов Д. Сідак В. С.; заявник і патентовласник Харківський нац. автомоб.-дорожній ун-т. – u201905817; заявл. 09.06.2019.Опубл. 25.11.2019. Бюл. № 22/2019.

247. Пат. 111733 Україна, МПК E21B17/22 (2006.01). Установка з гвинтовим ґрунтопроколюючим робочим органом для безтраншейної прокладки підземних комунікацій / Супонев В.М., Пенчук В.О., Вівчар С. М., Щукін О.В., Сідак В.С. Опубл. 25.11.2016. Бюл. № 22.

248. Suponev V.N. Research of the power of the vibration cable stacker / Aleksin V., Rimarchuk N.P. *Студентська наука. Іноземна мова. Збірник наукових праць*. 2009. Вип. 1. С. 126-128.

249. Седак В.С., Супонев В.Н.К вопросу о проблемах безопасности в газоснабжении. *Охрана труда: научно-производственный журнал*. 2009. №1. С.37-39.

250. Седак В.С., Супонев В.Н., Слатова О.Н. Пути повышения безопасности систем газоснабжения. *Охрана труда: научно-производственный журнал*. 2009. №10. С.45-49.

252. Седак В.С., Супонев В.Н., Каслин Н.Д., Рыбников М.И. Аналіз аварійних ризиків і прогноз відказів систем газопостачання. *Охорона праці: науково-виробничий журнал*. 2011. №6. С. 44-47.

253. Ремарчук М.П., Супонев В.М., Олексин В.І. Гидропривід як складова машин для безтраншейної прокладки підземних комунікацій. *Вісник НТУ «КПІ». Серія: Машинобудування*. 2011. №61, том 2. С. 183 – 185.

254. Ремарчук М.П., Супонев В.М., Олексин В.І. Експериментальне визначення характеру зміни тиску у робочому циклі прокольної машини. *Науковий вісник будівництва*. 2010. №60. С. 70–74.

255. Супонев В.Н., Ремарчук М.П. Усовершенствование гидросистемы машины для прокола грунта. *Промислова гідравліка і пневматика*. 2011. Вип. 3 (33). С. 97-100.

256. Пенчук В.А., Супонев В.Н., Олексин В.И., Вивчар С.М. Расширение скважин в грунте с использованием пневмовакуумных установок. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Интенсификация рабочих процессов строительных и дорожных машин. Серия: Подъемно-транспортные, строительные и дорожные машины и оборудование*. 2014. Вып. 79. С. 237–244.

257. Супонев В.Н., Пенчук В.А., Гусаков В.Н. и др. Точность и управление траекторией прокола грунта. *Нові технології в будівництві*. 2015. № 29. С.18–22.

258. Супонев В.Н., Супонев В.Н., Константиненко В.В. Влияние осевой силы пригруза на крутящий момент завинчивания винтовых свай. *Будівельне виробництво*. 2016. №61/1. С. 44-49.

259. Хмара Л.А., Кравець С.В., Скоблюк М.П. и др. Машини для земляних робіт: підручник. Харків, ХНАДУ. ТОВ ВКФ «Фавор LTD», 2014. 548 с.

ДОДАТОК А

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ (ДОДАТКОВІ ДАНІ)

Таблиця А.1

Результати аналізу стану ґрунту навколо свердловини
після його проколу конічно-циліндричним та продавлювання
кільцевидними наконечниками

Відстань від свердловини, м	Форма наконечника та тип ґрунту									
	Конічно-циліндричний наконечник				Кільцевидний наконечник з зовнішнім діаметром $D_{св}=140$ мм та внутрішнім $d=100$ мм					
	$D_{св}=65$ мм		$D_{св}=140$ мм							
	Твердий супісок		Твердий супісок		Твердий супісок		Напів тверд. суглинок		Тугопластична глина	
	Пористість, %	Число ударів ДорНД	Пористість, %	Число ударів ДорНД	Пористість, %	Число ударів ДорНД	Пористість, %	Число ударів ДорНД	Пористість, %	Число ударів ДорНД
0,0	36	29	36	28	36	28	36,1	19	41	12,5
0,1	37	28	37	29	37	29	36	18	41	13
0,2	36	29	36	28	36	28	36,2	19	42	12,5
0,3	38	27	37	29	37	29	36,5	19	41	11
0,4	39	24	37,5	29	37,5	29	38	17	43	10
0,5	40	22	38	28	38	28	39,5	16	44	9
0,6	41	20	39	26	39	26	40	14	45,3	8,5
0,7	42	17	40	24	40	24	41	13	46,2	8
0,8	43	16	41	22	41	22	42	13	46,4	7
0,9	45	15	42	21	42	21	44	12	48,2	7
1,0	46	14	43	19	43	19	46	10	50	6
1,1	47	13	44	17	44	17	48	9	52,4	5
1,2	47	12	45	16	45	16	49,5	8	54,6	5
1,3	47	12	46	15	46	15	51,5	8	57,2	4,5
1,4	47	12	47	14	47	14	53	7,3	58,5	4
1,5	47	12	47	13	47	13	53,5	7,3	60	4
1,6	47	12	48	13	48	13	54	7,3	60	4

