

ХЕРСОНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

На правах рукопису

НЕДБАЙЛО Олексій Миколайович

УДК 621.643.001.24

**МЕХАНІКА ШЕЛЬФОВИХ НАФТОГАЗОПРОВІДІВ ПРИ
УКЛАДАННІ, РЕМОНТІ І ЕКСПЛУАТАЦІЇ**

05.15.13 - нафтогазопроводи, бази та сховища

ДИСЕРТАЦІЯ

на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Науковий керівник -
доктор технічних наук, професор
Гравцов В.І.

Херсон - 2004

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1	
СТАН ПРОБЛЕМИ МЕХАНІКИ ШЕЛЬФОВИХ	
НАФТОГАЗОПРОВОДІВ.....	
1.1. Перспективи освоєння шельфу Чорного й Азовського морів.....	15
1.2. Технологія спорудження підводних трубопроводів.....	18
1.3. Основні технічні несправності при спорудженні та експлуатації підводних трубопроводів.....	22
1.4. Аналіз методів розрахунку напружено-деформованого стану трубопроводів.....	24
1.5. Характеристика механічних властивостей трубопроводів і діючих на них навантажень.....	32
Висновки.....	44
РОЗДІЛ 2	
МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ЧИСЛОВОГО ДОСЛІДЖЕННЯ ПРУЖНОГО	
НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ ПРОСТОРОВО ВИКРИВЛЕНИХ	
ТРУБОПРОВОДІВ.....	
2.1. Геометрія елемента трубопроводу при його просторовому необмеженому пружному деформуванні.....	45
2.2. Внутрішні силові фактори і переміщення.....	51
2.3. Рівняння проєкцій внутрішніх зусиль і моментів.....	56
2.4. Метод побудови розв'язків зведених нелінійних диференціальних рівнянь.....	59
2.5. Постановка граничних умов.....	66
Висновки.....	72

РОЗДІЛ 3

ЧИСЛОВЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРУЖНОГО ДЕФОРМУВАННЯ

І СТІЙКОСТІ ТРУБОПРОВОДІВ.....	73
3.1. Організація обчислювального процесу.....	73
3.2. Методи задавання силових впливів.....	81
3.3. Вхідні і вихідні дані для визначення напружено-деформованого стану трубопроводу.....	89
3.4. Розв'язок тестових задач.....	95
Висновки.....	101

РОЗДІЛ 4

ПРИКЛАДНІ ЗАДАЧІ ПРОСТОРОВОГО ДЕФОРМУВАННЯ

ПІДВОДНОГО ТРУБОПРОВОДУ ТА ЙОГО ЕЛЕМЕНТІВ.....	102
4.1. Оптимізація S-подібної осьової лінії просторово викривленого трубопроводу при укладанні на великі глибини.....	103
4.2. Стійкість і закритична поведінка елемента трубопроводу під дією гідростатичного навантаження.....	122
4.3. Вплив зосереджених навантажень на елемент трубопроводу.....	133
4.4. Позиціювання трубопроводів, що опускаються, спрямованими силовими впливами.....	145
4.5. Пружне просторове нелінійне деформування трубопроводу при опусканні.....	151
4.6. Вплив рельєфу дна на напружено-деформований стан трубопроводу.....	157
Висновки.....	162

ВИСНОВКИ.....163

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....165

ДОДАТКИ.....176

...у процесі роботи з клієнтами та партнерами, а також у процесі розробки нових продуктів та послуг. Це дозволяє підприємству бути більш гнучким та адаптивним до змін на ринку. Крім того, використання інформаційних технологій дозволяє оптимізувати процеси виробництва та логістики, що також веде до зростання ефективності роботи підприємства.

...у процесі роботи з клієнтами та партнерами, а також у процесі розробки нових продуктів та послуг. Це дозволяє підприємству бути більш гнучким та адаптивним до змін на ринку. Крім того, використання інформаційних технологій дозволяє оптимізувати процеси виробництва та логістики, що також веде до зростання ефективності роботи підприємства.

...у процесі роботи з клієнтами та партнерами, а також у процесі розробки нових продуктів та послуг. Це дозволяє підприємству бути більш гнучким та адаптивним до змін на ринку. Крім того, використання інформаційних технологій дозволяє оптимізувати процеси виробництва та логістики, що також веде до зростання ефективності роботи підприємства.

...у процесі роботи з клієнтами та партнерами, а також у процесі розробки нових продуктів та послуг. Це дозволяє підприємству бути більш гнучким та адаптивним до змін на ринку. Крім того, використання інформаційних технологій дозволяє оптимізувати процеси виробництва та логістики, що також веде до зростання ефективності роботи підприємства.

...у процесі роботи з клієнтами та партнерами, а також у процесі розробки нових продуктів та послуг. Це дозволяє підприємству бути більш гнучким та адаптивним до змін на ринку. Крім того, використання інформаційних технологій дозволяє оптимізувати процеси виробництва та логістики, що також веде до зростання ефективності роботи підприємства.

ВСТУП

В Україні близько 40% прогнозованих ресурсів вуглеводнів приходить на український сектор шельфу Чорного й Азовського морів, з яких освоєно лише 4 відсотки. Надра в акваторіях Чорного й Азовського морів з геологічної точки зору мають сприятливі умови для формування і збереження родовищ нафти і газу. У силу різних причин роботи на шельфі Чорного й Азовського морів донедавна виконувалися в обмежених обсягах, внаслідок чого ступінь освоєння ресурсів залишається вкрай низьким. Однак в останні роки в Україні значно активізувалися дослідження і розробка шельфів Чорного й Азовського морів. Це нерозривно пов'язано з розробкою і побудовою нових типів підводних конструкцій для видобутку і транспортування сировини.

Основні відмінності шельфових трубопроводів від традиційних полягають в особливості їх проектування і експлуатації, в істотно більш несприятливих кліматичних впливах на них, зведенні їх на незахищених акваторіях, значних глибинах і великому видаленні від берега [50].

Морський трубопровідний транспорт у розробці нафтових та газових родовищ є найбільш ефективним та вигідним у порівнянні із іншими видами транспорту. Але водночас трубопроводи, що використовуються на морських промислах в умовах континентального шельфу повинні відповідати жорстким вимогам, тому що механічні розриви, технологічна невідповідальність умовам експлуатації тощо можуть привести до вельми тяжких наслідків - не тільки економічних, але й, що найнебезпечніше, екологічних. Трубопровід повинен бути стійким до агресивної дії морської води та продуктів, що перекачуються, міцним і водночас гнучким з урахуванням способів укладення на дно, не втрачати своїх механічних властивостей у разі його ремонту або механічних пошкоджень.

Особливістю більшості підводних трубопроводів є те, що їх далеко не завжди можна випробувати на підвищений тиск перед укладанням під воду, оскільки багато які схемі укладання не дають можливості це зробити.

Випробувати ж підводні трубопроводи після їх укладання зі значним перевищенням тиску в порівнянні з робочим небезпечно, особливо для глибоководних трубопроводів. Будь-який розрив глибоководного трубопроводу дуже складно, а іноді і неможливо ліквідувати. Тому методи розрахунку і методи випробувань (до укладання) повинні забезпечувати незруйновність труб у всіх режимах експлуатації трубопроводу [17].

При укладанні трубопроводів технологічні процеси визначаються, в основному, можливостями вигину труби під дією всього комплексу морських навантажень, тому зменшення радіуса вигину осі трубопроводу може привести до зростання напружень від експлуатаційних навантажень, що в свою чергу може привести до втрати подовжньої стійкості. Виникає задача визначення оптимального профілю осі трубопроводу, при якому витрати на його укладання, експлуатацію і ремонт будуть мінімальними при забезпеченні всіх вимог напружено-деформованого стану.

Велика кількість відомих технологічних способів будівництва і ремонту підводних трубопроводів пов'язана з операціями укладання трубопроводу понтонами перемінної вантажопідйомності, опорами спускової площадки тощо. При цьому особливе значення має вибір параметрів схеми укладання, що створюють безпечні режими робіт, цілісність трубопроводу, раціональне використання спускових пристроїв. Виконані в цій області роботи [18, 41, 123] у значній мірі сприяли розробці розрахунку технологічних схем будівництва переходів. Однак, як правило, відправним пунктом проведених досліджень є рівняння вигнутої осі трубопроводу, що ускладнює розв'язання й утрудняє оптимізацію по комплексу технологічних параметрів.

Особливістю питання, що розглядається, є “конструктивна нелінійність”, пов'язана з великою довжиною вигнутої вісі трубопроводу, тобто майже завжди при шельфовому облаштуванні трубопровідного транспорту є можливість його просторового деформування. Ділянки трубопроводу при укладанні різними способами зварюються, місце зварювання, як правило, є небезпечним вузлом, при виникненні значних крутильних деформацій дотичні напруження можуть

оути перевищені. Тому у розрахунках необхідно враховувати не тільки згинальні, а й крутильні деформації, що між тим завжди існують у просторовому нелінійному деформуванні.

При будівництві глибоководних трубопроводів великих діаметрів існуючі методи їх укладання можуть виявитися неприйнятними через необхідність створення значного зусилля натягу. Отже, зменшення напружень у провисаючій ділянці трубопроводу шляхом регулювання натягу, а також зниження зусилля натягу до прийнятних значень доцільно здійснювати регулюванням плавучості на ділянці трубопроводу [18]. Оперативне визначення прогнозованих напружень може значно поліпшити ці технології, зменшити час на їх здійснення.

Якщо важкі трубопроводи прокладаються в ґрунтах з незначним опором відразу або можливе розрідження ґрунту, виникає необхідність встановлення величини занурення трубопроводу і виникаючих в ньому при цьому додаткових напружень.

Таким чином, для удосконалювання технології будівництва підводних трубопроводів необхідно уточнити або розробити знову, особливо для труб великого діаметра, способи оптимального розміщення плавучих засобів при використанні плавучих опор, вплив надводної ділянки трубопроводу і розміщення плавучих засобів при способі укладання нарощуванням довгомірних плетіней, питання баластування з урахуванням рельєфу дна і деякі інші питання, пов'язані з особливостями способів укладання.

Підводний трубопровід у процесі експлуатації піддається як внутрішньому тиску продукту, так і тиску оточуючої його води. При цьому одразу після укладання діє тільки зовнішній тиск і лише після введення трубопроводу в експлуатацію в ньому створюється внутрішній тиск, що компенсує зовнішній тиск води [17]. Отже, розрахунок трубопроводу повинен гарантувати його здатність витримувати вплив як зовнішнього, так і внутрішнього тиску і згинальних напружень, що виникають у процесі укладання і відразу після нього. У газопроводах подібні умови можуть створитися й у процесі експлуатації.

Трубопровід, що має ідеально круглий переріз, при поступово зростаючому гідростатичному тиску зберігає круглу форму до того моменту, доки тиск не стане критичним. При такому тиску різко збільшується деформація стінки перерізу і відбувається зминання труби. Оскільки труба практично завжди має овальність, критичний тиск може бути значно менше тиску для труби ідеально круглої форми. В залежності від жорсткості і початкової овальності труби зминання стінки може відбутися ще до того, як кільцеві напруження досягнуть межі пружності. При укладанні нижня увігнута ділянка трубопроводу знаходиться під дією гідростатичного тиску, осьової сили і згинального моменту. При цьому втрата стійкості може відбутися при меншому тиску, ніж на прямолінійній ділянці трубопроводу [85]. У випадку, коли в трубопроводі можуть виникати стискаючі, подовжні і (або) кільцеві напруження, необхідний розрахунок трубопроводу на можливу втрату стійкості. Характер ушкодження трубопроводу, що виникає при зминанні стінки, залежить від співвідношення величини гідростатичного тиску на ділянці початкового зминання і характерних тисків – «критичного» і «початкового». Початковий тиск завжди є вищим за критичний. Обидва тиски залежать від відношення діаметра трубопроводу до товщини стінки і від марки стали.

Для трубопроводів, що прокладаються на великих глибинах і що розраховуються за схемою балки, яка зазнає подовжньо-поперечний вигин, допустимі подовжні напруження варто призначати із врахуванням зовнішнього гідростатичного тиску. Це необхідно враховувати і у випадку розташування трубопроводу на пересіченому морському дні, а також у випадку наявності провисаючих ділянок трубопроводу внаслідок переформування дна та проведення капітального ремонту трубопроводу.

При проектуванні і будівництві підводних переходів варто враховувати складність їхнього ремонту і необхідність створення умов, що виключають можливість аварій, тому що розрив одного трубопроводу приведе до значних збитків, пов'язаних з випуском продукту у водойми, а також до тривалих перерв в експлуатації магістралі і викличе значні фінансові витрати на ремонтні роботи.

У природі не існує водойм з однаковими рельєфом і геологічною будовою дна, швидкостями течій та інших факторів, що визначають способи проведення ремонтних робіт. Тому технологія ремонту підводних трубопроводів на кожному об'єкті буде різною. Якщо укладанню трубопроводів присвячено багато наукових досліджень, то ремонту майже не приділено уваги, тому що ця проблема виникла тільки тепер, коли є необхідність заміни або ремонту більшості існуючих трубопроводів.

Велику небезпеку для трубопроводів представляють ушкодження якорями, а також результати розмиву дна, тому в ряді випадків їх проектують із зануренням у дно моря. Глибина укладання трубопроводу визначається конкретними умовами траси і діючими в даному секторі нормами проектування. [11]. Якщо проектом передбачається занурення трубопроводу в дно після його укладання, варто виконувати розрахунки для перевірки виникаючих напружень, можливості зминання стінки трубопроводу й ушкодження його покриття. При цьому варто визначити кривизну трубопроводу, що занурюється.

Однією з основних причин аварій на переході також є корозія підводних трубопроводів. При наявності таких дефектів навіть значний запас несучої здатності трубопроводу не виключає його розриву або зминання в дефектних ділянках труб. Таким чином, при виникненні корозійних дефектів виникає необхідність перерахунку стійкості і міцності трубопроводу.

Якщо врахувати, що ремонт підводних трубопроводів являє собою задачу іноді більш складну, ніж власне будівництво нового переходу, то стає очевидним, наскільки складними є умови роботи підводних трубопроводів і, отже, наскільки науково обґрунтованими повинні бути розрахунки і технологія їх будівництва [18].

При проектуванні і будівництві переходів повинна бути вирішена задача створення підводних трубопроводів, що могли б працювати без аварій і ремонтів протягом декількох десятків років. Тільки в цьому випадку кошти, витрачені на їх будівництво, можна вважати виправданими, а водойми захищеними від можливого попадання в них шкідливих продуктів.

Актуальність теми. Одним з пріоритетів НАК “Нафтогаз України” визначено освоєння ресурсів Чорного та Азовського морів. В Україні роботи в цьому напрямку набувають особливо важливого значення в зв’язку з гострою необхідністю пошуку власних енергоносіїв, що добуваються на морському шельфі. Дослідження і експлуатація шельфів нерозривно пов’язані з розробкою і створенням нових типів конструкцій для транспортування продуктів. Цю задачу здебільшого здійснюють за допомогою будівництва магістральних нафтогазопроводів. Статистичні дані свідчать, що близько 5% довжини всіх трубопроводів, які будуються, складає сумарна протяжність підводних переходів. Підводні переходи магістральних трубопроводів є найбільш відповідальними ділянками лінійної частини, до їх надійності пред’являють підвищені вимоги. Зростання інтересу в Україні до робіт, що проводяться на шельфах морів з метою видобутку сировинних і енергетичних ресурсів, свідчить про необхідність створення і розробки універсальних і алгоритмічних методів розрахунку трубопроводів, які дозволяють враховувати істотну просторову викривленість осей і глибоку нелінійність розв’язальних рівнянь. Міра деталізування питань у проектуванні і дослідженні підводно-технічних трубопроводних комплексів підтверджує значний досвід, накопичений в області розробки цих технічних засобів. У той же час практично немає глибоких досліджень з питання щодо визначення напружено-деформованого стану таких конструкцій із згинальною та крутильною жорсткістю з урахуванням повного вектора просторових навантажень і переміщень, викликаних впливом морських факторів, які відрізнялися б алгоритмічністю і адаптацією до сучасних обчислювальних машин. Крім того, приведені в літературі результати розв’язання таких задач, як правило, відносяться до плоского випадку і відрізняються простотою кінематичних співвідношень і малим порядком розв’язальних рівнянь. Просторові ж задачі розв’язуються методами, які не відрізняються достатньою точністю й алгоритмічністю [76]. В багатьох роботах розглядаються задачі тільки в лінійній постановці. У зв’язку з цим дослідження

щодо визначення механічних характеристик трубопроводу в умовах шельфу при укладанні, ремонті і експлуатації є актуальним.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота узагальнює результати досліджень, виконаних автором у рамках частуєпних координаційних планів:

1. Загальний план наукових досліджень з розробки методів числового розрахунку просторового пружного нелінійного деформування трубопроводів в умовах шельфа, проведених на кафедрі основ конструювання Херсонського державного технічного університету.

2. Національна програма досліджень і використання ресурсів Азово-Чорноморського басейну, інших районів світового океану (розділ цільового комплексного проекту «Пошук»).

3. Державна програма «Освоєння вуглеводневих ресурсів Українського сектору Чорного й Азовського морів» Держкомнафтогазпрому України (Київ 1995).

Мета і задачі дослідження. Мета дисертаційної роботи - розробка методів і алгоритмів числового дослідження нелінійного пружного деформування просторово криволінійних труб та трубчатих конструкцій в умовах шельфу.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі:

1. Розробка методів і алгоритмів числового розрахунку нелінійного пружного деформування просторово викривлених трубопроводів при дії довільно розташованих у просторі статичних або квазістатичних зосереджених, розподілених або моментних навантажень, викликаних кінематичним або деформаційним впливом шельфового середовища.

2. Розробка обчислювальних прикладних програм, що дозволяють оперативно вирішувати поставлені задачі з метою прийняття конструктивних та технологічних рішень.

3. Перевірка достовірності розроблених методів числовими і натурними експериментами.

4. Розв'язання прикладних задач механіки трубопроводів при їх укладанні, ремонті і експлуатації.

5. Розробка та впровадження на виробництві “Методики розрахунку напружено-деформованого стану просторово викривлених підводних трубопроводів”.

Об'єкт дослідження - шельфові нафтогазопроводи та їх елементи.

Предмет дослідження – процеси укладання, експлуатації та ремонту підводних трубопроводів.

Методи дослідження. У дисертаційній роботі використано методи математичного моделювання просторового деформування трубопроводів, що засновані на числовому розв'язку системи нелінійних диференціальних рівнянь високого порядку та експериментальних випробуваннях.

Наукова новизна одержаних результатів.

1. Запропоновано новий підхід у розробці методів дослідження нелінійного деформування, стійкості та закритичної поведінки просторово криволінійних трубопроводів при дії просторово орієнтованих статичних навантажень.

2. Систематизовані відомі методи розв'язків задач нелінійного деформування та стійкості просторово викривлених трубопроводів в умовах водного середовища і на їх основі створені числові методи розрахунку, які відрізняються алгоритмічністю та універсальністю і дозволяють оперативно розв'язувати задачі, що виникають безпосередньо при експлуатації та проектуванні.

3. Розроблено та показано на прикладах розв'язання задач обчислювальний алгоритм.

4. На підставі створених методів та алгоритмів вперше розв'язано ряд прикладних задач механіки морських трубопроводів, досліджено їх напружено-деформований стан, стійкість та закритичну поведінку.

Практичне значення одержаних результатів.

Розроблені методи дослідження можуть бути використані інженерами-практиками та інженерами-конструкторами на виробництві, студентами вищих навчальних закладів. Створені обчислювальні алгоритми дозволяють вирішувати

технологічні задачі безпосередньо в умовах виробництва. Практичне застосування результати дисертаційної роботи знайшли в наступних організаціях (акти впровадження додаються): ДАТ “Чорноморнафтогаз” (м. Сімферополь); Харцизький трубний завод (м. Харцизьк). Наукові положення, висновки, рекомендації дисертаційної роботи використовувались у навчальному процесі при підготовці курсів “Основи машинобудування”, “Прикладна механіка” у Херсонському державному технічному університеті. “Методика розрахунку напружено-деформованого стану просторово викривлених підводних трубопроводів” затверджена ДАТ “Чорноморнафтогаз” та використовується при укладанні, ремонті та експлуатації трубопроводів.

Особистий внесок здобувача полягає у загальній підготовці та обґрунтуванні задач дослідження, їх конкретній реалізації на всіх етапах роботи, інтерпретації та узагальненні одержаних результатів, підготовці наукових публікацій, проведенні експериментів.

Автором запропоновано методи дослідження пружного просторового нелінійного деформування шельфових нафтогазопроводів та їх елементів [97], [14, 78-80]. Розглянуто специфіку процесу укладання трубопроводу в Азовському морі [96]. В роботах [52, 77, 81] автору належить розробка математичної моделі досліджень. Всі положення, що виносяться на захист, належать автору.

Апробація результатів дисертації. Матеріали дисертаційного дослідження було викладено на науково-технічних і методичних конференціях “Інформаційні технології у виробництві та освіті” Технологічного університету Поділля (м. Хмельницький, 2001, 2002 рр.), на конференції з математичного моделювання (м. Херсон, 2002, 2003 рр.). Дисертація в цілому була докладена на науковому семінарі “Числове моделювання методами дискретних особливостей в математичній фізиці” відділення кібернетики Північно-Східного Наукового Центру Національної Академії наук України (м. Харків, 2003 р.). Результати дисертаційного дослідження було викладено на засіданнях та

конференції-семінарі кафедри основ конструювання Херсонського державного технічного університету.

Публікації. За матеріалами дисертаційного дослідження опубліковано 9 статей у фахових виданнях.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається із вступу, чотирьох розділів, висновків, додатку. Обсяг дисертації - 164 сторінки машинописного тексту, що містить 79 рисунків, 6 таблиць. Список використаних має 136 найменувань.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПРОБЛЕМИ МЕХАНІКИ ШЕЛЬФОВИХ НАФТОГАЗОПРОВОДІВ

1.1. Перспективи освоєння шельфів Чорного та Азовського морів

Розвиток техніки і технології розвідки й видобутку нафти і газу з дна морів обумовив ефективність широкого освоєння вуглеводневих ресурсів континентального шельфу. Відповідно до програми «Освоєння вуглеводневих ресурсів українського сектора акваторій Чорного й Азовського морів» потенційні ресурси цього регіону складають 1531,9 млн. т. [110]. Рівень їх використання на даний момент складає близько 3 %. З метою прискорення і підвищення ефективності засвоєння ресурсів газу і нафти українського сектора акваторій Чорного й Азовського морів у термін до 2010 року заплановано значно збільшити обсяг буріння в цьому регіоні. Це дасть можливість добути 105 млрд. м³ газу, 4 млн. т. газового конденсату і 17 млн. т. нафти [45].

У 2010 році видобуток нафти досягне 3,22 млрд. м³, а газового конденсату - 80 тис. т. Видобуток нафти в 2010 р. складе 716 тис. т. До 2005 року прогнозується збільшити щорічний видобуток природного газу до 6,21 млрд. м³, конденсату - до 0,195 млн. т., нафти - до 3,2 млн. т.

На сучасному етапі сумарні ресурси видобутку складають 1531,9 млн. т., нафти - 115 млн. т, вільного газу - 1294,9 млрд. м³, конденсату - 100 млн. т., у тому числі: північно-західний шельф Чорного моря - 346 млн. т.; континентальний схил і глибоководна западина Чорного моря - 346 млн. т.; прикерченський шельф Чорного моря - 257 млн. т.; акваторія Азовського моря - 324,8 млн. т.

Основними нафтогазовими шарами в акваторії Чорного моря є палеоцен-еоценові, майкопські відкладення; в Азовському морі - майкопські, палеоцен-еоценові і середньоміоценові-пліоценові відкладення. Розвідані запаси складають тільки 3,7 %. Разом з попередньо оціненими запасами категорії C₂

освоєння початкових ресурсів становить 8,3 %. Освоєння нафтогазового потенціалу акваторій Чорного й Азовського морів насамперед буде здійснено на глибинах моря до 100 м. За ступенем перспективності території сейсморозвідувальні роботи планується провести послідовно в границях Індольського прогину, Чингульської сідловини і східної центроклиналі Каркінітського прогину Азовського моря та Керченсько-Таманського і Північно-Західного шельфу Чорного моря.

В економічній зоні акваторій Чорного й Азовського морів виявлено і прогнозовано 400 об'єктів родовища вуглеводнів. Крім мілководних територій на шельфі Чорного моря з глибиною менше 80 м передбачається існування двох перспективних для пошуків нафти і газу ділянок з великими глибинами моря. Перша розташована на Північно-Західному шельфі. На цій ділянці прогноуються неантиклинарні западини при глибині води до 500 м. Друга ділянка розташована на Керченсько-Таманському шельфі Чорного моря. На глибині 500 – 850 м виявлений об'єкт – Палласа, у якому може знаходитися 15 – 250 млрд. м³ природного газу. У межах глибоководної частини Чорного моря також є ряд перспективних для нафти і газу об'єктів із прогнозованими ресурсами вуглеводнів 200 млн. т.

В Україні розробкою шельфу Чорного й Азовського морів займається Державне акціонерне товариство «Чорноморнафтогаз». ДАТ «Чорноморнафтогаз» самостійно здійснює весь комплекс геологорозвідувальних робіт, у тому числі глибоке розвідницьке буравлення на морі і на суші, промислове будівництво, видобуток, транспортування і зберігання природного газу і рідких вуглеводнів.

На даний час у Чорному й Азовському морях експлуатуються 4 родовища на шельфі (Голіцинське, Штормове, Архангельське на Чорному морі і Стрілкове на Азовському). Видобуток газу ведеться з 8-ми морських стаціонарних платформ і 4-х блок-кондукторів, 6-ти - у Чорному морі (Голіцинське ГКР, Штормове ГКР і Архангельське ГР) і 2-х - в Азовському морі (Стрілкове ГР). Для транспортування газу від цих родовищ використовуються підводні

трубопроводи сумарною довжиною 195,4 км. У північно-західній частині Чорного моря родовище Архангельське з'єднується з берегом трубопроводом довжиною 54 км. Від родовища Голіцинське до берега прокладено два трубопроводи довжиною по 67,2 км кожний.. У західній частині Азовського моря на родовищі Стрілкове прокладено два підводних трубопроводи довжиною 2 і 5 км. Діаметр трубопроводів $D = 325$ мм, товщина стінки $\delta = 12$ мм. Середній тиск газу, що перекачується по трубопроводах, - $P = 300$ кПа. За даними ДАТ «Чорноморнафтогаз» близько 80 відсотків всіх експлуатуємих підводних трубопроводів потребують ремонту або заміни.

До кінця 2004 року ДАТ «Чорноморнафтогаз» має намір ввести в експлуатацію Північно-Булганакське і Північно-Керченське газові родовища на шельфі Азовського моря (рис. 1.1). Обидва родовища будуть з'єднані єдиним підводним газопроводом загальною довжиною 28 км. Також планується будівництво трубопроводу довжиною 24 км, що з'єднує Північно-Казантипське і Східно-Казантипське родовища, і трубопроводу довжиною 20,7 км, що з'єднує Східно-Казантипське родовище з берегом.



Рис. 1.1. Схема газових родовищ південно-західної частини Азовського моря

1.2. Технологія спорудження підводних трубопроводів

Освоєння шельфу Чорного й Азовського морів передбачає створення магістральних і міжпромислових трубопроводів. Це обумовлює високу ефективність, надійність і економічну рентабельність трубопровідного транспорту в порівнянні з танкерними перевезеннями.

Підводні трубопроводи за конструктивними ознаками поділяються на такі види:

- трубопроводи без баластування, призначені для транспортування рідких продуктів за умови, що спорожнювання труб не передбачається ні в експлуатаційних, ні в аварійних умовах [50];

- трубопроводи з баластовими вантажами або бетоновані, використовувані для транспортування газоподібних або рідких продуктів при можливому спорожнюванні трубопроводів;

- трубопроводи двотрубні типу «труба в трубі», що як більш надійні застосовуються для транспортування токсичних продуктів. Їх виконують із заповненням міжтрубного простору бетоном або без заповнення. В останньому випадку, коли внутрішній трубопровід спирається на шарикопадшипники, можлива його заміна у разі зносу або аварії;

- трубопроводи з двох або декількох труб, використовуваних при будівництві водозабірних і водоскидних споруджень, коли труби прокладають у загальній траншеї на невеликій відстані одна від одної; як правило, ці труби укладають одночасно, що скорочує трудозатрати, вартість і термін виконання робіт.

Габарити труб зазначених підводних трубопроводів лежать в інтервалі: від діаметра 219 мм при товщині стінки 10 мм до діаметра 1420 мм при товщині стінки 20 мм.

До підводних нафто- і газопроводів пред'являються особливі вимоги. Вони повинні мати особливу стійкість до впливу морського середовища і продуктів, що перекачуються. Поряд із міцністю мати гнучкість з урахуванням способу

укладання і нерівностей дна. У випадку магістральних трубопроводів використовуються, як правило, зварені труби з подовжніми або спіральними швами з низьколегованої й вуглецевої сталі. Для запобігання труб від корозії використовується спеціальне антикорозійне покриття, що повинне мати значну пластичність, оскільки труби при укладанні піддаються значним деформаціям.

Спосіб укладання трубопроводу обирається в залежності від конструкції і призначення трубопроводу (матеріал, діаметр, довжина, вид продукту, що транспортується, і т.д.), гідрологічних і геологічних умов і топографії місцевості (глибина і ширина водойми, швидкість течії, характеристика ґрунтів і ін.), часу виконання робіт, наявності технічних засобів [31].

При необхідності укладання безпосередньо з берега водойми можливе використання способу *протягування трубопроводу по дну (по ґрунту або з використанням спускових доріжок на березі)*. Даний спосіб використовується при укладанні трубопроводів відносно невеликої довжини.

Перед протягуванням трубопровід монтують на стапелі, при необхідності оснащують баластовими вантажами і понтонами, які розвантажують, до кінців приєднують заглушки, установлюють спусковий шлях і укладають туди трубопровід. Протягування може здійснюватися або на всю довжину трубопроводу, або по окремих плетіннях. Можливе протягування одночасно декількох ниток трубопроводу. У випадку укладання трубопроводу від морського берега до нафтового родовища або рейдового причалу як тягове зусилля використовується спеціальне судно або тяговий буксир.

Можливі випадки, коли монтаж трубопроводу в безпосередній близькості від місця укладання утруднений, неможливий або недоцільний. Тоді прибігають до буксирування плетіней трубопроводу до місця укладання (на морі буксирування допускається при хвилюванні до 3 балів). Прибуксований до місця укладання трубопровід швартують на обладнаній для цієї мети акваторії, розташованій поза судновим ходом, де виключається навал трубопроводу на берег. Трубопровід заводять у створ за допомогою катерів і лебідок, установлених на березі або на плавзасобах.

Укладання вільним зануренням (під дією розподіленого навантаження, що переміщається) плаваючого трубопроводу. Способом вільного занурення з поверхні води трубопровід може бути покладений за наступними технологічними схемами.

Занурення небаластованого трубопроводу шляхом заливання в нього води за допомогою насосу, розміщеного на плавучому засобі.

Занурення небаластованого трубопроводу з понтонами шляхом заливання в нього води. У даному випадку оснащення трубопроводу понтонами дозволяє збільшити припустиму глибину його занурення.

Занурення баластованого трубопроводу з понтонами шляхом затоки в нього волли.

Занурення трубопроводу, попередньо заповненого водою, шляхом відкріплення понтонів. Даний спосіб застосовується при великій глибині волойми.

Занурення баластованого трубопроводу шляхом відкріплення понтонів. Здійснюється, коли заповнення трубопроводу водою за умовами експлуатації небажане, а баластування необхідне для нормальної роботи підводного переходу.

Занурення трубопроводу з попередньою компресією, що ефективно при необхідності збільшення глибини занурення при будь-якій технологічній схемі для трубопроводу великого діаметра (1000 мм і більше). У трубопровід подають повітря від компресора, і протягом усього часу занурення підтримують розрахунковий тиск.

Укладання трубопроводів із трубоукладацьких суден. Спосіб звичайно реалізується за загальною технологічною схемою. Труби зварюються на подовжній спусковій доріжці. Під час зварювання судно заякорене і переміщається відрізками, рівними довжині ділянки труби, що приварюється до трубопроводу, який укладається. Даний спосіб одержав назву s-метод.

Максимальні глибини, на які в даний час можна укладати трубопроводи з використанням суден-трубоукладачів з горизонтальною монтажною площадкою

і натяжними пристроями, що створюють зусилля 1,35 МН, складають: при діаметрі трубопроводу $D=910$ мм – 400 м; при $D=610$ мм – 460 м; при $D=305$ мм – 910 м [50].

Зі збільшенням глибини води довжина провисаючої ділянки між трубоукладальним судном і дном моря зростає, і відповідно збільшується напруження в матеріалі труб. Це зумовлює обмеження глибини укладання трубопроводу і величини зовнішніх впливів на нього. При спільній дії вигину і гідростатичного тиску має місце зминання труб, що утрудняє спорудження трубопроводів на великих глибинах. Крім того, послідовний вигин трубопроводу на випуклій і ввігнутій ділянках s-крової приводить до залишкових пластичних деформацій.

Метод вертикального укладання трубопроводу з баржі. Має назву j-метод. Полягає в зварюванні і зануренні трубопроводу у вертикальній площині. Занурення здійснюється через шлюзовий отвір у дні баржі. Перевагами є відсутність знакозмінного вигину трубопроводу, можливість укладання трубопроводів на глибину до 3000 м. Також даний метод є найбільш зручним для укладання морських трубопроводів великих діаметрів - 500 - 1200 мм.

Метод укладання трубопроводу з барабана. Використовується для укладання трубопроводів менших діаметрів. Полягає в безперервному змотуванні труб з барабана, встановленого на судні. Перевагою методу є швидкість укладання до 4 км/год. При діаметрі барабана 25 м на ньому можна розмістити труби масою до 2 тис. т. Довжина труб, намотуваних на барабан на береговій базі, залежить від їх діаметра. При діаметрі труб 100-400 мм їх довжина на барабані складає 80-10 км.

Виходячи з можливих граничних станів, сталевий трубопровід у стадії експлуатації розраховують на міцність, стійкість і жорсткість. Розрахунок на міцність роблять для двох основних видів навантаження: на внутрішній тиск наповнювача і на дію зовнішніх навантажень, які викликають зплющування трубопроводу. Розрахунок на стійкість і жорсткість виконують тільки для другого виду навантаження. Розрахунок на міцність при внутрішньому тиску

заснований на розгляді пластичної стадії опору сталі, а розрахунок на міцність на зовнішнє навантажування, так само як на стійкість і жорсткість, - на розгляді пружної стадії роботи сталі.

Необхідність і методи ремонту трубопроводу визначаються економічною доцільністю і технічною можливістю. У залежності від цього ремонт може бути здійснений без підйому трубопроводу на поверхню і з підйомом. Необхідність ремонту визначається технічним станом трубопроводу - наявністю раковин, зміною технологічних фізико-геометричних параметрів. При ремонті трубопроводу способом підйому на поверхню для визначення економічної доцільності надзвичайно важливо знати механіку всього процесу - від відриву від донної основи до кінцевого розташування в ремонтпригодному стані.

1.3. Основні технічні несправності при спорудженні та експлуатації підводних трубопроводів

Основні проблеми при спорудженні й експлуатації морських трубопроводів пов'язані зі значними глибинами моря, хвилюванням і бігом води, судноплавством і рибальством, а також із ушкодженнями трубопроводу або його покриття якорями чи тралами. Вертикальні переміщення трубоукладальної баржі в результаті хвилювання моря зумовлюють збільшення згинального моменту і напружень у трубопроводі на увігнутих ділянках у процесі його укладання. У результаті дії течій відбувається дрейф судна, що призводить до просторового викривлення осі трубопроводу. Виникаючі внаслідок цього значні деформації і напруження можуть привести до текучості матеріалу або втрати стійкості труб. Тому розрахункове визначення напружень і деформацій у трубопроводі при його укладанні, а також перевірка міцності і стійкості є необхідними.

До основних причин руйнувань, як свідчить аналіз відмов, відносяться: заводські дефекти труб, включаючи дефекти заводських зварених швів, дефекти зварених з'єднань труб, виконуваних на зварювально-монтажних базах і в трасових умовах, ушкодження труб при їх транспортуванні і будівництві,

ушкодження, перенапруження труб, зумовлене різного роду відхиленнями від вимог проекту або помилками, допущеними при проектуванні, перенапруження труб у результаті впливу на них неврахованих навантажень, корозія, порушення режиму експлуатації, інші причини.

Перенапруження труб, обумовлене порушенням вимог проекту або помилками проектних рішень, – досить часта причина руйнування труб. До найбільш характерних прикладів такого роду руйнувань належать додаткові до проектного скривлення трубопроводу у вертикальній і горизонтальній площинах аж до утворення гофр, прийняття в проектах недостатньо обґрунтованих конструкцій, недооблік подовжніх сил у трубах і т.п.

Критичні напруження труб виникають у результаті дії неврахованих навантажень при розмиві підводних трубопроводів, коливання розмитих ділянок під впливом течій і т.п.

Корозія труб приводить до утворення різних виїмок, каверн, свищів у стінці труби, зменшення її товщини. Суцільна рівномірна корозія може охоплювати значні ділянки труб, різко знижуючи їх несучу здатність. При місцевій корозії відбувається руйнування металу на локальних ділянках у формі виразок, точкових роз'єднань, наскрізних проіржавлень.

Порушення правильного режиму експлуатації полягає в перевищенні робочого тиску, несвоєчасному обстеженні трубопроводів і виявленні ослаблених ділянок (випучини, розмиви труб, інтенсивна корозія і т.п.).

Аналіз руйнувань за видами прояву дозволяє зробити висновок, що руйнування трубопроводів для рідких і газоподібних продуктів мають істотні розходження. Як правило, руйнування трубопроводів для рідких продуктів (нафта, нафтопродукти) поширюються на ділянці довжиною від декількох десятків сантиметрів до декількох десятків метрів. Руйнування газопроводів мають велику довжину, іноді до декількох кілометрів.

Приведені причини руйнувань трубопроводів показують, що для забезпечення заходів, спрямованих на підвищення рівня надійності укладання й

експлуатації, необхідно виявляти можливі критичні стани і пояснювати механізм їх формування.

1.4. Аналіз методів розрахунку напружено-деформованого стану трубопроводів

Методи розрахунку напружено-деформованого стану підводних трубопроводів при укладанні розроблялися рядом учених. Найбільш широко при будівництві трубопроводів використовується методика, розроблена С.І. Левіним [86]. Ряд робіт з розрахунку підводного трубопроводу при його вільному зануренні виконані П.П. Бородавкіним [18], О.Б. Шадріним [128], П.Л. Терещенком [123], Г.М. Нікмогаровим [98], Г.В. Грудницьким [40].

С.І. Левін розглянув ділянку трубопроводу як однопрольотну балку на двох опорах, враховуючи при цьому, що в точках дотику трубопроводом дна і виходу на поверхню води кривизна і кут повороту пружної осі стосовно горизонтальної дорівнюють нулю. При розв'язку передбачається, що глибина занурення трубопроводу значно менше довжини вигнутої ділянки, що, у свою чергу, приймається рівній її проекції на горизонтальну вісь.

Г.В. Грудницьким і О.Б. Шадріним розглядається вільне занурення трубопроводу з додатком зусилля, що розтягує.

Г.М. Нікмогаров розглянув схеми занурення з граничними умовами, що відповідають різним способам укладання. Автором досліджений напружений стан підводних трубопроводів при укладанні способом нарощування з плавзасобів. Розглянуто результати практичних розрахунків, обчислені напруження, що виникають у трубопроводах при укладанні в залежності від умов занурення.

П.Л. Терещенко розділив трубопровід на три ділянки: той, який плаває; той, який знаходиться між поверхнею води і дном; той, який лежить на ґрунті. Ділянка, що плаває, розглянута як балка на пружній основі. Підводна ділянка представляється необпертою балкою під дією розподіленого навантаження.

Ділянка, що лежить на дні, описана як вільно лежача балка з відомою формою осі.

Для математичного опису процесу занурення трубопроводу, як правило, складаються рівняння пружної лінії для кожної з ділянок трубопроводу. Рівняння складаються з рядом допущень, що в остаточному підсумку впливають на точність розрахунків. У результаті інтегрування рівнянь з урахуванням граничних умов і умов сполучення ділянок визначаються максимальні значення згинальних моментів і напружень. Так само визначається конфігурація трубопроводу.

Прийняті допущення характерні для більшості зазначених методів. Дно, на яке укладається трубопровід, приймають горизонтальним. У випадку ж ухилу дна дане допущення може впливати на точність визначення згинальних моментів.

Вважається, що в найвищій точці ділянки трубопроводу, що плаває, і в точці дотику трубопроводу з ґрунтом згинальні моменти і кути повороту дотичної до пружної осі щодо горизонтальної осі дорівнюють нулю. Згинальні моменти в кінцевих перерізах не дорівнюють нулю, тому що в даних ділянках осьова лінія трубопроводу має кривизну, що залежить від характеристик трубопроводу і від умов опускання. Також передбачається наявність зосереджених реакцій у цих перерізах. У реальних умовах реакції розподілені по ділянках трубопроводу.

У випадку розгляду опускання трубопроводу шляхом заповнення його водою приймається допущення, що границя між водою і повітрям усередині трубопроводу вертикальна. У реальних умовах це не так. Дане допущення неприйнятне при розгляді занурення труб великого діаметра на невелику глибину.

Дослідження похибок, внесених у розрахунок укладання підводних трубопроводів деякими спрощеннями, було виконано Г.Н. Никмогаровим [98]. Використання в рівняннях наближеної залежності між згинальним моментом і переміщеннями приводить до деякого завищення розрахункових напружень у трубопроводі. Припущення про те, що на трубопровід діє рівномірно

розподілене по довжині навантаження, рівне вазі труби під водою, приводить до деякого зниження максимальних розрахункових напружень від вигину. На декількох числових прикладах встановлено, що відзначені вище похибки напружень однаково залежать від діаметра трубопроводу, глибини занурення і схеми прокладки, але мають протилежні знаки. Сумарна похибка при визначенні максимальних напружень, що діють у трубопроводі при укладанні, у розглянутих автором числових прикладах не перевищувала 3 %. Однак із збільшенням глибини укладання трубопроводу і збільшенням діаметра похибка зростає. Розглянуті вище методи застосовувалися при будівництві підводних трубопроводів на глибинах до 20-30 м.