Таблиця А.2

Експериментальні дані сил сумарного опору проколу ґрунту
голівкою з традиційними конічно-циліндричними наконечниками
та їх зіпівставлення з теоретичними розрахунками

Джерело даних		Опір ґрунту, кН		
		Для діаметрів свердловини, мм		
		$D=65$	$D=108$	$D=159$
Ґрунт		Супісок твердий		
Експеримент дані	Сумарний опір	27,4±2,4	51,1±4,4	85,5±9,5
	Лобовий опір в т.ч.	5,5±0,4	14,8±1,2	34,2±4,2
Теоретичний опір ґрунту	на конусної частині	4,8	13,6	29,8
	на циліндричної частині	20,2	33,5	49,7
Розрахунковий сумарний опір		25,0	47,1	79,5
Розходження, %		9,8	8,5	7,6
Ґрунт		Суглинок напівтвердий		
Експеримент дані	Сумарний опір	25,6±1,9	45,2±3,8	71,7±6,5
	Лобовий опір в т.ч	3,2±0,5	8,9±1,1	19,0±3,7
Теоретичні розрахунки	на конусної частині	2,8	7,8	16,8
	на циліндричної частині	21,3	35,4	52,5
Розрахунковий сумарний опір		24,1	43,2	69,3
Розходження, %		6,4	4,7	3,4
Ґрунт		Ґлина тугопластична		
Експеримент дані	Сумарний опір	20,1±1,6	35,5±2,8	55,8±6,2
	Лобовий опір в т.ч	1,9±0,3	5,4±0,8	12,2±1,4
Теоретичні розрахунки	на конусної частині	1,7	4,9	10,6
	на циліндричної частині	16,8	28,0	41,4
Розрахунковий сумарний опір		18,5	32,9	52,0
Розходження, %		8,9	7,8	7,4

Таблиця А.3

Експериментальні дані сил опору ґрунту проколу
наконечниками з конічно-циліндричною виступаючою основою
та їх співставлення з теоретичними розрахунками

Джерело даних	Опір ґрунту, кН		
	Для діаметрів свердловини, м		
	$D=65$	$D=108$	$D=159$
1	2	3	4
Ґрунт та оптимальний діаметр виступу основи D_k	Твердий супісок, $D_k=1,08D$		
	$D_k=0,07$	$D_k=0,116$	$D_k=0,171$
Експериментальні дані	6,2±0,4	18,0±1,9	37,8±4,2
Теоретичні розрахунки	5,7	15,8	34,2
Розходження, %	8,7	7,2	6,4
Ґрунт та оптимальний діаметр виступу основи D_k	Суглинок напівтвердий, при $D_k=1,22D$		
	$D_k=0,079$	$D_k=0,132$	$D_k=0,195$
Експериментальні дані	5,0±0,3	13,6±1,2	30,4±3,4
Теоретичні розрахунки	4,5	12,5	27,3
Розходження, %	11,2	9,1	7,8
Ґрунт та оптимальний діаметр виступу основи D_k	Тугопластична глини, $D_k=1,31D$		
	$D_k=0,084$	$D_k=0,142$	$D_k=0,208$
Експериментальні дані	3,5±0,24	9,6±0,7	20,4±2,1
Теоретичні розрахунки	2,9	8,4	18,2
Розходження, %	8,2	5,7	4,3

Таблиця А.4

Лобовий опір продавлювання ґрунту кільцево-трубчастими
наконечниками з двостороннім та одностороннім загостренням
ріжучої кромки

Конструкція наконечника	Тип ґрунту	Відношення $\gamma = \frac{D}{d}$	Зусилля проколу, кН		Роз- ход- жен, %
			експеримен- тальні дані	розрахун- кові дані	
Кільцево- трубчастий наконечник з двоконусним загостренням ріжучої кромки	Тердий супісок	1,2	57,4±5,1	46,1	15,7
		1,4	126,0±13,8	112,4	12,1
		1,6	186,0±21,2	164,2	13,2
	Напів- твердий суглинок	1,2	48,2±0,3	43,6	10,5
		1,4	112,0±10,1	102,0	9,8
		1,6	162,0±17,8	146,0	11,0
	Туго- пластич- на глина	1,2	22,0±2,0	19,7	11,6
		1,4	51,0±3,6	46,3	10,1
		1,6	66,0±5,3	60,8	8,5
Кільцево- трубчастий наконечником з зовнішнім загостренням ріжучої кромки	Твердий супісок	1,2	42,5± 2,9	42,0	11,4
		1,4	95,0±6,6	91,0	9,6
		1,6	139,7±16,7	126,4	10,5
	Напів- твердий суглинок	1,2	31,2±2,1	27,7	12,6
		1,4	63,3±5,04	58,3	8,5
		1,6	87,0±7,8	81,0	7,4
	Туго- пластич- на глина	1,2	17,07±15,3	16,2	5,4
		1,4	32,43±3,5	31,3	3,6
		1,6	47,8±4,3	45,6	4,8