Основним обмеженням при застосуванні традиційних розрахункових методик є використання наближеного кінематичного співвідношення для кривизни [28]. При розрахунку укладання трубопроводу на малу глибину моделюється труба як пологий стрижень, застосовується декартова система координат xu (з віссю x , спрямованою горизонтально) (рис.1.2).

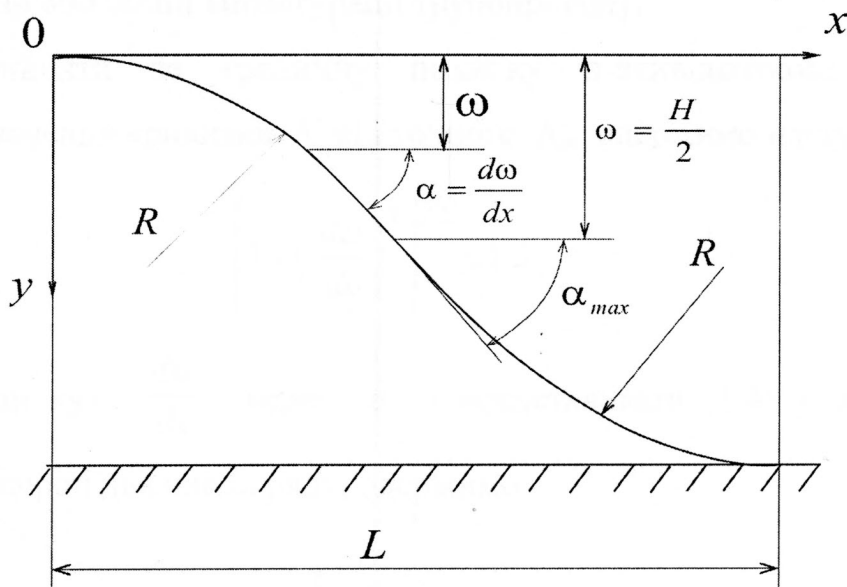


Рис. 1.2. Схема укладання трубопроводу зануренням

Залежність кривизни K пружної осі від переміщення ω у напрямку осі y

має вигляд

$$K = \frac{1}{R} - \frac{d^2\omega}{dx^2}. \quad (1.1)$$

Точне співвідношення між кривизною K і переміщеннями в декартових координатах має вигляд

$$K_T = \frac{\frac{d^2\omega}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{d^2\omega}{dx^2}\right)^2\right]^{3/2}}, \quad (1.2)$$

отже, межі застосування спрощеної формули (1.1) визначаються відмінністю отриманих у ній значень кривизни від величин, знайдених у формулі (1.2).

Інакше похибка формули (1.1) визначається множником

$$\frac{K}{K_T} = \left[1 + \left(\frac{d\omega}{dx}\right)^2\right]^{3/2}. \quad (1.3)$$

Очевидно, ця величина залежить від кута нахилу пружної осі трубопроводу, що відповідає тій або іншій конфігурації трубопроводу.

Якщо прийняти за граничну похибку п'ятивідсоткове відхилення наближеного значення кривизни K від точного K_m , одержимо наступний вираз:

$$\left[1 + \left(\frac{d\omega}{dx}\right)^2\right]^{3/2} \leq 1.5. \quad (1.4)$$

Позначивши кут $\frac{d\omega}{dx}$ через α і представивши (1.4) у вигляді ряду, зберігши лише перші два члени ряду, одержимо

$$1 + \frac{3}{2}\alpha^2 \leq 1.05.$$

Звідси випливає $\alpha \leq 0,18$. Таким чином, похибка наближеної залежності (1.1) не перевищує 5% при значеннях кута повороту пружної осі трубопроводу стосовно обрїю $\alpha \leq 10^\circ$.

Для визначення допустимої глибини занурення застосовується аналогічна методика розрахунку. При розгляді випадку найбільш повного використання несучої здатності труб враховується s-образна крива вигину трубопроводу при укладанні. У результаті розрахунку виходить $\frac{H}{D} \leq 27$, де H - глибина занурення, D - діаметр трубопроводу. Звідси можна зробити висновок, що при глибині водойми, приблизно в 25-30 разів перевищуючій діаметр трубопроводу, похибка наближеного кінематичного співвідношення буде складати 5% і більше. Такими глибинами й обмежена застосовність наближених методів.

При розрахунках, пов'язаних з укладанням трубопроводів на глибини, що перевищують 25-30 діаметрів труби, варто користуватися точним кінематичним співвідношенням між кривизною пружної осі і переміщенням. Для цього необхідно використовувати (1.2) замість (1.1). Крім того, можна використовувати природну систему координат: кривизна визначається як похідна від кута нахилу дотичної по координаті, вимірюваної уздовж кривої. Ці підходи використовуються для визначення напружено-деформованого стану трубопроводу при укладанні на великі глибини.

Розрахунком трубопроводів, що укладаються на великі глибини, займалися Діксон, Ратлідж [47]. Ними пропонується розглянути пружну вісь трубопроводу як ланцюгову лінію без врахування згинальної жорсткості. Згинальний момент ігнорується шляхом завдання граничних умов.

У роботі Вілкінса [135] трубопровід розглядається як безперервна тверда нитка на всьому протязі від трубоукладальної баржі до морського дна. Для розв'язку статичної задачі застосовується метод скінчених різниць.

Числові методи дослідження технологічного процесу укладання трубопроводу з урахуванням різних факторів найбільш докладно розглянуті в [114]. Одна з програм моделює процес занурення трубопроводу шляхом заповнення водою. Як початкові умови задаються співвідношення, що відповідають положенню трубопроводу у вигляді заглушеної плетіні, яка плаває на поверхні. Розрахунок починається з моменту початку заповнення

трубопроводу водою. Вода заливається з постійною швидкістю. У процесі роботи програми відбувається обчислення послідовних положень трубопроводу при зануренні, а також відповідних напружень, згинальних та подовжних. На кожному кроці обчислюється глибина занурення точки трубопроводу, а також кут α у цій точці. Коли плетінь трубопроводу приймає вигляд s-образної кривої, подальше заповнення плетіні водою приводить до рівнобіжного зсуву цієї кривої. У такому випадку рівень води, залитої в трубопровід, залишається постійним. Зберігається і значення кута α . Цей факт використовується в програмі для фіксації моменту, у який трубопровід прийме рівноважне положення. Подальші обчислення відносяться до оцінки впливу подовжнього розтягуючого зусилля на форму трубопроводу і напруження в ньому. На друк виводяться функції переміщень і напружень трубопроводу при деяких величинах розтягуючої сили.

Для прискорення обчислень, пов'язаних із визначенням форми трубопроводу і зусиль у ньому, був застосований варіант методу встановлення. Він полягає в тому, що розв'язок задачі про стаціонарний стан системи знаходять як результат розв'язку деякої нестационарної задачі.

Відповідно до програми розв'язку задачі методом встановлення трубопровід при заданих початкових умовах не знаходиться в рівновазі. І тому подальше інтегрування рівнянь руху по описаному алгоритму приводить до опису динамічних переміщень трубопроводу під дією невривноважених сил до деякого рівноважного стану. Через наявність у рівнянні руху «штучної в'язкості» подальший рух припиняється.

У роботі [114] на основі викладених методів визначення напружено-деформованого стану трубопроводів, що занурюються на великі глибини, складені програми розрахунку для різних випадків укладання методом заповнення водою.

Метод розрахунку [136] полягає в числовому інтегруванні рівнянь, що залишаються справедливими і при описі укладання на великі глибини при значних величинах осьових розтягуючих зусиль. Визначення форми пружної

лінії трубопроводу починають з опорного перерізу, де прикладена реакція q_0 і подовжнє зусилля t_0 ; згинальний момент вважається рівним нулю (прийнято, що морське дно горизонтальне і нестисливе). Авторами розглядається послідовність елементарних відрізків, кожен з яких має власну систему координат. Довжину елементів вибирають так, щоб у її межах значення кутів повороту залишалися малими, що дозволяє користуватися рівняннями пружної лінії для балки. Початок кожної нової системи координат поміщають у кінець попереднього елемента. Кожному значенню початкової подовжньої умови t_0 відповідає певне значення опорної реакції q_0 , при якому згинальні моменти на провисаючій ділянці трубопроводу мінімальні. Вище деякої точки на пружній лінії параметри шуканої кривої зневажно відрізняються від аналогічних параметрів ланцюгової лінії. Використовуючи це, у розрахунок уведена підпрограма, що будує криву у формі ланцюгової лінії. Точка, починаючи з якої використовують параметри ланцюгової лінії, відповідає досить малому значенню відношення q/t .

Розглянуті методи розрахунку процесу укладання підводних трубопроводів мають ряд недоліків. Аналітичні методи, застосовні до випадків занурення трубопроводів на невеликі глибини, ґрунтуються на ряді допущень, що впливають на точність результатів. Способи представлення пружної осі трубопроводу не завжди точно відповідають реальності. Для кожного конкретного методу занурення трубопроводу необхідно розраховувати окрему задачу. Практично всіма авторами значення кута нахилу α дотичної до пружної лінії до горизонталі приймаються рівними 0. Методи розрахунку, застосовувані при зануренні трубопроводів на великі глибини, вимагають значних попередніх вимірів і забезпечення технологічних умов. Таких, як попереднє визначення кута занурення трубопроводу, попередній розрахунок тягового зусилля та ін. Морське дно практично скрізь приймається рівним, горизонтальним і нестисливим, що в реальних умовах зустрічається досить рідко.

Числові методи також розроблені для кожної конкретної задачі занурення трубопроводів окремо. Результатом їх роботи є, як правило, розподіл згинальних і подовжніх напружень у трубопроводах. Деякі методи дозволяють одержати форму осі трубопроводу при опусканні шляхом заповнення водою. Розглянутими методами не визначається значення згинальних моментів, що необхідно для оцінки локальної стійкості трубопроводу. При розрахунках немає можливості враховувати повний вектор зовнішніх навантажень. Більшість методів розглядає тільки вплив гравітаційних сил і реакцій з боку води і дна водойми.

Усі розглянуті методи відносяться до плоского випадку. В умовах морського середовища при укладанні трубопроводу на великі глибини підтримка однієї площини опускання практично неможлива.

У багатьох роботах по дослідженню шельфових трубопроводів розглядаються питання втрати його стійкості при надлишковому зовнішньому тиску, ті ж процеси виникають і при використанні гнучких трубопроводів для перекачування нафтопродуктів. Питаннями стійкості трубопроводів займалися багато вчених. Дослідженню напружено-деформованого стану ділянки труби як елемента оболонки в геометрично нелінійній постановці присвячена велика кількість робіт, що в основному приведені в оглядах [26, 37, 38]. Основну увагу в них приділено деформації в докритичній області деформування. Разом з тим різноманітність форм елементів конструкцій трубопроводів, вивчення поведінки конструкцій у всій області деформування істотно ускладнює їхнє дослідження. Цим пояснюється обмежене число досліджень нелінійного деформування оболонок у закритичній області [37, 38, 68, 84]. Практично немає робіт з дослідження гнучких анізотропних оболонок і систем з них, що нелінійно взаємодіють з основою в закритичній області деформування.

1.5. Характеристика механічних властивостей трубопроводів і діючих на них навантажень

Для спорудження труб, які згодом використовуються для побудови підводних трубопроводів, застосовуються леговані або низьколеговані сталі. Границя текучості сталі близько 280 МПа або менше, а границя міцності близько 420 МПа. Поки напруження в елементі трубопроводу не перевершують границі текучості, його матеріал працює в пружній стадії, тобто зі зникненням деформацій у ньому зникають і напруження. Основна мета розрахунку полягає у визначенні розмірів трубопроводів, що забезпечують дотримання зазначеного положення при заданих умовах навантажування. В дійсності використовується коефіцієнт запасу для призначення допустимих напружень (границя текучості, розділена на коефіцієнт запасу) і параметри трубопроводів визначаються з умови, що при всіх розрахункових навантаженнях напруження в них не перевищать допустимого значення.

Допустимі рівні нормального осевого σ_z і тангенціального σ_θ напружень в елементах трубопроводів можуть бути встановлені з використанням критерію максимального дотичного напруження. Нормальні осеві напруження зумовлені, загалом, зовнішнім тиском і деформацією трубопроводу при опусканні. Нормальні тангенціальні напруження зростають тільки в зв'язку зі зміною зовнішнього тиску [40].

Якщо розглядати нормальні осеві напруження як суму рівномірно розподілених напружень від подовжньої сили σ_N і напружень від згинаючого моменту σ_M , то відповідно до зазначеного критерію міцності розрахунковою умовою при $\sigma_z > 0, \sigma_\theta < 0$ (або при $\sigma_z < 0, \sigma_\theta > 0$) буде

$$\left| \frac{\sigma_N}{[\sigma_N]} + \frac{\sigma_M}{[\sigma_M]} - \frac{\sigma_\theta}{[\sigma_\theta]} \right| \leq 1, \quad (1.5)$$

а при $\sigma_z < 0, \sigma_\theta < 0$ (або при $\sigma_z > 0, \sigma_\theta > 0$)

$$\left| \frac{\sigma_N}{[\sigma_N]} + \frac{\sigma_M}{[\sigma_M]} \right| \leq 1; \quad \left| \frac{\sigma_\theta}{[\sigma_\theta]} \right| \leq 1, \quad (1.6)$$

де $[\sigma_N]$, $[\sigma_M]$ і $[\sigma_\theta]$ – значення відповідних нормальних допустимих напружень в умовах, коли вони діють окремо від інших. Ці величини приймаються відповідно до границі текучості σ_T матеріалу значеннями стискаючого нормального осевого напруження $\sigma_{z,кр}$, при якому елемент трубопроводу втрачає стійкість, і стискаючого нормального тангенціального напруження $\sigma_{\theta,кр}$, при якому елемент утрачає свою циліндричну форму і сплющується.

Для елементів трубопроводів, що не мають підкріплювальних кілець, нормальне тангенціальне напруження, при якому можливе сплющування елемента в зоні, віддаленої від країв, може бути визначене по формулі

$$\sigma_\theta = 0,22E \left(\frac{\sigma}{r} \right)^2. \quad (1.7)$$

При позитивних (у випадку розтягання) значеннях σ_z і σ_θ утрата стійкості неможлива і допустимі напруження $[\sigma_N]$, $[\sigma_M]$ і $[\sigma_\theta]$ залежать тільки від границі текучості матеріалу σ_T . Вони встановлюються за допомогою коефіцієнтів запасу $[\sigma_N]=0,6 \sigma_T$; $[\sigma_M]=0,67 \sigma_T$; $[\sigma_\theta]=0,5 \sigma_T$. Дані допустимі напруження належать до випадку, коли напруження підраховуються без навантажень від впливів навколишнього середовища.

Матеріал сталевих труб також характеризують модуль пружності E (для сталі $E=206000$ МПа) і нормативний опір розтягання (стискові) металу труб і зварних з'єднань $R_{н1}$, $R_{н2}$ (приймають рівними значенням тимчасового опору і границі текучості) [31].

Основні характеристики трубопроводів наведені в таблицях 1.1, 1.2

Таблиця 1.1.

Характеристика сталей труб

Постачальник	Конструкція труби	Марка сталі	Діаметр мм	Товщина стінки	Норми опору		Віднос. удовж. %
					Розтягу	Зтиску	
Харцизький завод	Прямошовні з низьколегованої нормалізованої сталі	17Г1СV	1220	11,4-17	510	362,6	20
Волзький трубний з-д	Спиральношовні з низьколегованої сталі	09Г2ФБ	1420	17,5	549,2	412	19
Новомосковський з-д	Прямошовні з низьколегованої сталі	17Г1С-V	1020	10-14,9	510	369,2	20

Таблиця 1.2.

Характеристика сталевих трубопроводів

Діаметр/товщ. стінки, мм	Вага частини трубопроводу довжиною 1 м, Н				Площа перерізу $\text{м}^2 \cdot 10^{-2}$	Мом. інерц. перерізу $\text{м}^4 \cdot 10^{-4}$	Момент опору $\text{м}^3 \cdot 10^{-3}$
	Порожнього	З водою	З ізоляцією (у воді)				
			Заглушеного без води, q_m	З водою P_m			
219/10	515	826	104	415	0,656	0,359	0,327
325/12	926	1638	- 45	756	1,179	1,445	0,889
426/12	1255	2490	- 268	1001	1,56	3,342	1,569
529/12	1530	3630	- 725	1250	1,95	6,492	2,454
720/12	2096	5911	- 2088	1714	2,668	16,665	4,629
820/14	2783	7703	- 2626	2298	3,548	28,763	7,015
1020/14	3473	11193	- 4857	2867	4,422	55,762	10,933

Розрахунковий опір розтягу, стиску

$$R_1 = \frac{R_{H1}m}{k_1k_3}; \quad R_2 = R_{H2} \frac{m}{k_2k_3}, \quad (1.8)$$

де m – коефіцієнт умов роботи; k_1, k_2, k_3 – коефіцієнти надійності матеріалу (значення коефіцієнтів k_1, k_2, k_3, m приймають у відповідності з будівельними нормами і правилами).

Вплив природних факторів у значній мірі визначають механічні властивості трубопроводів і способи їх укладання. На процес укладання трубопроводу можуть впливати навантаження, викликані хвилюванням, течіями, дрейфом судна, виштовхувальною силою води, силою реакції з боку дна водойми та ін.

У випадках укладання трубопроводів у районах з великими поверхневими течіями може відбуватися процес дрейфу баржі-трубоукладача. Найбільш часто для моделювання руху плавзасобу в горизонтальній площині із системою декартових координат XOY , центр якої знаходиться у центрі мас плавзасобу, використовуються рівняння [28]

$$\begin{cases} m_c \left(\frac{dU_c}{dt} - \omega_c V_c \right) = F_x \\ m_c \left(\frac{dU_c}{dt} + \omega_c V_c \right) = F_y, \\ I_z \left(\frac{d\omega_c}{dt} \right) = M_z \end{cases} \quad (1.9)$$

де m_c – маса плавзасобу; $U_c - \dot{X}$; $V_c - \dot{Y}$; ω_c – кутова швидкість плавзасобу щодо осі Z , перпендикулярно площині XOY і проходячої через центр координат; F_x, F_y – результуючі сили, що діють відповідно по осях X і Y . I_z – момент інерції плавзасобу відносно осі Z ; M_z – результуючий момент, що діє відносно осі Z .

У результаті хвилювання морської поверхні судно-трубоукладач може піддаватися качці, що у свою чергу приведе до виникнення додаткових напруг і згинальних моментів у поперечних перерізах трубопроводу. Це може привести до втрати стійкості труб. Під морськими хвилями розуміють рух по поверхні

моря в нерегулярній поверхні пагорбів і западин. Вони пов'язані в першу чергу з впливом вітру на вільну поверхню води. Для урахування впливу хвиль при проектуванні процесу укладання трубопроводу необхідно знати амплітуди і періоди вертикальної, бічної і диферентної качки, а також параметри подовжньо-горизонтального і поперечно-горизонтального переміщень плавзасобу [103]. Для розрахунку цих величин, що є кінематичними умовами в задачах моделювання характеристик морських трубопроводів, необхідне врахування хвилювання із застосуванням вірогіднісного підходу. Метод прогнозів, найбільш загальнозастосовуваний, припускає, що реакції в довільній точці моря оцінюються методом спектрального аналізу в частотному діапазоні з використанням спектрів хвилювання. У цьому випадку, маючи спектр хвилювання $S(\omega)$, висота хвилі визначається за формулою

$$H = 4 \sqrt{\int_0^{\infty} S(\omega) d\omega} . \quad (1.10)$$

Спектр збурювальних сил можна одержати зі спектра хвилювання по формулі Хінчина [103]

$$S_{Fj}(\omega) = S(\omega) |\Phi_j(\omega)|^2, \quad j = 1 \dots 6, \quad (1.11)$$

де $S_{Fj}(\omega)$ - спектральна щільність збурювальних сил j -го виду качки корабля; $\Phi_j(\omega)$ - амплітудно-частотна характеристика j -го виду качки корабля. Індекс $j=1$ приписується подовжньо-горизонтальній качки, $j=2$ - поперечно-горизонтальній, $j=3$ - вертикальній, $j=4$ - бортовій, $j=5$ - кильовій, $j=6$ - ризанню.

Амплітудно-частотна характеристика вертикальної качки корабля обчислюється по формулі:

$$\Phi_3(\omega) = \frac{\Phi(\omega)}{\Phi G(\omega)}, \quad (1.12)$$

де $\Phi(\omega)$ - АЧХ вертикальних переміщень судна; $\Phi G(\omega)$ - АЧХ хвильового впливу на судно. $\Phi G(\omega)$ визначається за допомогою рівняння вертикальної качки судна, розташованого лагом до хвилі, без ходу:

$$(m + \mu(\omega))\ddot{Z} = -\lambda(\omega)\dot{Z} - S_{вл}Z + S_F, \quad (1.13)$$

де m - маса судна; μ - приєднана маса води; λ - коефіцієнт демпфуючої сили хвильової природи, у вертикальній площині; Z - вертикальне переміщення судна; γ - питома вага води; $S_{вл}$ - площа діючої ватерлінії. Із врахуванням цього визначається $\Phi G(\omega)$:

$$\Phi G(\omega) = \frac{1}{\sqrt{(\gamma S_{вл} - (m + \mu)\omega^2) + \lambda^2\omega^2}}. \quad (1.14)$$

Взаємодія течій із трубопроводом досить різноманітна. Зі збільшенням довжини трубопроводу врахування впливу течії стає більш актуальним. Утворення течій має різну природу. У результаті дії атмосферного тиску може виникнути різниця рівня моря (~1 см на мільбар тиску). Вітер створює дрейфові течії, що із глибиною змінюють свою швидкість і напрямок. На рис. 1.3 показана спіраль Екмана векторів швидкості чисто дрейфової течії на різній глибині [113].

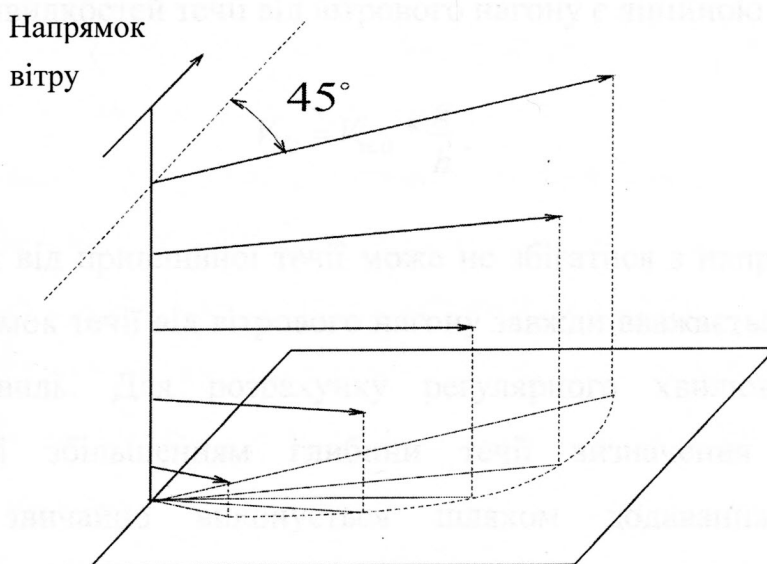


Рис. 1.3. Зміна течії по глибині

Найбільш сильними є припливно-відливні течії, викликані гравітаційними впливами. Величина і напрямок приливної течії на поверхні води звичайно оцінюються по вимірах у натурних умовах у передбачуваному місці укладання трубопроводу. При цьому напрямок течії змінюється відповідно до підйому або зниження рівня води.

Течії відносяться до порівняно постійних за характером рухів мас води, що є результатом припливних явищ, вітрового нагону, річкового стоку. Найчастіше течії, що враховуються в розрахунках підводних трубопроводів, пов'язані з припливом і вітровим нагоном. Як у першому, так і в другому випадку течії звичайно покладаються горизонтальними за напрямком і змінюваними зі збільшенням глибини. Течія від вітрового нагону, як правило, визначається розрахунковим шляхом, причому вважається, що швидкість такої течії дорівнює 1% швидкості вітру на висоті 10 м над поверхнею води. У практичних розрахунках часто приймається, що зміна швидкості припливної течії по глибині може бути описана залежністю [103]

$$V_{nc} = V_{nc0} \left(\frac{g}{h} \right)^{\frac{1}{7}}, \quad (1.15)$$

а залежність швидкостей течії від вітрового нагону є лінійною

$$V_{Vc} = V_{vco} * \frac{g}{h}. \quad (1.16)$$

Напрямок від приливної течії може не збігатися з напрямком поширення хвиль, а напрямок течії від вітрового нагону завжди вважається співпадаючим із напрямком хвиль. Для розрахунку регулярного хвилювання і довільно змінюваної зі збільшенням глибини течії визначення навантажень на трубопровід звичайно виконується шляхом додавання горизонтальних швидкостей води, зумовлених хвилюванням, до складової швидкості течії в напрямку поширення хвиль.

Класифікацію гідропружних явищ можна провести в залежності від числа ступенів свободи пружної системи, за характером її деформації, за характером «відгуку» деформованого трубопроводу на зовнішні впливи, по відносній швидкості потоку рідини й обтічного нею трубопроводу, по типу крайової задачі, що моделює цю взаємодію.

Підводний трубопровід у загальному випадку має нескінченно велике число ступенів свободи. Однак у ряді випадків елементи трубопроводу можуть моделюватися тілами з кінцевим числом ступенів свободи. У залежності від сполучення характеристик пружного трубопроводу і потоку рідини можна розглядати квазістатичну або динамічну деформації системи, що може виявлятися у вигляді перехідного процесу або сталих коливань. У реальних системах енергія механічних коливань витрачається на подолання внутрішнього тертя або випромінюється в навколишнє середовище. Врахування цих явищ (демпфування коливань) також залежить від конкретних умов поставленої задачі. Характер «відгуку» деформованого трубопроводу на зовнішні впливи в загальному випадку може мати лінійний (лінеаризований) або нелінійний характер. Якщо амплітуди переміщень системи досить малі, то задача про рух системи може бути лінеаризована. У протилежному випадку опис процесу впливу рідини на трубопровід повинен вироблятися з позиції нелінійної теорії. У залежності від відносної швидкості потоку рідини й обтічного тіла можуть бути наступні типи впливу на пружне тіло з боку рідкого середовища: вплив потенційного потоку, зрив потоку з елемента конструкції, вплив турбулентності у вигляді дискретних поривів, пульсація тиску в приграничному шарі. Для розгляду походження опору руху рідини при обтіканні тіл використовується модель в'язкої рідини. Рух елементарного об'єму рідини може бути розкладений на поступальну, обертальну і деформаційну складові. Таке розкладання дозволяє виділити два класи рухів. До одного з них відносять вихрові рухи. Вихор швидкості являє собою миттєву кутову швидкість малої частки. Другий клас – безвихрові або потенційні рухи, що характеризуються рівністю нулеві вихору швидкості в кожній точці рідини. У випадку, коли малі об'єми рідини

переміщуються не перемішуючись, рух – ламінарний. На відміну від ламінарного турбулентним називається нерегулярний рух з хаотично переплетеними і швидко змінюючими свою форму траєкторіями.

При обтіканні гладкого колового трубопроводу потоком рідини утворюється так званий спутний слід, що при малих числах Маху залежить тільки від числа Рейнольдса. На рис. 1.4 показані основні режими зриву вихорів від кругового перерізу.

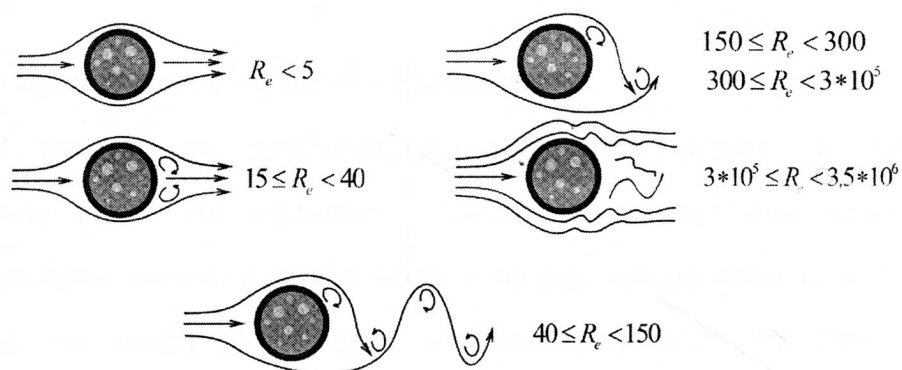


Рис. 1.4. Режими обтікання трубопроводу

При дуже малих числах Рейнольдса потік не розділяється. При збільшенні Re пара нерухомих вихрів утворюється в безпосередній близькості від циліндра. При подальшому збільшенні Re відбувається подовження вихрів доти, поки один з них не буде віднесений, після цього утвориться спутний слід і вихрова доріжка із шаховим розташуванням вихрів. До значення $Re=150$ вихрова доріжка є ламінарною, при $Re=300$ доріжка стає турбулентною. Область значень $300 \leq Re \leq 3 \cdot 10^5$ називається докритичною. У цій області має місце зрив вихорів при розділеній частоті. При $Re=3 \cdot 10^5$ утворюється турбулентний приграничний шар. Коливні потоки також можуть збуджувати коливання трубопроводів. Повна сила q , що діє на одиницю трубопроводу в синусоїдно коливному потоці, при нульовій середній швидкості течії визначається за формулою Морисона [1]

$$q = \rho_{\omega} F \dot{U} + C_1 \rho_{\omega} F (\dot{U} - \ddot{x}) + \frac{1}{2} \rho_{\omega} |U - \dot{x}| (U - \dot{x}) D C_n, \quad (1.17)$$

де x – зсув конструкції; ρ_ω – щільність рідини; F – площа поперечного перерізу труби; Z_l – коефіцієнт приєднаної маси; C_n – коефіцієнт лобового опору; D – діаметр; U – гармонійні коливання швидкості потоку.

Коливний потік може викликати утворення вихрів і створити істотну підйомну силу перпендикулярно напрямку потоку. Модель перемінної вихрової підйомної сили має вигляд:

$$q = \frac{1}{2} \rho_\omega U_m^2 C_L \sin(\omega_s t + \theta), \quad (1.18)$$

де ω_s - частота утворення вихрів; θ – фазовий кут.

Великий вплив на трубопровід, що знаходиться у воді, робить виштовхувальна сила. Як правило, виштовхувальна сила визначається як різниця між повною вагою і вагою води в об'ємі зануреного тіла. Однак у ряді випадків дана методика дає досить наближені результати [28]. Розглянемо виштовхувальну силу для елементарної ділянки трубопроводу довжиною dS (рис. 1.5)

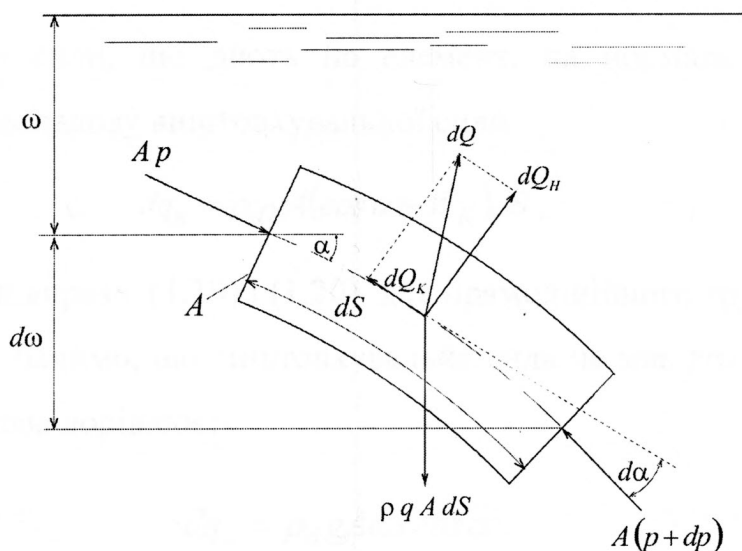


Рис.1.5. Визначення виштовхувальної сили

Для цього розглянемо умову рівноваги рідини в об'ємі елементу трубопроводу, умовно замінивши його таким же за формою й об'ємом елементом води. На даний елемент води, що знаходиться в рівновазі, діють сили,

показані на рис. 1.5. Виштовхувальна сила dq являє собою рівнодіючу сил тиску води на бічну поверхню елемента. На верхній круглий переріз елемента води діє сила pA , де A – повна площа поперечного перерізу трубопроводу по зовнішньому тиску, p – гідростатичний тиск; сила, що діє на нижній круговий переріз, дорівнює $(p+dp)A$, де dp – приріст гідростатичного тиску на довжині елемента d . Необхідно звернути увагу, що ці два зусилля діють на елемент води, який замінює ділянку трубопроводу. На реальний елемент труби в перетинах діють внутрішні зусилля і моменти, а не навантаження від гідростатичного тиску.

Виштовхувальну силу dq розкладемо на дві складові: за напрямком дотичної до вигнутої осі елемента - dq_k і по нормалі до неї - dq_n . Проектуючи ці сили на напрямок дотичної і роблячи векторні перетворення, одержимо

$$dq_k = \rho_d g A \left[W \frac{K}{2} d\lambda + \sin \lambda \frac{(d\lambda)^2}{2} \right], \quad (1.19)$$

де $K = \frac{d\lambda}{dS}$ - кривизна вигнутої осі трубопроводу.

Проектуючи сили, що діють на елемент, на нормаль до вигнутої осі, визначимо іншу складову виштовхувальної сили

$$dq_n = \rho_d g A (\cos \alpha - W_K) dS. \quad (1.20)$$

Розглядаючи вирази (1.19) і (1.20) для прямолінійного трубопроводу, тобто у випадку $K=0$, бачимо, що виштовхувальна сила не має дотичної складової, а нормальна складова дорівнює:

$$dq_n = \rho_d g A dS \cos \alpha. \quad (1.21)$$

При горизонтальному розташуванні трубопроводу $\alpha=0$ виштовхувальна сила $dq_n = \rho_d g A dS$. При вертикальному розташуванні трубопроводу $\alpha = \frac{\pi}{2}$ з (1.21) випливає, що $dq_n=0$. Сили тиску на бічну поверхню елемента трубопроводу, розташованого вертикально, врівноважуються, і виштовхувальна

сила на цей елемент не діє. Для елемента вигнутого трубопроводу величина і напрямок виштовхувальної сили будуть залежати від кута нахилу, глибини занурення і кривизни (1.20).

Похибка у визначенні навантажень від архімедової сили зростає зі збільшенням глибини занурення трубопроводу і зі зменшенням радіуса кривизни.

З моменту дотику трубопроводу до донної поверхні на нього починає діяти сила реакції дна. Взаємодії підводного трубопроводу з донним ґрунтом присвячене невелике число досліджень [28]. Задача визначення початкового занурення трубопроводу в процесі його укладання на морське дно розглянута в роботі [66], заснованій на опублікованих раніше результатах. В принципі характер взаємодії трубопроводу з ґрунтом при укладанні не залежить від того, чи розглядається дно водойми або денна поверхня ґрунту.

Г.К. Клейн [66] проаналізував обпирання трубопроводу на плоску поверхню основи. При укладанні трубопровід спочатку спирається по лінії нижньої утворюючої. Потім трубопровід вдавлюється в основу і тим сильніше, чим меншою твердістю характеризується ґрунт і чим менше діаметр трубопроводу. Ширину виниклої при цьому смуги зіткнення труби й основи, тобто опорної поверхні, Г.К. Клейн знайшов, користуючись відомим розв'язком контактної задачі Герца. У результаті отримана наближена залежність

$$B = 1,5 \sqrt{R_2 \frac{D}{E_0}}, \quad (1.22)$$

де B – ширина смуги зіткнення труби й опорної поверхні; R_2 – навантаження на одиницю довжини трубопроводу, рівне рівнодіючій опорній реакції; D – діаметр труби; E_0 – модуль деформації основи. Переходячи до змінних, використаних при складанні рівнянь руху, одержимо наступну залежність реакції основи від глибини осадки трубопроводу на дні:

$$C_y = 0,45 E_0 \frac{B^2}{D}. \quad (1.23)$$

Значення модуля деформації ґрунтової основи E_0 приймають за результатами інженерно-геологічних вишукувань або на основі даних, наявних у літературі.

ВИСНОВКИ

Розглянуто перспективи освоєння шельфу Чорного й Азовського морів. Описано основні типи морських підводних трубопроводів. Проведено аналіз існуючих методів дослідження характеристик напружено-деформованого стану підводних трубопроводів у процесі укладання, ремонту й експлуатації. Розглянуто механічні властивості трубопроводів, використовуваних для транспортування нафти і газу. Описані навантаження, що діють на трубопровід у процесі укладання й експлуатації. Обґрунтовано необхідність дослідження просторового нелінійного пружного деформування підводних трубопроводів.

РОЗДІЛ 2

МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ЧИСЛОВОГО ДОСЛІДЖЕННЯ ПРУЖНОГО НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ ПРОСТОРОВО ВИКРИВЛЕНИХ ТРУБОПРОВОДІВ

2.1. Геометрія елемента трубопроводу при його просторовому необмеженому пружному деформуванні

При опусканні трубопроводу на значні глибини пружні переміщення можуть бути настільки великі, що форма осьової лінії буде істотно відрізнятися від прямолінійної. У випадку, якщо довжина зануреної частини трубопроводу значно перевищує його діаметр, будемо розглядати трубопровід як пружний стрижень.

Для опису пружних переміщень трубопроводу розглянемо основні положення теорії гнучких стрижнів. З геометричної точки зору гнучкий стрижень представляється просторовою кривою. Розглянемо внутрішню і зовнішню геометрії елемента кривої. Найбільш зручним способом представлення кривої є параметричне представлення $\bar{r} = \bar{r}(s)$, де s - параметр (криволінійна координата) [13, 118], похідна радіуса-вектора \bar{r} по s є одиничний вектор \bar{k} , спрямований по дотичній, тобто $\frac{d\bar{r}}{ds} = \bar{k}$. Похідна від \bar{k} є

вектор, ортогональний \bar{k} . У результаті перетворень отримаємо $\frac{d\bar{k}}{ds} = \frac{1}{\rho} \bar{j}$ [117].

Для кривої в просторі до дотичної в якій-небудь точці А можна провести нескінчену кількість нормалей, що лежать у площині, перпендикулярній векторові \bar{k} . Введемо одиничний вектор \bar{i} , ортогональний векторам \bar{j} і \bar{k} . Ортогональний базис векторів $\bar{i}, \bar{j}, \bar{k}$ називається тригранником осей або головним тригранником (рис 2.1), позначимо його $\{\bar{g}\}$ [118].

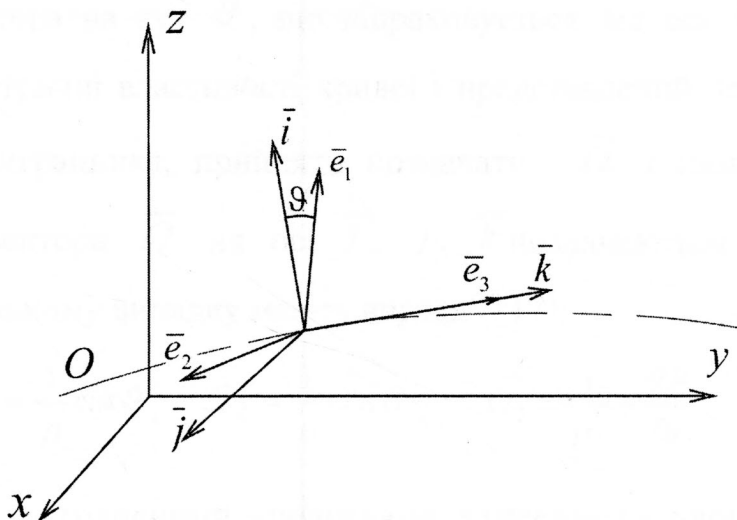


Рис. 2.1. Взаємне розташування систем координат

Розглянемо похідні одиничних векторів \bar{i} , \bar{j} , \bar{k} по координаті s . Оскільки похідна від вектора по скалярному аргументу є вектор, то представимо його у вигляді розкладання по базисних векторах $\{\bar{g}_n\}$: $\frac{\partial \bar{g}_n}{\partial s} = \sum \kappa_{nm} \bar{g}_n$, де κ_{nm} - елементи деякої матриці $\|\kappa_{nm}\|$, що характеризують геометрію просторової кривої, з якою зв'язаний головний тригранник. Замість матриці $\|\kappa_{nm}\|$ можна переходити до вектора $\bar{\kappa}$ ($\bar{\kappa}_0$).