Таблиця А.5

Результати експериментального визначення величини
осьового опору проколу ґрунту головкою з асиметричним
наконечником в поширених типах ґрунту та їх порівняння
з теоретичними розрахунками

Джерело даних	Значення осьового опору проколу, P_y , кН								
	При кутах скосу наконечника								
	При $\beta = 25^\circ$			При $\beta = 40^\circ$			При $\beta = 55^\circ$		
	для діаметра наконечника, м			для діаметра наконечника, м			для діаметра наконечника, м		
	0,064	0,089	0,114	0,064	0,089	0,114	0,064	0,089	0,114
Ґрунт	В тугопластичній глині								
Експерим. дані	2,3±0,22	4,4±0,41	7,4±0,84	1,7±0,23	3,3±0,22	5,3±0,42	1,3±0,14	2,6±0,21	4,5±0,34
Теоретичні розрахунки	2,1	4,1	6,7	1,5	3,0	4,8	1,2	2,4	4,0
Розходжен, %	9,5	7,3	10,4	13,3	10,0	10,4	8,3	8,3	12,5
Ґрунт	В напівтвердому суглинку								
Експерим. дані	4,2±0,24	7,1±0,32	11,8±0,6	2,6±0,21	5,1±0,35	8,6±0,52	2,0±0,12	3,9±0,32	6,5±0,38
Теоретичні розрахунки	4,0	6,7	11,0	2,4	4,7	7,7	1,8	3,5	5,8
Розходжен, %	5,0	6,0	7,3	7,1	8,5	11,7	11,1	11,4	12,1
Ґрунт	В твердому супіску								
Експерим. дані	6,6±0,28	12,9±0,7	21,5±0,9	4,2±0,32	8,6±0,54	13,8±1,1	3,3±0,24	5,0±0,45	10,7±0,8
Теоретичні розрахунки	6,1	11,9	19,5	4,0	7,9	13,0	3,0	4,7	9,5
Розходжен, %	8,1	8,4	10,1	5,6	8,7	6,4	11,5	10,8	12,7

Таблиця А.6

Результати заміру величини відхилення траєкторії
руху головки з асиметричним наконечником
та їх порівняння з теоретичними даними

Джерело даних	Величина відхилення від осі траси S , см								
	При кутах скосу наконечника								
	При $\beta = 25^\circ$			При $\beta = 40^\circ$			При $\beta = 55^\circ$		
	довжина прольоту, м			довжина прольоту, м			довжина прольоту, м		
	4,0	7,0	10,0	4,0	7,0	10,0	4,0	7,0	10,0
Ґрунт	В твердому супіску								
Експерим. дані	15,9 $\pm 2,4$	28,5 $\pm 4,5$	41,0 $\pm 5,0$	11,5 $\pm 1,5$	19,6 $\pm 2,5$	28,5 $\pm 4,0$	5,1 $\pm$ 0,5	8,7 $\pm$ 0,7	12 $\pm$ 1,0
Теоретичні розрахунки	14,0	24,90	35,6	10,4	18,0	26,0	4,5	7,7	11,0
Розходження %	13,9	14,6	13,8	10,3	8,7	9,6	13,4	12,7	12,2
Ґрунт	В суглинку								
Експерим. дані	10,8 $\pm 2,0$	18,3 $\pm 2,5$	27,1 $\pm 4,0$	8,6 $\pm$ 1,5	15,2 $\pm$ 2,0	21,3 $\pm$ 3,0	5,1 $\pm$ 0,5	9,2 $\pm$ 1,5	13 $\pm$ 2,0
Теоретичні розрахунки	9,7	16,0	24,3	7,8	13,5	19,3	4,7	8,3	12,0
Розходження %	12,0	14,3	11,7	9,7	12,2	10,5	9,4	11,2	10,7
Ґрунт	В важкої глині								
Експерим. дані	7,7 $\pm$ 0,5	13,4 $\pm$ 2,0	19,6 $\pm$ 3,0	6,8 $\pm$ 0,5	12,0 $\pm$ 2,0	17,2 $\pm$ 2,5	5,3 $\pm$ 1,0	9,0 $\pm$ 1,5	12 $\pm$ 2,0
Теоретичні розрахунки	7,2	12,6	18,0	6,2	10,8	15,5	4,6	8,0	11,4
Розходження %	7,4	6,5	8,7	9,8	11,3	10,8	14,7	13,2	12,4