Рухом головного тригранника (i, j, k) щодо системи координат (x, y, z) визначається геометрія осі елемента при просторовому деформуванні. У кожній точці кривої можна побудувати природний базис $\{\bar{e}_i\}$, що складається з головної нормалі \bar{e}_1 , бінормалі \bar{e}_2 і дотичної \bar{e}_3 (природний тригранник). Для кожного поперечного перерізу елемента, незалежно від його деформованого або недеформованого стану, вектор \bar{k} тригранника осей збігається з одиничним вектором \bar{e}_3 природного тригранника і, отже, площина (e_1, e_2) збігається з дотичною площиною (i, j) . Як видно, розглянуті тригранники мають загальний початок і загальний вектор $\bar{e}_3 = \bar{k}$. Таким чином, їх можна сумістити, обертаючи

навколо цього вектора на кут ϑ , що відраховується від осі \bar{e}_3 . Вектор, що характеризує геометричні властивості кривої і представлений через проєкції на осі природного тригранника, прийнято позначати $\bar{\Omega}$ і називати вектором Дарбу. Проєкції вектора $\bar{\Omega}$ на осі \bar{i} , \bar{j} , \bar{k} позначаються $\Omega_1, \Omega_2, \Omega_3$, відповідно й у загальному випадку мають вигляд [117]:

$$\Omega_1 = \frac{1}{\rho} \sin \vartheta, \quad \Omega_2 = \frac{1}{\rho} \cos \vartheta, \quad \Omega_3 = \frac{1}{\rho_1} + \frac{\partial \vartheta}{\partial s}. \quad (2.1)$$

Величини Ω_1, Ω_2 є головними кривизнами елемента (у площинах \bar{i}, \bar{k} і \bar{j}, \bar{k}). Величина Ω_3 називається крутінням осі стрижня. Відзначимо, що якщо

крутіння кривої $\frac{1}{\rho_1}$ пов'язане з рухом природного тригранника (e_1, e_2, e_3)

уздовж пружної лінії, то крутіння осі елемента пов'язане з рухом уздовж тієї ж пружної лінії головного тригранника осей (i, j, k). Якщо величини Ω_1, Ω_2

дорівнюють нулеві, такий стрижень є просторово криволінійним. Якщо або Ω_1 , або Ω_2 дорівнюють нулю, стрижень криволинійний у площині. У випадку,

коли $\frac{\partial \vartheta}{\partial s}$ не дорівнює нулю, тотожно по s , стрижень вважається природно

закрученим. При $\Omega_1=0, \Omega_2=0$ і $\frac{\partial \vartheta}{\partial s}=0$ стрижень прямолінійний. Похідні

одичних векторів природного тригранника мають вигляд [99]:

$$\frac{\partial \bar{e}_1}{\partial s} = \Omega_3 \bar{e}_2 - \Omega_2 \bar{e}_3, \quad \frac{\partial \bar{e}_2}{\partial s} = -\Omega_3 \bar{e}_1, \quad \frac{\partial \bar{e}_3}{\partial s} = \Omega_2 \bar{e}_1. \quad (2.2)$$

Дані вирази носять назву формули Френе-Серре. Вектор Дарбу:

$$\bar{\Omega} = \Omega_3 \bar{e}_3 + \Omega_2 \bar{e}_2 = \frac{1}{\rho_1} \bar{e}_3 + \frac{1}{\rho} \bar{e}_2. \quad (2.3)$$

У декартових прямокутних координатах вектори кривизни виражаються таким чином:

$$\frac{1}{\rho} = \sqrt{x''^2 + y''^2 + z''^2}. \quad (2.4)$$

Для крутіння використовується наступна формула:

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{\bar{r}'(\bar{r}'' \times \bar{r}''')}{(\bar{r}''')^2} = \frac{1}{\sum_{i=1}^3 x_i^2} \begin{vmatrix} x' & y' & z' \\ x'' & y'' & z'' \\ x''' & y''' & z''' \end{vmatrix}. \quad (2.5)$$

Переміщення головного тригранника характеризується матрицею $\|\kappa_{nm}\|$

[88]. Вектор Дарбу розкладається по векторах базису $\{\bar{g}\}$:

$$\bar{\Omega} = \kappa_1 \bar{i} + \kappa_2 \bar{j} + \kappa_3 \bar{k}.$$

Таблиця 2.1

Таблиця направляючих косинусів

	\bar{e}_1	\bar{e}_2	\bar{e}_3
\bar{i}	$\cos \vartheta$	$\sin \vartheta$	0
\bar{j}	$-\sin \vartheta$	$\cos \vartheta$	0
\bar{k}	0	0	1

Тому, переходячи до базису природних осей, отримаємо

$$\bar{\Omega} = \kappa_1 \bar{e}_3 + (\kappa_2 \cos \vartheta - \kappa_3 \sin \vartheta) \bar{e}_1 + (\kappa_2 \sin \vartheta + \kappa_3 \cos \vartheta) \bar{e}_2, \quad (2.6)$$

але в базисі $\{\bar{e}_i\}$ компоненти вектора Дарбу дорівнюють Ω_i , тому

$$\Omega_3 = \kappa_3 = \frac{1}{\rho_1}; \quad \kappa_2 \cos \vartheta - \kappa_3 \sin \vartheta = 0; \quad \kappa_2 \sin \vartheta + \kappa_3 \cos \vartheta = \Omega_2 = \frac{1}{\rho}. \quad (2.7)$$

З рівнянь (2.7) знайдемо вирази, що зв'язують кривизну кривої Ω_2 з компонентами раніше введеної матриці $\|\kappa_{nm}\|$:

$$\kappa_2 = \frac{\sin \vartheta}{\rho}; \quad \kappa_3 = \frac{\cos \vartheta}{\rho}, \quad (2.8)$$

тобто κ_2 і κ_3 є проєкціями вектора кривизни $\frac{1}{\rho}\bar{e}_2$ на напрямки векторів \bar{i}, \bar{j} .

Постановка задач про пружне деформування елемента вимагає залучення кінематичних граничних умов, що виражають зв'язки, накладені на переміщення точки повороту кінців розглянутого елемента [49, 74].

Розглянемо рух точки A з радіус-вектором \bar{r} по якійсь кривій у просторі (рис 2.2). Визначимо положення точки B на кривій довжиною дуги s , яка відлічується від деякої визначеної точки M_0 до точки A і вважається позитивною в один бік від точки M_0 і негативною в інший.

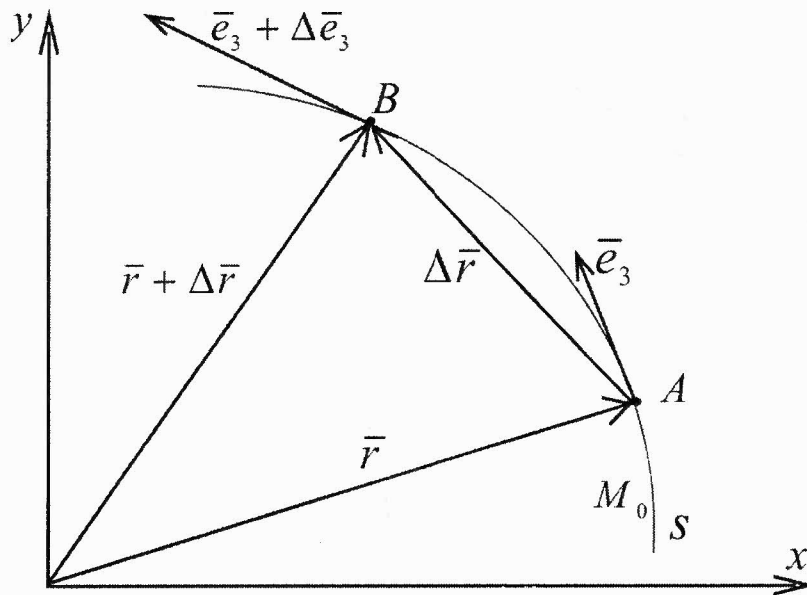


Рис. 2.2. Переміщення точки по кривій

Таким чином, \bar{r} розглядається як функція деякого скалярного аргументу s .

Розглянута крива є голографом радіуса - вектора \bar{r} , і тому напрямком $\frac{d\bar{r}}{ds}$

збігається з напрямком дотичної до кривої у бік дуги s . Величина $\frac{d\bar{r}}{ds}$ дорівнює

одиниці, оскільки $\frac{d\bar{r}}{ds}$ є границя відношення $\frac{\Delta r}{\Delta s}$, величина ж $\left| \frac{\Delta r}{\Delta s} \right|$, рівна відношенню малої хорди до відповідної дуги, наближається до одиниці при прямуванні Δs до нуля. $\frac{d\bar{r}}{ds}$ - одиничний вектор, направлений по дотичній до кривої в точці B в сторону зростаючого аргументу s . Позначимо одиничний дотичний вектор через вісь природного тригранника \bar{e}_3 :

$$\frac{d\bar{r}}{ds} = \bar{e}_3, \quad \bar{e}_3 = 1. \quad (2.9)$$

Компонентами одиничного вектора \bar{e}_3 є косинуси кутів, утворених ним з осями координат x, y, z :

$$e_{3x} = \cos(e_3, x) = \frac{dx}{ds}, \quad e_{3y} = \cos(e_3, y) = \frac{dy}{ds}, \quad e_{3z} = \cos(e_3, z) = \frac{dz}{ds},$$

$$\left(\frac{dx}{ds} \right)^2 + \left(\frac{dy}{ds} \right)^2 + \left(\frac{dz}{ds} \right)^2 = 1. \quad (2.10)$$

Знайдемо $\frac{d^2\bar{r}}{ds^2} = \frac{d\bar{e}_3}{ds}$, де $\frac{d\bar{e}_3}{ds}$ є одиничний вектор, перпендикулярний до \bar{e}_3 і по величині рівний $\lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta \varphi}{\Delta s} = \frac{1}{\rho}$, позначимо його \bar{e}_1 . Визначимо компоненти вектора \bar{e}_1 :

$$e_{1x} = \rho \frac{d^2x}{ds^2}, \quad e_{1y} = \rho \frac{d^2y}{ds^2}, \quad e_{1z} = \rho \frac{d^2z}{ds^2}. \quad (2.11)$$

Вектори \bar{e}_1, \bar{e}_3 утворюють площину. Введемо третій одиничний вектор \bar{e}_2 так, щоб вектори $\bar{e}_1, \bar{e}_3, \bar{e}_2$ утворювали таку ж систему, як система x, y, z . Тоді $\bar{e}_2 = \bar{e}_3 \times \bar{e}_1, |\bar{e}_2| = 1$.

Визначимо компоненти вектора \bar{e}_2 :

$$e_{2x} = \rho \left(\frac{dy}{ds} \frac{d^2z}{ds^2} - \frac{dz}{ds} \frac{d^2y}{ds^2} \right); \quad e_{2y} = \rho \left(\frac{dz}{ds} \frac{d^2x}{ds^2} - \frac{dx}{ds} \frac{d^2z}{ds^2} \right); \quad (2.12)$$

$$e_{2z} = \rho \left(\frac{dx}{ds} \frac{d^2y}{ds^2} - \frac{dy}{ds} \frac{d^2x}{ds^2} \right).$$

Обрис пружної лінії знаходиться в результаті розв'язку векторного рівняння:

$$\frac{d\bar{r}}{ds} = \bar{e}_3.$$

Замінімо це співвідношення скалярними залежностями

$$\frac{dx}{ds} = e_{3x}, \quad \frac{dy}{ds} = e_{3y}, \quad \frac{dz}{ds} = e_{3z}. \quad (2.13)$$

Рівняння (2.13) є складовими системи рівнянь, що описують просторово викривлені елементи.

2.2. Внутрішні силові фактори і переміщення

Для розв'язку нелінійних задач статки просторово деформованих елементів необхідно знати поведінку зовнішніх навантажень у процесі деформування елемента, а також необхідно враховувати зміну характеру зв'язків (наприклад, переміщення шарніра). Кінцевий стан гнучкого елемента буде різним, якщо, наприклад, елемент в одному випадку навантажувати силою, що зберігає при деформуванні системи свій напрямок, а в другому – слідкуючою силою, що у процесі деформування зберігає свій напрямок стосовно елемента (рис. 2.3). У загальному випадку навантажування на елемент трубопроводу, крім зосереджених, можуть діяти і розподілені сили і моменти.

Нехай до елемента труби прикладені повільно зростаюча сила \bar{P} і момент \bar{M} (рис. 2.3). Під цією дією труба, деформуючись, переходить із положення 1 у положення 2.

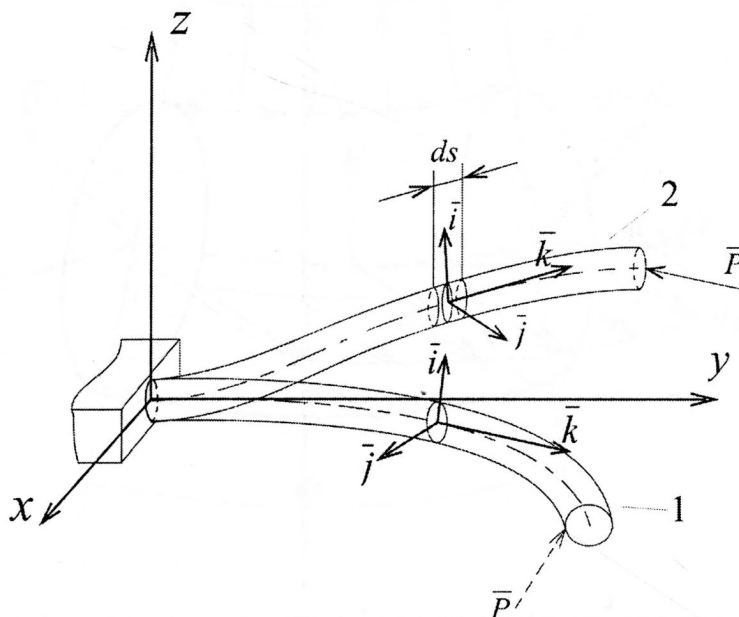


Рис. 2.3. Деформування елемента трубопроводу

Пружні переміщення при нелінійному деформуванні трубопроводу можуть бути настільки великі, що форма осьової лінії навантаженого елемента може як завгодно сильно відрізнятись від первісної форми.

Для гнучкого елемента в якості зв'язаних осей доцільно застосовувати природні осі. Природні осі можуть бути взяті при розгляді деформацій елемента, поперечний переріз якого має більш ніж одну пару осей симетрії. Осі, зв'язані з головними осями перерізу, – головні осі (головний тригранник).

Розглянемо елемент довжиною ds і вкажемо всі діючі на нього сили (рис. 2.4). Прийmemo наступні позначення: вектор внутрішніх зусиль $\bar{Q} = Q_i \bar{e}_1 + Q_j \bar{e}_2 + Q_k \bar{e}_3$, де Q_i і Q_j – перерізуючі зусилля; Q_k – осьове зусилля; вектор внутрішніх моментів $\bar{M} = M_i \bar{e}_1 + M_j \bar{e}_2 + M_k \bar{e}_3$, де M_i і M_j –

згинальні моменти; M_k - крутний момент; q_i, q_j, q_k - проекція вектора розподіленого навантаження - \bar{q} на осі.

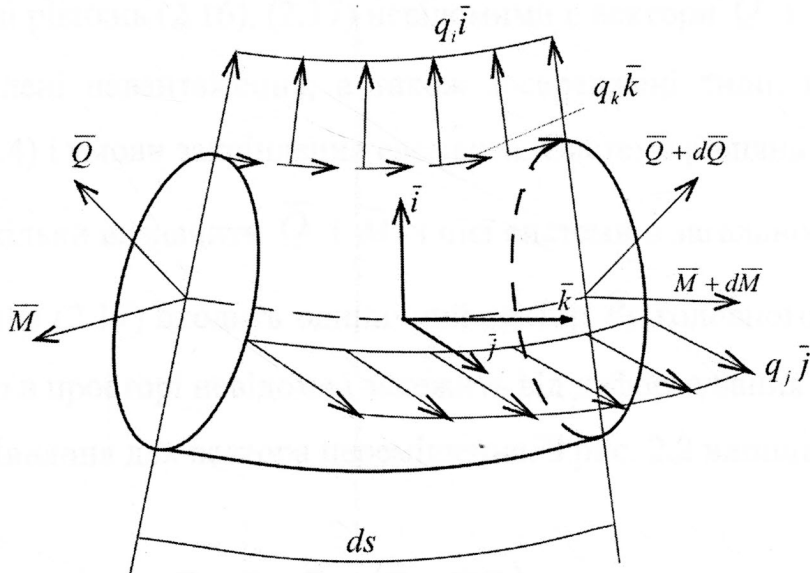


Рис. 2.4. Розподіл зовнішніх і внутрішніх зусиль в елементі трубопроводу

Напрямки осей зв'язаного тригранника визначаються векторами \bar{e}_1 і \bar{e}_2 , збігаються з напрямками головних осей перерізу. Елемент знаходиться в рівновазі, отже, сума всіх сил і моментів дорівнює нулю й отримуємо два векторних рівняння

$$d\bar{Q} + \bar{q} ds = 0; \quad (2.14)$$

$$d\bar{M} + ds \bar{e}_3 \times \bar{Q} = 0; \quad (2.15)$$

або

$$\frac{d\bar{Q}}{ds} + \bar{q} = 0; \quad (2.16)$$

$$\frac{d\bar{M}}{ds} + \bar{e}_3 \times \bar{Q} = 0. \quad (2.17)$$

У векторній формі записи рівняння інваріантні стосовно будь-якої системи координат. Для переходу від (2.16), (2.17) до рівнянь, записаних у будь-якому базисі, необхідно представити вектори у вигляді розкладання по векторах даного базису. У системі рівнянь (2.16), (2.17) невідомими є вектори \bar{Q} і \bar{M} , відомими - діючі розподілені навантаження, а також зосереджені сили, прикладені до елемента (рис. 2.4) і умови закріплення елемента. Система рівнянь (2.16) - (2.17) не є повною, оскільки визначити \bar{Q} і \bar{M} з цієї системи в загальному випадку не можна. У рівняння (2.17) входить одиничний вектор \bar{e}_3 головного тригранника, положення якого в просторі невідоме і залежить від деформування стрижня.

Знайдемо рівняння для вектора переміщення. З рис. 2.2 випливає

$$\bar{u} = \bar{r} - \bar{r}_0 \quad (\bar{u} = \bar{u}_i \bar{e}_i). \quad (2.18)$$

Продиференціювавши (2.18) по s , отримаємо

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial s} = \frac{\partial \bar{r}}{\partial s} - \frac{\partial \bar{r}_0}{\partial s} = \bar{e}_3 - \bar{e}_{30}, \quad (2.19)$$

де \bar{e}_3 і \bar{e}_{30} - відповідно орти базису в деформованому і недеформованому стані стрижня. Припустимо, що недеформований стан стрижня відомий [88], тому що відомий вектор \bar{K}_0 і таблиця (матриця K) направляючих косинусів, що зв'язує базис $\{\bar{e}_{i0}\}$ з базисом $\{\bar{i}_j\}$: $\bar{e}_{i0} = k_{nm} \bar{i}_j$, де k_{nm} - елемент матриці K .

У свою чергу, одиничні вектори \bar{e}_i пов'язані з векторами співвідношеннями $\bar{e}_k = l_{k\rho} \bar{e}_{\rho 0}$ ($\bar{e}_{\rho 0} = l_{\nu\rho} \bar{e}_\nu$), де $l_{k\rho}$ - елемент матриці L -матриці переходу від базиса $\{\bar{e}_{i0}\}$ до базиса $\{\bar{e}_i\}$ [118].

Елементи l_{ij} матриці L залежать від трьох невідомих кутів ϑ, φ, ψ , що характеризують поворот тригранника: $l_{ij} = l_{ij}(\vartheta, \varphi, \psi)$.

Виключивши з 2.19 \bar{e}_{30} , перейшовши до базису \bar{e}_i , отримаємо наступне рівняння:

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial s} = (l_{11} - 1)\bar{e}_{30} + l_{12}\bar{e}_{10} + l_{13}\bar{e}_{10}. \quad (2.20)$$

Отримані три векторні рівняння (2.16), (2.17), (2.20) містять три невідомих вектори \bar{Q}, \bar{M} й \bar{u} і три невідомих кути ϑ, φ, ψ . Для того щоб система рівнянь була повною, необхідно отримати ще одне векторне рівняння (або три скалярних). Таким рівнянням є рівняння, що зв'язує внутрішній момент із геометрією осьової лінії елемента. Розглянемо деформування елемента в головній системі координат (i, j, k) . У площинах, що проходять через головні осі, кривизни осьової лінії дорівнюють Ω_1, Ω_2 . Крім вигину в двох взаємно перпендикулярних площинах моментами M_i, M_j , елемент скручується моментом M_k , що характеризується крутінням осьової лінії стрижня Ω_3 . Вважаючи, що пружні моменти M_i, M_j, M_k пропорційні змінам кривизни і крутіння, отримаємо три рівняння

$$\begin{aligned} M_i &= A_i(\Omega_1 - \Omega_{10}), \\ M_j &= A_j(\Omega_2 - \Omega_{20}), \\ M_k &= A_k(\Omega_3 - \Omega_{30}), \end{aligned} \quad (2.21)$$

де Ω_{i0} - крутіння і кривизна в первісному стані, A_i, A_j - жорсткості при вигині, A_k - жорсткість при крутінні. Жорсткості визначаються з виразів:

$$A_i = E I_i; \quad A_j = E I_j; \quad A_k = G I_k, \quad (2.22)$$

де E - модуль Юнга, G - модуль зсуву при крутінні, I_i, I_j - моменти інерції площі поперечного перерізу елемента щодо осей i, j . I_k - момент інерції при крутінні. У випадку прямого, не маючого початкового крутіння гнучкого елемента $\Omega_{10} = \Omega_{20} = \Omega_{30} = 0$, $\mathcal{G} - const$. Тоді вирази (2.21) приймуть вигляд:
 $M_i = A_i \Omega_1$, $M_j = A_j \Omega_2$, $M_k = A_k \Omega_3$.

Дана форма зв'язку внутрішніх моментів зі прирощенням величин Ω_i можлива тільки в головних осях, що є переважним в порівнянні з іншими осями.

Остаточно маємо чотири нелінійні векторні рівняння, які характеризують рівновагу елемента трубопроводу:

$$\frac{d\bar{Q}}{ds} + \bar{q} = 0; \quad \frac{d\bar{M}}{ds} + \bar{e}_3 \times \bar{Q} = 0;$$

$$\frac{\partial u}{\partial s} + (l_{11} - 1)\bar{e}_{30} + l_{12}\bar{e}_{10} + l_{13}\bar{e}_{10} = 0; \quad M_i - A_i(\Omega_i - \Omega_{i0}) = 0. \quad (2.23)$$

Для розв'язку рівнянь (2.23) необхідно мати матриці, що зв'язують одиничні вектори різних базисів [119].

2.3. Рівняння проєкцій внутрішніх зусиль і моментів

Розглянемо проєкції векторів \bar{Q} , \bar{M} , \bar{q} на осі головного тригранника через $Q_i, Q_j, Q_k, M_i, M_j, M_k, q_i, q_j, q_k$. Проєкції вектора \bar{e}_3 на ці ж осі рівні 0, 0, 1. Проєкції вектора Дарбу виражені через $\Omega_1, \Omega_2, \Omega_3$. Із урахуванням цього розглянемо рівняння (2.23)

$$\frac{dQ_i}{ds} + \Omega_1 Q_k - \Omega_3 Q_j = q_i;$$

$$\frac{dQ_j}{ds} + \Omega_3 Q_i - \Omega_1 Q_k = -q_j;$$

$$\frac{dQ_k}{ds} + \Omega_1 Q_j - \Omega_2 Q_i = -q_k. \quad (2.24)$$

Тут Q_i , Q_j - перерізаючі сили, Q_k - розтягуюча (стискаюча) сила в довільному поперечному перерізі елемента. З (2.23) знайдемо скалярні рівняння рівноваги:

$$\begin{aligned} \frac{dM_i}{ds} + \Omega_2 M_k - \Omega_3 M_j &= Q_j; \\ \frac{dM_j}{ds} + \Omega_3 M_i - \Omega_1 M_k &= -Q_i; \\ \frac{dM_k}{ds} + \Omega_1 M_j - \Omega_2 M_i &= 0, \end{aligned} \quad (2.25)$$

де M_i , M_j , - згинальні моменти, M_k - крутильний момент у поперечному перерізі елемента.

Дані рівняння називаються рівняннями Кіргофа. Вони описують рівновагу пружної лінії елемента в скалярній формі. Всі входячі сюди величини будуть неперервно змінюватися вздовж пружної лінії за умов: 1) якщо досліджується зовнішня ділянка між точками прикладання зовнішніх зосереджених сил і моментів, у число яких входять і реакції зовнішніх зв'язків; 2) якщо зовнішні розподілені навантаження змінюються неперервно по довжині або, зокрема, постійні; 3) якщо поперечний переріз (отже, жорсткість при вигині і крутінні) постійний або неперервно змінюється; 4) якщо кривизна і крутіння первісного обрису осі стрижня постійні або змінюються неперервно по довжині елемента.

У випадку якщо весь розглянутий елемент трубопроводу не задовольняє в цілому вищевказаним умовам, то його треба розбити на ділянки в точках, де відбувається порушення хоча б однієї з цих умов, і досліджувати окремо кожен ділянку. Для об'єднання розбитих ділянок варто написати рівняння зв'язку для стиків усіх цих ділянок з урахуванням стрибків у зміні відповідних величин. Далі будемо описувати одну ділянку елемента трубопроводу, що задовольняє цим умовам, без введення будь-яких обмежень.

У випадку, коли елемент трубопроводу має первісну пряму незакручену вісь кривизни і крутіння $\Omega_{10}, \Omega_{20}, \Omega_{30}$ дорівнюють нулю, рівняння рівноваги, з врахуванням (2.21), приймуть вигляд:

$$\begin{aligned} A_i \frac{d\Omega_1}{ds} + (A_k - A_j) \Omega_2 \Omega_3 &= Q_j; \\ A_j \frac{d\Omega_2}{ds} + (A_i - A_k) \Omega_3 \Omega_1 &= -Q_i; \\ A_k \frac{d\Omega_3}{ds} + (A_j - A_i) \Omega_1 \Omega_2 &= 0. \end{aligned} \quad (2.26)$$

Якщо елемент трубопроводу мав спочатку викривлену форму, то рівняння рівноваги (2.25) приймуть наступний вигляд:

$$\begin{aligned} A_i \left(\frac{d\Omega_1}{ds} - \frac{d\Omega_{10}}{ds} \right) + A_k \Omega_2 (\Omega_3 - \Omega_{30}) - A_j \Omega_3 (\Omega_2 - \Omega_{20}) &= Q_j; \\ A_j \left(\frac{d\Omega_2}{ds} - \frac{d\Omega_{20}}{ds} \right) + A_i \Omega_3 (\Omega_1 - \Omega_{10}) - A_k \Omega_1 (\Omega_3 - \Omega_{30}) &= -Q_i; \\ A_k \left(\frac{d\Omega_3}{ds} - \frac{d\Omega_{30}}{ds} \right) + A_j \Omega_2 (\Omega_2 - \Omega_{20}) - A_i \Omega_2 (\Omega_1 - \Omega_{10}) &= 0. \end{aligned} \quad (2.27)$$

Ці рівняння спрощуються, якщо для первісного обрисю осі елемента трубопроводу величини $\Omega_{10}, \Omega_{20}, \Omega_{30}$ є постійними по довжині s . У випадках, коли до кінців елемента трубопроводу прикладені тільки зосереджені сили, а розподілене навантаження - $\bar{q} = 0$, з (2.23) отримаємо уздовж усієї пружної лінії $\bar{Q} = const$ (по величині і по напрямку). При цьому $Q_i = \bar{Q} \cos \alpha$, $Q_j = \bar{Q} \cos \beta$, де α і β - кути, утворені осями головного тригранника \bar{i}, \bar{j} з напрямком сили \bar{Q} . І ця повна внутрішня пружна сила \bar{Q}

в будь-якому перерізі буде дорівнювати зовнішній силі, прикладеній до кінцевої точки осі елемента (сила ж у початковій її точці буде $-\bar{Q}$). Якщо по кінцях стрижня прикладені тільки моменти, то в рівняннях (2.26), (2.27) треба прийняти $Q_i = Q_j = 0$.

Таким чином, для повного опису пружного деформування елемента трубопроводу використовуються:

- 1) Рівняння рівноваги сил (2.24).
- 2) Рівняння рівноваги моментів (2.27).
- 3) Рівняння, що визначають орієнтацію елемента трубопроводу (2.10), (2.11), (2.12).
- 4) Рівняння, що визначають координати елемента трубопроводу (2.13).

2.4. Метод побудови розв'язків зведених нелінійних диференціальних рівнянь

Сформована в даній роботі система звичайних диференціальних рівнянь (розд. 2.3) має, як правило, високий порядок у залежності від постановки конкретної задачі – від 12 до 21. Тому для її розв'язку необхідно залучати сучасні методи числового аналізу й обчислювальних алгоритмів. Відомі математичні пакети прикладних програм типу “mathcad”, “matlab”, “algebra” і т.п. не дозволяють розв'язувати нелінійні рівняння такого високого порядку. У зв'язку з цим була створена методика розв'язку таких рівнянь, заснована на спільному застосуванні методу Ньютона-Канторовича, методу Ейлера і методу продовження по параметру. Числова реалізація цих методів здійснена шляхом складання підпрограм мовою Visual Basic. Для зручності користувачів і одержання сервісних функцій використовувалися такі відомі пакети програм, як Statistika, Exel, NC5.

Практична цінність числового методу значною мірою визначається швидкістю й ефективністю одержання розв'язку. На відміну від систем лінійних

рівнянь для систем нелінійних рівнянь не відомі прямі методи розв'язку, і тому завжди застосовуються ітераційні методи. Найбільш розповсюдженим методом розв'язку систем нелінійних рівнянь є метод Ньютона. Метод збурення параметра являє собою алгоритм, що дозволяє за допомогою ітерацій одержати розв'язок системи нелінійних рівнянь. Його ефективність не залежить від вдалого вибору початкового наближення.

При рішенні прикладних задач широко використовується метод розв'язку нелінійних диференціальних рівнянь, що ґрунтується на аналізі розвитку розв'язків по мірі зміни параметра збурення q . Даний метод реалізується шляхом продовження розв'язку рівнянь по параметру.

Розглянемо в загальному вигляді нелінійну крайову задачу:

$$\begin{aligned}\bar{x}' &= \bar{f}(t, \bar{x}), \quad 0 \leq t \leq 1; \\ \bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_1) &= 0,\end{aligned}\tag{2.28}$$

тут нелінійні вектор-функція $\bar{f}(t, \bar{x})$ і вектор $\bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_1)$ [38]. При використанні методу продовження розв'язку по параметру замість крайової задачі (2.28) розглянемо задачу з параметром q

$$\begin{aligned}\frac{d\bar{x}}{dt} &= \bar{\varphi}(t, \bar{x}, q), \quad 0 \leq q \leq 1; \\ \bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_1, q) &= 0.\end{aligned}\tag{2.29}$$

При цьому припустимо, що вектор-функції $\bar{\varphi}(t, \bar{x}, q)$, $\bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_1, q)$ неперервні, достатнє число раз продиференційовані по q , і при всіх значеннях q крайова задача (2.29) має розв'язок. Параметр q введений у крайову задачу таким чином, щоб при $q = 0$ розв'язок крайової задачі

$$\frac{d\bar{x}}{dt} = \bar{\varphi}(t, \bar{x}, 0), \quad \bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_1, 0) = 0\tag{2.30}$$

можна було знайти досить просто, а при $q=1$ виконувалися рівності

$$\bar{\varphi}(t, \bar{x}, 1) = \bar{f}(t, \bar{x}); \quad \bar{g}_1(\bar{x}_0, \bar{x}_i, 1) = \bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_i),$$

тобто крайова задача (2.29) сходилася з вихідною крайовою задачею (2.28). Тоді шукана вектор-функція \bar{x} може розглядатися як функція від q , тобто $\bar{x} = \bar{x}(q)$, де $\bar{x}(0) = \bar{x}^0$ - шуканий розв'язок крайової задачі (2.29). Відповідно до означених умов розглянемо спосіб введення параметра й одержання крайової задачі.

Запишемо крайову задачу з параметром q , аналогічну (2.29):

$$\begin{aligned} \frac{d\bar{x}}{dt} &= A(t)\bar{x} + \bar{b}(t) + q(\bar{f}(t, \bar{x}) - A(t)\bar{x} - \bar{b}(t)) \\ B\bar{x}_0 + C\bar{x}_i + q(\bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_i) - B\bar{x}_0 - C\bar{x}_i + \bar{d}_0) &= \bar{d}_0. \end{aligned} \quad (2.31)$$

При $q = 0$

$$\frac{d\bar{x}}{dt} = A(t)\bar{x} + \bar{b}(t); \quad B\bar{x}_0 + C\bar{x}_i = \bar{d}_0. \quad (2.32)$$

Розв'язок лінійної крайової задачі (2.29) при заданих матрицях $A(t)$, B , C і векторах $\bar{b}(t)$, \bar{d}_0 можна знайти числовим методом. При $q = 1$ приходимо до вихідної крайової задачі (2.29).

Матриці $A(t)$, B , C і вектори $\bar{b}(t)$, \bar{d}_0 вибираються таким чином, щоб вектор-функції $A(t)\bar{x} + \bar{b}(t)$ й $B\bar{x}_0 + C\bar{x}_i = \bar{d}_0$ апроксимували в якомусь відношенні відповідно до вектор-функції $\bar{f}(t, \bar{x})$ й $\bar{g}(\bar{x}_0, \bar{x}_i)$ в околиці розв'язків крайової задачі (2.28) $0 \leq t \leq 1$.

Метод розв'язку нелінійних рівнянь, що включає аналіз еволюції розв'язків по мірі зміни природно існуючого або штучно введеного параметра q , є найбільш розповсюдженим у будівельній механіці та у механіці деформованого

твердого тіла. Реалізація такого підходу пов'язана з продовженням розв'язку нелінійних рівнянь по параметру, можливість якого встановлюється теоремою про неявні функції і її узагальненнями. Обмеження, що накладаються цією теоремою, порушуються тільки в особливих (критичних) станах, що дозволяє продовжувати розв'язок задач на ділянках траєкторій навантажування, розташованих між цими станами [8]. Числова реалізація продовження розв'язку здійснюється у вигляді крокового процесу по параметру, тому його можна вважати дискретною формою методу продовження.

Представимо рівновагу досліджуваної механічної системи (розд. 2) функціональним рівнянням

$$F(x)=0, \quad (2.33)$$

де x – вектор стану; F – диференційований по x необхідне число раз нелінійний оператор. Введемо параметр $0 \leq q \leq 1$ і побудуємо оператор $G(x; q) = \Phi(x) - qb$ такий, щоб виконувалася рівність

$$G(x; 1) = \Phi(x) - qb \equiv F(x)$$

при $q = 0$ рівняння $G(x; 0) = 0$ мало очевидний розв'язок x^0 .

Нехай рівняння

$$G(x; q) = 0 \quad (2.34)$$

має безперервний розв'язок $x = x(q)$, визначений при $0 \leq q \leq 1$ і задовольняючий умові $x(0) = x^0$. Тоді, якщо розв'язок відомий, то формула $x^* = x(1)$ дає розв'язок рівняння (2.34). Так кожний етап процесу розв'язку являє собою один крок ітераційного методу Ньютона-Канторовича, для його збіжності досить виконання умов збіжності останнього алгоритму [42]. Умови збіжності є одночасно і достатніми умовами існування розв'язку в деякій околиці розглянутого стану. Можливість продовження цього розв'язку по параметру q або якій-небудь складовій вектора встановлюється теоремами про неявні функції [70]. Нехай існує векторне рівняння

$$f(q, x) = 0, \quad (2.35)$$

де $\lambda = (q^1, q^2, \dots, q^k)$ – вектор незалежних змінних; $x = (x^1, x^2, \dots, x^n)$ – вектор залежних змінних; $f(q, x) = (f^1(q, x), \dots, f^n(q, x))$ – нелінійна вектор-функція.

Розв'язком рівняння (2.35) будемо називати всяку безперервну векторну функцію $x = \varphi(q)$ векторного аргументу q , визначену на деякій відкритій множині G простору Λ перемінних q^1, q^2, \dots, q^n , яка при підстановці в рівняння (2.35) перетворює його в тотожність $f(q, \varphi(q)) = 0$ для всіх точок q множини G . Тоді якщо функціональний визначник $|\partial f^i(q, x) / \partial x^j|$ відмінний від нуля в кожній точці (q, x) відкритої множини Γ , то для кожної точки (q_0, x_0) відкритої множини Γ , що задовольняє умові $f(q_0, x_0) = 0$, існує безперервний розв'язок $x = \varphi(q)$ рівняння (2.35), що задовольняє умові $\varphi(q) = x_0$

$$\Psi[x(0), q] = 0. \quad (2.36)$$

Рівняння (2.34)-(2.36) складають залежну від параметра q нелінійну двоточкову крайову задачу [75]. Якщо при деякому вихідному значенні $q = q^{(n)}$ відомий розв'язок $x^{(n)}(s)$ поставленої задачі, то вибираючи цей розв'язок в якості опорного, дамо малий приріст $\delta q^{(n)}$ параметру q . Тоді відповідну йому варіацію $\delta x^{(n)}(s)$ розв'язку $x(s)$ можна знайти з лінійного рівняння

$$\frac{d\delta x^{(n)}}{ds} = \frac{\partial f}{\partial x} \delta x^{(n)} + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q^{(n)}, \quad (2.37)$$

одержаного лінеаризацією рівняння (2.35) у стані $x^{(n)}, q^{(n)}$.

Оскільки вектор $\delta x^{(n)}(0)$ знаходиться з використанням лінеаризованих рівнянь (2.36), (2.37), розв'язок $x^{(n+1)}(s)$ буде задовольняти умовам (2.34)-(2.36) приблизно з нев'язками. Тому на наступному кроці варіювання параметра q лінеаризацію рівнянь (2.34) - (2.36) треба робити так, щоб усунути цю похибку. Виходячи з цих міркувань, на кожному кроці варіювання параметра q у правій частині рівнянь (2.37) вводяться коректуючі розв'язки $x^{(n)}$ нев'язки –

$$r_{\Phi}^{(n)}, -r_{\Theta}^{(n)}, -r_{\Psi}^{(n)}. \quad (2.38)$$

Узагальнюючи викладене вище, можна зробити наступний висновок. Припустимо, що $f_x[x(s, q, C), s, q]$ визначена і безперервна по s для $0 \leq s \leq S$ і крім того, $b(C, q)$, $b_c(C, q)$ визначені і безперервні для (C, q) з деякої околиці (C_0, q_0) і визначено $V_x[x_0(s), q_0]$. Прийmemo, що лінеаризована задача (2.36) при $q = q_0$ і $x(s, q) = x_0(s)$ має тільки тривіальний розв'язок $\partial x(s) \equiv 0$. Іди існує позитивна постійна β така, що для кожного q , який задовольняє нерівності $\|q - q_0\| \leq \beta$, задача (2.34), (2.36) має єдиний близький до $x_0(s)$ розв'язок $x(s, q)$, неперервний по s і q , причому $x(s, q_0) = x_0(s)$.

Крайові рівняння для функції $\delta \bar{x}^{(n)}$ формуються лінеаризацією рівнянь (8) - (10):

$$\frac{\partial \bar{\varphi}}{\partial \bar{x}} \delta \bar{x}^{(n)}(0); \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial \bar{x}} \delta \bar{x}^{(n)}(0); \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \bar{x}} \delta \bar{x}^{(n)}(S) + \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial q} \delta \lambda^{(n)}. \quad (2.39)$$

Для побудови $\delta \bar{x}^{(n)}(S)$ вибираються серед складових $\delta \bar{x}_i^{(n)}(S) (i = 1, 2, 3, \dots, 18)$ такі шість компонентів $\delta \bar{x}_j^{(n)}(S)$, будь-які значення яких $\delta x_j^{(n)}(0)$ не порушують перші два векторні рівняння системи

(2.39). Перенумерувавши невідомі $\delta \bar{x}_i^{(n)}(s) (i = 1, 2, \dots, 18)$ так, щоб індекс j приймав значення $j = 1, 2, \dots, 6$, розв'язок задачі (2.39) представимо у вигляді

$$\delta \bar{x}^{(n)}(s) = \bar{y}_\lambda \delta \lambda^{(n)} + Y(s) \delta \bar{c}^{(n)}, \quad (2.40)$$

де $\bar{y}_\lambda(s)$ - розв'язок задачі Коші для системи

$$\frac{d\bar{y}_\lambda}{ds} = \frac{\partial \bar{f}}{\partial x} \bar{y}_\lambda + \frac{\partial \bar{f}}{\partial q}, \quad (2.41)$$

при нульових початкових умовах; $Y(s)$ - матриця розміру 18×6 розв'язків системи

$$\frac{d\bar{y}}{ds} = \frac{\partial \bar{f}}{\partial \bar{x}} \bar{y}, \quad (2.42)$$

з початковими умовами $y_j(0) = (\delta_1^j, \delta_2^j, \dots, \delta_6^j) (j = 1, 2, \dots, 6)$ для незалежно варійованих змінних і початкових умов, що підбираються з перших двох рівнянь (2.39), для інших змінних $y_i(0) (i = 7, 8, \dots, 18)$.

Вектор постійних $\delta c^{(n)} = \{\delta c_1^{(n)}, \delta c_2^{(n)}, \dots, \delta c_6^{(n)}\}$ підбираємо так, щоб задовольнити рівнянню

$$\frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \bar{x}} Y(s) \delta \bar{c}^{(n)} = -\frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \bar{x}} \bar{y}_\lambda(s) \delta q^{(n)} - \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \bar{x}} \delta q^{(n)}. \quad (2.43)$$

Розв'язуючи нелінійну задачу про пружне деформування, можна попутно досліджувати і стійкість. При аналізі стійкості стану рівноваги механічної системи звичайно намагаються встановити границі зміни параметрів навантаження, при яких дана система має єдину форму рівноваги. Її варто застосовувати, лінеаризуючи задачу в околиці задалегідь невідомого розв'язку, або ж взагалі відмовитися від лінеаризації і перейти до безпосереднього глобального дослідження нелінійних рівнянь. А оскільки ці співвідношення

являють собою складну систему диференціальних рівнянь, що містить параметр навантаження q , то проблема зводиться до дослідження спектра деякої нелінійної крайової задачі. Істотні труднощі виникають і при спробі вирішення даної проблеми наближеними методами, оскільки гнучкий елемент при втраті стійкості приймає форму, яка має ділянки плавної і швидкої зміни кривизни осі, що істотно ускладнює задачу, тому що в цьому випадку дуже важко форму осі наближати простими апроксимуючими функціями. Відзначені труднощі можна перебороти шляхом переходу до задачі Коші, використовуючи числові методи. В даній роботі це вирішується таким чином. Якщо матриця $(\partial \bar{\psi} / \partial \bar{x}) Y(s)$ не вироджена, то при даному значенні $q = q^{(n)}$ можна знайти вектор $\delta \bar{c}^{(n)}$, який відповідає обраному значенню $\delta q^{(n)}$, а потім варіацію початкових умов $\delta x_i^{(n)}(0) (i = 1, 2, \dots, 18)$, початкові умови $x_i^{(n+1)}(0) = x_i^{(n)}(0) + \delta x_i^{(n)}(0)$ при $q^{(n+1)} = q^{(n)} + \delta q^{(n)}$ і відповідний їм розв'язок $\bar{x}^{(n+1)}(s)$.

Стани, в яких визначник матриці $(\partial \bar{\psi} / \partial \bar{x}) Y(s)$ обертається в нуль, є біфуркаційними. В них система втрачає стійкість. Продовжуючи розв'язок після втрати стійкості можна одержати закритичні форми рівноваги, що особливо важливо для гнучких трубопроводів, які використовуються для перекачування нафтопродуктів. Враховуючи різноманітність закритичних стійких форм, часто доводиться змінювати параметр навантажування, відмінний від того, що застосовувався до втрати стійкості.

2.5. Постановка граничних умов

Просторове деформування гнучких пружних елементів описується формулами (2.24), (2.27), (2.10), (2.11), (2.12), (2.13). Дані рівняння сформульовані в області $0 < s < S$ зміни змінної s .

Розглянемо постановку крайових умов на прикладі жорстко защемленого одним кінцем гнучкого елемента. Виберемо систему координат (x, y, z) так, щоб її початок збігався з точкою защемлення, а вісь елемента лежала в площині (xOy) (рис.2.5).

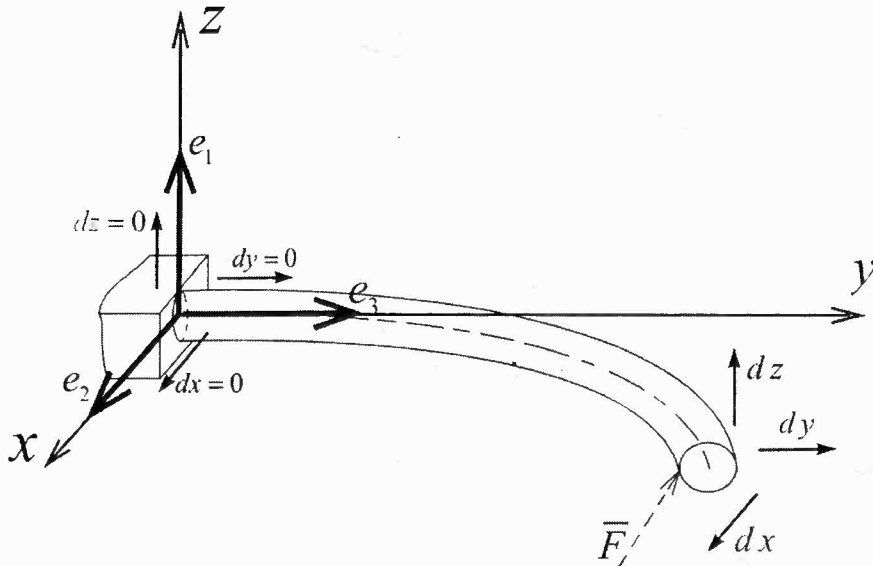


Рис. 2.5. Елемент трубопроводу з одним защемленим кінцем

Оскільки початковий кінець елемента $s=0$ жорстко защемлений на початку координат, то на цьому кінці $x=0, y=0, z=0$. При защемленні кінця елемента обертання виключається, при вигині напрямок вектора \bar{e}_3 залишається незмінним, тоді $e_{3x}=0, e_{3z}=0, e_{3y}=1$. У процесі деформування вектор \bar{e}_1 у початковій точці відхилиться на кут ϑ . Вектори \bar{i}, \bar{j} збережуть

напрямки незмінними, тоді
$$e_{1x} = \frac{\Omega_2}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}}, \quad e_{1z} = -\frac{\Omega_{12}}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}}, \quad e_{1y} = 0.$$

Наведені співвідношення представляють набір крайових умов на защемленому кінці. Якщо на защемлений кінець не діють зовнішні сили, то $Q_i=0, Q_j=0, Q_k=0, \Omega_1=\Omega_{10}, \Omega_2=\Omega_{20}, \Omega_3=\Omega_{30}$.

Якщо до вільного кінця прикладене зовнішнє навантаження \bar{F} з компонентами F_x, F_y, F_z і зовнішній момент M з компонентами M_x, M_y, M_z , то, з використанням матриць переходу, граничні умови записуються у вигляді:

$$Q_i = \frac{\Omega_2}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (F_x e_{1X} + F_y e_{1Y} + F_z e_{1Z}) + \frac{\Omega_1}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (F_x e_{2X} + F_y e_{2Y} + F_z e_{2Z});$$

$$Q_i = -\frac{\Omega_1}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (F_x e_{1X} + F_y e_{1Y} + F_z e_{1Z}) + \frac{\Omega_2}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (F_x e_{2X} + F_y e_{2Y} + F_z e_{2Z});$$

$$Q_k = (F_x e_{3X} + F_y e_{3Y} + F_z e_{3Z}).$$

$$\Omega_1 = \Omega_{10} + \frac{1}{A_1 \left(\frac{\Omega_2}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (M_x e_{1X} + M_y e_{1Y} + M_z e_{1Z}) + \frac{\Omega_1}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (M_x e_{2X} + M_y e_{2Y} + M_z e_{2Z}) \right)}; \quad (2.44)$$

$$\Omega_2 = \Omega_{20} + \frac{1}{A_{21} \left(\frac{\Omega_1}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (M_x e_{1X} + M_y e_{1Y} + M_z e_{1Z}) + \frac{\Omega_2}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} (M_x e_{2X} + M_y e_{2Y} + M_z e_{2Z}) \right)};$$

$$\Omega_3 = \Omega_{30} + \frac{1}{A_3 (M_x e_{3X} + M_y e_{3Y} + M_z e_{3Z})}.$$

У випадку жорсткого заземлення вільного краю елемента трубопроводу

(рис.2.6) граничні умови матимуть вигляд:

кінець $s = 0$: $Q_i = 0, \quad Q_j = 0, \quad Q_k = 0, \quad \Omega_1 = \Omega_{10}, \quad \Omega_2 = \Omega_{20}, \quad \Omega_3 = \Omega_{30},$

кінець $s = S$: $e_{3X} = e_{3X}(0), \quad e_{3Y} = e_{3Y}(0), \quad e_{3Z} = e_{3Z}(0), \quad x = x(0), \quad y = y(0), \quad z = z(0).$

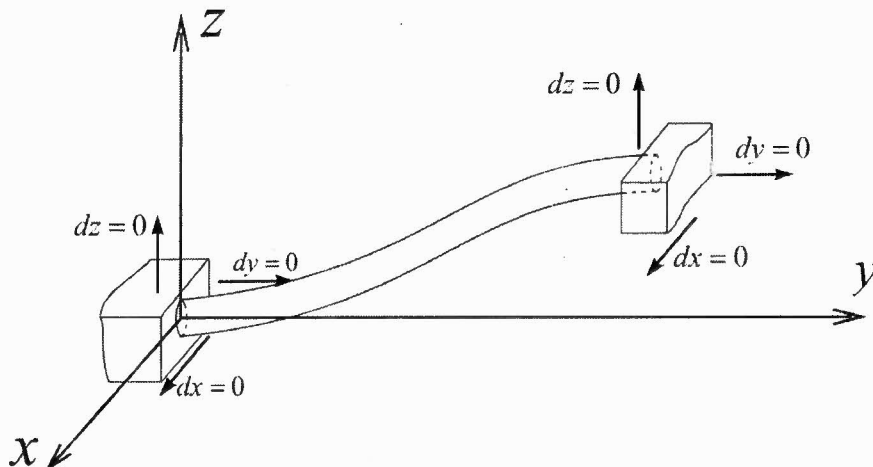


Рис. 2.6. Жорстке заземлення кінців елемента трубопроводу

Якщо край елемента $s = S$ закріплений на пересувний уздовж осі x шарнір (рис.2.7), граничні умови дорівнюють:

на кінці $s = 0$: $Q_i = 0$, $Q_j = 0$, $Q_k = 0$, $\Omega_1 = \Omega_{10}$, $\Omega_2 = \Omega_{20}$, $\Omega_3 = \Omega_{30}$,

на кінці $s = S$: $e_{3X} = e_{3X}(0)$, $e_{3Y} = e_{3Y}(0)$, $e_{3Z} = e_{3Z}(0)$, $Q_i = 0$, $y = y(0)$, $z = z(0)$.

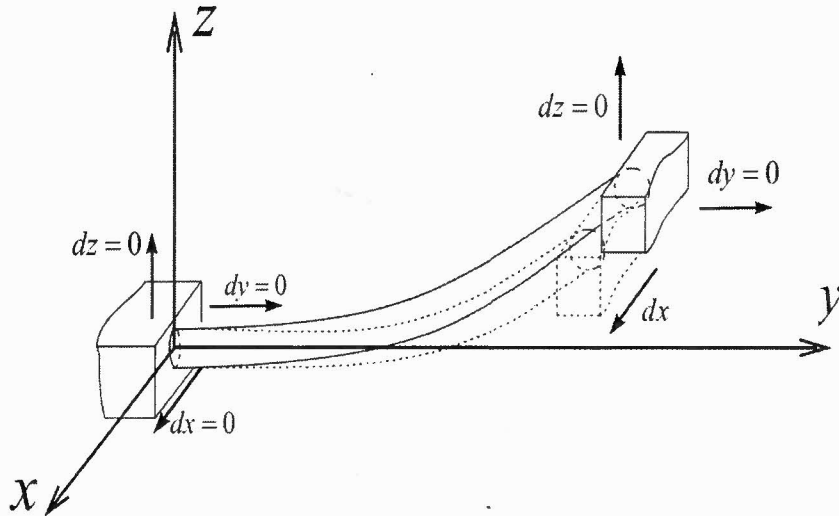


Рис. 2.7. Закріплення кінця елемента на шарнірі,
який переміщується вздовж осі x

У випадку, коли край елемента $s = S$ закріплений на шарнірі, що переміщується уздовж осі y (рис.2.8), граничні умови дорівнюють:

на кінці $s = 0$: $Q_i = 0$, $Q_j = 0$, $Q_k = 0$, $\Omega_1 = \Omega_{10}$, $\Omega_2 = \Omega_{20}$, $\Omega_3 = \Omega_{30}$,

на кінці $s = S$: $e_{3X} = e_{3X}(0)$, $e_{3Y} = e_{3Y}(0)$, $e_{3Z} = e_{3Z}(0)$, $x = x(0)$, $Q_j = 0$, $z = z(0)$.

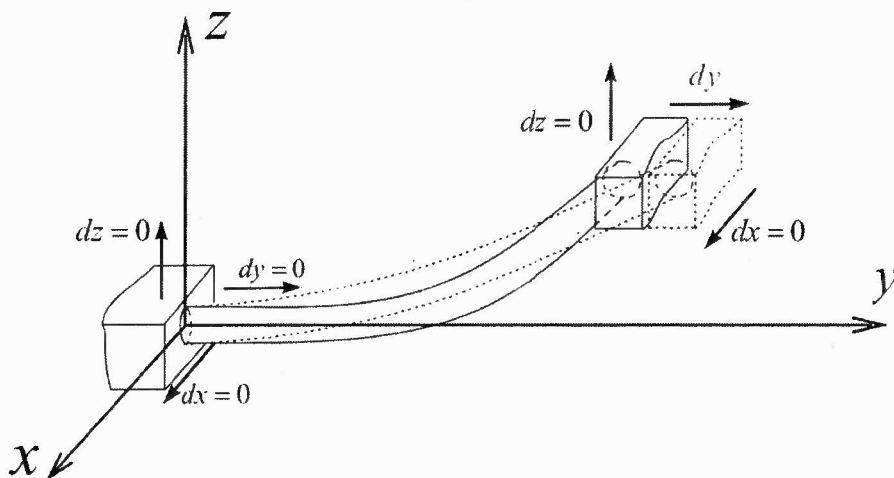


Рис. 2.8. Закріплення кінця елемента на шарнірі,
який переміщується вздовж осі y

Якщо шарнір, на якому закріплений край елемента, вільно переміщується вздовж осі z (рис.2.9), то на краях будуть такі граничні умови:

$$s=0: \quad Q_i = 0, \quad Q_j = 0, \quad Q_k = 0, \quad \Omega_1 = \Omega_{10}, \quad \Omega_2 = \Omega_{20}, \quad \Omega_3 = \Omega_{30/},$$

$$s=S: \quad e_{3x} = e_{3x}(0), \quad e_{3y} = e_{3y}(0), \quad e_{3z} = e_{3z}(0), \quad x = x(0), \quad y = y(0), \quad Q_j = 0.$$

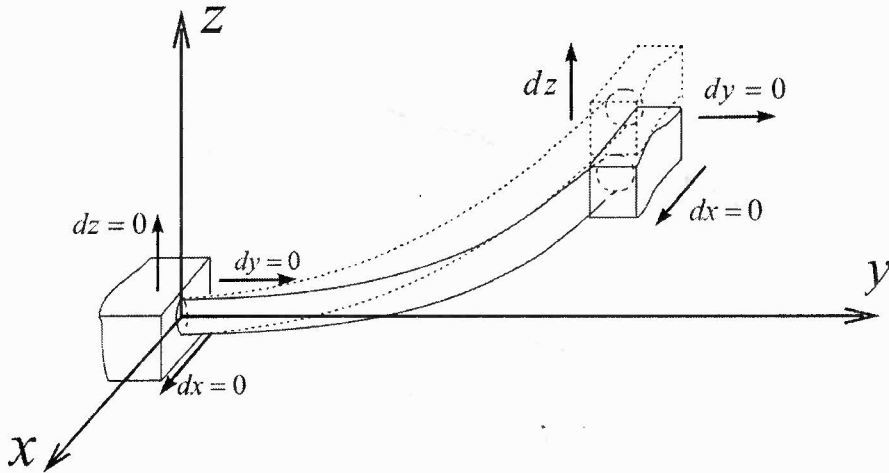


Рис. 2.9. Закріплення краю елемента на шарнірі,
який переміщується вздовж осі z

У випадку, якщо зосереджена сила F прикладена в якійсь точці A , за умови, що $A \in s$, але $A \neq S$ (рис.2.10), похідні від функцій Q_i, Q_j, Q_k у цій точці не існують, рівняння (2.35) не виконуються.

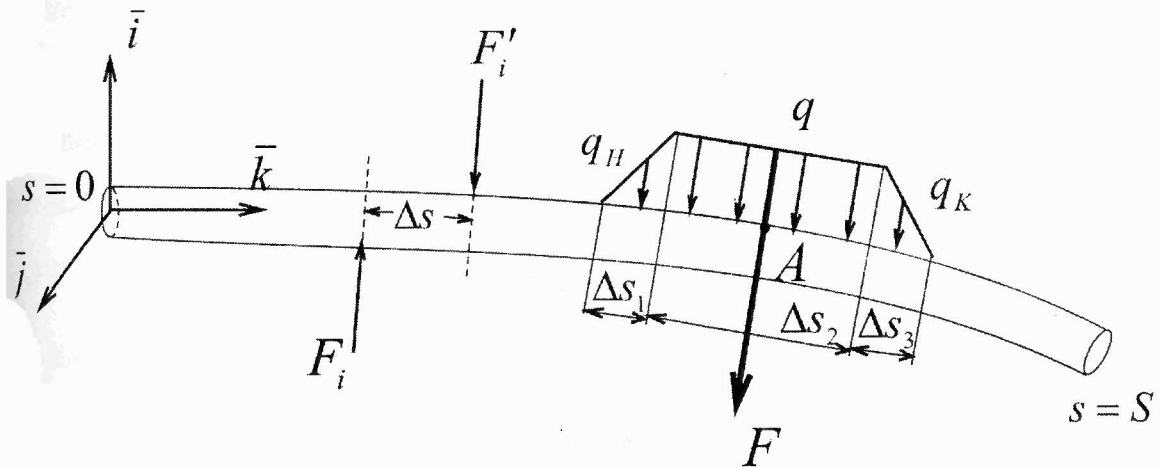


Рис. 2.10. Метод врахування зосередженого навантаження

У такому випадку доцільно розглядати навантаження як діюче на окремих ділянках інтегрування. Зосереджене навантаження не може бути прикладено в

реальних умовах в одній точці. Його дія розподілена на якійсь невеликій ділянці. При цьому, якщо навантажування є функцією від довжини ділянки, силу можна прикладати на одній або декількох ділянках інтегрування. В цьому випадку для досягнення безперервності функції навантаження прикладається, плавно змінюючись на ділянках $0 \leq q_H \leq q$ і $q \geq q_K \geq 0$, тут q_H , q_K – мінімально допустимі для збіжності обчислень навантажування на початковій і кінцевій ділянках. Функція переходу від q_H до q_K лінійна. Довжина ділянки q_H дорівнює Δs_1 , ділянки q - Δs_2 , ділянки q_K - Δs_3 . Величина зосередженого навантаження F визначається наступним виразом

$$F = q_H \frac{\Delta s_1}{2} + q \Delta s_2 + q_K \frac{\Delta s_3}{2}.$$

При числових розрахунках ділянка $\Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3$, на якій прикладається зосереджена сила, задається в підпрограмі розрахунку навантажень.

Якщо на кінцях елемента прикладений момент (рис. 2.10), його величину можна визначити через різниці кривизни і крутіння деформованого і недеформованого стану (2.20). У випадку дії на якійсь ділянці трубопроводу зосередженого згинаючого моменту при деяких допущеннях його можна представити як пару сил, прикладену на дуже малій ділянці інтегрування. Для визначення дії згинаючого моменту в околиці точки прикладаються дві сили F_i, F'_i , ліворуч і праворуч. Задача зводиться до визначення зосереджених навантажень. Величина моменту визначається як момент пари, тобто $M = F_i \Delta d$, де Δd - ділянка між прикладеними силами (рис. 2.10). Таким чином, на будь-якій ділянці трубопроводу можна задавати вільні навантаження як за характером дії, так і за напрямком навантаження.

Висновки

Приведено теоретичні передумови загальних методів дослідження, розглянутих у дисертаційній роботі. Запропоновано математичну модель, що базується на відомих положеннях диференціальної геометрії й нелінійної механіки. Розглянуто внутрішні силові фактори, які виникають у трубопроводі під дією зовнішніх навантажень. Показано спосіб задавання граничних умов при різних способах закріплення трубопроводу. Для розв'язку рівнянь застосовується метод продовження по параметру разом з методом Ньютона – Канторовича.

РОЗДІЛ 3

ЧИСЛОВЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРУЖНОГО ДЕФОРМУВАННЯ І СТІЙКОСТІ ТРУБОПРОВОДІВ

3.1. Організація обчислювального процесу

Комплекс програм являє собою набори функціонально пов'язаних і стандартизованих програм і підпрограм, розроблених автором. Програма для ПЕОМ будується з блоків наявних алгоритмів, що досить доцільно, оскільки це заощаджує час і дозволяє використовувати вже існуючі навички математиків і програмістів. З цих міркувань для числової реалізації розглянутих у розділі 2 методів був розроблений обчислювальний комплекс, що складається з авторських підпрограм, написаних мовою програмування Visual Basic з використанням відомих стандартних підпрограм інтегрування методом Рунге-Кутта, підпрограм операцій з матрицями. Для формування зручного інтерфейсу застосовувалася мова СІ++. Відомі математичні пакети прикладних програм типу "mathcad", "matlab", "algebra" і т.п. не дозволяють розв'язувати нелінійні рівняння такого високого порядку. У дискусіях про доцільність створення нових програмних комплексів пропонуються різні "модні" мови, зокрема, пакет MATHCAD (остання версія - MATHCAD-7 PRO). З цього приводу в літературі зустрічається ряд висловлень: "...потрібно пам'ятати, що більш-менш складна система нелінійних рівнянь виявиться не по зубах не тільки пакетові Mathcad, але й іншим могутнім пакетам - Mathemateca, Maple, Gauss та ін. Mathcad у такій ситуації видає повідомлення *Did not find solution* (розв'язок не знайдений)..." [102]. У пропонованому обчислювальному процесі стандартні математичні операції використовуються лише як засіб реалізації створених автором оригінальних підпрограм.

Оскільки для перетворення системи рівнянь, розв'язок якої відомий, у розв'язувану систему може знадобитися велике число кроків (10 або навіть

1000), то застосування методу Рунге-Кутта може бути пов'язане з великими витратами машинного часу. Однак позитивну роль грає та обставина, що при малій величині кроків збіжність на кожному окремому кроці може бути досягнута всього декількома ітераціями. Крім того, при величезній швидкодії сучасних обчислювальних машин швидкість розрахунку вже перестає грати будь-яку вирішальну роль. Якщо ще кілька років тому при тому самому алгоритмі задача нелінійного просторового деформування трубопроводу вирішувалася одну-дві години, то зараз на це йде дві-п'ять хвилин.

При розв'язку диференціальних рівнянь можуть бути джерела похибок, пов'язані з числовою апроксимацією. Таких джерел три:

1. Похибка округлення, обумовлена обмеженнями на представлення чисел у використовуваній ЕОМ, - для кожної з них число значущих цифр, що запам'ятовуються і використовуються в обчисленнях, обмежено.

2. Похибка усікання, пов'язана з тим, що для апроксимації функції замість нескінченних рядів часто використовується лише декілька перших їхніх членів. Це звичайний для числових методів прийом, що є джерелом похибок, цілком зумовлених застосуванням методом і не залежних від характеристик самої ЕОМ.

3. Похибка поширення, що є результатом нагромадження похибок, які з'явилися на попередніх етапах розрахунку. Оскільки жоден наближений метод не може дати абсолютно точних результатів, то будь-яка виникла в ході обчислень похибка зберігається і на наступних стадіях розрахунку [90].

Застосовуваний для числового інтегрування рівнянь метод Рунге-Кутта має важливу перевагу, тому що забезпечує високу точність, що виправдовує додаткове збільшення обсягу обчислень. Більш висока точність методу Рунге-Кутта дозволяє збільшити крок інтегрування h . Припустима похибка на кроці визначає його максимальну величину. Щоб забезпечити високу ефективність обчислювального процесу, величину h варто вибирати саме з міркувань максимально припустимої помилки на кроці. Такий алгоритм у підпрограмах

здійснюється автоматично і включається як складова частина в алгоритм, побудований по методу Рунге-Кутта.

Одним із важливих практичних питань, що доводиться вирішувати при налагодженні підпрограм розв'язку диференціальних рівнянь, є вибір правильної величини кроку. Якщо крок занадто малий, то розрахунок вимагатиме невинновдано багато машинного часу і число помилок, що більш важливо, на окремих кроках, які складаються в сумарну помилку, буде досить великим. Якщо ж, навпаки, крок обраний занадто великим, то значною буде локальна похибка, зумовлена усіканням рядів, і сумарна помилка, що нагромадилася, буде також неприпустимо великою, що приводить до зупинки розв'язку програм.

На кожному кроці продовження розв'язку по параметру використувані в рівнянні (2.29) вектор-функції $\bar{\varphi}(t, \bar{x}, q)$ визначалися інтегруванням системи (2.28) методом Рунге-Кутта IV порядку. При цьому на розрахунковій ділянці приймалася кількість точок дискретизації, що визначалася за критерієм збіжності обчислень. Як правило, їх число варіювалося від 100 до 3000 в залежності від складності геометрії осьової лінії досліджуваного об'єкта, а також у залежності від ступеня нелінійності (величини зміни конфігурації деформованого елемента, типу прикладених навантажень).

Збіжність контролювалася програмними методами по величині нев'язок координат x, y, z наприкінці інтервалу $0 \leq s \leq S$, які, як правило, не повинні перевищувати 0,01% від їх значень у недеформованому стані. Якщо нев'язки виявлялися неприпустимими, то розрахунок автоматично припинявся, що додатково відображалося і на екрані дисплея у вигляді нелогічності конфігурації осьової лінії.

Розроблений обчислювальний комплекс являє собою набір зв'язаних підпрограм. При цьому наявні два основні блоки – користувальницький і відладочний (див. блок-схему): користувальницький призначений для інженера-проектувальника і являє собою «чорний ящик», для його використання немає необхідності володіти знаннями в методиці розв'язку; у відладочному блоці

розробляються нові задачі, він є гнучкою системою, яка може необмежено удосконалюватися.

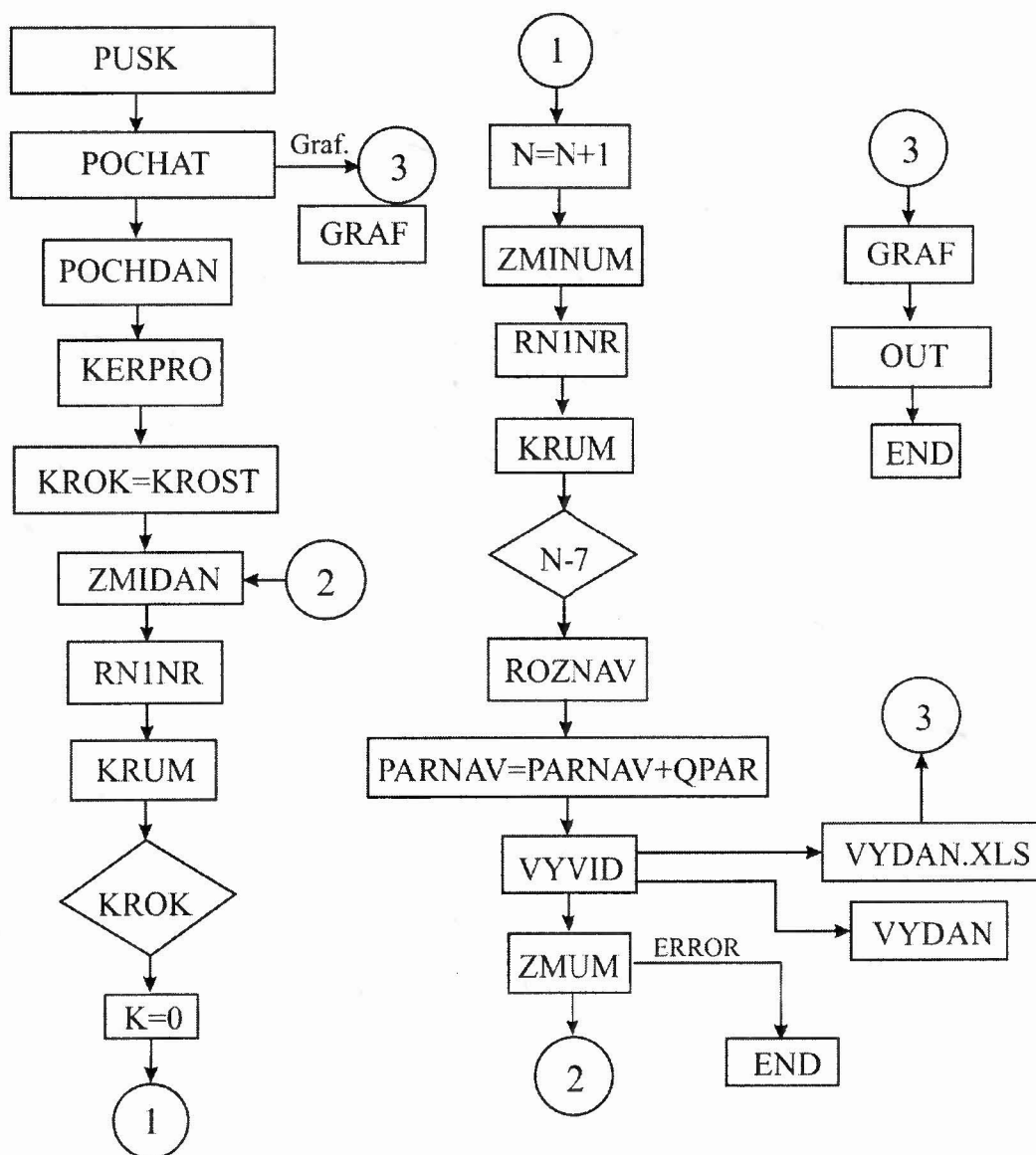


Рис. 3.1. Блок-схема обчислювального комплексу

Призначення основних підпрограм обчислювального комплексу:

PUSK.BAT - п/п запуску розв'язку;

POCHAT.BAT - п/п запуску графіки;

HOME - керуюча п/п розв'язку;

HOMEGR - керуюча п/п графіки;

KERPRO - організація крокового процесу розв'язку нелінійних диференціальних рівнянь;

6. DIFUR - обчислення правої частини системи звичайних диференціальних рівнянь;
7. F&UVWXYZ - підпрограми-функції обчислення проєкцій зовнішніх навантажень;
8. ROZNAV - розв'язок системи лінійних алгебраїчних рівнянь методом Гаусса;
9. KRUM - обчислення крайових умов;
10. OBMIND - запис на магнітний носій і зчитування з магнітного носія для обробки проміжних результатів розрахунку;
11. VYVID – виведення друком результатів розрахунку і створення форматів даних для графічних файлів;
12. ZMINUM - перерахування початкових умов системи звичайних диференціальних рівнянь;
13. KN1NR - розв'язок задачі Коші для системи звичайних диференціальних рівнянь методом Рунге-Кутта IV порядку;
14. VEDPAR - автоматичний вибір ведучого параметра;
15. IS&INF - введення вихідної інформації, необхідної для розв'язку задачі;
16. DMULTP - підпрограма множення матриць;
17. POCHDAN.DAT - файл завдання вихідних даних;
18. FAILGR - створення файлу координат на магнітному носії для наступної графічної обробки.

Нижче наводиться перелік значень основних вихідних даних, необхідних для виконання розрахунку:

1. Логічні змінні (формат 7L5):

OTLAD - ознака відладочного друку;

UTOCH - ознака уточнення розв'язку на кожному кроці по параметру;

FORMA - побудова форми втрати стійкості;

SILA - перерахування в узагальнені координати;

VYBPAR – автоматизований вибір ведучого параметра;

POLOV – врахування умов симетрії або косої симетрії;

ZAMKRU - заміна крайових умов (при побудові форми втрати стійкості й аналізі закритичного стану).

II. Цілочислові константи (формат 3I5):

NT - число інтервалів інтегрування по довжині елемента;

DT - величина інтервалу розбивки;

ISPRX - кратність кроку друку вихідних характеристик;

ISTRT - номер початкового кроку при старті з контрольної точки;

SHAGMAX - кількість кроків розв'язку;

NPR - кратність друку окремих результатів розв'язку.

III. Цілочислові параметри, що керують записом проміжних результатів на магнітний носій (формат 3I5):

NZAP - номер початкового запису;

KZAP - кількість записів;

KRATZ - кратність запису.

IV. Геометричні і фізичні характеристики (формат 6D12.5):

R - радіус кривизни елемента;

A, B, C - жорсткості при вигині (A, B) і крутінні (C).

VI. q - характеристика зовнішнього навантаження;

VII. IND - номери невідомих початкових умов;

VIII. JND - номери заданих кінцевих умов;

IX. AUX(K) - значення похідних $[4*N]$;

X. IL - номер виклику з пакета П/П RK1T.

Структури даних є досить гнучкими і допускають розширення і доповнення пакета як новими типами відмовлень, так і новими критеріями працездатності. Транслятор із вхідної мови перевіряє синтаксичну правильність завдання і допустимість вхідних даних. При відсутності помилок генеруються відповідні структури даних, у противному випадку видається відповідна діагностика.

Процес числового розв'язку задач здійснюється підпрограмою KERPRO, у якій реалізується метод побудови розв'язків. Підпрограма KERPRO має модульну структуру, що дозволяє формувати необхідний варіант розрахунку в залежності від геометричної схеми досліджуваної конструкції, умов обпирання країв і діючих навантажень. Виклик підпрограми KERPRO здійснюється з головного модуля HOME, у якому оператором ROBPROG задається список імен підпрограм для конкретного розрахунку.

Задавання початкових даних, необхідних для розв'язку конкретної задачі, здійснюється підпрограмою POCHDAN, що призначена для введення числових даних у формі чисел, перемінних, масивів, послідовностей, рекурсій і комбінацій. Вхідні дані містять у собі інформацію про геометричні і фізико-механічні характеристики трубопроводу, умови обпирання країв, види навантажень і способи додавання навантажень у процесі розв'язку. Передбачено режими виведення у вигляді графіків, таблиць, рисунків параметрів навантажування, характеристик напружено-деформованого стану, критичних навантажень, форм втрати стійкості. З метою більш детального аналізу процесу деформування трубопроводу в програмі передбачена можливість покадрової видачі форм трубопроводу на екран у реальному часі. Передбачено ряд інших додатків, що полегшують і алгоритмізують роботу, дозволяють оперативно змінювати вхідні, вихідні і проміжні параметри.

У підпрограмі KERPRO на початковому кроці KROK варіації параметра навантажування PARL проводиться обчислення невідомих початкових умов інтегрування системи нелінійних диференціальних рівнянь, обчислення нев'язок крайових умовах і уточнення розв'язку методом Ньютона – Канторовича. Програмою передбачена можливість аналізу визначника матриці впливу, уточнення критичних навантажень шляхом дроблення кроку по параметру. Передбачена також можливість запису в проміжний файл інформації і рестарт із контрольної точки. Це виявляється корисним при розв'язанні задач із великою геометричною нелінійністю, що вимагає великої кількості кроків інтегрування і відповідно великих часових витрат.

У ході прогнозованого числового розрахунку може змінюватися лінійно або функціонально значення навантаження, у цьому випадку необхідно змінювати в процесі розв'язку величину кроку інтегрування. Таким чином досягається значна економія часу розрахунку. У такий же спосіб можна проходити складні для інтегрування ділянки, де, наприклад, механічна система має тенденцію до раптової втрати стійкості (а відповідно й втрати стійкості розрахунка) або до раптового (без втрати стійкості) зменшення або збільшення несучої здатності.

Практичне використання обчислювального алгоритму встановило ряд переваг у порівнянні з відомими засобами реалізації інших методів аналогічного призначення. До них можна віднести високу швидкість збіжності числових розв'язків у сполученні зі швидкодіючими алгоритмами розв'язку систем рівнянь, що дозволяють вирішувати принципово нові задачі теорії гнучких просторово викривлених елементів і значно скорочувати час розрахунку, а також підвищувати ефективність використання ПЕОМ. За своїм функціональним наповненням пакет програм відповідає сучасним концепціям у сфері програмування. До переваг можна віднести також можливість роздільного і спільного обліку різних факторів, пов'язаних з ускладненням геометрії досліджуваного об'єкта і режимів його експлуатації - складного обрису і великої довжини осьової лінії; складного характеру руху, викликаного просторовими маневрами несучих тіл (судна); комплексного характеру зовнішніх збурень.

Розроблена програма дозволяє досліджувати необмежену пружну формозміну, стійкість і закритичну поведінку просторово викривлених трубопроводів при їхньому зануренні, підйомі й експлуатації як у їхньому агрегатному стані, так і окремо яких-небудь елементів. Результатами роботи програми є виведення на екран і (або) друком форм трубопроводу як на будь-якому кроці технологічного процесу, так і зображення всього процесу (від початкового до кінцевого стану) цілком. Також можливе виведення значень повного спектра внутрішніх зусиль і згинальних моментів, напруг як по всій довжині розглядуваного трубопроводу, так і (у разі потреби) на окремих його ділянках.

3.2. Методи задавання силових впливів

На трубопровід при його укладанні, ремонті або експлуатації може діяти широкий спектр статичних або квазістатичних навантажень. Природа цих навантажень розглянута в розділі 1. Навантаження, які діють на трубопровід, можуть бути якими завгодно за напрямком, величиною, характером (зосереджені, розподілені, моментні). Також через різні технологічні причини величина прикладеного навантаження може змінюватися або взагалі навантаження перестає діяти в процесі деформування трубопроводу. В свою чергу, після певного етапу технологічного процесу на трубопровід можуть почати діяти додаткові зовнішні навантаження. Успіх технологічних процесів, пов'язаних із підводними трубопроводами, значною мірою залежить від повноти спектра навантажень, які враховуються. При проектуванні, наприклад, процесу укладання важливу роль відіграють передукладальні роботи. В їхні задачі входить визначення глибин моря, визначення рельєфності морського дна, визначення швидкості течії в середніх шарах, а також протилежності напрямку течій у різних шарах води, прогнозування погодних умов на поверхні й оцінка стану моря і т.д. Якщо більшість параметрів відомо і є можливість їхнього врахування при створенні комп'ютерної моделі, в результаті може бути отримана найбільш повна картина поведінки трубопроводу при опусканні.

Розробленою обчислювальною програмою передбачається врахування будь-яких діючих на трубопровід статичних або квазістатичних навантажень. Причому квазістатичними будемо вважати навантаження, які змінюють свій напрямок і величину згодом при деформуванні трубопроводу, не викликаючи при цьому динамічних ефектів у матеріалі трубопроводу, тобто зміна в часі відбувається повільно.

Розглянемо докладніше способи задавання основних типів навантажувальних навантажень: розподілене по довжині трубопроводу навантаження, зосереджене навантаження, моментне навантаження (навантаження від крутіння),

навантаження від течії, навантаження від зсуву або крутіння кінців обпирання трубопроводу.

Розподілене навантаження може бути таким: рівномірно розподілене по всьому інтервалу інтегрування; рівномірно розподілене на певних дискретних ділянках інтервалу інтегрування; нерівномірно розподілене по всій довжині або на ділянках; функціонально розподілене. Відзначимо, що всі ці типи навантажень можуть бути як завгодно розташовані в просторі і прикладатися до трубопроводу без якої-небудь перебудови програмного комплексу. Для задавання рівномірно розподіленого по всій довжині трубопроводу навантаження q достатньо у підпрограмі інтегрування рівнянь задати певне значення параметра навантажування $PARL$, що є одночасно і параметром збурення при інтегруванні методом продовження розв'язку по параметру. Це навантаження прикладається покроково рівномірно на кожному кроці інтегрування або, за необхідності, нерівномірно, тобто на якомусь етапі навантажування необхідно з технологічних причин змінювати значення рівномірно розподіленого навантаження на трубопровід. Для визначення значення такого навантаження необхідно помножити значення параметра навантажування на одному кроці на кількість кроків інтегрування, тобто $q = PARL * Nshag$, тоді вага всього навантаження визначається як $Q = q * s$, де s – довжина навантажуваної ділянки трубопроводу і одночасно незалежний параметр в інтегрованих рівняннях, змінюваний у межах від s до S . Якщо $s = S$ (S – довжина всього трубопроводу), то навантаження вважається рівномірно розподіленим по всій довжині. Якщо рівномірне навантаження необхідно прикласти на якійсь ділянці Δs довжини S , то програмними методами задається, наприклад, умова, що якщо

$$s \geq S/k_i S \text{ і } S \leq S/k_{i+n} S, \text{ то } PARL = q, \quad (3.1)$$

ут k – коефіцієнт, який враховує частину довжини ділянки інтегрування, i та n – номери коефіцієнтів і їхні границі). Якщо ж ця умова не виконується, то на

ділянці трубопроводу, що залишилася, навантаження дорівнює нулю. У такий же спосіб можна задавати рівномірне навантаження на окремих ділянках трубопроводу, причому його вага $Q = q * \Delta s$. Для задавання нерівномірно (лінійно) розподіленого навантаження необхідно задати наступну умову: якщо

$$\begin{aligned} s \geq S/k_i S, \text{ то } PARL=0+DPARL, \text{ якщо} \\ S \leq S/k_{i+n} S, \text{ то } PARL=q", \end{aligned} \quad (3.2)$$

де $DPARL$ – покрокова дискретність параметра навантажування $PARL$. Тоді вага всього навантаження дорівнює $Q = (q * \Delta s)/2$. Для задавання функціонально змінного по довжині навантаження, наприклад, при нерівномірності течії по глибині укладання трубопроводу, повинна виконуватися наступна умова: якщо

$$\begin{aligned} s \geq S/k_i S, \text{ то } PARL=0+DPARL * f(s), \text{ якщо} \\ S \leq S/k_{i+n} S, \text{ то } PARL=q", \end{aligned} \quad (3.3)$$

де $f(s)$ – функція зміни навантаження на ділянці довжини. Для просторового орієнтування навантажень досить задати їхній напрямок по глобальних осях координат, тобто параметрові навантажування $PARL$ надається значення за напрямком або якоїсь однієї осі, або по всіх одночасно з урахуванням частки навантаження на кожен з осей.