Таблиця А.7

Траєкторія руху головки в суглинку з різними кутами нахилу лобової площини наконечника

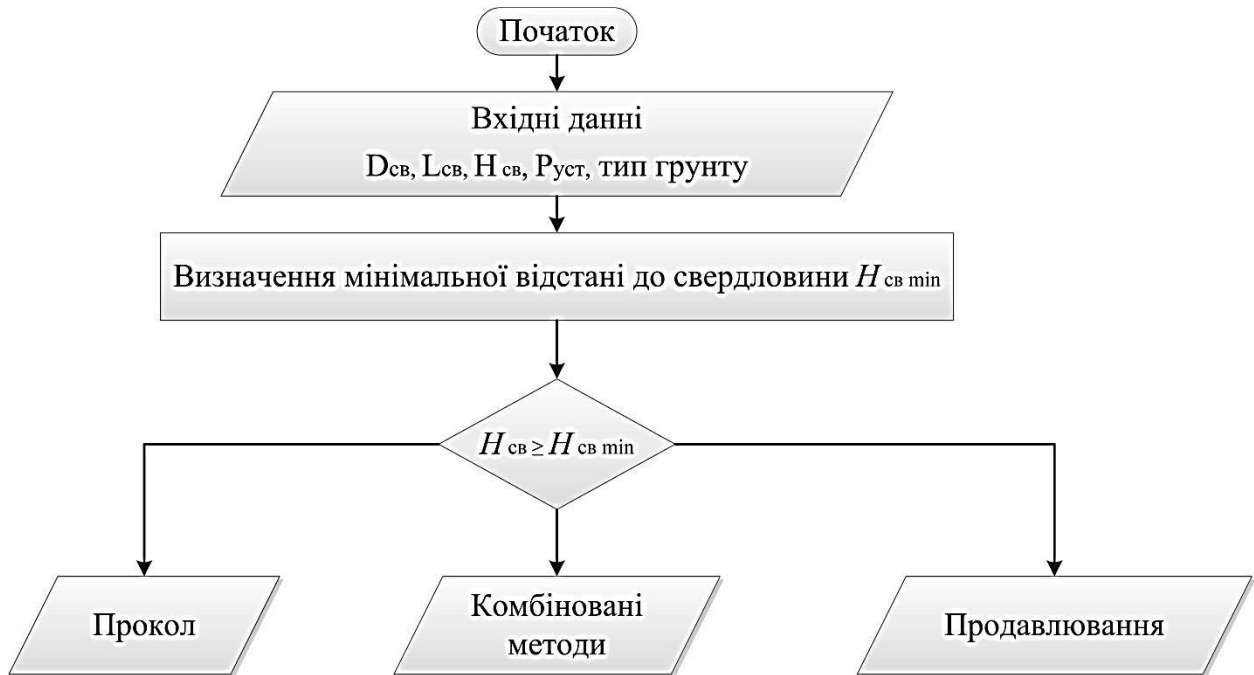
Довжина проходки, м	Величина відхилення, см								
	При $\beta = 25^\circ$			При $\beta = 40^\circ$			При $\beta = 50^\circ$		
	експ.*	розр.	%	експ.*	розр.	%	експ.*	розр.	%
1	2,0	1,4	30	1,0	0,5	50	0,0	0,2	20
2	4,0	2,8	30	2,0	1,4	30	0,0	0,3	30
3	8,0	5,9	16,4	4,0	3,2	20	1,0	0,6	40
4	11,0	9,2	16,0	6,5	5,4	17	2,0	1,3	35
5	14,0	12,3	12,1	10,0	8,4	16	3,0	2,6	13,4
6	17,0	15,4	9,0	12,0	10,6	11,6	5,0	3,8	24
7	24,0	21,2	11,6	15,0	13,4	10,7	7,0	5,6	20
8	30,0	26,5	11,7	18,0	16,5	8,3	9,0	7,8	12
9	36,0	32,0	11,0	23,0	20,7	10	12,0	10,6	11,7
10	44,0	39,3	10,6	28,0	24,8	11,4	16,0	18,1	11,3

*Фактичні варіації даних коливались в межах 12–14%

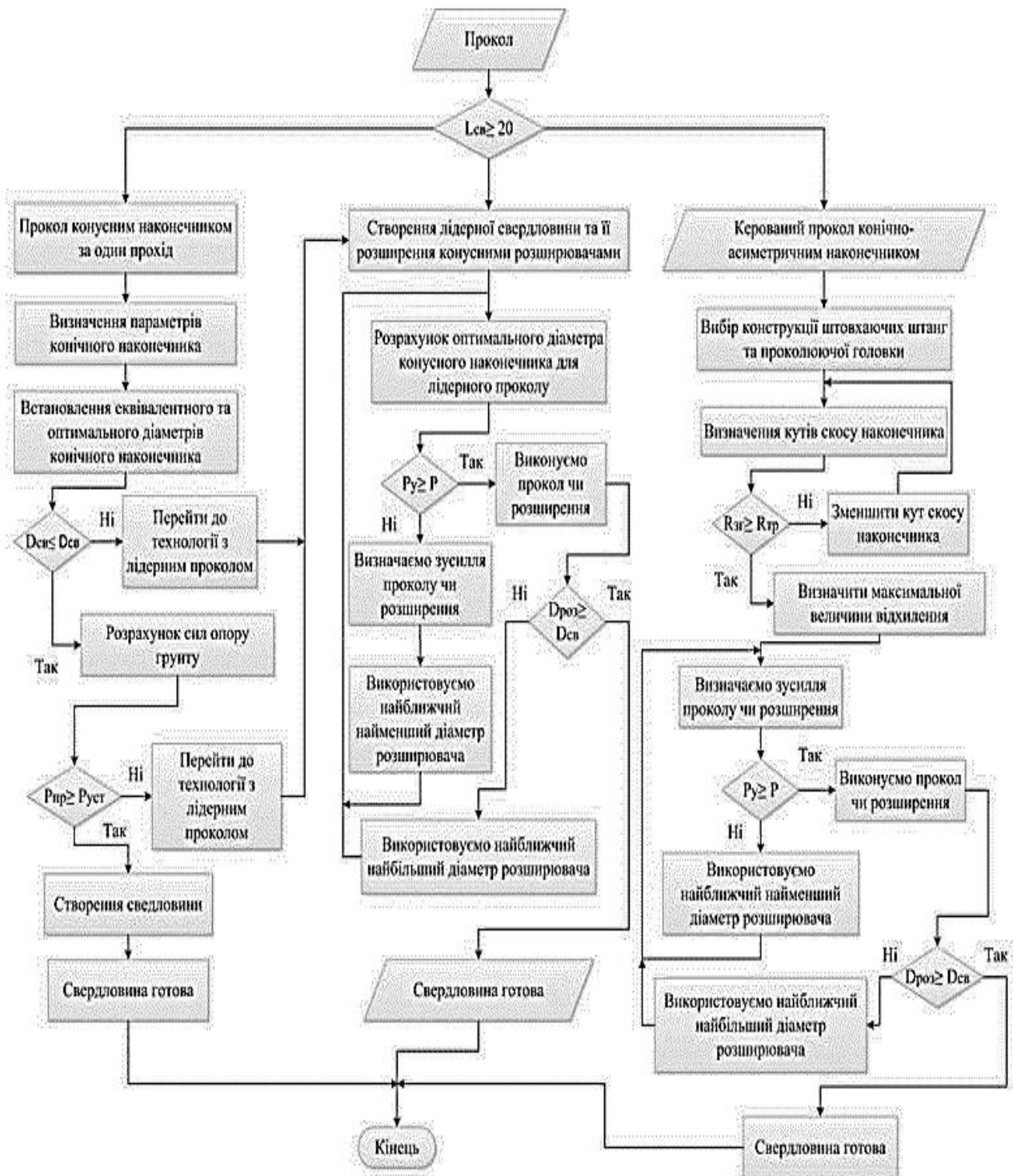
ДОДАТОК Б

БЛОК-СХЕМИ АЛГОРИТМІВ СТВОРЕННЯ ВИСОКОЕФЕКТИВНОГО ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ БЕЗТРАНШЕЙНОГО ПРОКЛАДАННЯ ПІДЗЕМНИХ КОМУНІКАЦІЙ