Зосереджене навантаження може задаватися двома способами. Перший полягає у встановленні ділянок інтегрування з розривами функцій; тоді ділянка інтегрування розділяється на “підділянки”, на границях яких зміною початкових умов задається величина зосередженого навантаження. Розглянемо умови розриву функцій F_i, F_j, F_k у випадку, коли зосереджена зовнішня сила P прикладена в точці $s=s^P$. Оскільки похідні від функцій F_i, F_j, F_k по s у цій точці не існують, інтегруванням можна скористатися тільки в проміжках $0 < s < s^P, s^P < s < S$, а в точці $s = s^P$ – умовами спряжиння

$$\begin{aligned}
 F_i(s_+^P) - F_i(s_-^P) &= P_i, & F_j(s_+^P) - F_j(s_-^P) &= P_j, \\
 F_k(s_+^P) - F_k(s_-^P) &= P_k.
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

Якщо діє сила, яка не змінює свого напрямку і задана компонентами P_x , P_y , P_z , рівняння (3.4) слід замінити співвідношеннями

$$\begin{aligned}
 F_i(s_+^P) - F_j(s_-^P) &= (P_x e_{1x} + P_y e_{1y} + P_z e_{1z}) \Omega_2 / \sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2} + \\
 &\quad + (P_x e_{2x} + P_y e_{2y} + P_z e_{2z}) \Omega_1 / \sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}, \\
 F_j(s_+^P) - F_j(s_-^P) &= - (P_x e_{1x} + P_y e_{1y} + P_z e_{1z}) \cdot \Omega_1 / \sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2} + \\
 &\quad + (P_x e_{2x} + P_y e_{2y} + P_z e_{2z}) \Omega_2 / \sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}, \\
 F_k(s_+^P) - F_k(s_-^P) &= P_x e_{3x} + P_y e_{3y} + P_z e_{3z}.
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

Інший спосіб полягає в припущенні, що, строго кажучи, зосередженого навантаження як такого у природі не існує – у будь-якому випадку зосередженим ми називаємо навантаження, розподілене по якійсь довжині. При реально діючих навантаженнях доцільно не переходити до багатоточкової задачі, а задавати весь комплекс навантажень як діючих окремо на ділянках інтегрування. Якщо дія зосередженого навантаження поширюється на деякій ділянці ds інтервалу $0 \leq s \leq S$, то, задавши умову, за якої $q = f(s)$, можна прикласти навантаження будь-якої інтенсивності на одній або декількох ділянках інтегрування. При цьому для досягнення безперервності функції навантаження прикладається не стрибкоподібно, а плавно переходить на ділянках $0 \leq q_H \leq q$ і $0 \leq q_K \leq q$, де q_H і q_K мінімально допустимі для збіжності обчислювального процесу значення параметра навантажування на початковій і на кінцевій ділянках відповідно. Функція переходу від q_H до q і від q до q_K , як правило, лінійна. Тобто задавати зосереджене навантаження можна як рівномірно розподілене на кінцево

малій ділянці інтервалу інтегрування. Такий підхід виявляється набагато простішим при числових розрахунках. У цьому випадку величина зосередженого навантаження підраховується так само, як і в (3.1), а $(n + 1) - n$ (див. формулу 3.1) для досягнення збіжності інтегрування повинне бути не менше, ніж у 10 разів більше кроку інтегрування. Задаючи в такий спосіб зосереджені навантаження, їх можна прикладати в будь-якому місці досліджуваного трубопроводу в будь-якій кількості, а також додавати або усувати по мірі деформування трубопроводу. Зовнішнє зосереджене навантаження \bar{F} може задаватися в будь-якому напрямку шляхом введення відповідних його часток, складаючих глобальну систему координат F_x, F_y, F_z (рис. 3.1):

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2} . \quad (3.6)$$

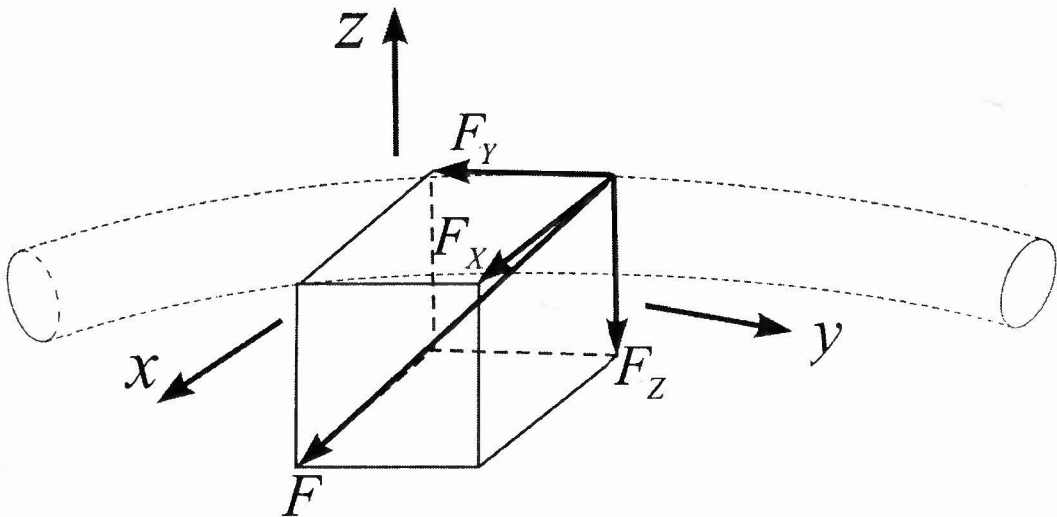


Рис. 3.2. Спосіб задавання величини просторово спрямованого зосередженого навантаження

Величина навантаження вводиться в підпрограму POCHDAN. Задавання напрямку навантаження здійснюється в підпрограмі SYLY. В підпрограмі SYLY складові навантаження \bar{F} визначаються таким чином: $F_x = \text{PARL}$; $F_y = \text{PARL}$; $F_z = \text{PARL}$, які належать відповідно осям x, y, z . У випадку, якщо

навантаження прикладається вздовж якоїсь однієї з осей, значення $PARL$ на двох інших осях обнулюється, наприклад, $F_X = PARL$; $F_Y = 0$; $F_Z = 0$. Напрямок сили під кутом до осей визначається через її проекції на осі координат. Кут напрямку рівнодіючого навантаження можна змінювати в процесі розрахунку, роблячи його «слідкуючим» за перерізом, у якому воно прикладено. Для цього його напрямок «прив'язується» до рухомої системи координат i, j, k . Для цього використовуються формули переходу (3.5) від глобальних осей до рухомих. Якщо діюче навантаження напрямлене в протилежному до якоїсь з осей напрямку, у потрібному рядку ставиться знак «-» ($F_Y = -PARL$).

Для задавання моментного навантаження не вдається уникнути розв'язку багатоточкової задачі. Для цього формулюються умови розриву функцій $\Omega_1, \Omega_2, \Omega_3$ у точці прикладання зовнішнього моменту M :

$$\Omega_1(s_+^M) - \Omega_1(s_-^M) = M_i / A, \quad \Omega_2(s_+^M) - \Omega_2(s_-^M) = M_j / B, \quad \Omega_3(s_+^M) - \Omega_3(s_-^M) = M_k / C. \quad (3.7)$$

Однак такий підхід необхідний лише при прикладанні крутного моменту. Якщо треба прикласти згинальний момент, то можна його розглядати як пару сил, утворену зосередженими силами, метод задавання яких показаний вище (рис. 3.3).

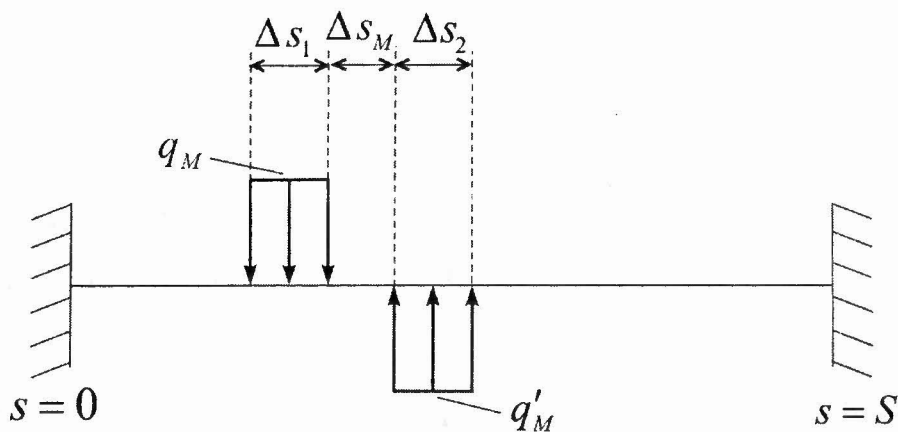


Рис. 3.3. Спосіб задавання згинального моменту як пари сил

У цьому випадку величина моменту визначається таким чином:

$$M = (q * \Delta s_1) * \Delta s + (q * \Delta s_2) * \Delta s . \quad (3.8)$$

Для задавання навантаження від течії використовуються відомі з класичної гідродинаміки рівняння. Для визначення лінійного навантаження від течій розглянемо горизонтальні (бічні) P_{xT} і вертикальні (підйомні) P_{zT} складові лінійного навантаження від течій, що діють на елемент підводного трубопроводу, який вільно лежить на дні моря. Їх треба обчислювати по формулах:

$$P_{xT} = \frac{1}{2} C_v \frac{\gamma}{g} D u_x^2 ; \quad P_{zT} = \frac{1}{2} C_z \frac{\gamma}{g} D u_z^2 , \quad (3.9)$$

де u_x - горизонтальна швидкість течій; u_z - вертикальна швидкість течій (приймається пропорційною швидкості u_x незбуреного потоку); γ - питома вага води; C_v - коефіцієнт швидкісного опору; C_z - коефіцієнт підйомної сили. Коефіцієнт C_v є функцією числа Рейнольдса, C_z - функцією параметра l/D , тобто функцією зазору між дном моря і перешкодою. У практичних розрахунках максимальний коефіцієнт підйомної сили (C_z) слід приймати рівним $C_z = 0,8$, а в інтервалі $0 \leq \frac{l}{D} \leq 1$ відбувається несиметричне обтікання і нерівномірний розподіл тиску, що створює підйомну силу.

При визначенні сил опору гнучкого елемента при його русі в рідині звичайно виходять з допущення про те, що нормальна складова R_n залежить тільки від квадрата нормальної складової швидкості набігаючого потоку V_n ; дотична сила R_t - тільки від квадрата дотичної складової швидкості потоку V_t ; бічна сила R_b - від добутку $V_t V_n$ [36]. Вектор швидкості розкладається на складові по нормалі n . Оскільки значення коефіцієнтів опору у формулі Нав'є-Стокса залежать, у загальному випадку, від числа Рейнольдса Re , числа Трухаля Sh і кута набігання потоку, то, використовуючи формули переходу

складових навантаження від однієї системи координат в іншу, можна програмними методами в залежності від кута атаки η підставляти необхідні значення констант.

Використання цих співвідношень дозволяє враховувати дію течії при будь-яких кутах атаки як у площині, так і в просторі. Програмними методами ці навантаження можуть задаватися дискретно на будь-якій ділянці інтегрування розв'язальних рівнянь аналогічно розподіленим навантаженням. Розрахункове навантаження для кожного випадку повинне визначатися як добуток його нормативного значення на коефіцієнт надійності по навантаженнях, що приймається відповідно до вимог, наведених у СНіП 3.06.01-86 по основних положеннях проектування морських споруджень.

Коефіцієнт швидкісного опору C_v є функцією числа Рейнольдса Re , що визначається на підставі залежностей

$$Re(x) = \frac{Dv_x}{\nu}; Re(z) = \frac{Dv_z}{\nu}, \quad (3.10)$$

де ν - кінематична в'язкість, m^2/c ; v_x, v_z - горизонтальна і вертикальна проекції орбітальної швидкості рідини в точці. Вони визначаються по формулах:

$$v_x = \sqrt{ag h}, \quad (3.11)$$

$$v_z = \sqrt{m g h}. \quad (3.12)$$

Коефіцієнт інерційного опору C_i визначається формулою

$$C_i = 1 + C_m, \quad (3.13)$$

де C_m - коефіцієнт приєднаної маси, що залежить від форми поперечного перерізу обтічної перешкоди: для колоциліндричних тіл $C_m = 1$.

Для задавання навантажень, діючих на трубопровід, які викликані зсувом його кінців (що трапляється завжди при його укладанні або підйомі), необхідно в

якості параметру навантажування задавати покрокову зміну значень початкових умов: якщо це зсув кінців трубопроводу, то за напрямком зсуву задається приріст відповідної початкової координати (або координат); якщо це поворот кінців трубопроводу (наприклад, при качці судна-носія), то задається приріст кривизни відносно початкових координат точки.

Розглянуті силові впливи на трубопровід можна прикладати як окремо, так і спільно. При цьому параметр збурення при інтегруванні рівнянь буде діяти одночасно по декількох показниках, у зв'язку з чим більше навантажень, тим більше буде потрібно кроків інтегрування і тим більшу дискретність інтегрування необхідно вибирати.

3.3. Вхідні і вихідні дані для визначення напружено-деформованого стану трубопроводу

Вихідні дані, необхідні для розв'язку конкретної задачі, вводяться в підпрограмі РОСНДАН. Діалогове вікно складається з двох частин: лівої і правої. У лівій частині здійснюється введення параметрів числового розрахунку і параметрів друку. У правій частині вводяться безпосередньо фізичні і геометричні характеристики трубопроводу або його елемента (рис 3.4).

У вікні «Кількість точок» вводиться кількість інтервалів інтегрування по довжині розглядуваного елемента. У випадку великої нелінійності деформування кількість інтервалів інтегрування можна збільшити для більш детального розгляду характеристик «проблемних ділянок». У залежності від цієї величини при роздруковці результатів буде змінюватись дискретність виведеного рисунка або графіка. При налагодженні програми для економії машинного часу кількість точок дискретизації можна зменшити. У вікні «Кратність друку» задається крок друку характеристик напружено-деформованого стану трубопроводу. Дана команда дозволяє задавати виведення необхідних результатів інтегрування друком.

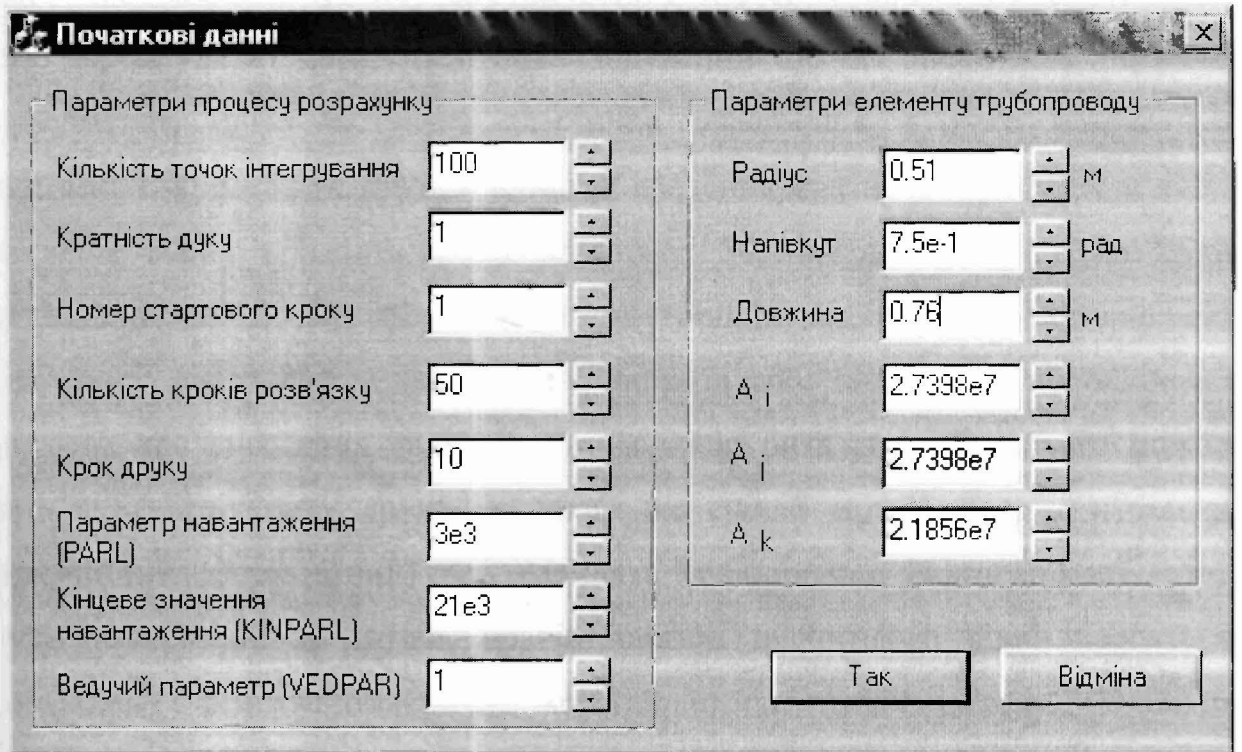


Рис. 3.4. Вигляд діалогового вікна РОСНДАН

У випадку, якщо, наприклад, кількість інтервалів інтегрування дорівнює 150, а кратність друку - 1, то всі 150 точок (які є результатами розв'язку) будуть виведені на екран. Якщо кратність друку 50, то на екран будуть виводитися тільки 1-а, 50-а і 150-а точки, тобто ми одержимо картину НДС на початку, в середині і в кінці трубопроводу. Таким же чином можна розглянути тільки крайні точки, задавши кратність друку 150, і т.д. Вікно «Номер стартового кроку» вимагає введення кроку, з якого почнеться процес розв'язку. Дане вікно використовується для можливого продовження процесу розв'язку з якогось певного кроку. Це може бути необхідним для економії часу розв'язку або для поновлення розв'язку (після його зупинки для аналізу проміжних результатів) і т.д. У вікні «Кількість кроків розв'язку» задається кількість кроків інтегрування. Це вікно використовується для можливості більш повно простежити процес деформування. На кожному наступному кроці діє параметр навантаження q . Зі збільшенням кількості кроків можна домогтися більш

повного відображення процесу деформування. Значення параметра даного вікна можна збільшувати доти, поки розглядуваний об'єкт перестане пружно деформуватися, тобто наступить пластична деформація, а отже, розрахунок зупиниться. Вікно «Крок друку» вимагає введення кратності друку розв'язку. Тобто якщо задано кількість кроків розв'язку 50, а крок друку 1, то буде роздруковано всі 50 форм (або внутрішніх силових характеристик) трубопроводу, одержуваних на кожному кроці розв'язку. Іноді немає необхідності одержувати для виведення дані на кожному кроці розв'язку. Для цього можна змінити кратність кроку друку. У такий же спосіб можна одержати тільки початковий (недеформований) стан елемента трубопроводу і кінцевий результат процесу деформації. В другій, правій частині діалогового вікна вводяться безпосередньо фізико-геометричні характеристики трубопроводу. У вікні «Радіус» задається радіус елемента трубопроводу, якщо ми розглядаємо його як оболонку нескінченної довжини, або ж радіус окружності, частиною якої є розглядуваний трубопровід. У наступних трьох вікнах задаються жорсткості трубопроводу при вигині A_i , A_j і жорсткість при крутінні A_k , що відповідно дорівнюють: $A_i = EI_i$; $A_j = EI_j$; $A_k = GI_k$. У вікні «Напівкут» задається половина кута α , що характеризує положення точок закріплення елемента трубопроводу. Варіацією даного кута можна змодельовати, у випадку розгляду поперечного переріза трубопроводу, необхідну глибину занурення трубопроводу в ґрунт або анкерне закріплення трубопроводу. У вікні «Параметр навантаження PARL» вводиться параметр навантажування q . Розглянуті вище параметри використовуються для оперативної зміни умов задачі. Частина введених даних, що стосується геометричних характеристик трубопроводу, з підпрограми ROCHDAN запитується підпрограмою WWOD. У цій підпрограмі йде розрахунок граничних умов для кожної конкретної задачі. Розраховується початкова форма трубопроводу. Математична модель дослідження підводних трубопроводів, описана в другому розділі, визначає завдання початкової геометричної форми осової лінії трубопроводу з точки зору визначення

точкових умов обпирання. Підводний трубопровід практично не може мати строго прямолінійної форми. Так, при майже всіх технологічних процесах, пов'язаних з підводним трубопроводом (опускання вільним зануренням (S-метод), за допомогою стингерів, змотуванням з барабана; підняття) форма осової лінії трубопроводу представляється як набір кривих. Найпростішою кривою на площині, з погляду задавання геометрії, можна вважати окружність [75]. Розглянемо постановку граничних умов на прикладі неповної окружності, що охоплює кут $2\pi - \alpha$ (рис. 3.5).

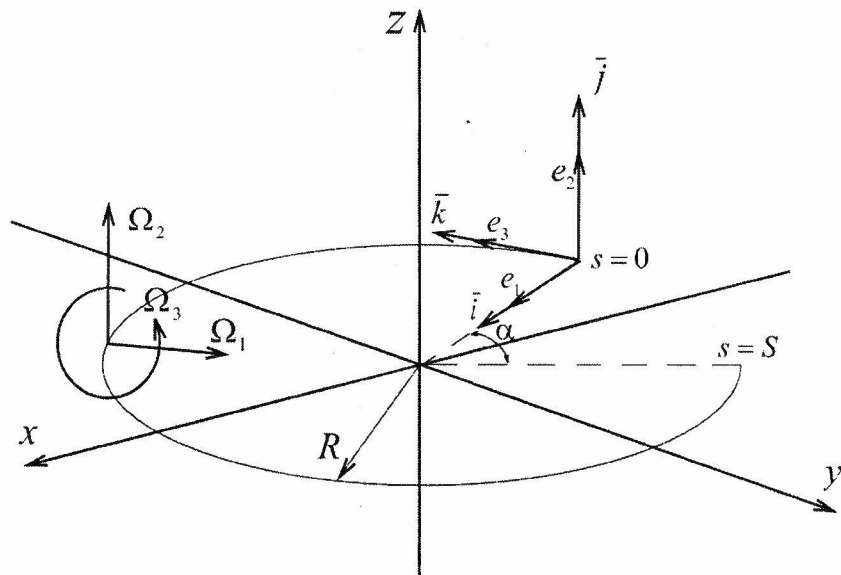


Рис. 3.5. Схема задавання крайових умов

З урахуванням геометричних властивостей окружності можна записати крайові умови на кінці $s = 0$:

$$x(0) = -R_0 \cos \frac{\alpha}{2}, \quad y(0) = -R_0 \sin \frac{\alpha}{2}, \quad z(0) = 0, \quad (3.14)$$

$$e_{3x}(0) = \sin \frac{\alpha}{2}, \quad e_{3y}(0) = -\cos \frac{\alpha}{2}, \quad e_{3z}(0) = 0,$$

$$e_{1x}(0) - \frac{\Omega_2(0) \cos \frac{\alpha}{2}}{\sqrt{\Omega_1^2(0) + \Omega_2^2(0)}} = 0, \quad e_{1y}(0) - \frac{\Omega_2(0) \sin \frac{\alpha}{2}}{\sqrt{\Omega_1^2(0) + \Omega_2^2(0)}} = 0, \quad (3.15)$$

$$e_{1z}(0) - \frac{\Omega_1(0)}{\sqrt{\Omega_1^2(0) + \Omega_2^2(0)}} = 0.$$

Розглянуті умови показують, що переміщення і кути повороту щодо осей x, y, z дорівнюють нулю.

На краю $s=S$ крайові умови одержуються з розв'язку крайової задачі, який здійснюється в процесі роботи програми. Таким чином, зміною величин α і R можна описати просторове положення ділянки трубопроводу як частини кривої. Значення кута α задається в радіанах. Радіус задається в метрах. Використовуючи даний метод як приклад, розглянемо поперечний переріз трубопроводу, що лежить на дні з різним ступенем занурення в ґрунт (рис. 3.6).

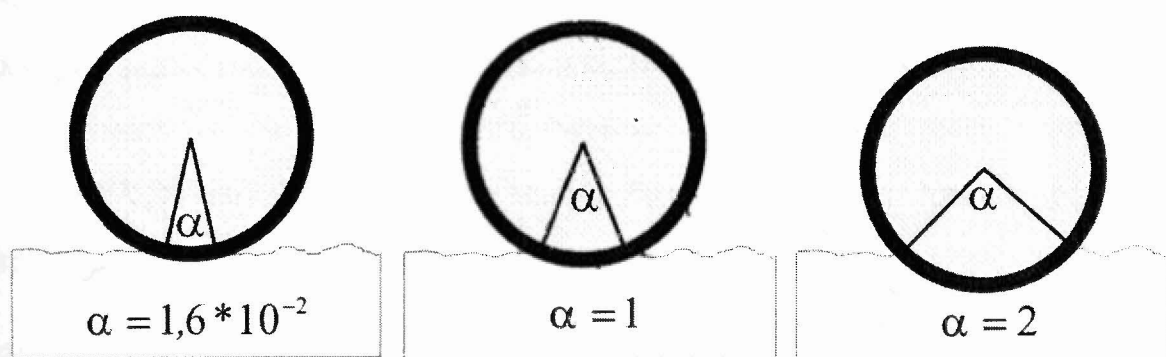


Рис. 3.6. Ділянки трубопроводу, занурені в ґрунт

Збільшенням радіуса до нескінченно великої величини і збільшенням значення кута α (рис.3.6) можна одержати частину дуги, яка може розглядатися практично як пряма (рис. 3.7).

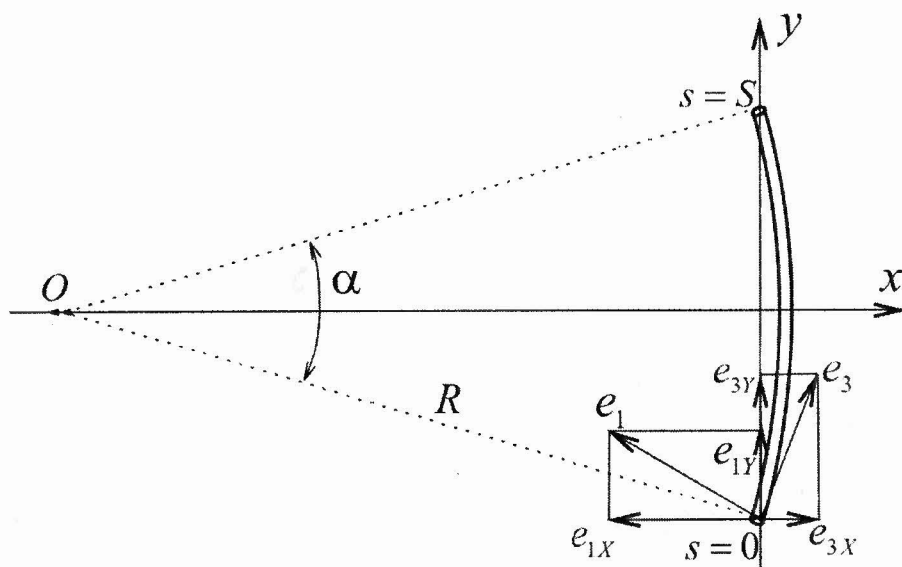


Рис. 3.7. Спосіб одержання кривої необхідної кривизни і довжини

Якщо спочатку розглядати геометричну криву не як окружність, а як яку-небудь іншу криву або сукупність кривих, то можна домогтися одержання різних форм осьової лінії трубопроводу, як плоских, так і просторових.

Виведення даних, одержуваних у результаті розрахунків, здійснюється підпрограмою VYVID. Програмою передбачене виведення на екран форми осьової лінії трубопроводу протягом усього процесу деформування. У файлах REZ1, REZ2, REZ3 у табличній формі відображені координати, внутрішні зусилля і згинальні моменти в кожній точці трубопроводу від $s = 0$ до $s = S$ на кожнім кроці розв'язку. Кількість виводжуваних результатів регулюється умовами, що задаються при введенні (кількість точок дискретизації, крок друку). Для можливості візуального спостереження за процесом деформування в програмі VYVID використовується масштабний коефіцієнт для одержуваних координат:

$$\begin{aligned} XR(13) &= XR(13) * KOEF, & XR(14) &= XR(14) * KOEF * 1.3, \\ XR(15) &= XR(15) * KOEF, \end{aligned} \quad (3.16)$$

де $XR(13)$, $XR(14)$, $XR(15)$ – координати, відповідно, x , y , z точки осі трубопроводу. $KOEF$ – масштабний коефіцієнт. Координата $XR(14)$ у будь-якому випадку помножується на 1.3 - це коефіцієнт пропорційності, що враховує «неквадратність» екрана монітора. Використання рядків (3.16) забезпечує влучення «картини» процесу деформування в область екрана монітора.

При розв'язанні задач для одержання достовірних результатів необхідний контроль над збіжністю інтегрування розв'язуваних рівнянь. Спостереження за процесом деформування на екрані монітора дозволяє візуально оцінювати форму трубопроводу на будь-якому кроці інтегрування. У випадку, якщо задача числово не розв'язується, процес розрахунку автоматично припиняється. На екрані помилка може відобразитися появою нелогічно вигнутої форми осі трубопроводу. У випадку правильно завершеного процесу інтегрування на екран виводяться логічно обґрунтовані форми трубопроводу. Подальший докладний

аналіз НДС можна здійснювати по одержуваним у будь-якому випадку таблицям в підпрограмах REZ (результати).

Для одержання графіків, що характеризують які-небудь компоненти НДС трубопроводу, масиви даних файлів REZ1, REZ2, REZ3 копіюються в додатки Microsoft Office, а потім ними обробляються. При необхідності характеристики НДС можуть виводитися й у реальному часі на екран монітора так само, як і координати.

3.4. Розв'язок тестових задач

Для перевірки створених математичних моделей у даний час стає вживаним обчислювальний експеримент. Суть цього методу організації дослідження складних прикладних проблем полягає в тому, що на основі математичної моделі в результаті безпосереднього числового розв'язку відповідних рівнянь кількісно визначається поведінка досліджуваного об'єкта в тих або інших умовах. Співставлення результатів розрахунку з наявними даними спостережень, натурних експериментів дозволяє оцінити ефективність вихідної математичної моделі і при необхідності модифікувати її для того, щоб домогтися більшої її адекватності розглядуваному явищу. На основі моделі, що пройшла таку перевірку, з'являється можливість прогнозувати поведінку досліджуваного об'єкта в умовах, поки недосяжних у натурному експерименті, з'ясувати оптимальні параметри і режими роботи діючих або проєктованих конструкцій

Вірогідність методів числового дослідження пружного деформування і стійкості підводних трубопроводів, розроблених у даній роботі, встановлювалася поетапно шляхом розв'язку тестових задач та експериментально на натурних експериментах. Надійних розв'язків, які дозволяють одержати кількісні характеристики НДС трубопроводу в його просторовому деформуванні, у літературі немає. Тому для перевірки правильності роботи підпрограм і вірогідності методів були числово розв'язані відомі задачі деформування

трубопроводу як у його агрегатному стані, так і деформування окремо взятого перерізу.

Для розгляду напружено-деформованого стану трубопроводу при опусканні методом заливання водою була розглянута робота [18], де наводиться приклад розрахунку укладання плаваючого трубопроводу способом вільного занурення.

При укладанні способом вільного занурення трубопровід може займати ряд послідовних положень (рис. 3.8) [18], кожному з яких відповідає своя розрахункова схема. У початковій стадії занурення трубопровід може зробити консольний вигин (позиція 1), у проміжній стадії трубопровід приймає форму S-подібної кривої (позиція 2), потім плаваюча ділянка трубопроводу відривається від поверхні води (позиція 3) і в завершальній стадії занурення він приймає форму параболи з випуклістю, повернутою вниз (позиція 4). Максимальна глибина занурення трубопроводу h обмежується допускаємими напруженнями від його вигину. О.Б. Шадріним наведений приклад розрахунку максимально можливої глибини занурення трубопроводу при наступних параметрах: діаметр $D = 1020$ мм, жорсткість $EI = 8,4987 \cdot 10^{11}$ кгс/см², осьовий момент опору перерізу труби - $W = 7936$ см³, допускаєме напруження $\sigma_0 = 3050$ кгс/см².

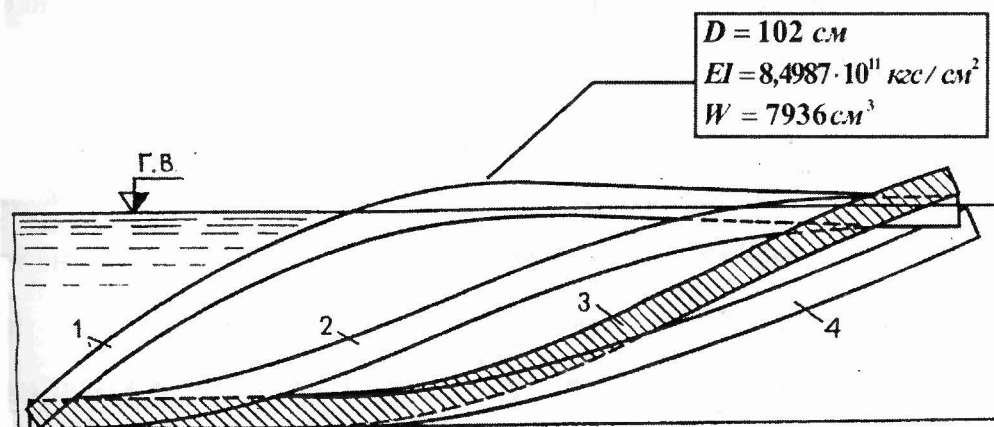


Рис. 3.8. Стадії занурення трубопроводу, розглянуті
О.Б. Шадріним [18]

Розрахункові схеми, що відповідають проміжній стадії укладання трубопроводу з S – образної кривої, показані на рис. 3.9 [18].

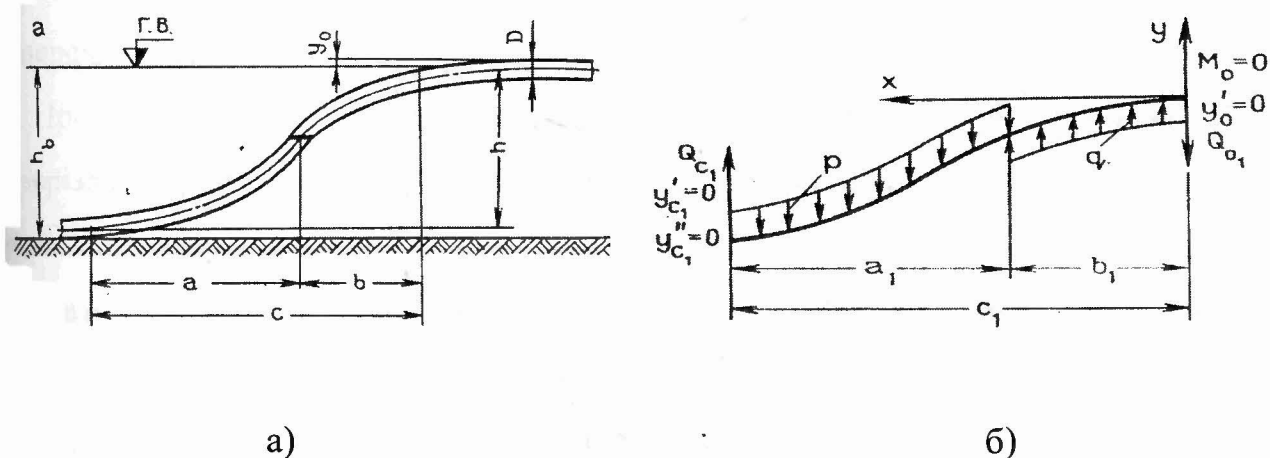


Рис. 3.9. Розрахункові схеми занурюваного трубопроводу: (а) – схема занурення; (б) – нульові граничні умови на обох кінцях трубопроводу

При заливанні водою на ділянці a трубопровід, згинаючись у вертикальній площині, занурюється на дно. При цьому ділянка трубопроводу a одержує негативну плавучість (спрямоване вниз рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю p), ділянка b , не залита водою або оснащена понтонами, має позитивну плавучість (спрямоване вгору розподілене навантаження q). Максимальна глибина занурення трубопроводу h обмежується допускаємими напруженнями від його вигину. В результаті розрахунку отримана максимальна глибина водойми, на яку можливе укладання трубопроводу, - $h = 10,48$ м.

Вказанні в [18] вихідні фізико-геометричні параметри трубопроводу були введені в програму ROCHDAN. При організації процесу обчислення моделювався процес заповнення трубопроводу водою. Для цього розглядався елемент трубопроводу, зацімлений одним кінцем. У початковій стадії трубопровід знаходиться в рівновазі. На першому етапі опускання до вільного краю трубопроводу було прикладене навантаження q , зосереджене на невеликій ділянці. На кожному наступному кроці обчислення ділянка прикладання навантаження збільшується. Ведучим параметром приймається параметр

навантажування. Таким чином моделюється поступове заповнення вільного краю водою. Під дією навантаження трубопровід деформується. У процесі розрахунку на кожному кроці інтегрування відбувається обчислення координат елемента трубопроводу, внутрішніх зусиль і моментів, що виникають в поперечних перерізах.

Процес опускання краю продовжується до виникнення в поперечних перерізах елемента трубопроводу критичних внутрішніх зусиль або згинальних моментів. При досягненні значення зусиль, близьких до критичних, відбувається автоматична заміна крайових умов. Вільний кінець стає защемленим, моделюючи, таким чином, торкання дна. Координата z даної точки (заміни крайових умов) показує максимально можливу глибину опускання трубопроводу. Після защемлення вільного краю трубопроводу (другий етап) відбувається подальше збільшення параметра навантаження. Внаслідок цього трубопровід приймає на початку S -образну форму, далі згинається вниз.

При розв'язку задачі задавалося 100 точок дискретизації по довжині елемента. Кількість кроків інтегрування - 90. Друком виводився кожен 30-й крок. У результаті числового розв'язку були одержані форми осьової лінії трубопроводу при опусканні шляхом заливання води (рис. 3.10). По координаті точки заміни крайових умов - z визначена максимально можлива глибина опускання трубопроводу $h = 10,09$ м.

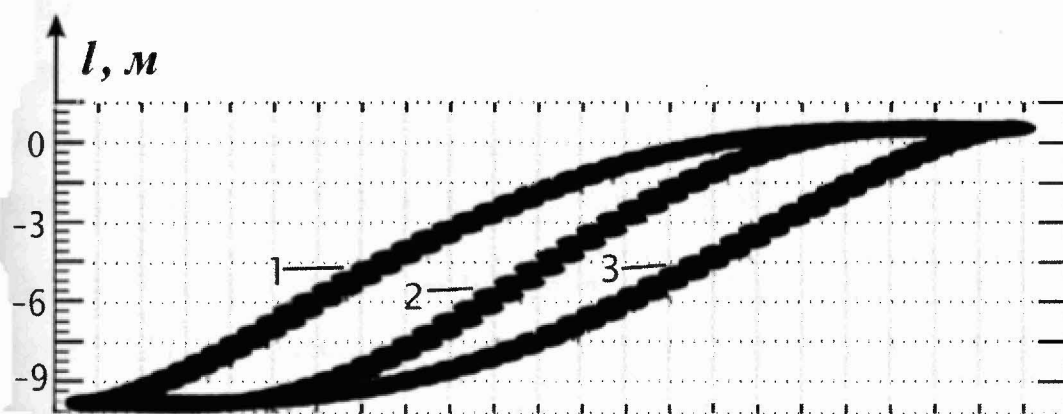


Рис 3.10. Форми осьової лінії трубопроводу при опусканні,
одержані автором дисертаційної роботи

Також у результаті розрахунку одержано графік згинальних моментів, що виникають у трубопроводі на кожному з показаних етапів опускання (рис. 3.11).

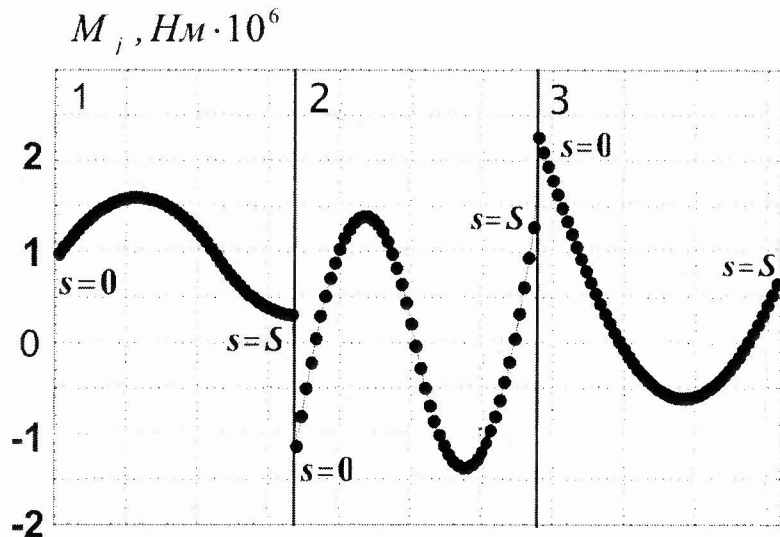


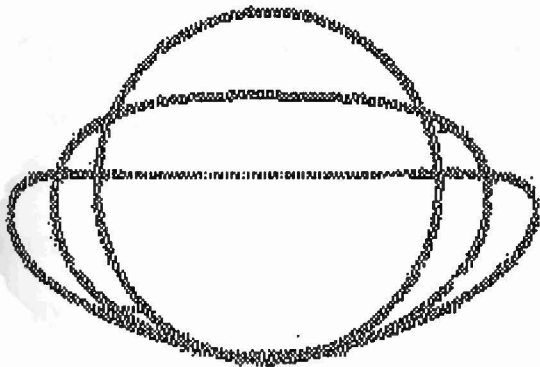
Рис. 3.11. Згинальні моменти, що виникають у поперечних перерізах трубопроводу на трьох етапах опускання

Порівнюючи рис. 3.8 і рис. 3.10, а також одержане значення максимальної глибини опускання, можна зробити висновок, що існує практично повне співпадання якісних і кількісних результатів, одержаних Шадріним О.Б. [18] і автором дисертаційної роботи.

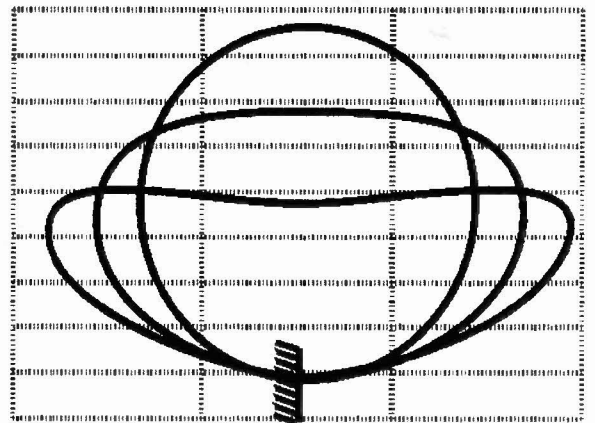
Слід зазначити, що в числових методах дослідження деформування трубопроводу, розглянутих у [18], а також у [28, 31, 114], пропонується розв'язок задачі опускання трубопроводу в площині. При цьому майже завжди зневажаються можливі в таких випадках просторові деформації.

Для перевірки методу визначення стійкості і закритичної поведінки конструкцій для тестування було використано роботу [84]. Тут розглядалося деформування елемента циліндричної оболонки при дії рівномірно розподіленого зовнішнього тиску. Для вихідних даних були прийняті наступні фізико-геометричні параметри: діаметр оболонки $D = 400$ мм; жорсткість на вигин $EI = 2,5 \cdot 10^3$ Нм, жорсткість на крутіння $GI = 2,1 \cdot 10^3$ Нм.

Навантажування відбувалося збільшенням рівномірного тиску від $q = 0$ до деякого максимального значення $q = q_{\max}$, при якому розрахунки були припинені. При цьому в роботі [84] були одержані наступні результати: критичний тиск $q_{\text{кр}} = 121 \text{ Н/м}$; після цього настає зміна первісно циліндричної форми (рис. 3.12), при незначному збільшенні тиску настає значна зміна форми осьової лінії. Графік, який показує зміну переміщення верхньої точки оболонки в залежності від навантаження, що прикладається, наведений на рис. 3.13. Ця ж задача при таких же вихідних даних була вирішена числово автором дисертаційної роботи. Одержані результати якісно і кількісно збігаються з даними, одержаними в роботі [84] (рис. 3.12, рис. 3.13), що може свідчити про правильність використаних підходів для визначення стійкості і закритичних форм деформування трубопроводу і його елементів.



а)



б)

рис. 3.12. Форми подовжньої осі циліндричної оболонки під дією гідростатичного навантаження, одержані в роботі [84] (а) і автором даної роботи (б)

Кількісні результати процесу деформування відображені на рис. 3.13, де показана зміна переміщення верхньої точки оболонки в залежності від внутрішнього зусилля, що виникає перпендикулярно утворюючій.

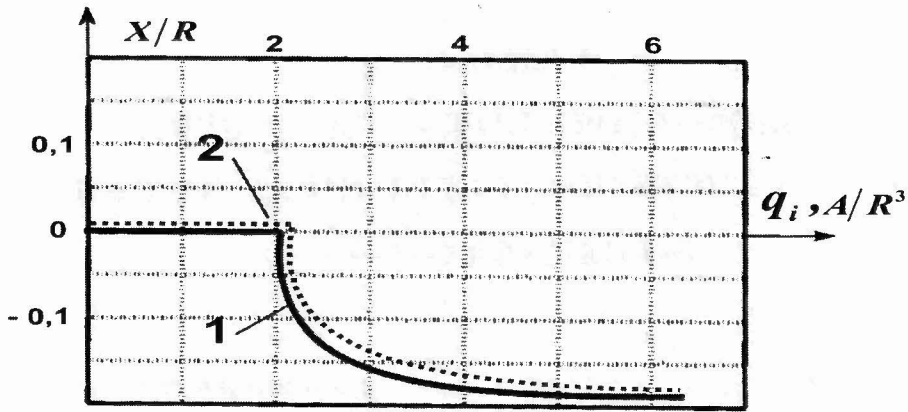


Рис. 3.13. Внутрішні зусилля, одержані в роботі [81] (крива 1) і автором даної роботи (крива 2)

Аналіз графіка показує, що до втрати стійкості зростання зусилля не супроводжується переміщенням, але після втрати стійкості, особливо на початковому етапі, при майже незмінному зусиллі значно зростає переміщення; при подальшому деформуванні зусилля і переміщення знову взаємозалежні. Спостерігається практично повний збіг кривої 1 і кривої 2 на рис. 3.13.

Створення числових методів і програмних комплексів, що реалізують їх на ЕОМ, певним чином еквівалентно створенню великих експериментальних установок, а діяльність по проведенню розрахунків, обробці й інтерпретації їхніх результатів можна розглядати як аналог реального фізичного експерименту в лабораторії [8]. Однак найбільш достовірним є натурний експеримент, що буде розглянутий у наступному підрозділі.

Висновки

Розглянуто організацію процесу числового розрахунку просторового нелінійного деформування підводних трубопроводів. Показані способи задавання силових впливів дозволяють при розрахунках враховувати практично всі види навантажень, що можуть діяти на трубопровід у процесі укладання і експлуатації. Описано пакет розроблених прикладних програм. Приведено розв'язок тестових задач. Збіжність результатів розв'язку підтверджує вірогідність розроблених програм.

РОЗДІЛ 4

ПРИКЛАДНІ ЗАДАЧІ ПРОСТОРОВОГО ДЕФОРМУВАННЯ ПІДВОДНОГО ТРУБОПРОВОДУ І ЙОГО ЕЛЕМЕНТІВ

Шельфові нафтогазопроводи прокладаються в різних гідрогеологічних умовах, піддаються впливу безлічі природних і штучних факторів. За багатьма показниками підводні трубопроводи є унікальними спорудженнями, і для них встановлені нормативні вимоги. Одна з основних вимог, які висуваються до шельфових нафтогазопроводів, - висока надійність, яка має бути забезпечена економічно виправданими витратами. Рівень надійності трубопроводу залежить від якості проектування, укладання, експлуатації і ремонту. Технічне обслуговування і ремонт підводних трубопроводів вимагають застосування спеціальної технології і механізмів.

В даний час практично єдиним методом розрахунку довговічності діючих підводних трубопроводів і оцінки їх напружено-деформованого стану є контроль хньої міцності і жорсткості. Специфіка проектувального розрахунку процесу укладання й експлуатації підводного трубопроводу визначається тим, що необхідно обчислити й оцінити максимальні напруження і зусилля при всіх можливих комбінаціях його навантажування.

Оцінка міцності здійснюється по різних нормативних документах у залежності від сфери застосування. Але незалежно від умов укладання або експлуатації в основу розрахунку на міцність закладаються деякі граничні напруження $\bar{\sigma}_{np}$ і коефіцієнт запасу міцності \bar{n} . В загальному випадку умова міцності записується у такому вигляді:

$$\bar{\sigma} = [\sigma] = \frac{\bar{\sigma}_{np}}{\bar{n}}, \quad (4.1)$$

де $\bar{\sigma}$ - параметр, що характеризує інтенсивність напруженого стану в небезпечному перерізі; $[\sigma]$ - допускаєме значення параметра $\bar{\sigma}$.

4.1. Оптимізація S-подібної осьової лінії просторово викривленого трубопроводу при укладанні на великі глибини

Видобуток нафти і газу з великих глибин (більше 40 м) пов'язаний з необхідністю розробки спеціальних трубоукладальних барж з пристроями для формування положистої кривої осі трубопроводу і зменшення напружень у процесі його укладання. Як пристрій використовується стингер. Трубопровід у процесі спуска зі стингера утворює s-подібну криву, у зв'язку з чим спосіб одержав назву s-метод. Поряд зі стингерами на баржах передбачається натяг трубопроводу, що здійснюється за допомогою канатів і вантажів, які утримують трубопровід, що спускається з баржі, і в такий спосіб можливе контролювання геометрії його осьової лінії з метою запобігання небезпечних напружень. Існуючі методи визначення геометричних і фізичних параметрів трубопроводу в його агрегатному і локальному стані, оптимізації технологічних процесів при укладанні засновані, як правило, на застосуванні таблиць і номограм, отриманих експериментальними методами. Однак виникаючі, як правило, при глибоководному переміщенні трубопроводу нестандартні ситуації, обумовлені складним характером морських навантажень, вимагають більш універсальних методів розрахунку напружено-деформованого стану трубопроводу, визначення його найбільш раціональних обрисів подовжньої осі, оперативного визначення максимальних згинальних і крутильних напружень у будь-якому перерізі трубопроводу, що укладається. Існуючі нормативні інструкції передбачають укладання трубопроводу, як правило, в одній площині, при цьому не враховуються можливі від переміщення з площини крутильні напруги. У дійсності ж часто важливо враховувати можливість дії і просторових

навантажень, що виникають від дрейфу судна, хвилювання, зміни в зв'язку з цим плану кривої осьової лінії трубопроводу. Можна стверджувати, що задача занурення трубопроводів на великі глибини в загальному випадку не може бути плоскою, крім згинальних напружень у його перерізах можуть виникати небезпечні круті напруження. Крім того, у процесі укладання згодом виникають або зникають додаткові навантаження і напруження, деформування трубопроводу, від яких неможливо визначити існуючими аналітичними або графоаналітичними методами, тому що вони є в загальному випадку нелінійними і схема розрахунку змінюється згодом, тобто задачі є квазістатичними. Методика, що описана в даній роботі, дозволяє враховувати й оптимізувати усі ці фактори: визначати напружено-деформований стан трубопроводу одночасно у всіх його перерізах по всій довжині за весь період опускання (квазістатична задача); відслідковувати максимальні згинальні і крутильні напруження з метою оптимізації форми s-подібної осьової лінії трубопроводу.

Розглянемо задачу оптимального проектування обрису подовжньої осі трубопроводу, жорстко з'єданого із судном-укладальником. Задача оптимізації за умови деформативності при наявності різноманітних нелінійних обмежень-нерівностей на внутрішні зусилля, переміщення і геометричні характеристики подовжньої осі вирішується з використанням методів оптимального керування і нелінійного програмування. Складність розв'язуваної задачі зумовлена високим порядком і істотною нелінійністю системи розв'язальних, а також наявністю різноманітних обмежень, якими можуть бути згинальні і крутильні напруження, геометрія осьової лінії.

Нехай маємо систему, що складається з твердого тіла (судна) і жорстко прикріпленого до нього трубопроводу, обрис осі якого являє собою довільно викривлений у просторі гнучкий довгомірний об'єкт. Уведемо нерухомо зв'язану з несучим тілом систему координат X, Y, Z , щодо якої будемо

визначати обрис пружної лінії трубопроводу. Початок координат розташуємо в центрі мас, а осі направимо по головних центральних осях інерції. Загальний вигляд досліджуваної системи показаний на рис. 4.1.

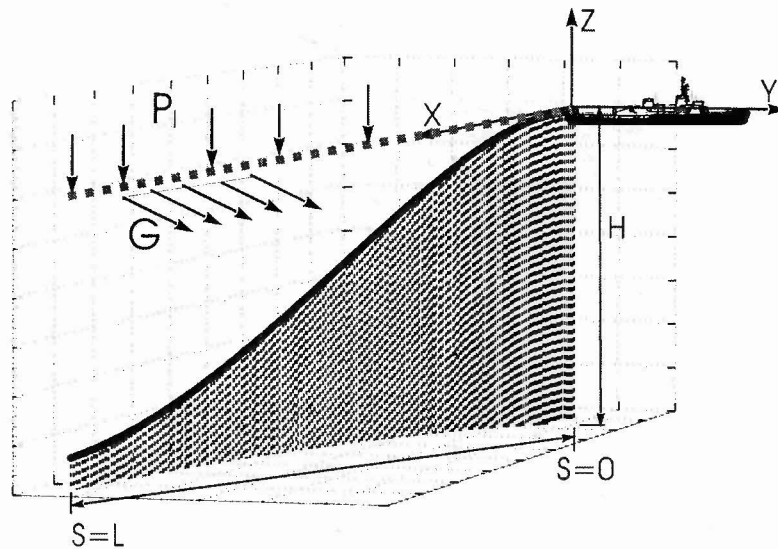


Рис. 4.1. Вигляд досліджуваної системи

Лут пунктирною лінією показано трубопровід, що лежить на поверхні води і вважається ненапруженим. Будемо вважати, що трубопровід при опусканні знаходиться під дією сил, викликаних, наприклад, відстроповкою понтонів (P_i), а також дією на якійсь ділянці течії (Q). Крім цього протягом процесу опускання прикладено зусилля від власної ваги трубопроводу. Під дією цих сил, показаних на рис. 4.1, трубопровід просторово деформується, причому прогин осі в найбільш деформативній точці по довжині об'єкта в системі координат, жорстко зв'язан із судном-носієм, досягає величини, порівнянної з габаритними розмірами системи. Метою розв'язання задачі є зниження максимальних внутрішніх силових факторів шляхом зміни геометрії подовжньої осі (оптимізації довжини s -подібної кривої) і (або) перерозподілу матеріалу (зміна геометричних розмірів поперечного переріза при постійній масі). На рис. 4.1 показана форма осьової лінії на кінцевому етапі занурення трубопроводу, отримана при числовому розв'язку поставленої задачі, проекція точок

дискретизації інтервалу інтегрування на одну з площин (xy) підкреслює просторовість деформування. На рис. 4.2 показано форми осьової лінії трубопроводу на всіх етапах занурювання.

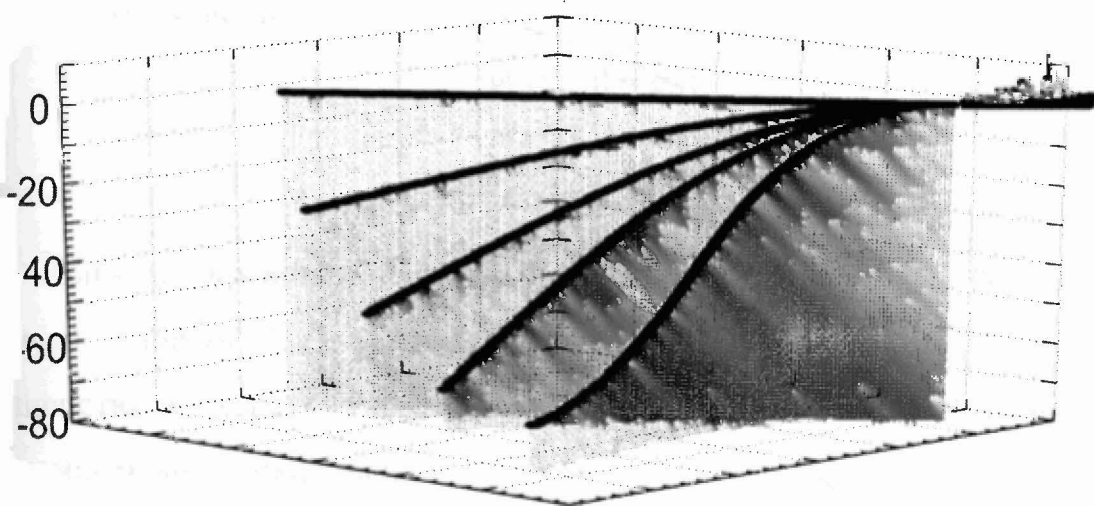


Рис. 4.2. Форми s-подібної осьової лінії трубопроводу при опусканні

Задачу оптимізації можна вирішити методом посліовних декількох розв'язань, підставляючи при кожному розв'язку різні вхідні дані (жорсткості, довжину кривої, глибину занурювання тощо). Але для визначення заздалегідь відомих параметрів технологічного процесу бажано розв'язувати задачу оптимізації у її класичному вигляді.

У даній задачі оптимального проектування керуючими функціями обрані геометричні характеристики подовжньої осі приєднаного об'єкта і його поперечного переріза. У цьому випадку рівняння стану (розв'язальні рівняння), що описують просторове деформування приєднаного об'єкта й описані в розділі , доповнюється наступним рівнянням [76, 78]:

$$\frac{da}{ds} = u, \quad (4.2)$$

де a - деяка геометрична характеристика осі або його поперечного перерізу;
 i - керуюча функція. Систему рівнянь стану представимо у вигляді

$$\frac{dx}{ds} = f(x(s), u(s)), \quad s_0 \leq s \leq s_S \quad (4.3)$$

з крайовими умовами

$$g[x(s_0)] = g_0; \quad (4.4)$$

$$h[x\{s_S\}] = h_S. \quad (4.5)$$

Кількість крайових умов (4.4) на лівому краї ($s = s_0$) $m = 9$, кількість крайових умов (4.5) на правому краї ($s = s_S$) $k = 6$; $u(s)$ - вектор-функція розмірністю r жорсткісних і геометричних характеристик, яка визначається з умови мінімуму функціонала

$$\Phi = \int_{s_0}^{s_S} V[(x(s), u(s))] ds, \quad (4.6)$$

де в залежності від вимог до оптимального проекту мається на увазі маса або переміщення характерних точок конструкції; $x(s)$ - вектор стану розмірністю n . Міцнісні і геометричні обмеження такі:

$$u_1 \leq u(s) \leq u_2; \quad (4.7)$$

$$\psi_1 \leq \psi[(x(s), u(s))] \leq \psi_2. \quad (4.8)$$

Задача визначення оптимального закону зміни $u(s)$ може бути сформульована як задача оптимального керування геометричними і фазовими обмеженнями: потрібно знайти функцію $u(s) = u(s)_{\text{опт}}$, що мінімізує (4.6), задовольняє рівнянням стану з крайовими умовами (4.4), (4.5), обмеженням на міцність (4.8) і геометричним обмеженням (4.7).

Задача оптимізації сформульована як задача Лагранжа з фазовими обмеженнями-нерівностями. Для її розв'язку використано прямий метод. Припустимо, що відомий деякий припустимий закон зміни керування $u_0(s)$ і

відповідний вектор стану $x_0(s)$, що задовольняють граничним умовам (4.4),(4.5) і обмеженням (4.7),(4.8). Для побудови варіацій керуючої функції $u_0(s)$ і початкових умов $x_0(s_0)$, що зменшують значення цільового функціонала (4.6) при дотриманні (4.4), (4.5), (4.7), (4.8), лінеарізуємо (4.5)-(4.5):

$$\frac{d}{ds}(\delta x_0) = f(x(s), u(s))\delta x_0 + \frac{df}{du} x_0(s)\delta u_0; \quad (4.9)$$

$$\frac{\partial g}{\partial x(s_0)} \delta x_0(s_0) = 0; \quad \frac{\partial h}{\partial x(s_S)} \delta x_0(s_S) = 0. \quad (4.10)$$

Розв'язок рівняння (4.9) у варіаціях представимо у формі Коші:

$$\delta x_0(s) = [\Lambda^{-1}(s)] \delta x_0(s_0) + \int_{s_0}^s \Lambda(s, \zeta) \delta u_0(\zeta) d\zeta, \quad (4.11)$$

де $\Lambda(s, \zeta) = \left[\left(\frac{\partial f}{\partial u} x_0(\zeta) \right)^T \Lambda(\zeta) \Lambda^{-1}(s) \right]^T$ - вектор чутливості до варіацій керуючої функції; $\Lambda(s)$ - розв'язок однорідного матричного рівняння, спряженого до рівняння у варіаціях

$$\frac{d\Lambda}{ds} = -\frac{df}{dx} \Lambda, \quad \Lambda(s_0) = E \quad (4.12)$$

(E - одинична матриця).

Перевіривши виконання обмежень (4.7), (4.8) по всій області зміни незалежної перемінної s із кроком Δs , виділимо дві множини вузлів, у яких обмеження є рівностями або порушуються з малим нев'язанням ε . Припустимо, що обмеження (4.7) ε активно в N вузлах, а обмеження (4.8) - у M вузлах. Якщо лінеарізуємо (4.7), (4.8), а також крайові умови і обмеження, варіації перемінних стану $\delta x_0(s)$ за допомогою (4.11), одержуємо наступну систему обмежень на варіації початкових умов і керуючої функції $\delta u_0(s)$:

$$B \delta x_0(s_0) + \int_{s_0}^{s_S} D(s) \delta u_0(s) ds = 0, \quad (4.13)$$

де B - матриця розміром $(3+3+M+N) \cdot 6$; $D(s)$ - вектор-функція розмірністю $(3+3+M+N)$.

Напрямок найшвидшого зменшення цільового функціонала в просторі проектування $(u(s), x(s_0))$ визначається вектором функціонального антиградієнта: $-\nabla\Phi = -grad_{u(s), x_0(s)} \Phi$.

Проектуючи $\nabla\Phi$ на підпростір обмежень, запишемо наступні співвідношення для перебування шуканих варіацій:

$$\delta u_0(s) = -\mu \left[\frac{\partial V}{\partial u} - D^T(s)C \right]; \quad \delta x_0(s_0) = \mu B^T C, \quad (4.14)$$

де C - вектор множників Лагранжа; Γ - матриця Грама системи обмежень (4.13); $\mu > 0$ - скалярний множник, що підбирається з умови збіжності обчислювального процесу. Керуюча функція $u_0(s) + \delta u_0(s)$ і вектор початкових умов $x_0(s_0) + \delta x_0(s_0)$ у результаті лінеаризації приводять до порушення крайових умов (4.5) і обмежень (4.8).

Прийнявши $u_1(s) = u_0(s) + \delta u_0(s) + \delta u(s)$, $x_1(s_0) = x_0(s_0) + \delta x_0(s_0) + \delta x(s_0)$ як початковий розв'язок, побудуємо наступне наближення і т.д. до досягнення з заданою точністю необхідних умов оптимальності:

$$\left\| \frac{\partial V}{\partial u} - D^T(s)C \right\| \leq \varepsilon_1; \quad \|B^T C\| \leq \varepsilon_1,$$

доповнених умовами Куна-Таккера для обмежень-нерівностей.

Описана методика реалізована у вигляді комплексу програм. Для інтегрування рівнянь стану і спряжених до них використовується метод Рунге-Кутта четвертого порядку. Визначені інтеграли обчислюються за правилом Симпсона. Складання списку індексів активних обмежень-нерівностей здійснюється з урахуванням знаків відповідних множників Лагранжа.

Для вибору вихідного вектора стану $x_0(s)$ визначався напружено-деформований стан приєднаного трубопроводу (рис. 4.1) за допомогою числового інтегрування розв'язальних рівнянь методом продовження розв'язку по параметру навантаження. Для прийнятого закону зміни системи вирішена задача оптимального проектування укладання глибоководного трубопроводу. Один із результатів розв'язку задачі представлений на рис. 4.3.

Тут зображені криві розподілу згинальних і крутних моментів по довжині трубопроводу. Очевидно, що при більш крутій s-подібній кривій (при більшій глибині і меншій довжині опускаємої ділянки) будуть і більшими напруження. Задачею оптимізації технологічного процесу є встановлення довжини, опускаємої, s-подібної кривої при певній глибині при обмеженнях по максимальних напруженнях з урахуванням нормативних коефіцієнтів запасу міцності.

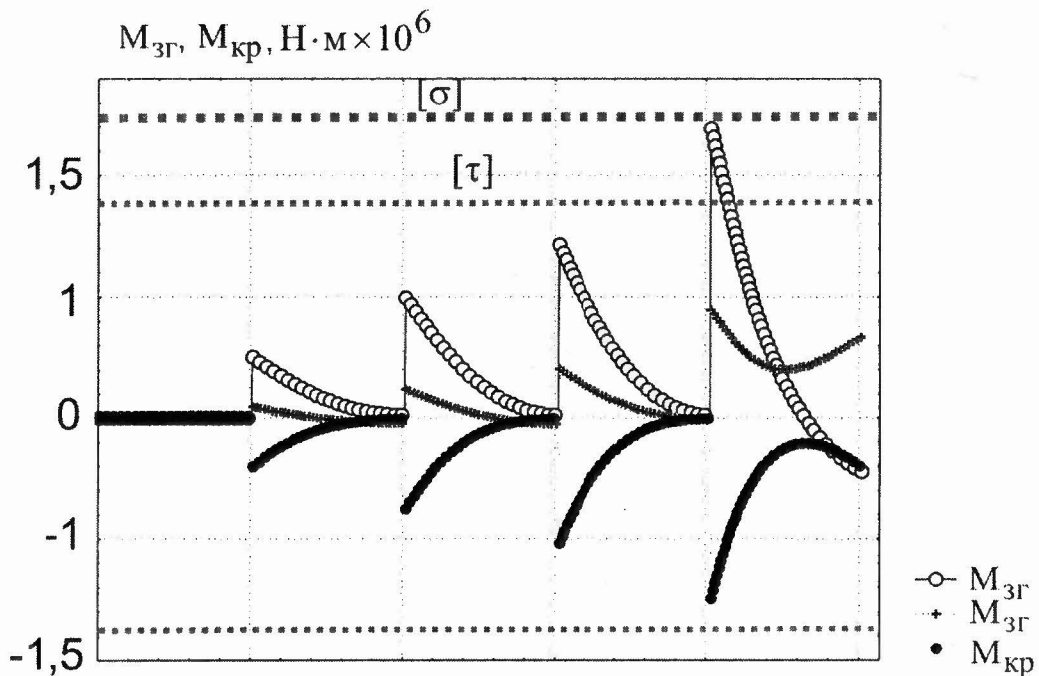


Рис. 4.3. Згинальні і крутні моменти на етапах опускання трубопроводу

На графіку (рис. 4.3) показані значення згинальних і крутних моментів на етапах опускання з наростанням глибини. Пунктирними прямими на

графіку позначені обмеження по максимальних напруженнях, що можуть контролюватися в ході розв'язку задачі, а отже, і при здійсненні технологічного процесу. Аналізуючи графік, можна також зробити висновок, що крутні напруження при даній просторовості деформування не є визначальними, однак їхнє урахування необхідне для контролю механізмів спуско-піднімальних пристроїв і місць з'єднання плетіней трубопроводу.

Один з результатів розв'язання задачі представлений на рис. 4.4. Тут точковою кривою зображено закон зміни кривизни $q(s)$ трубопроводу з оптимальним обрисом осі. Зазначена залежність представлена для ділянки від точки прикріплення до судна-носія і до точки з дуговою координатою $s=S$. Кривизна початкового стану нанесена штриховою лінією.

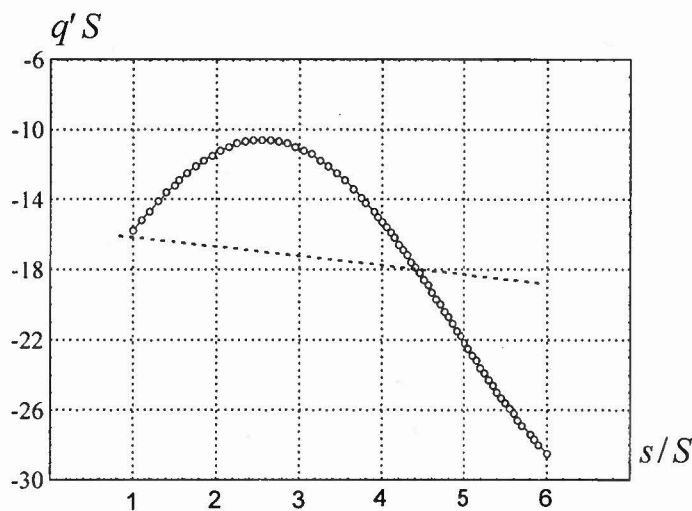


Рис. 4.4. Оптимальна конфігурація осьової лінії

Проведені розрахунки свідчать, що для трубопроводу, який має оптимальний обрис осі, максимальний прогин у зазначеній точці складає $0,388 S_0$, що на 25% менше прогину в тій самій точці неоптимізованого елемента. При цьому інтегральне обмеження-нерівність активне, а площа фігури, охопленої подовжньою віссю в недеформованому стані, складає 0,965 від вихідної. Зміна внутрішніх моментів в поперечному перерізі є незначною. У процесі розв'язку загальна маса трубопроводу прийнята постійною. Проведені розрахунки показали, що для трубопроводу з оптимальним розподілом матеріалу прогин у

визначеній точці становить $0,331 S_0$, або 29,5% від вихідного. Коефіцієнт подоби змінюється в межах $0,7...1,345$, чому відповідає зміна площі перерізу $0,49...1,81$, а жорсткостей - $24...32,7\%$ від вихідних. Представлені розв'язки оптимізаційних задач свідчать, що застосування гнучких стрижневих контурів з оптимальним обрисом осі або оптимальним розподілом матеріалу і жорсткостей по їхній довжині істотно підвищує жорсткість розглядуваної системи.

На підставі викладеного можна зробити наступні висновки. Трубопроводи, що опускаються на великі глибини, надзвичайно чутливі до зміни геометричної схеми і розподілу матеріалу. Навіть незначним перерозподілом матеріалу і зміною форми осьової лінії при опусканні можна досягти істотного збільшення жорсткості всього комплексу в цілому. До найкращих результатів приводить послідовна оптимізація геометричної схеми при проектуванні технології опускання трубопроводів.

Слід зауважити, що при розв'язку задачі оптимізації відслідковуються всі напруження в кожному перерізі трубопроводу, що дозволяє одночасно, паралельно з розв'язком основної задачі, контролювати форму поперечного перерізу і, застосовуючи методику, викладену у розділі 2, визначати критичні напруження, а також закритичні форми при перевищенні критичних напружень (у разі, коли допускається закритичне деформування).

Задача дослідження деформування перерізу труби має давню історію і досліджувалася багатьма авторами. Теорію згину криволінійних труб розроблено Аксельрадом Е.Л. [2]. В роботі [43] досліджувались поперечні рівномірно розподілені по товщині стінки напруження, які виникають у криволінійній трубі при плоскому згині. Костовецьким Д.Л. [73] розв'язано задачу про плоский вигин труби злегка еліптичного перерізу і показано істотний вплив такого відхилення форми перерізу на напружено-деформований стан при дії тиску. Ним розв'язано задачі про плоский і просторовий вигини труб з урахуванням тиску і довільного (малого) початкового відступу перерізу від правильної кругової форми. Як окремий випадок розглянуто задачу про вигин труби строго кругового перерізу з урахуванням дії тиску.

Однак розв'язки не відрізняються алгоритмічністю, вирішувалися задачі в основному в лінійній постановці, і перехід від однієї розрахункової схеми до іншої вимагав значної перебудови громіздких диференціальних залежностей.

Особливістю розробленої автором дисертаційної роботи методики є те, що крім наявної повної інформації про напружено-деформований стан просторово-викривленого трубопроводу в його агрегатному стані, можливе визначення НДС будь-якого його перерізу по довжині трубопроводу на будь-якому етапі його опускання. Звичайно, є сенс відслідковувати деформативність перерізів у найбільш навантажених ділянках, які, як було зазначено раніше, визначаються за даною методикою на всіх етапах опускання. Маючи при цьому дані про навантаження і геометрію осьової лінії в конкретних перерізах (радіуси кривизни, згинальні і крутні моменти, зусилля), можна визначати форму перерізу і його деформацію в пружній стадії при будь-якому початковому обрисі у ненапруженому стані.

У даній роботі для розгляду деформації перерізу приймається наступне. На кожному етапі опускання трубопроводу для будь-якого перерізу можна програмними методами (у результаті розв'язку системи диференціальних рівнянь) одержати наступні вихідні дані: радіуси кривизни і крутіння ($\Omega_1, \Omega_2, \Omega_3$), згинальні і крутні моменти (M_i, M_j, M_k), поперечні і подовжні зусилля (F_i, F_j, F_k), а також зовнішнє навантажування (наприклад, гідростатичний тиск $P_{zc} = P_H - P_0$, зосереджені сили P). Розглянемо деформацію окремо взятого перерізу трубопроводу під дією сил, зображених на рис. 4.5, які "вилучено" з останнього етапу опускання трубопроводу, зображеного на рис. 4.2. У даному випадку розглядається дія згинальних сил, які стискають поперечний переріз трубопроводу, тобто вони являються згинальними по відношенню до деформування перерізу. Інтенсивність цих сил змінюється за законом $F_{32} = F_{32} \sin \alpha$ [122].

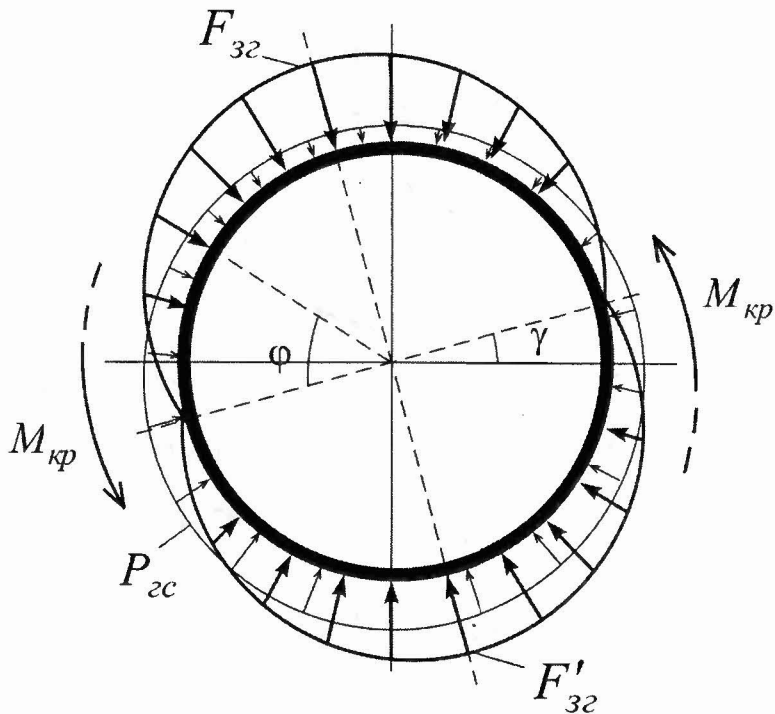


Рис. 4.5. Сили, що діють на переріз трубопроводу при опусканні

При просторовому деформуванні трубопроводу на переріз діє також крутний момент M_k . Значення величин M_k і F_{32} одержано з графіків, які показують розподіл внутрішніх зусиль і моментів по довжині трубопроводу на даному етапі опускання (рис. 4.6, а,б).

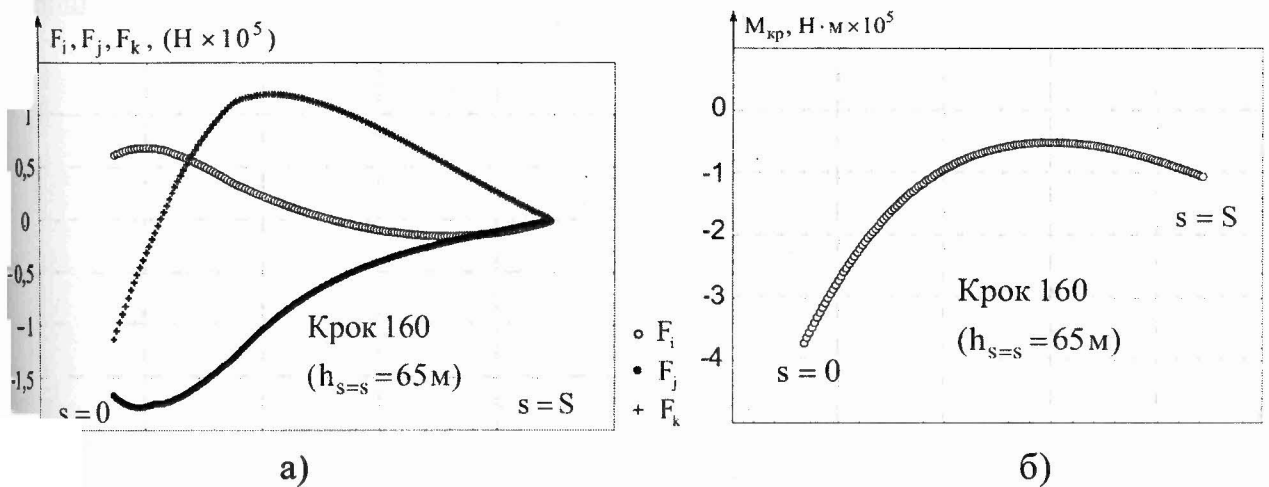


Рис. 4.6. Внутрішні зусилля (а) і крутні моменти (б), які виникають у трубопроводі на етапі опускання, що розглядається.

Також враховується дія на переріз трубопроводу гідростатичного навантаження P_{zc} . У випадку укладання труб великого діаметра різниця гідростатичного тиску у верхній і нижній точках перерізу труби стає істотною. Для труби діаметром $D = 1020$ мм, зануреної на глибину h , різниця тисків сягає $\Delta P = \rho g(h - (h - D)) = 10,5 \text{ кПа}$. Виникає необхідність врахування нерівномірності гідростатичного тиску при розрахунках стійкості і деформування поперечного перерізу трубопроводу.

У результаті просторового деформування на переріз діє стискаюче навантаження, яке складається з двох складових F_i і F_j . Рівнодіюча визначається з залежності $F_{3z} = tg \frac{F_i}{F_j}$. Відношення $\frac{F_i}{F_j}$ визначає ступінь відхилення нейтральної осі перерізу від горизонталі.

Таким чином було зроблено розрахунок деформування поперечного перерізу трубопроводу із врахуванням зазначених вище навантажень. У результаті отримано форми деформованого стану перерізу трубопроводу (рис. 4.7, 4.8), а також графіки внутрішніх зусиль, які виникають у даному перерізі при деформуванні (рис. 4.9). При розрахунку деформування на кожному етапі розв'язку відбувався розрахунок напружень у перерізі і відслідковувалося виконання умови $\sigma \leq [\sigma_{дон}]$.

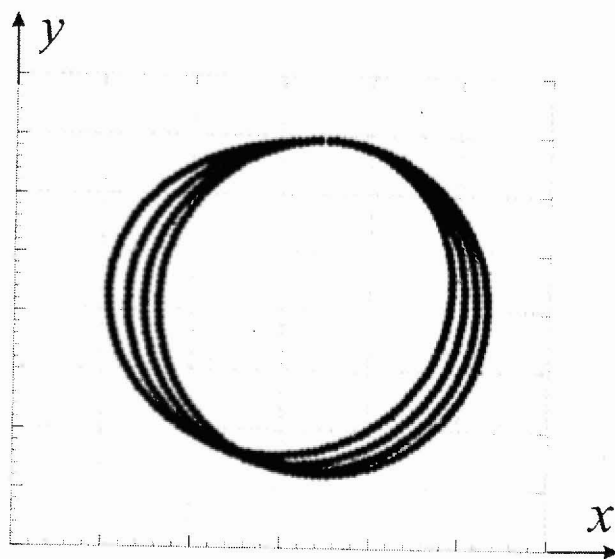


Рис. 4.7. Форми поперечного перерізу трубопроводу

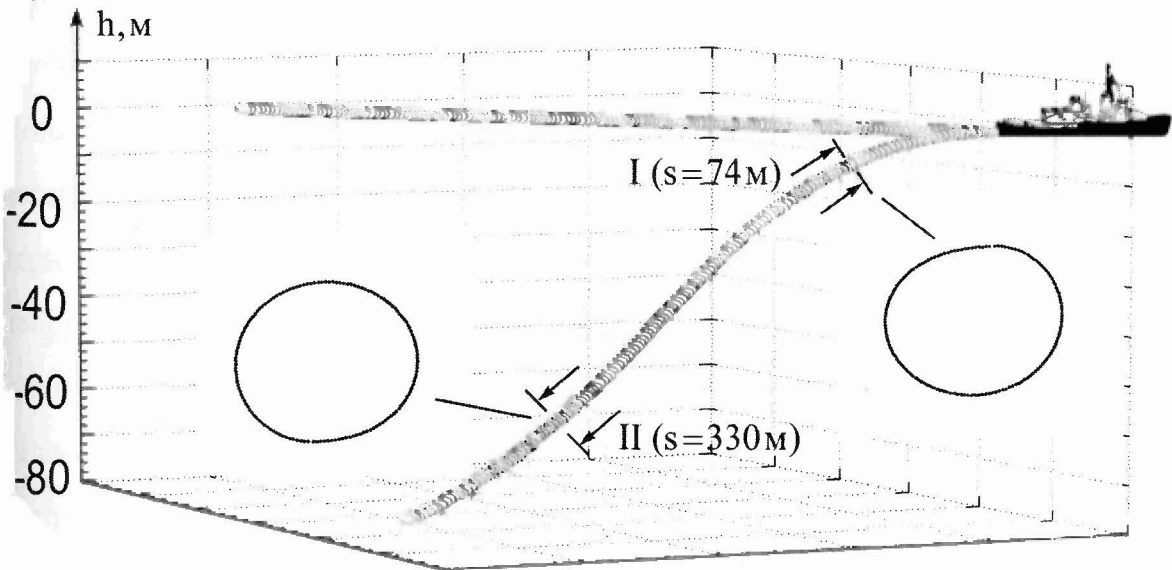


Рис. 4.8. Форми поперечних перерізів у точках найбільшого деформування трубопроводу.

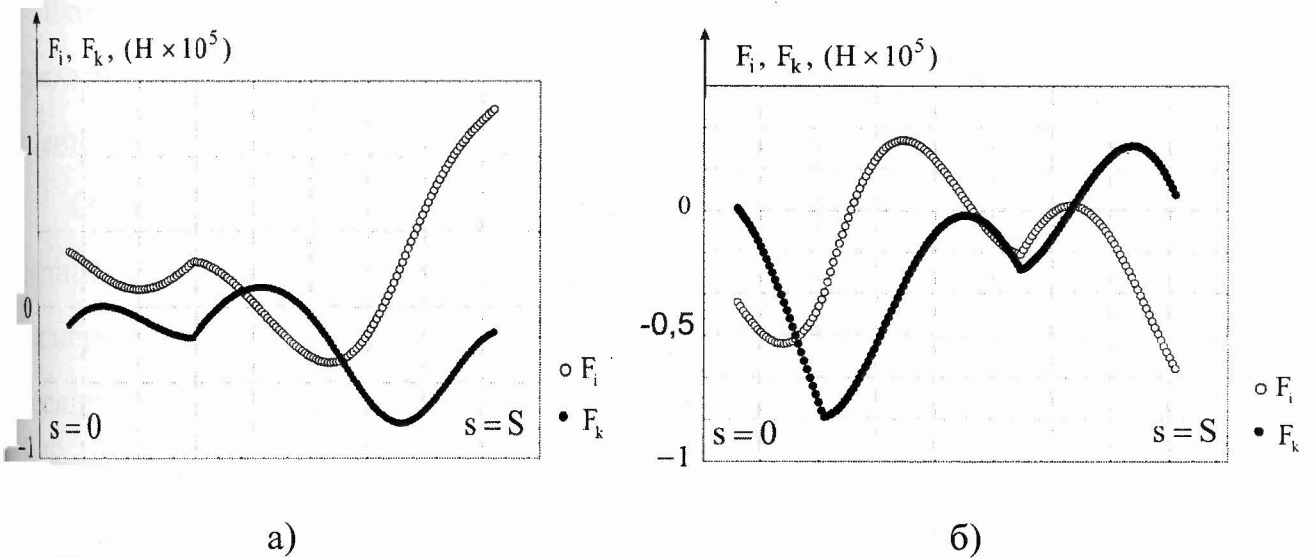


Рис. 4.9. Графіки внутрішніх зусиль, що виникають у перерізах I (а) і II (б) при деформуванні

Даний метод визначення форми поперечного перерізу труби в залежності від ступеня її просторового деформування також можна використовувати для отримання форми поперечних перерізів будь-яких викривлених ділянок трубопроводів.