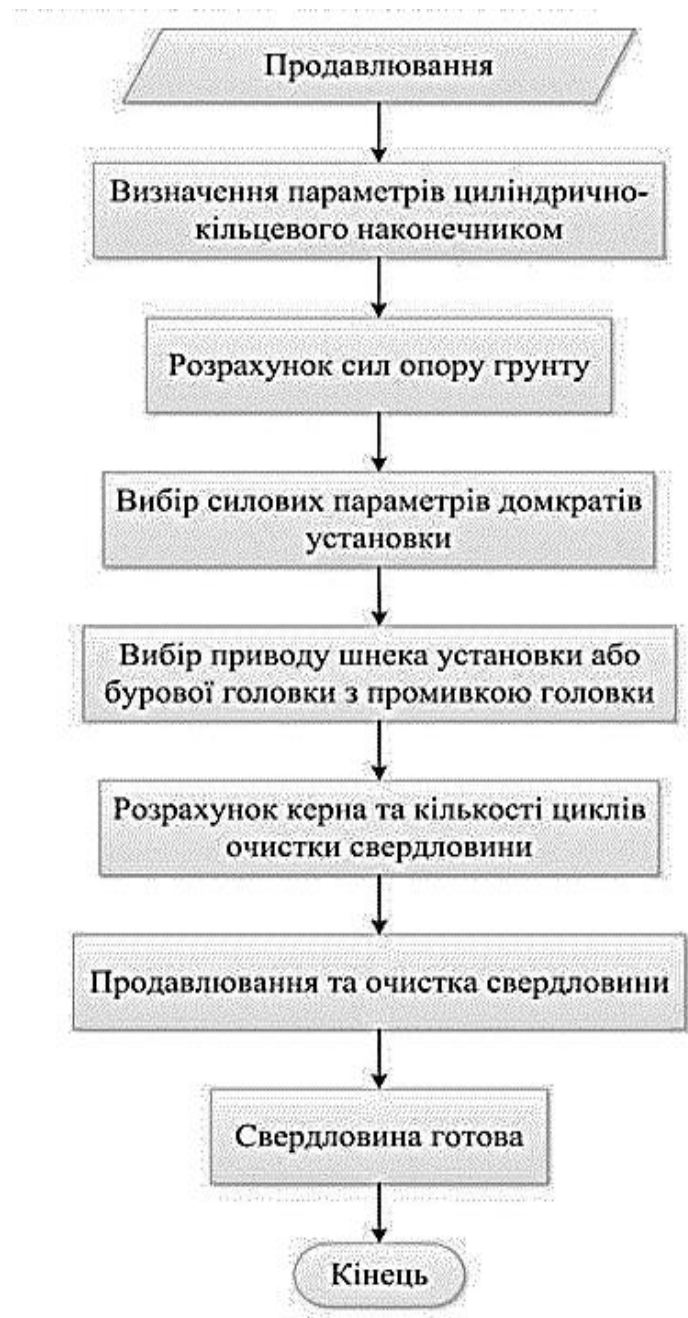
Б.1 Блок-схема вибору технології формування
горизонтальної свердловини



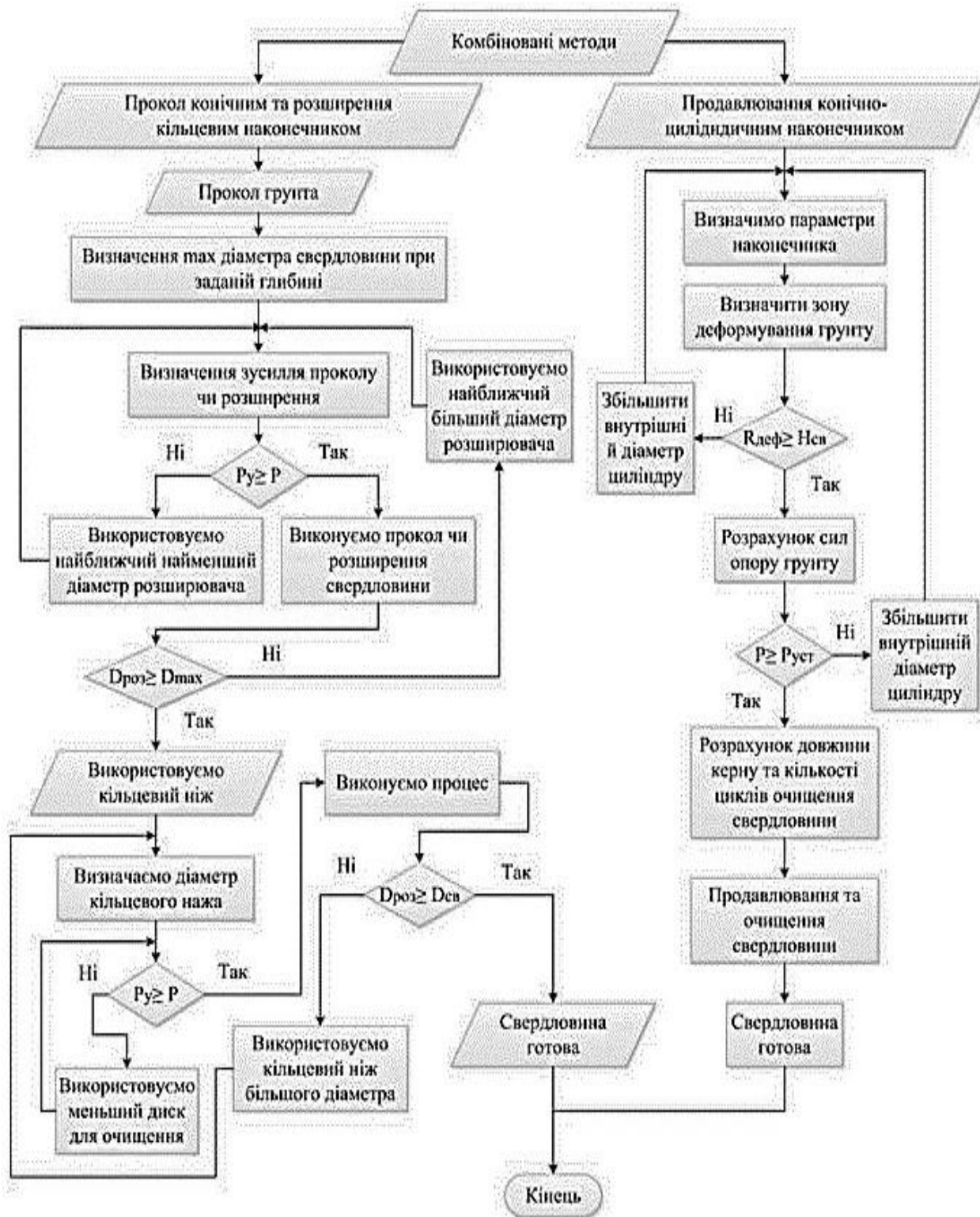
Б.2 Алгоритм розрахунку параметрів обладнання для створення свердловин методом статичного проколу ґрунту