Небезпека втрати стійкості поперечного перерізу труби зменшується після заповнення її газом або рідиною (після створення внутрішнього тиску). Отже, необхідно забезпечити стійке положення на час укладання – до пуску

трубопроводу в експлуатацію. Для забезпечення міцності і стійкості трубопроводу при укладанні не потрібне відшукування оптимального положення в смислі мінімуму напружень - необхідно, щоб їхні величини не виходили за нормативні допустимі границі. Звичайно, при укладанні трубопроводу користуються відомчими нормативами щодо допустимих радіусів кривизни та напружень. Але використання запропонованої автором методики дозволяє трубоукладальним підприємствам змінювати нормативи і таким чином значно економити витрати на трубоукладання. Окрім того, можливе врахування всіх факторів напружено-деформованого стану безпосередньо при укладанні з використанням бортових обчислювальних комплексів.

Слід зазначити, що при існуючих для звичайно застосовуваних нафто- і газопровідних труб співвідношеннях між товщиною стінки і діаметром, втрата стійкості форми поперечного перерізу при опусканні та підйомі трубопроводу практично виключена. Такі розрахунки мають сенс тільки при значному зменшенні товщини стінок труб і збільшенні їхніх діаметрів [122].

Оскільки в літературі практично не розглядається пружне просторове нелінійне деформування трубопроводів, виникла необхідність експериментальної перевірки достовірності розроблених методів числового дослідження НДС трубопроводів. При проведенні експерименту необхідне виконання певних умов, що забезпечили б постійність результатів при багаторазовому повторенні випробувань, щоб ці результати максимально відображали властивості матеріалу. Дані умови називаються умовами подоби механічних випробувань [53]. Для дотримання умов подібності зразки варто піддавати випробуванням при однаковій схемі напруженого стану й в однакових фізичних умовах. При проведенні експерименту необхідне дотримання трьох видів подібності:

- 1) геометричної (форма і розміри зразка);
- 2) механічної (схема й інтенсивність прикладання навантажень);
- 3) фізичної (зовнішні фізичні умови).

Умова геометричної подібності зводиться до того, що випробовувані зразки повинні мати геометрично подібну форму. Два зразки вважаються геометрично подібними, якщо вони мають якісно однакову конфігурацію, а відношення двох будь-яких відповідних розмірів кожного з них рівні

$$\frac{d_1}{D_1} = \frac{d_2}{D_2}, \quad \frac{l_1}{d_1} = \frac{l_2}{d_2}. \quad (4.15)$$

Форма і розміри зразка впливають на результати випробування через схему напруженого стану, яка залежить від форми тіла і певного розташування точок прикладання навантажень.

Найбільший вплив на напружений стан у зразку чинить схема прикладання навантажень. У загальному вигляді механічна подібність полягає в тому, щоб у подібних перерізах робочої частини зразків виникали тотожний напружений стан і однакова відносна деформація. Якщо можна зневажити впливом швидкості деформації, то умова механічної подібності зводиться до того, що всі прикладені до зразка сили повинні бути подібно спрямовані і прикладені у відповідних точках. У випадку найбільш повного додержання видів подібності точність одержаних результатів буде залежати від обробки вимірів.

Характеристики механічних властивостей, які оцінюються при експериментах, є середньостатистичними величинами, що дають сумарну, математично найбільш ймовірну характеристику всього об'єму зразка, який бере участь в експерименті [53]. При абсолютно точному вимірі механічних властивостей ці величини не будуть однакові у різних зразків з того самого матеріалу. Інструментальні (систематичні і випадкові) помилки визначення характеристик властивостей, пов'язані з вимірюванням навантажень, деформацій, розмірів і т.д., значно збільшують розкид експериментальних результатів.

При статистичній обробці результатів механічних експериментів необхідно визначити середнє значення властивості і помилку у визначенні цього середнього, а також вибрати мінімально необхідне число вимірів для оцінки середнього з заданою точністю.

Сукупність значень механічних властивостей підкоряється нормальному закону розподілу. Найбільш імовірне значення вимірюваної величини, що визначається з рівноточних вимірів, є середнє арифметичне [132].

$$a_{\text{впр}} = \bar{x} = \frac{\sum_{k=1}^n x_k}{n} \quad (4.16)$$

Для оцінки помилки окремих вимірів визначають їх відхилення від середнього у виді дисперсії:

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (4.17)$$

або середнього квадратичного відхилення (стандартного відхилення)

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (4.18)$$

Відносна величина середнього квадратичного відхилення - коефіцієнт варіації $W = \frac{s}{\bar{x}} 100\%$. Найбільш точну оцінку величини помилок дає довірчий інтервал у сполученні з довірчою ймовірністю [61]. Позначимо дійсну величину вимірюваної властивості через x , а похибку її виміру через Δx , середнє арифметичне значення, яке ми одержимо з результатів іспитів, \bar{x} . Припустимо, що імовірність відмінності \bar{x} від x на величину, не більшу ніж Δx , дорівнює

$$P(-\Delta x < x - \bar{x} < \Delta x) = \alpha \quad (4.19)$$

Імовірність α називається довірчою імовірністю, а інтервал значень від $x - \Delta x$ до $x + \Delta x$ - довірчим інтервалом. Рівні довірчої імовірності звичайно приймаються рівними 0,9; 0,95 або 0,99. Величина довірчого інтервалу визначається середнім значенням \bar{x} , середнім квадратичним відхиленням s і критерієм Стюдента t , який залежить від обраної довірчої імовірності α і числа вимірів n :

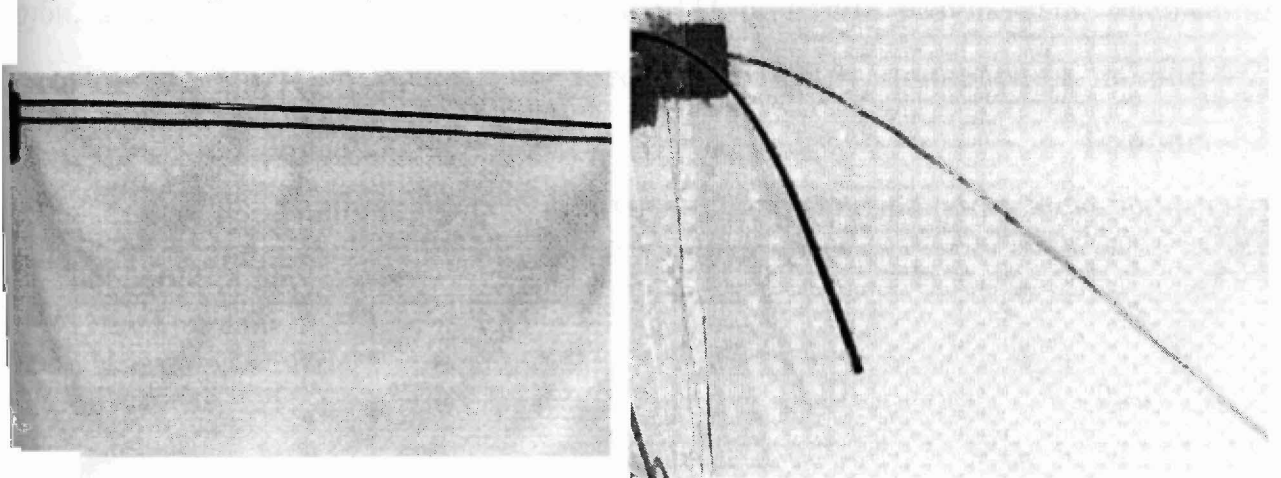
$$\text{від } \bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} t \quad \text{до} \quad \bar{x} - \frac{s}{\sqrt{n}} t \quad (4.20)$$

Для запобігання помилок в обчисленнях при використанні констант необхідно суворе дотримання теорії розмірностей. Числові значення розмірних величин залежать від вибору системи одиниць виміру, тоді як числові значення безрозмірних величин не залежать від прийнятих масштабів [53].

Для експериментальної перевірки деформування трубопроводу в його агрегатному стані був проведений експеримент, який полягав в наступному. До кінця консольно закріпленої труби прикладалася дискретно через деякі рівні проміжки зосереджена сила під кутом до вертикальної осі (косий вигин). У такий спосіб досягалося просторове деформування зразка труби (рис. 4.10). При цьому приймалися наступні фізико-геометричні параметри труби: довжина $l - 1,2$ м, товщина стінки $\delta - 0,001$ м, діаметр $d - 0,008$ м. Жорсткість розраховувалася за формулою $A = EI$, де I – момент інерції перерізу $I = 0,05d^4(1 - c^4)$, де $c = \frac{d_{\text{вн}}}{d_{\text{зов}}}$.

Таким чином, жорсткість досліджуваної труби дорівнює $A = 17,32$ Н/м².

При проведенні експерименту було проведено три серії вимірів. Кожна серія містила в собі навантажування краю труби навантаженнями $P_1 = 5$ Н, $P_2 = 10$ Н, $P_3 = 15$ Н. Після кожного наступного навантажування проводився вимір відхилення краю труби від недеформованого стану. Кожен етап навантажування фіксувався на фотоплівку.



а)

б)

Рис. 4.10. Вигляд труби при деформуванні: під дією сили тяжіння (а), під дією зосередженого навантаження $P = 20$ Н в аксонометричному зображенні (б)

Результати вимірів приведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1.

Результати вимірів деформування труби

№ виміру	1	2	3
Навантаження, Р, Н	5	10	15
Деформування, h_1 , м	0,12	0,20	0,24
Деформування, h_2 , м	0,14	0,18	0,26
Деформування, h_3 , м	0,11	0,21	0,26

З використанням формули (4.16) були визначені найбільш імовірні значення переміщень: $h_1 = 0,123$ м, $h_2 = 0,196$ м, $h_3 = 0,246$ м. За формулою (4.18) визначимо значення середньоквадратичної помилки для кожної серії вимірів: $s_1 = 0,013$, $s_2 = 0,018$, $s_3 = 0,015$. Визначимо ширину довірчого інтервалу за формулою (4.20), використовуючи коефіцієнт Стьюдента $t = 2,92$: $\Delta h_1 = 0,023$, $\Delta h_2 = 0,03$, $\Delta h_3 = 0,025$. Із врахуванням цього запишемо значення переміщень: $h_1 = 0,123 \pm 0,023$ м; $h_2 = 0,196 \pm 0,03$ м; $h_3 = 0,246 \pm 0,025$ м.

У підпрограму введення даних були введені фізико-геометричні параметри труби, а також параметр навантажування. Порівняння результатів, одержаних експериментально й у результаті числового розрахунку, приведено в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Порівняння результатів числового розрахунку й експерименту

№ виміру	1	2	3
Навантаження, Р, Н	5	10	15
Числовий розрахунок, h_2 , м	0,118	0,191	0,237
Результат експерименту h_2 , м	$0,123 \pm 0,023$	$0,196 \pm 0,03$	$0,246 \pm 0,025$

Просторові форми деформування труби, одержані числово, показані на рис. 4.11.

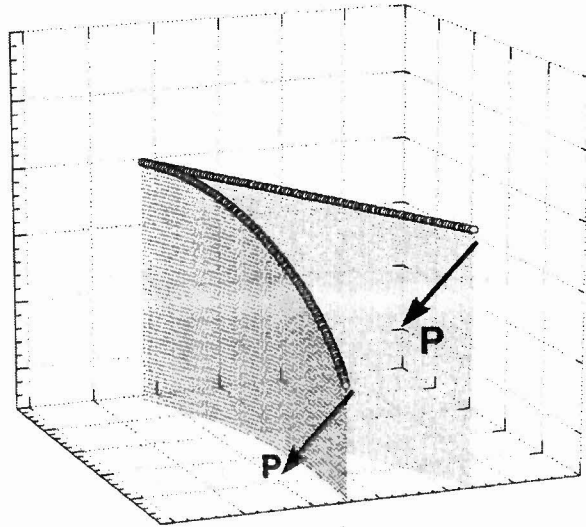


Рис. 4.11. Форми осі трубопроводу, одержані числовим методом

Збіг форм подовжньої осі труби на рис. 4.10 і рис. 4.11, а також збіг результатів вимірів з результатами числового розрахунку підтверджує вірогідність розробленої методики дослідження, що дозволяє вирішувати цілий ряд важливих народногосподарських задач деформування трубопроводу в умовах шельфу.

4.2. Стійкість і закритична поведінка елемента трубопроводу під дією гідростатичного навантаження

Після пуску трубопроводу в експлуатацію виникають додаткові навантаження, зумовлені внутрішнім тиском і температурою продукту, що перекачується. Внаслідок дії цих навантажень, особливо на розмитих ділянках, у трубопроводі може бути місцева втрата стійкості. Пружне деформування може досягати величин, порівнянних з розмірами поперечного перерізу, і після зняття навантажень, які обумовили це деформування, поперечний переріз труби може приймати свою первісну форму. Напружено-деформований стан і закритичну поведінку при такому трансформуванні форми необхідно досліджувати як з

погляду її працездатності, так і для оцінки її поведінки при аварійних ситуаціях. Розбіжності в результатах методик, які вивчають ці питання, досягають 30%. Це свідчить про необхідність подальшого удосконалення питання визначення напружено-деформованого стану, втрати стійкості і закритичної поведінки трубопроводів.

Найбільш близьким до реальних умов, а отже, і більш складним, є випадок дослідження стійкості і закритичної поведінки ділянки труби як плоского елемента нескінченно довгої оболонки не обов'язково круглого перерізу з нерівномірною по перерізу жорсткістю, який може навантажуватися довільними за характером дії і за місцем прикладання статичними або квазістатичними навантаженнями. Розв'язок таких задач дозволяє вдосконалити методику розрахунку трубопроводів для визначення резервів несучої здатності труб і визначення їхньої надійності.

Розглянемо процес нелінійного деформування елемента пружної кругової замкнутої нескінченно довгої тонкої оболонки, навантаженої рівномірно розподіленим гідростатичним навантаженням. Особливістю такого навантаження є те, що при деформуванні труби напрямком його дії завжди виявляється перпендикулярним дотичній площині для всіх точок деформованої поверхні. Причинами, що ініціюють втрату стійкості, є корозія, овальність і локальні пошкодження, наприклад, ум'ятини на тілі труби, нанесені якорем, важким інструментом, стингером і т.п. Для задавання такого навантаження в підпрограмі SYLY задаємо $F_i = PARQ$. Тобто навантаження розподіляється по поверхні елемента, і в кожній точці прикладання напрямком дії навантаження є перпендикулярним дотичній до поверхні. Кількість точок дискретизації при розв'язку даної задачі залежить від ступеня нелінійності процесу деформування і складає від 100 до 400. Кількість кроків інтегрування залежить, крім цього, і від глибини дослідження процесу, тобто від величини деформування, наявності втрати стійкості, дослідження закритичної поведінки, і може бути від 10 до 1000.

Виділимо елемент оболонки одиничної довжини у вигляді кільця, яке знаходиться в умовах плоскої деформації і яке спирається на основу при деякому заглибленні в ґрунт. Для розв'язку задачі приймаються наступні параметри трубопроводу: $D = 1020$ мм, товщина стінки – $\sigma = 20$ мм.

Розглянемо розв'язок такої задачі для двох випадків: при постійній жорсткості перерізу труби і при змінній жорсткості перерізу труби. У першому випадку задача зводиться до безперервного числового інтегрування по s з параметром навантаження q , яке є еквівалентним гідростатичному навантаженню, що задається через кожен крок параметра по напрямку функції навантаження q_i . Схема дії гідростатичного навантаження на елемент трубопроводу як частини нескінченної оболонки зображена на рис. 4.12. Кутом α задається величина можливого заглиблення трубопроводу в ґрунт.

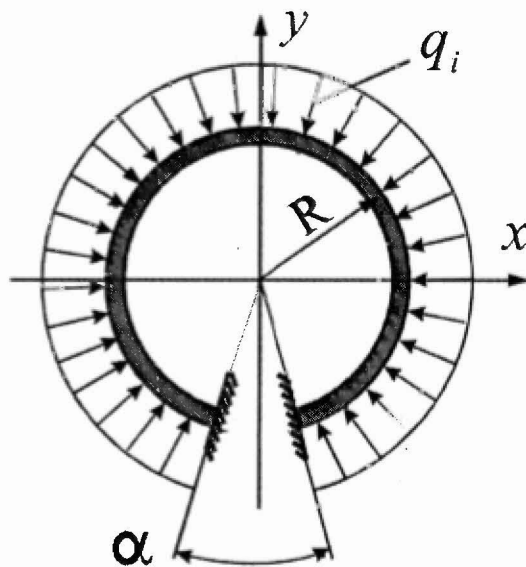


Рис. 4.12. Дія гідростатичного навантаження на елемент трубопроводу

Результати дослідження процесу навантажування послідовно в докритичному і закритичному стані за таких умов показані на рис. 4.13.

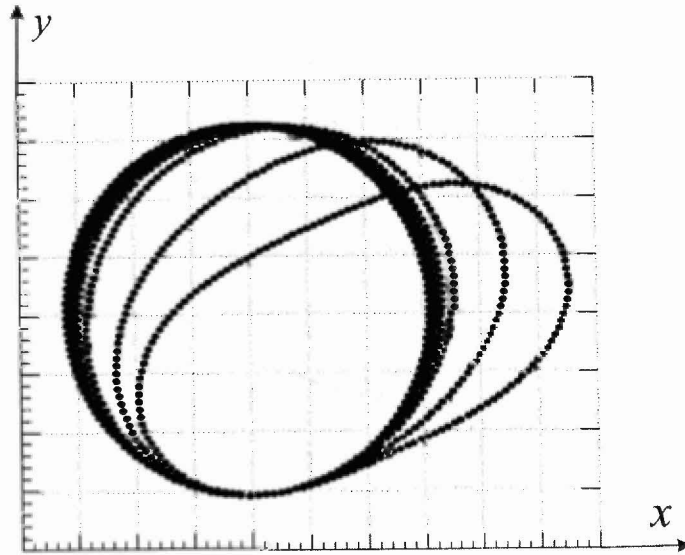


Рис. 4.13. Форми можливої закритичної поведінки елемента трубопроводу під дією гідростатичного навантаження

На рис. 4.14. зображена залежність нормального до осьової лінії внутрішнього зусилля на всьому інтервалі інтегрування дискретністю через 10 кроків від параметра інтенсивності зовнішнього гідростатичного тиску q_i :

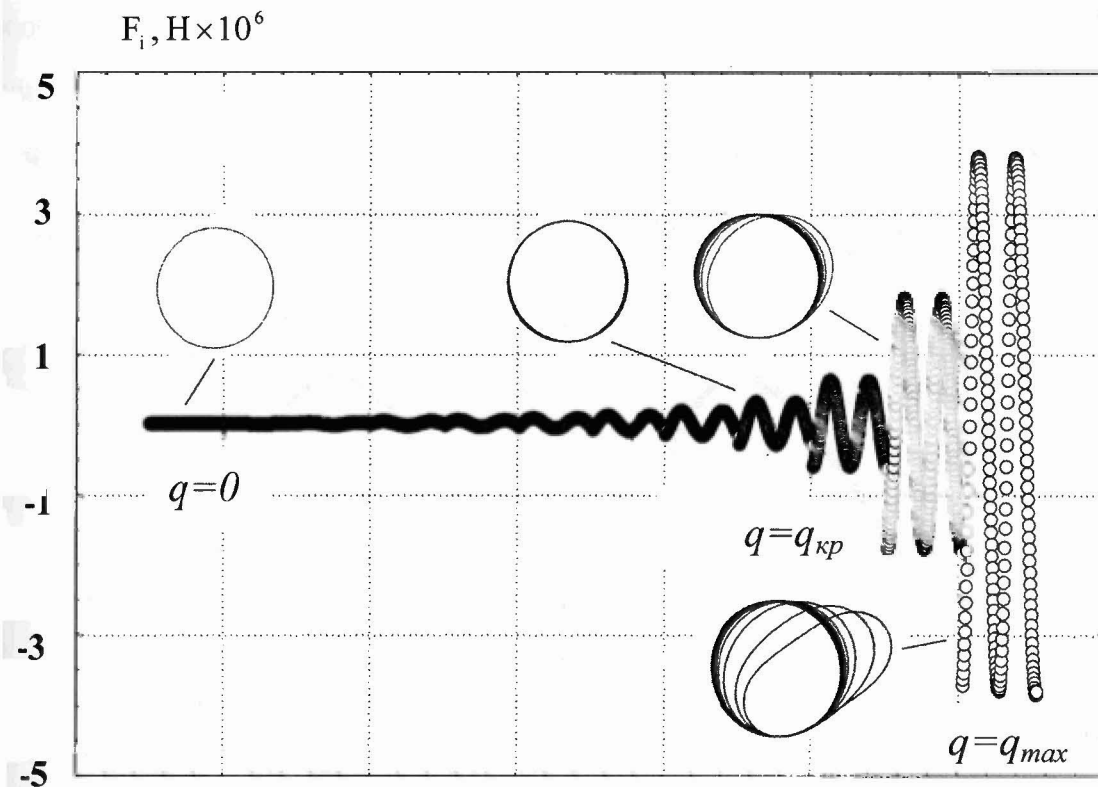


Рис. 4.14. Залежність нормального до осьової лінії внутрішнього зусилля від параметра інтенсивності зовнішнього тиску і форми осьової лінії при цьому

Крива навантаження виходить від початку координат і не змінює протягом деякого часу свого значення. Оскільки осьова лінія в прийнятій постановці задачі вважалася нерозтяжною, то аж до втрати стійкості форма перерізу оболонки залишалася кільцевою, а переміщення – дорівнювали нулю.

Після втрати стійкості оболонка почала прогинатися в середину, а потім витріщатися назовні. Однак при цьому пружне деформування оболонки супроводжувалося збереженням її несучої здатності зі збільшенням тиску в той час, як початкова ділянка рівноваги виявлялася нестійкою. На початковому етапі деформування оболонки в закритичному стані тиск, що сприймається нею, залишається практично незмінним, а прогини збільшуються швидко. Тому при побудові розв'язку ведучим параметром при відгалуженні приймався прогин (залежна перемінна x) в точці $s = S/2$. Після виходу на ділянки закритичних кривих із швидким зростанням було здійснене повернення до первинного ведучого параметра за допомогою інтегрування із змінним кроком, а також способом продовження розв'язку з довільного кроку інтегрування. Характер зміни величини F_i підкреслює значну нелінійність процесу деформування. На рис. 4.15. показані внутрішні зусилля, які виникають в елементі трубопроводу в стані найбільшого деформування при зовнішньому тиску $q = q_{max}$.

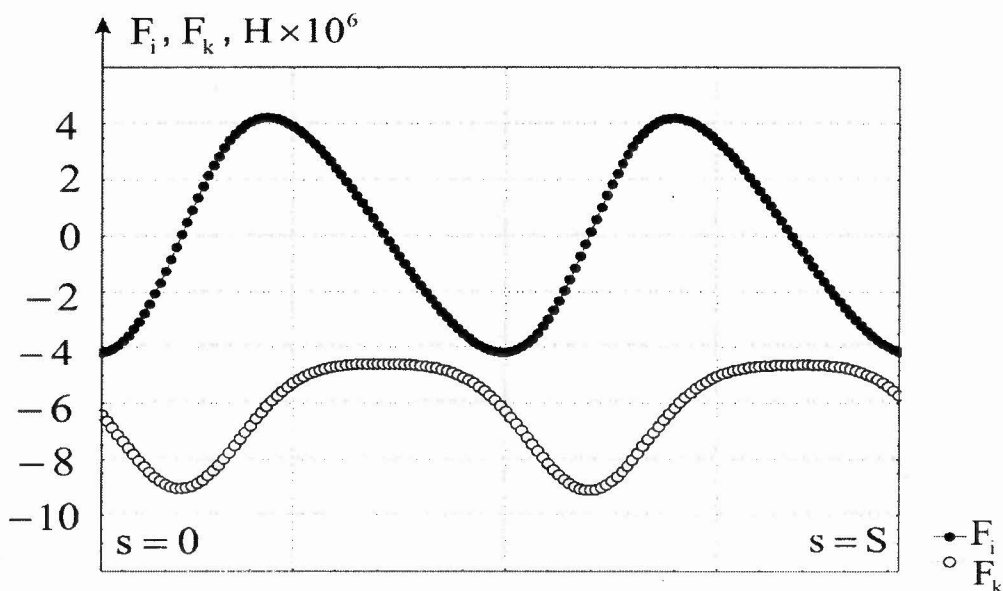


Рис. 4.15. Внутрішні зусилля в елементі трубопроводу в стані найбільшого деформування

Зміна внутрішнього згинального моменту при деформуванні оболонки в докритичному і закритичному стані показана на рис. 4.16:

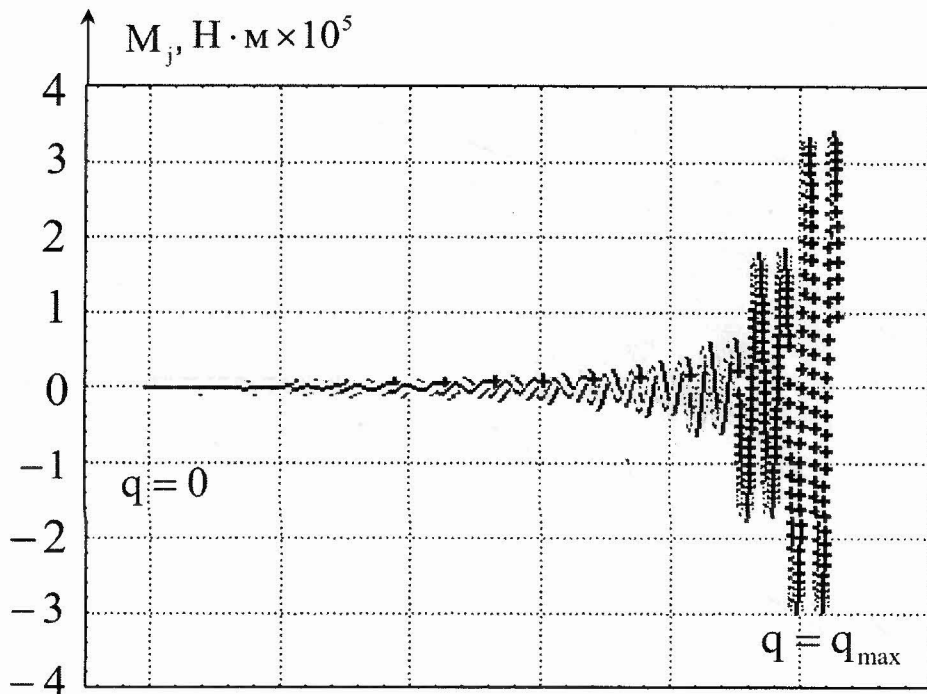


Рис. 4.16. Зміна згинального моменту при деформуванні елемента трубопроводу

Порівнюючи графіки рис. 4.16 і рис. 4.14., бачимо, що зміни внутрішніх зусиль і згинальних моментів при деформуванні мають однаковий характер. При цьому в початковій $s=0$ і кінцевій $s=S$ точках елемента внутрішні подовжні зусилля мають максимальне значення. Згинальні моменти в цих точках мінімальні.

Таким чином, був досліджений характер деформування оболонки від початкового (недеформованого) стану до деякого закритичного стану. На рис. 4.13. показані закритичні форми при ідеально круглій формі поперечного перерізу й ідеально рівномірному навантаженні. Однак у реальних умовах такого досягти важко (овальність труби, анізотропність матеріалу, різниця гідростатичного тиску в різних точках поперечного перерізу, наявність течій, температурні впливи і т.п.). У результаті корозії відбуваються місцеві зменшення

товщини стінок трубопроводу. Однією з проблем, пов'язаних з газовидобутком на шельфі Азовського моря, є наявність піску в газі, що іноді приводить до скривлення отвору штуцера, що знижує тиск. У результаті дії струменя газу, забрудненого піском, відбувається утворення раковини на внутрішній частині труби (рис. 4.17).

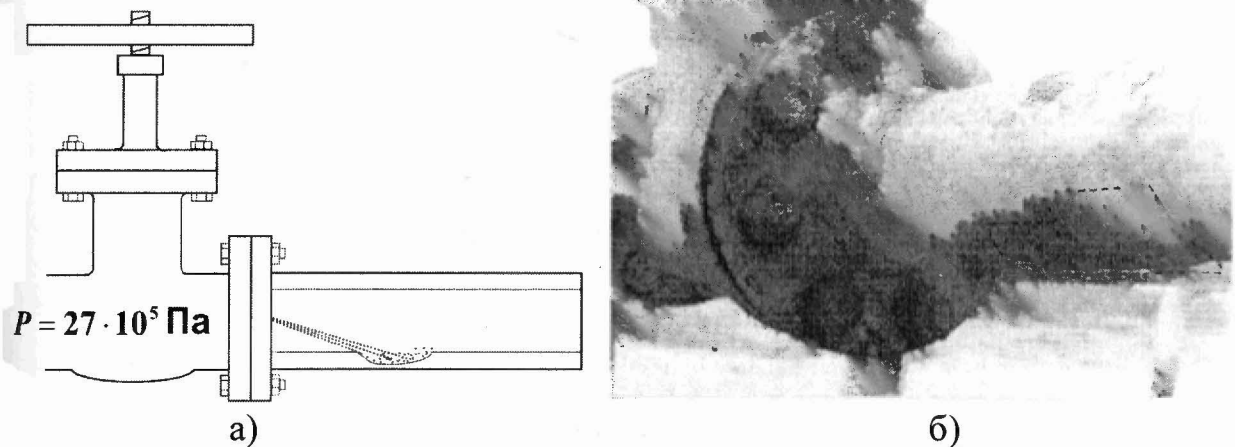


Рис. 4.17. Схема утворення послабленого перерізу (а),
місце ушкодження труби (б)

Для дослідження стану стінок у трубопроводному транспорті широко застосовуються такі методи тестового контролю, як пропуск спеціальних внутрітрубних снарядів (Калипер Ультраскан, Ось-мт та ін.), зовнішні методи безпосереднього контролю: магнітна, вихорострумова, радіаційна дефектоскопія, а також електрична і теплова дефектоскопія для контролю грубої ізоляції. Виникнення дефектів поверхні трубопроводів призводить до зменшення жорсткості. У такому випадку виникає необхідність перерахунку жорсткості оболонки.

У випадку послаблення жорсткості перерізу розв'язана задача деформування зі змінною по довжині осьової лінії жорсткістю. Величина заглиблення в ґрунт характеризується кутом α (рис. 4.12). Кільце розміщене в площині xu . Для реалізації такого підходу інтервал інтегрування розподіляється на ділянки з різними значеннями жорсткості, програмними методами в залежності від значення незалежної змінної s приймається необхідне значення жорсткості. Враховуючи, що інтегрування не може здійснюватися при умовах

стрибкоподібності, на границях зміни жорсткості здійснюється поступовий перехід від однієї жорсткості до іншої за допомогою згладжувальної функції [68, 90]. На рис. 4.18. показані внутрішні зусилля, які виникають під впливом гідростатичного тиску в суцільному перерізі та в послабленому на деякій ділянці.

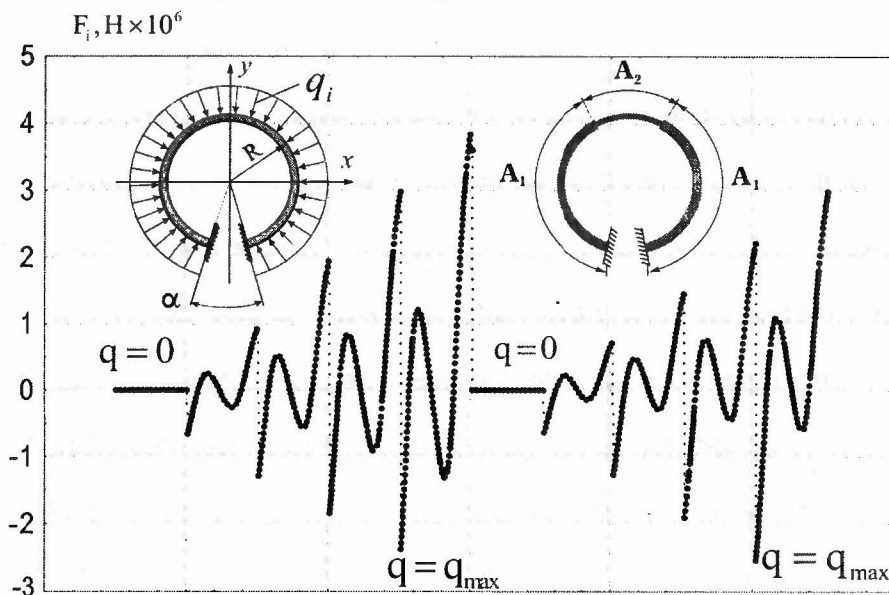


Рис. 4.18. Внутрішні зусилля в трубі постійного і перемінного перерізу

В залежності від умов розв'язуваної задачі можна змінювати довжину ділянки з послабленою жорсткістю або задавати кілька таких ділянок.

Одним з найбільш ефективних шляхів підвищення міцності і надійності трубопроводів великого діаметра є бандажування – навивка високоміцного профілю на поверхню труб. Основна ідея цієї конструкції така: за допомогою високоміцної обмотки перерозподілити зусилля в конструкції таким чином, щоб розвантажити трубу-основу (зробити більш тонкою) і довести ефективність її роботи до рівня сфери за рахунок вирівнювання подовжніх і кільцевих напружень у трубі. У разі пошкодження труби можна збільшити міцність пошкодженої ділянки. Таке зміцнення, зокрема, актуально для магістральних глибоководних нафтогазопроводів. Найбільш ефективним видом бандажу при цьому вважають навивку високоміцного профілю на трубу-основу або під кутом

до подовжньої осі труби, або в кільцевому напрямку без нахилу перпендикулярної утворюючої труби, тобто під кутом 90° . Відмінність похилої намотки від прямої полягає в тому, що вона здатна сприймати не тільки кільцеві, але й подовжні навантаження, які виникають у трубі. З іншого боку, похила намотка не еквівалентна ортотропному шару суцільного матеріалу, і кутом нахилу намотки можна регулювати відношення навантажень, сприйманих від труби-основи в кільцевому і подовжньому напрямках.

Теоретичному обґрунтуванню розглядуваної проблеми присвячені роботи [130, 76]. В основному розрахунки приводяться за умови, що трубопровід в агрегатному стані знаходиться в плоскому напруженому стані (підвішений вертикально до судна-носія, лежить на поверхні водойми або на дні) і навантаження не змінюються при деформуванні, співрозмірному з довжиною розглядуваної ділянки. Показано принципову можливість розв'язку задач, однак немає досліджень конкретних об'єктів, не розглядаються трубопроводи зі складною конфігурацією осьової лінії при спільній роботі основи і бандажа. Однак сучасні умови вимагають більшої алгоритмічності й універсальності методів розв'язку таких задач, адаптованості до обчислювальних бортових комплексів.

У даному випадку напружено-деформований стан бандажованого трубопроводу розглядається в його агрегатному стані як гнучкий стрижень із змінною жорсткістю, що змінюється по довжині функціонально за рахунок спіралеподібної навивки. При цьому формою поперечного перерізу основи, а отже, і навивки на циліндричну поверхню, є загальний випадок - еліптичний переріз.

Якщо в робочому стані подовжня вісь трубопроводу деформується, то натяг від бандажа перерозподіляється по перерізу і не буде рівномірним. Зупинимось на найбільш складному і загальному варіанті деформування: нехай навивка бандажа здійснюється навколо труби у вигляді еліптичної спіралі з постійним кутом навивання. При цьому жорсткість навиваємого матеріалу вздовж труби значно (не більш десяти разів) перевищує жорсткість поперек

труби (випадок навивання високоміцною стрічкою). Для постановки граничних умов і представлення діючих сил розглянемо геометрію такої конструкції [80]. Нехай просторова крива формується навивкою прямої з кутом підйому α на циліндричну поверхню з еліптичним перерізом. Позначимо малу вісь еліпса kb , велику – b . Рівняння еліпса в параметричній формі мають вигляд

$$x = kb \cos t, \quad y = b \sin t. \quad (4.21)$$

Прийнявши за параметр t поточне значення дуги s , а також увівши константу μ , яка характеризує ступінь зміни функцій (4.21), рівняння осьової лінії можна представити у вигляді

$$x = kb \cos\left(\frac{s}{\mu}\right), \quad y = b \sin\left(\frac{s}{\mu}\right), \quad z = s \sin \alpha, \quad (4.22)$$

де k - коефіцієнт, що характеризує еліптичність перерізу (при $k = 1$ переріз - коло, при $k \leq 0,5$ - витягнутий еліпс, і таким чином, змінюючи k , можна задати еліпс необхідної форми).

При числовому інтегруванні розв'язальних рівнянь для елементів з такою складною просторовою геометрією виявилось необхідним здійснювати параметризацію кривої. Для цього введемо параметр m :

$$m = \sqrt{(x')^2 + (y')^2 + (z')^2}. \quad (4.23)$$

Годі ділянку довжини кривої можна виразити як

$$dl = m ds, \quad (4.24)$$

продиференціювавши по l вираз (4.24), у результаті перетворень запишемо крайові умови для елемента спіралеподібного бандажа при $s=0$:

$$x = kb, \quad y = 0, \quad z = 0, \\ e_{3x} = \frac{dx}{m ds} = \frac{1}{m} x', \quad e_{3z} = \frac{dz}{ds} = \frac{1}{m} z', \quad e_{3y} = \frac{1}{m} y'. \quad (4.25)$$

Аналогічно запишемо відповідні рівняння на кінці $s = S$:

$$x = kb \cos\left(\frac{s}{\mu}\right), \quad y = b \sin\left(\frac{s}{\mu}\right), \quad z = s \sin \alpha, \quad (4.26)$$

$$\left| e_{3x} = \frac{dx}{m ds} \right|_{s=S}, e_{3x} = \sin \alpha, \left| e_{3x} + \frac{\Omega_1}{\sqrt{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}} \right|_{s=S} = 0.$$

Методи числового моделювання реалізовані на наступному прикладі. Будемо вважати, що в бандажі виникають зусилля від просторового деформування за рахунок переміщення одного з кінців трубопроводу одночасно по осях x , y , z . Даючи на кожному кроці інтегрування збільшення параметру q , можна одержати просторову конфігурацію досліджуваного об'єкта (рис. 4.19, вставка). При цьому дискретність ділянок інтегрування дорівнювала 4000, що залежить від ступеня нелінійності процесу і від складності геометрії осьової лінії.

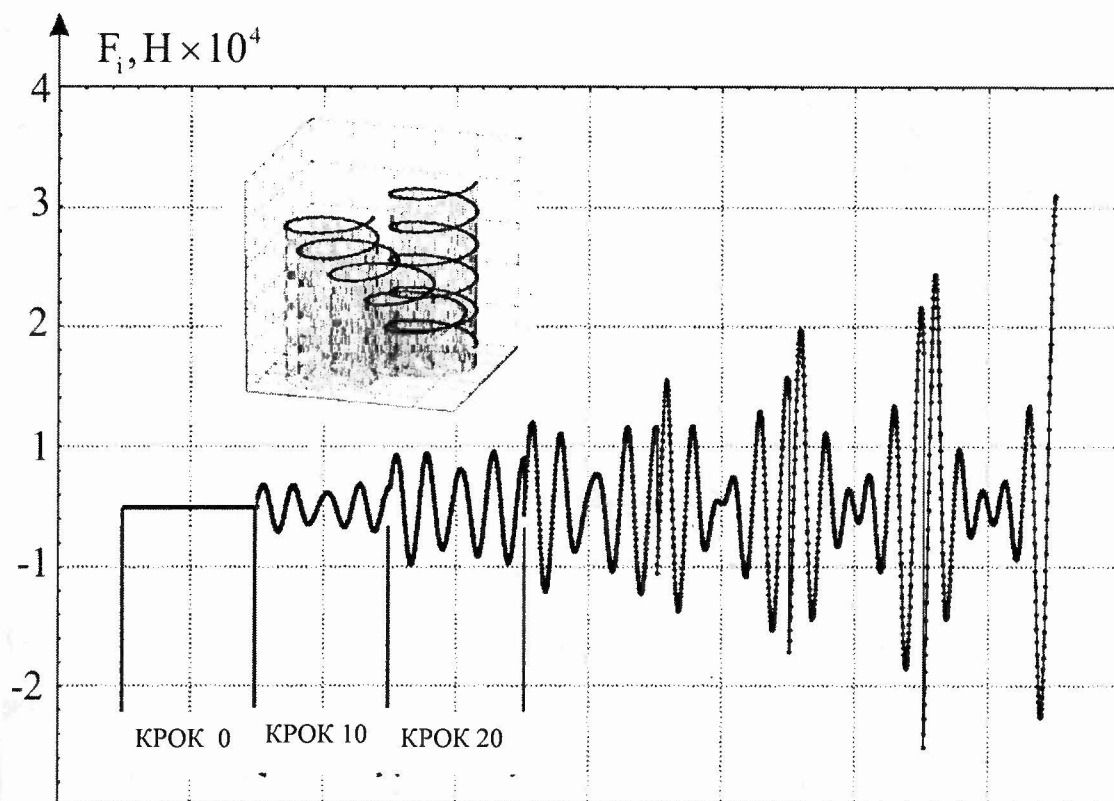


Рис. 4.19. Внутрішні зусилля в бандажі при просторовому деформуванні

На цьому рисунку як приклад показані розподіли внутрішніх поперечних зусиль у бандажі на етапах деформування дискретністю через 10 кроків інтегрування. Аналіз графіка показує, що процес деформування відбувається нелінійно, особливо це помітно на останніх його етапах (після 20-го кроку). Одержані в результаті числового розрахунку вихідні дані надалі можна

використовувати для дослідження поведінки матеріалу трубопроводу і бандажа в пластичній стадії.