Б.3 Алгоритм розрахунку параметрів
обладнання для створення свердловин методами
продавлювання ґрунту



Б.4 Алгоритм розрахунку параметрів обладнання для створення свердловин комбінованими методами



ЗМІСТ

ВСТУП	3
--------------------	----------

РОЗДІЛ 1 СТАН ПИТАННЯ В ОБЛАСТІ БЕЗТРАНШЕЙНОГО ПРОКЛАДАННЯ ІНЖЕНЕРНИХ КОМУНІКАЦІЙ. МЕТА І ЗАДАЧІ МОНОГРАФІЇ..... 9

1.1 Загальні вимоги та аналіз технологій для прокладання підземних комунікацій під перешкодами.....	9
1.2 Системний аналіз машин і установок для створення горизонтальних свердловин	27
1.3 Оцінка ефективності машин і обладнання для створення горизонтальних свердловин.....	46
1.4 Аналіз теорій проколювання ґрунту	50
1.5 Аналіз досліджень по утворюванню ґрунтових порожнин способом продавлювання	67
1.6 Аналіз досліджень по утворенню горизонтальних ґрунтових порожнин комбінованим способом	73
1.7 Проблема створення високоефективних спеціальних землерийних машин для безтраншейного прокладання підземних комунікацій, мета та задачі дослідження	78

РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ТЕОРІЇ РОБОЧИХ ПРОЦЕСІВ ФОРМУВАННЯ ҐРУНТОВИХ СВЕРДЛОВИН (ПОРОЖНИН) ДЛЯ ПРОКЛАДАННЯ ПІДЗЕМНИХ КОМУНІКАЦІЙ СТАТИЧНИМИ МЕТОДАМИ 82

2.1 Передумови теорії формування ґрунтових порожнин статичними методами.....	82
2.1.1 Фізична картина процесу статичної взаємодії робочих наконечників з ґрунтом	82
2.1.2 Ґрунт як середовище взаємодії з робочим інструментом.....	86
2.1.3 Вибір та визначення вихідних даних для розрахунку ґрунтопроколюючих та ґрунтопродавлюючих установок.....	90
2.1.4. Допустимі радіуси кривизни траєкторій ґрунтових порожнин	93
2.2 Теоретичні основи робочого процесу проколювання ґрунту.....	97

2.2.1 Визначення сил опору проколювання ґрунту конусним наконечником.....	97
2.2.2 Визначення сумарного опору конусно- циліндричного наконечника	102
2.2.3 Визначення еквівалентного і оптимального діаметрів конусного наконечника з виступами	105
2.3 Теоретичні основи робочого процесу утворення ґрунтових порожнин комбінованим методом	111
2.3.1 Визначення лобового опору заглибленню в ґрунт кільцеподібного наконечника	111
2.3.2 Визначення опору переміщенню кільцеподібного наконечника з зовнішнім загостренням ріжучої кромки.....	117
2.3.3. Умова руху ґрунту в середині кільцеподібного наконечника	127
2.3.4 Сумарне зусилля переміщенню кільцеподібного наконечника з зовнішнім загостренням ріжучої кромки.....	128
2.3.5 Визначення величини зони деформування ґрунту та тиску на бічній поверхні циліндра кільцеподібного наконечника із зовнішнім конусом	133
2.4 Керування процесом корекції траєкторії руху асиметричного наконечника	137
2.4.1 Керування процесом корекції траєкторії руху робочого органу при статичному проколі ґрунту.....	138
2.4.2 Визначення допустимого зусилля прогину штовхаючих штанг і трубопровода	140
2.4.3 Визначення реакцій ґрунту на зрізаний циліндричний наконечник.....	142
2.4.4 Визначення кута нахилу лобової площини наконечника до горизонту.....	147
2.4.5. Визначення величини відхилення зрізаного циліндричного наконечника від поздовжньої осі руху.....	149
2.4.6 Математична модель корекції траєкторії руху зрізаного циліндричного наконечника.....	153
Висновки	158

РОЗДІЛ 3 МЕТОДИКА І ПРОГРАМА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ161

3.1 Мета, задачі та програма експериментальних досліджень.....	161
3.2 Об'єкти та засоби експериментальних досліджень	162

3.3 Схеми вимірювань, техніка та методика проведення експериментальних досліджень.....	168
3.4 План проведення польових досліджень і методика обробки експериментальних даних.....	191
3.5 Порядок проведення виробничо-польових випробувань установки та обладнання для формування свердловин в ґрунті.....	192
Висновки	195

РОЗДІЛ 4 РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ЇХ ПОРІВНЯННЯ З

ТЕОРЕТИЧНИМИ ДАНИМИ 197

4.1 Дослідження властивостей ґрунту в умовах формування свердловин	197
4.2 Фізичні основи статичного формування комунікаційних порожнин в ґрунті.....	198
4.3 Результати дослідження сил опору ґрунту проколу конусно-циліндричним наконечником	204
4.4 Результати дослідження по продавлюванню ґрунту кільцево-циліндричними наконечниками	210
4.5 Результати дослідження керованого проколу ґрунту	214
4.6 Виробничо-польові випробування установки статичної дії	221
Висновки	224

РОЗДІЛ 5 АЛГОРИТМИ СТВОРЕННЯ РОБОЧОГО ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ УТВОРЕННЯ ҐРУНТОВИХ ПІДЗЕМНИХ КОМУНІКАЦІЙНИХ ПОРОЖНИН

СТАТИЧНИМИ СПОСОБАМИ 227

5.1 Основні умовні позначення та вибір вихідних даних до розрахунку	227
5.2. Алгоритм вибору технологій утворювання горизонтальних свердловин	229
5.3 Алгоритм визначення параметрів обладнання для утворення підземних свердловин способом проколювання	232
5.4 Алгоритм визначення параметрів кільцеподібного наконечника для утворення підземних свердловин комбінованим способом та продавлюванням	233

5.5 Алгоритм визначення параметрів циліндричного наконечника зі зрізаною лобовою площиною та величини поперечного відхилення його від поздовжньої осі руху	235
Висновки	236

РОЗДІЛ 6 ПРАКТИЧНЕ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ В НАРОДНЕ ГОСПОДАРСТВО238

6.1 Установки та обладнання для реалізації технологій проколу та продавлювання при безтраншейному прокладанні підземних комунікацій	238
6.2 Технологічні особливості створення порожнин та прокладання в них підземних комунікацій.....	240
6.3 Вибір навігаційної системи та обґрунтування сфери їх ефективного використання при статичному формуванні свердловин в ґрунті.....	250
6.4 Перспективи удосконалення статичного проколу ґрунту шляхом використання гвинтової тягнучої сили	255
Висновки	259

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ260

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....264

Додаток А Результаті експериментальних досліджень (додаткові дані)	268
--	-----

Додаток Б Блок-схеми алгоритмів створення високоєфективного обладнання для безтраншейного прокладання підземних комунікацій	293
--	-----

Наукове видання

КРАВЕЦЬ Святослав Володимирович
СУПОНЄВ Володимир Миколайович
ПОСМІТЮХА Олександр Петрович
БАЛЕСНИЙ Сергій Петрович

**НАУКОВІ ОСНОВИ ТА ПРАКТИКА
СТВОРЕННЯ МІНІМАЛЬНОЕНЕРГОЄМНИХ
РОБОЧИХ ОРГАНІВ ДЛЯ ФОРМУВАННЯ
КОМУНІКАЦІЙНИХ ПОРОЖНИН
В ҐРУНТІ**

Монографія

Відповідальний за випуск *В.О. Шевченко*

В авторській редакції

Комп'ютерна верстка *Н.В. Журавльової*