Розглянемо вплив на елемент бандажа з боку перекачуваного продукту. У цьому випадку параметром навантажування буде розподілене навантаження q_i уздовж осі i рухомого тригранника. Характер зміни внутрішніх зусиль у бандажі при задаванні внутрішнього розподіленого тиску показаний на рис. 4.20.

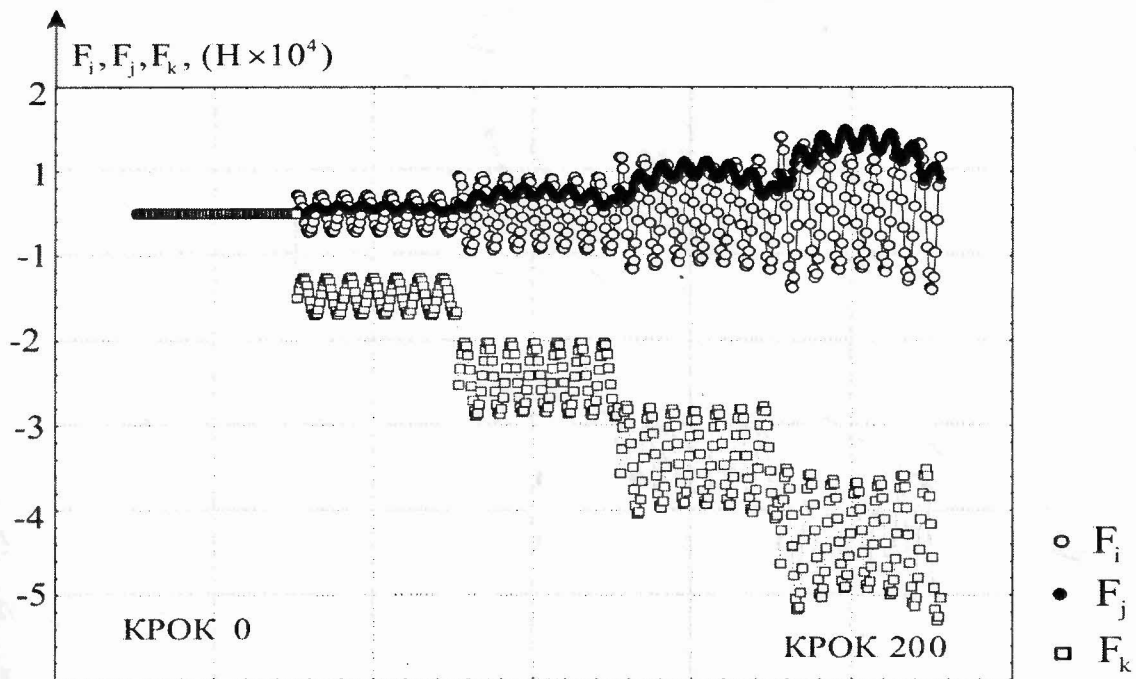


Рис 4.20. Зусилля, що виникають в елементі бандажа під дією внутрішнього тиску

Очевидно, що при такій дії навантаження внутрішні силові фактори в бандажі в кожному поперечному перерізі розподілені нерівномірно. На графіку (рис. 4.20) видно, що при дії внутрішнього розподіленого тиску в спиралеподібному бандажі виникають значні подовжні зусилля.

4.3. Вплив зосереджених навантажень на елемент трубопроводу

У процесі експлуатації підводних трубопроводів великого діаметра на малих глибинах дія гідростатичного тиску стає незначною в порівнянні з можливими зосередженими впливами (попадання якорів, донних тралів тощо).

Розглянемо дію ковзного зосередженого навантаження на елемент трубопроводу. Припустимо, що навантаження прикладається осторонь від вертикальної осі симетрії (рис. 4.21).

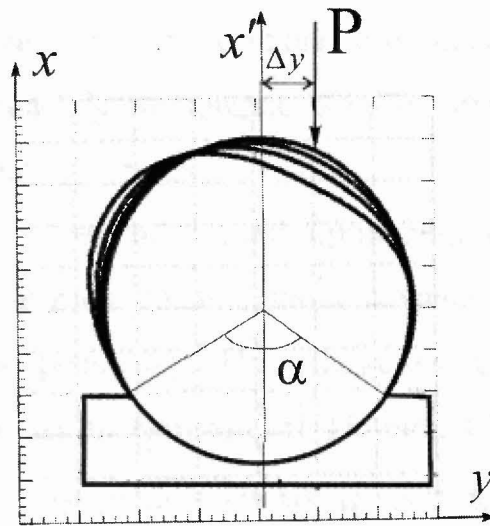


Рис. 4.21. Деформування елемента трубопроводу під дією ковзаючого зосередженого навантаження

У процесі дії на трубопровід навантаження здійснює переміщення (проковзування) по його поверхні. На рис. 4.22 показані внутрішні зусилля, що виникають в елементі трубопроводу в положенні найбільшого деформування:

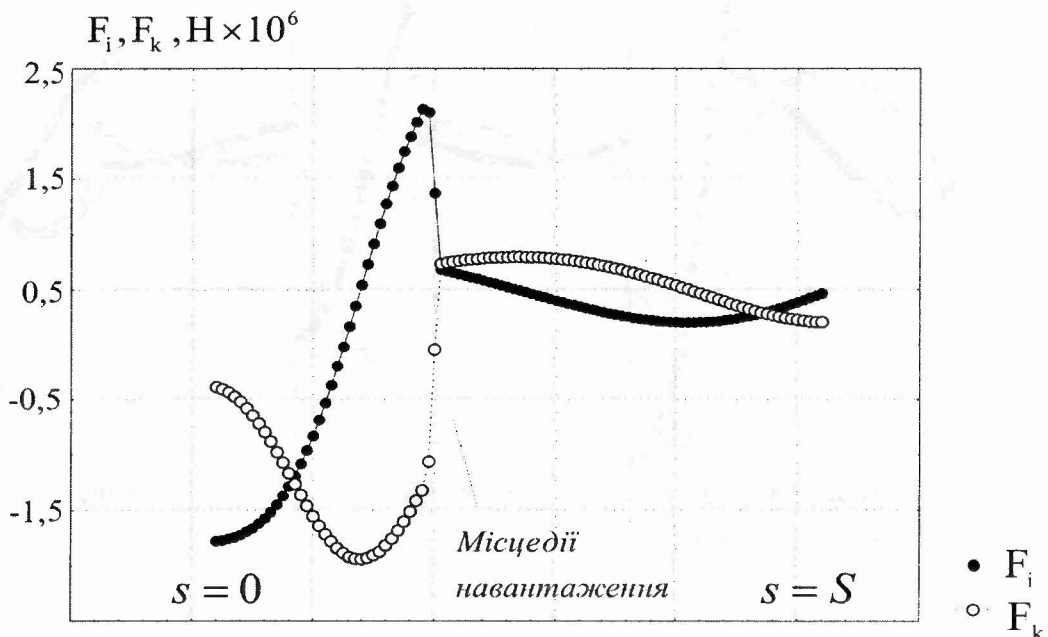


Рис. 4.22. Внутрішні зусилля, що виникають в елементі трубопроводу під дією ковзаючого зосередженого навантаження

На графіку (рис. 4.22) спостерігається поступова зміна зусиль від початкової точки $s=0$ до точки прикладання навантаження. Під дією зосередженого навантаження відбувається майже стрибкоподібна зміна внутрішніх зусиль. На рис. 4.22 на ділянках, розділених точкою прикладання навантаження, амплітуда зміни внутрішніх зусиль різна. Це відповідає різному ступеню деформування ділянок елемента трубопроводу.

Результати покрокового розв'язку задачі приведені на рис. 4.23, 4.24. У розглядуваному випадку розв'язок задачі продовжувався 45 кроків, друком виводився кожен 15-й крок розв'язку. Навантаження було зосереджено на ділянці, що дорівнює 0,02 довжини окружності. На рис. 4.23 місце прикладання зосередженого навантаження позначено точкою a_i . В околі точки прикладання навантаження система в математичному значенні стає нестійкою. Для того, щоб уникнути можливих збоїв розв'язку в такому випадку, можна використовувати змінний крок інтегрування.

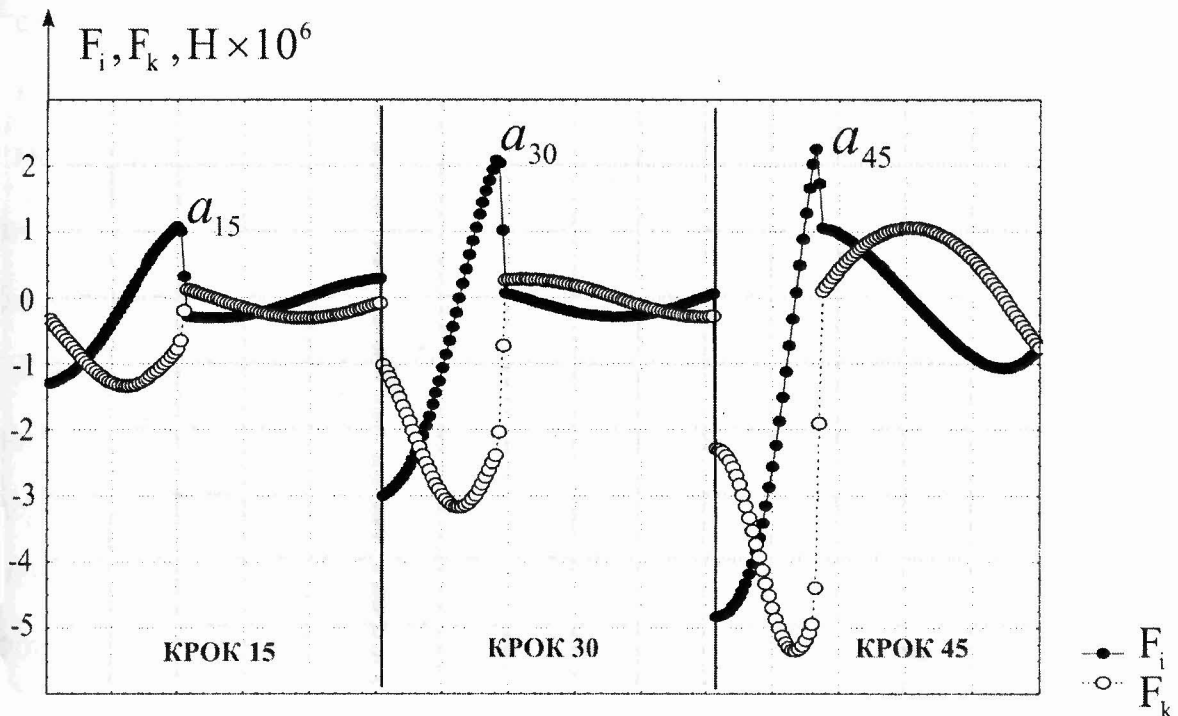


Рис. 4.23. Розподіл зусиль в елементі трубопроводу на етапах деформування

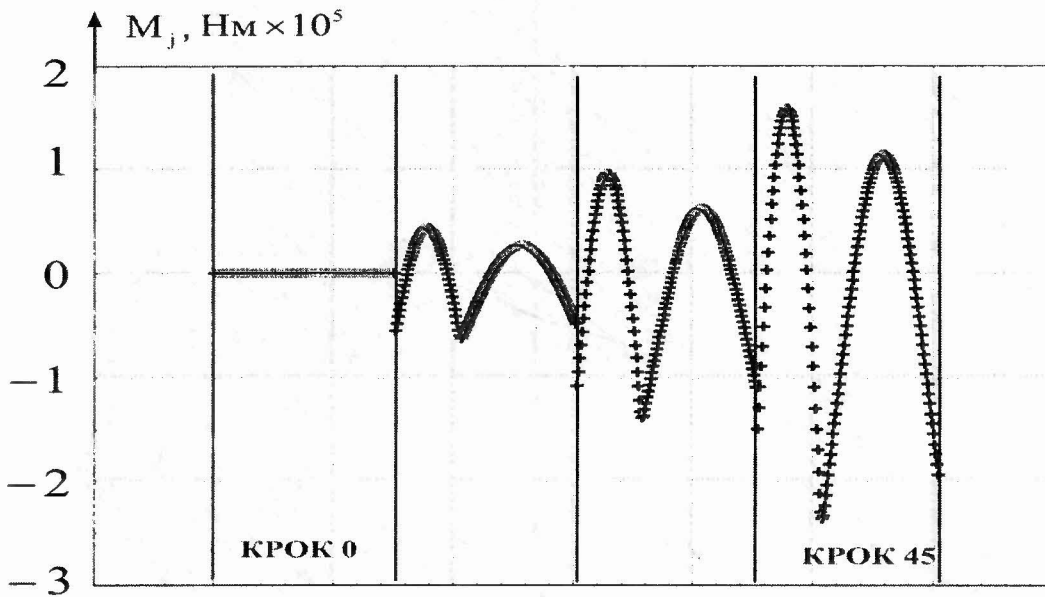


Рис. 4.24. Зміна згинальних моментів
під дією ковзаючого навантаження

На кожному наступному кроці відбувається зсув точки a_i , що є наслідком проковзання навантаження по поверхні трубопроводу. Рис. 4.24 показує зміну згинальних моментів протягом усього процесу деформування.

Обчислювальний алгоритм дозволяє моделювати дію зосереджених навантажень, як завгодно розподілених у просторі і по поверхні елемента трубопроводу.

Достовірність розроблених методів дослідження деформування оболонки одиничної довжини під дією зосереджених навантажень було перевірено експериментально. Для здійснення експерименту була виготовлена модель елемента трубопроводу, частково зануреного в ґрунт, що представляє собою оболонку одиничної довжини, жорстко закріплену в основі (рис. 4.25).

При цьому здійснювалося навантажування однією зосередженою силою (рис. 4.26, а) і двома зосередженими силами (рис. 4.26, б), спрямованими на всьому етапі навантажування уздовж однієї (вертикальної) осі.

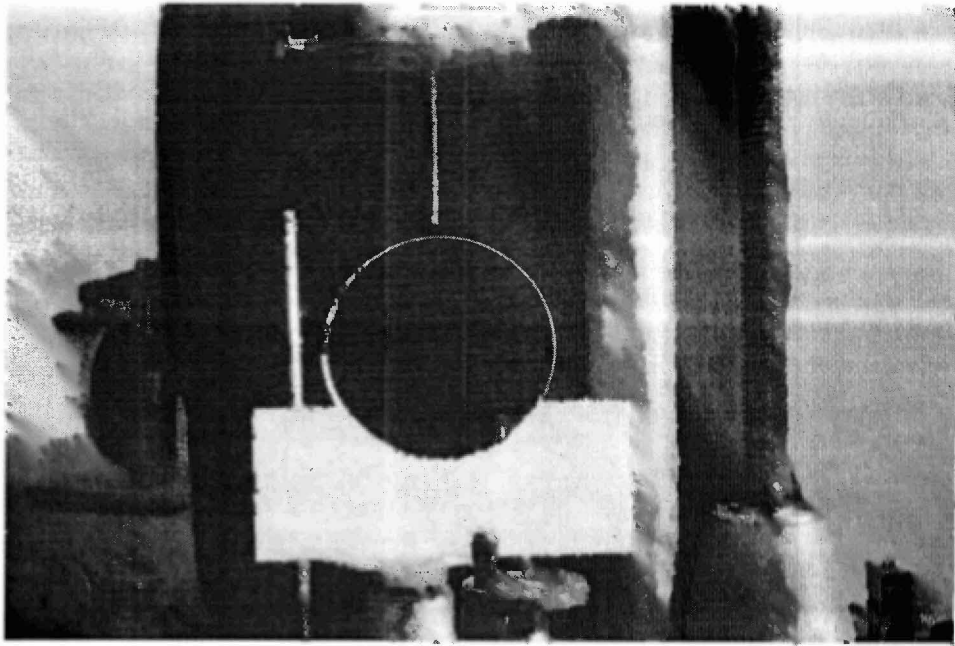


Рис. 4.25. Досліджуваний елемент трубопроводу

Крім того, здійснювалося навантаження «ковзаючим» зосередженим навантаженням: навантаження, залишаючись вертикальним й однаково зміщеним від вертикальної осі симетрії, проковзувало фізично по оболонці в процесі її деформування, оскільки оболонка деформувалася несиметрично (рис. 4.26, в). При цьому, згідно рис. 4.26, $P_1 = P_2 = P/2$, де P – навантаження, що відображається на шкалі дослідницької установки.

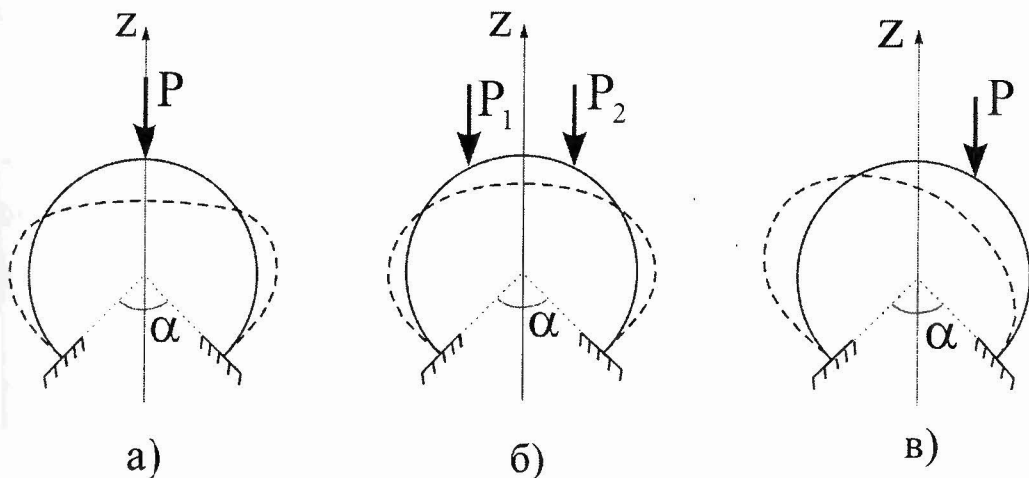


Рис. 4.26. Схеми навантаження елемента оболонки одним зосередженим навантаженням (а), двома зосередженими навантаженнями (б) і ковзаючим зосередженим навантаженням (в)

Для проведення експерименту використовувалася установка МИП-100-2, що дозволяє здійснювати статичне і квазістатичне навантаження і відображає на шкалі величини навантажень, що прикладаються. При проведенні експерименту для додержання теорії розмірностей використовувалася система одиниць СІ.

Виготовлена модель мала наступні геометричні характеристики: радіус елемента $R = 0,1482$ м, товщина стінки $h = 0,0011$ м, ширина елемента $b = 0,0223$ м (рис. 4.25). Матеріал оболонки - сталь 17Г1С. Вибір таких параметрів досліджуваної моделі обумовлений тим, щоб забезпечити максимальне пружне деформування при навантаженні. Відсутність пластичної деформації перевірялася шляхом деформування експериментального зразка в максимально можливих межах, але після зняття навантажень елемент приймав первісну форму. З теорії подібності (4.15), визначаємо, що дана модель трубопроводу подібна трубі діаметром 1020 мм, з товщиною стінки 7 мм. Трубопроводи такого діаметра укладаються на малих глибинах, тому дія гідростатичного тиску в порівнянні з можливими механічними зосередженими впливами незначна.

Жорсткості досліджуваного елемента трубопроводу визначалися з залежності $A = E I_x$, де A – згинальна жорсткість, E - модуль пружності, для легованих сталей $E = 220000$ МПа. I_x – момент інерції перерізу. У даному випадку переріз стінки елемента трубопроводу представлений у вигляді прямокутника (рис. 4.27)

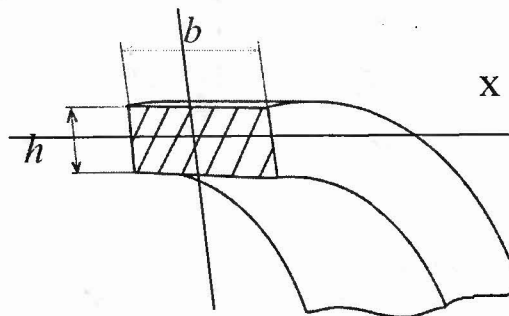


Рис. 4.27. Переріз елемента трубопроводу

Для визначення моменту інерції прямокутного перерізу використовувалося співвідношення:

$$I = \frac{1}{12}hb^3, \quad (4.27)$$

де b – основа прямокутника, h – висота прямокутника [10]. Підставивши у формулу (4.27) геометричні характеристики досліджуваного елемента трубопроводу, одержимо: $I_x = 1,0165 \cdot 10^{-9} \text{ м}^4$. Із врахуванням цього була визначена жорсткість елемента $A = 223,6317 \text{ Н/м}^2$.

При проведенні експерименту статичне навантажування здійснювалось поступовим збільшенням зосередженого навантаження. В залежності від точки прикладання і характеру навантаження експеримент складався з 3-х частин.

І частина. Елемент трубопроводу піддавався впливу зосередженого навантаження, прикладеного уздовж вертикальної осі симетрії (рис. 4.28). Фіксування форм елемента трубопроводу після навантажування виконувалося в один фізичний момент.

При цьому використовувалася фотозйомка методом накладення одного кадру на інші з метою одержати форми елемента трубопроводу при кожному етапі навантажування на одному кадрі. Це дозволяє робити масштабне переведення відстаней на знімках у натурні величини. На рис. 4.28 зображена форма деформованого елемента трубопроводу в аксонометричному зображенні.



Рис. 4.28. Форма деформованого стану елемента в аксонометричному зображенні

Приведений на рис. 4.28 деформований стан елемента трубопроводу виникав при дії зосередженого навантаження, рівного $P = 34\text{Н}$. Була зроблена серія з трьох вимірів. Переміщення точки прикладання навантаження відносно недеформованого стану склали $h_1 = 0,0223\text{ м}$; $h_2 = 0,0231\text{ м}$; $h_3 = 0,0227\text{ м}$. Визначимо найбільш імовірне значення переміщення за формулою (4.16)

$$h = \frac{0,0223 + 0,0231 + 0,0229}{3} = 0,02276\text{ м.}$$

З формули (4.18) знайдемо значення середньоквадратичної помилки вимірів $s = 0,00042$. Визначимо ширину довірчого інтервалу. Для довірчої імовірності 0,90 з таблиці [61] знайдемо коефіцієнт Стьюдента $t = 2,92$. Визначимо ширину довірчого інтервалу за формулою (4.20) $\Delta h = 0,0007$. Тоді остаточна величина відхилення точки прикладання навантаження дорівнює $h = 0,0227 \pm 0,0007$.

Усі геометричні і фізичні характеристики елемента трубопроводу (радіус, жорсткість, кут закріплення досліджуваного елемента - α), а також діюче навантаження були введені в діалогове вікно підпрограми РОСНДАН. У підпрограмі було задане зосереджене навантаження, прикладене, як показано на рис. 4.27. У результаті розрахунку була одержана форма деформованого стану елемента (рис. 4.29)

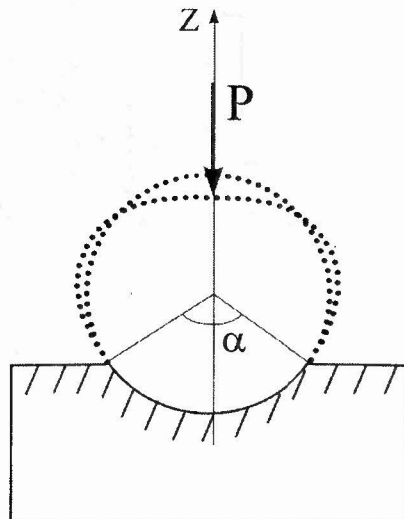


Рис. 4.29. Числово розраховане деформування досліджуваного елемента трубопроводу

За результатами числового розрахунку відхилення точки прикладання навантаження від недеформованого стану склало 0,0195 м, що попадає в ширину одержаного довірчого інтервалу.

II частина. Навантажування елемента трубопроводу здійснювалося двома зосередженими навантаженнями, прикладеними вертикально, симетрично осьової лінії (рис. 4.30, а). Рисунок 4.30, б показує форми деформованого стану елемента трубопроводу при навантажуванні двома зосередженими навантаженнями. Величина навантажень збільшувалася з дискретністю в 5 Н. Після кожного етапу нагрівування відбувався вимір відхилення верхньої точки елемента від первинного недеформованого стану. У процесі проведення експерименту було виконано 3 серії по 4 виміри.

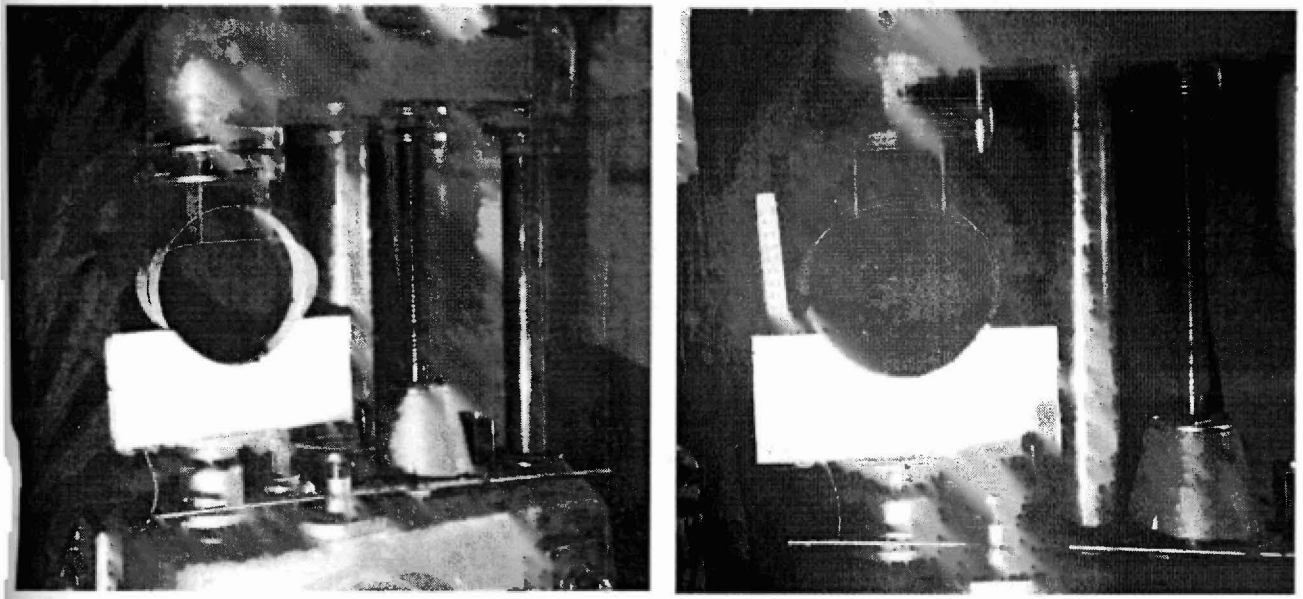


Рис. 4.30. Вигляд деформованого елемента при навантажуванні двома зосередженими навантаженнями в аксонометричному зображенні (а) і в проекції на одну площину накладенням декількох кадрів з однаковою дискретністю навантажування (б)

Результати вимірів, що використовуються для подальшої обробки, внесені в таблицю 4.3. деформування елемента трубопроводу

Таблиця 4.3.

Результати вимірів деформування елемента

№ виміру	1	2	3	4
Навантаження, Р, Н	5	10	15	20
Деформування, h_1 , м	0,0052	0,0085	0,0138	0,0205
Деформування, h_2 , м	0,0059	0,0080	0,0142	0,0210
Деформування, h_3 , м	0,0054	0,0087	0,0135	0,0202

За формулою (4.16) були розраховані найбільш імовірні значення переміщень: $h_1 = 0,0055$ м, $h_2 = 0,0084$ м, $h_3 = 0,01383$, $h_4 = 0,02056$ м. Використовуючи формулу (4.18), визначимо значення середньоквадратичної помилки для кожної серії вимірів: $s_1 = 0,00036$, $s_2 = 0,00044$, $s_3 = 0,00051$, $s_4 = 0,00073$. Визначимо ширину довірчого інтервалу (4.20), використовуючи коефіцієнт Стюдента $t = 2,92$: $\Delta h_1 = 0,00061$, $\Delta h_2 = 0,00075$, $\Delta h_3 = 0,00087$, $\Delta h_4 = 0,00125$. Із врахуванням цього запишемо значення переміщень:

$$h_1 = 0,0055 \pm 0,00061 \text{ м}; \quad h_2 = 0,0084 \pm 0,00075 \text{ м}; \quad h_3 = 0,01383 \pm 0,00087 \text{ м}; \\ h_4 = 0,02056 \pm 0,00125 \text{ м}.$$

Для моделювання навантажень у підпрограмі SYLY були задані дві усереджені сили, прикладені на деякій відстані одна від одної симетрично (див. рис. 4.30). Параметр навантажування PARQ приймався рівним 5 Н (докладніше механізм завдання початкових даних викладений у підрозділах 3.3, 3.2).

На рис. 4.31 показана форма деформованого стану елемента трубопроводу, одержана в результаті числового розрахунку. За даними таблиці 4.3 побудований графік залежності $h=f(P)$, де h – відхилення верхньої точки елемента трубопроводу від недеформованого стану (рис. 4.32, а).

За результатами числового розрахунку також одержана залежність $h=f(P)$ (рис. 4.32, б).

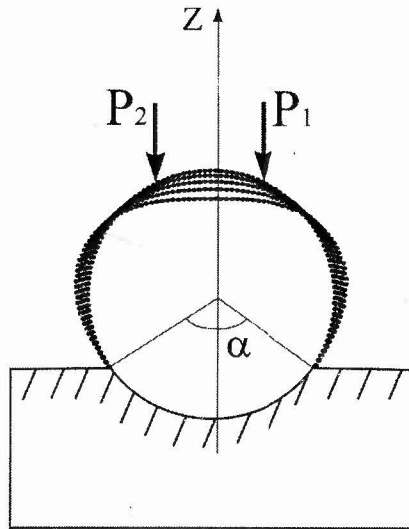


Рис. 4.31. Форми деформування елемента трубопроводу під дією двох зосереджених навантажень

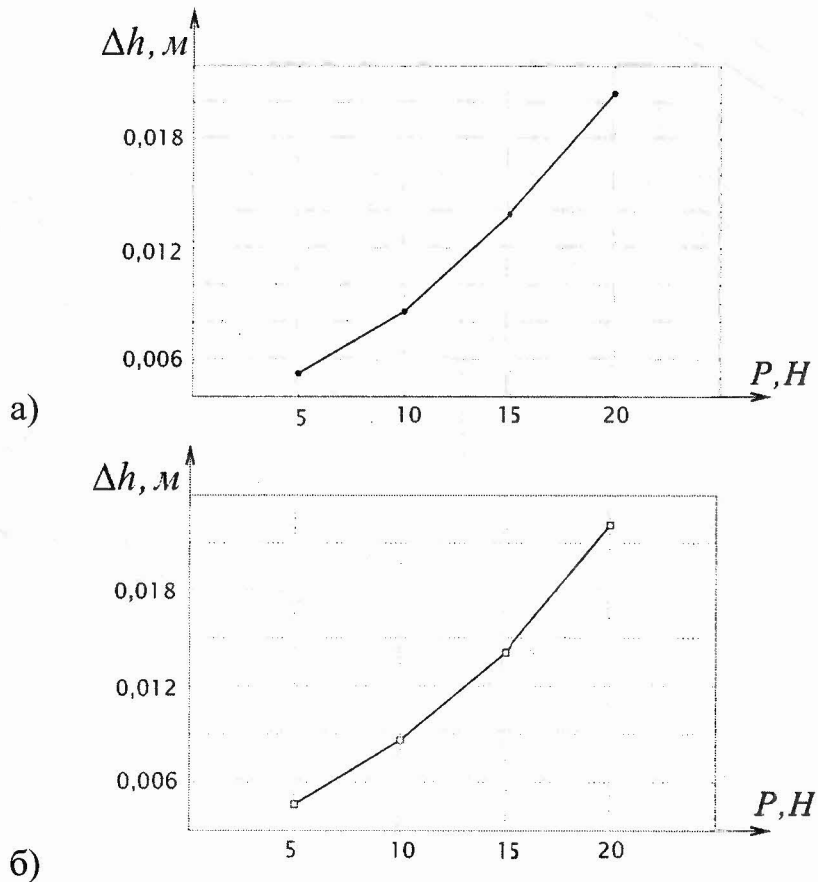


Рис. 4.32. Експериментальна (а) і числова (б) залежності деформування елемента трубопроводу від прикладаємого навантаження

III частина. Найбільш імовірні зовнішні механічні впливи на підводний трубопровід великого діаметра - це влучення якорів і тралів. Моделлю такого впливу на трубопровід може бути прикладання до експериментального зразка ковзаючого зосередженого навантаження.

При проведенні експерименту зосереджене навантаження було прикладено зі зсувом щодо осі симетрії елемента трубопроводу. При квазістатичному (повільному) збільшенні навантаження відбувалося проковзування навантажуючого стрижня по поверхні досліджуваного зразка. На кожному етапі експерименту навантаження збільшувалося на 10 Н. Одержані форми деформованого стану елемента трубопроводу зображені на рис. 4.33.

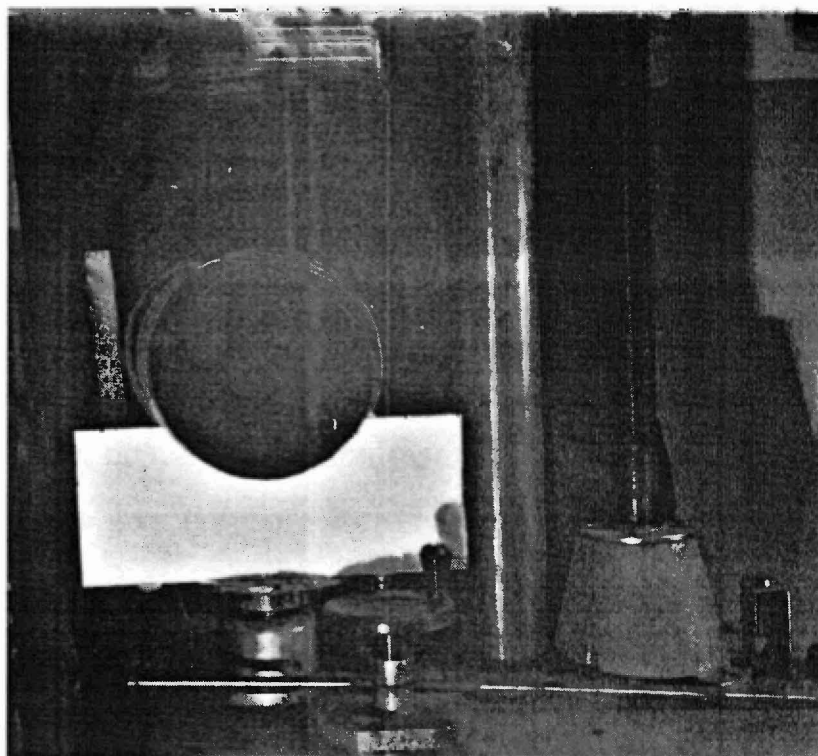


Рис.4.33. Деформування елемента трубопроводу під дією зосередженого ковзаючого навантаження

Для числового моделювання ковзаючого навантаження був змінений параметр навантажування η у підпрограмі SYLY виконана «прив'язка» зосередженого навантаження до точок закріплення елемента (підрозділ 3.3).

Результат числового розрахунку ковзаючого зосередженого навантаження показаний на рис. 4.34.

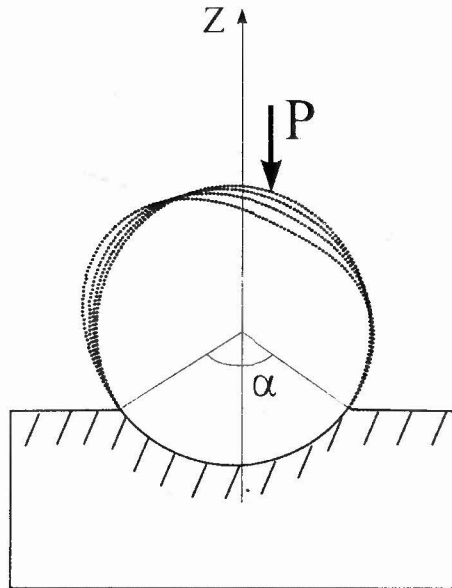


Рис. 4.34. Деформування елемента трубопроводу під дією ковзаючого навантаження

Порівняння графіків залежності $h=f(P)$ (рис. 4.32, а,б), а також форм деформованого стану елемента трубопроводу, одержаних експериментально й у результаті числових розрахунків (при різних видах і параметрах навантаження), показує вірогідність розглянутого методу дослідження пружного деформування трубопроводів.

4.4. Позичіювання трубопроводів, що опускаються, спрямованими силовими впливами

Для з'єднання газових родовищ південно-західної частини Азовського моря відбувається спорудження мережі міжпромислових підводних трубопроводів. Зібрані на березі плетіні буксируються до місця укладання. Для цього використовуються головне і хвостове буксирні судна. Призначення хвостового буксира – утримувати плетінь у натягнутому стані для запобігання можливого викривлення під дією течій і забезпечувати заданий курс її буксирування [56].

Прибуксировану плетінь встановлюють у створ траси й опускають шляхом відстроповки понтонів або заповнення водою.

Основною проблемою при проведенні процесу буксирування й укладання є необхідність постійної присутності хвостового буксира, оскільки наявність течій і зміна погодних умов не дозволяють утримувати прямолінійну осьову лінію трубопроводу довгий час без додаткового позиціювання. Використання додаткового буксировочного судна довгий час при непередбачених обставинах є досить громіздким і дорогим, висуває значні вимоги до умов гідрометеосередовища. Більш економічним представляється метод керування трубопроводом за допомогою встановлених на ньому пристроїв, які дозволяють за рахунок силових впливів на ділянки трубопроводу, прикладаємих у різних перерізах навантажень (зосереджених або моментних), змінювати їхнє положення по заздалегідь передбачуваному закону. Для встановлення передбачуваної форми трубопроводу необхідно заздалегідь оперативно розрахувати його напружено-деформований стан, після чого за допомогою засобів контролю уточнити його технологічне положення.

Розглянемо деформування плетіні довжиною 1000 м, застосовуваної для з'єднання Північно-Керченського і Північно-Булганакського родовищ. Діаметр трубопроводу - 325 мм, товщина стінки - 12 мм.

Для моделювання дії течії на плетінь розглянемо закріплений одним кінцем елемент. Другий кінець елемента вільний. Таким чином моделюється деформування плетіні трубопроводу, край якої прикріплений до раніше змонтованої ділянки. Параметри плетіні підставляються в програму POCHDAN. Для відображення на екрані використовується коефіцієнт пропорційності $k = 0,3$ (див. розділ 3). На початковому етапі трубопровід знаходиться в стані рівноваги і зберігає прямолінійну первинну форму. Для завдання дії течії програмними методами, описаними в розділі 3, до трубопроводу прикладається розподілене по довжині навантаження q . У процесі розв'язку навантаження зберігає свій просторовий напрямок незалежно від деформування трубопроводу. Під дією навантаження трубопровід починає деформуватися. У випадку відсутності

утримуючих зусиль деформування продовжується до моменту виникнення допускових напружень у поперечних перерізах трубопроводу. На цьому кроці інтегрування процес розв'язку зупиняється. В результаті розв'язку одержані форми деформованого стану плетіні трубопроводу, а також графіки згинальних моментів, які виникають у поперечних перерізах на кожному з етапів деформування (рис. 4.35). При розв'язку приймалася кількість точок дискретизації - 100. Кількість кроків інтегрування - 100. Друком виводився кожний 20-й крок інтегрування.

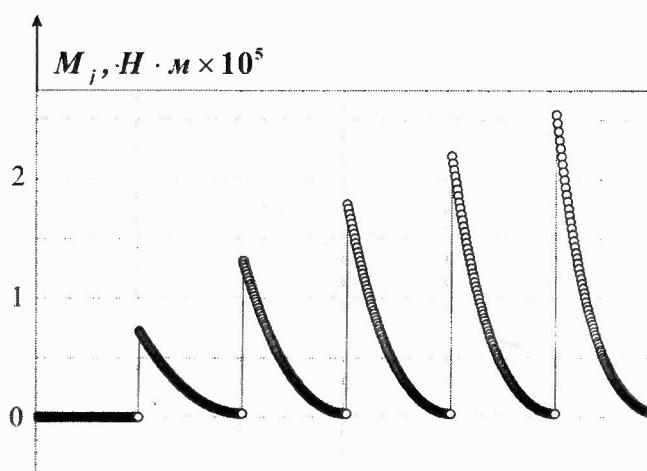
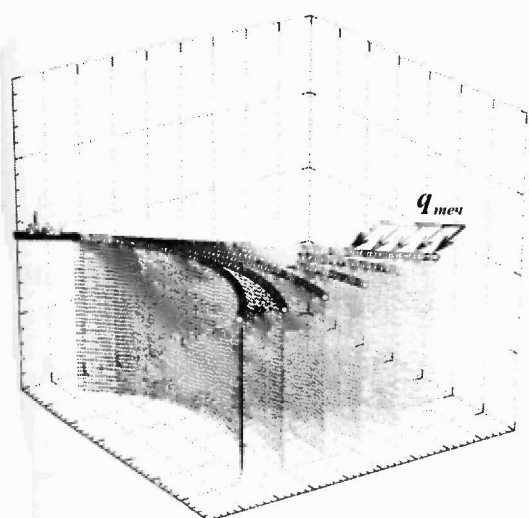


Рис. 4.35. Деформування осьової лінії трубопроводу під дією течії (а), згинальні моменти, що виникають при цьому в перерізах (б)

До координатах було визначено найбільше можливе відхилення вільної частини трубопроводу від недеформованого стану - $\Delta l = 420$ м.

З метою невикористання хвостового буксира для утримання первинної форми осьової лінії і запобігання деформування трубопроводу було зроблено розрахунок позиціювання напрямленими силовими впливами.

Паралельно з розподіленням навантаження, яке прикладається до ділянок трубопроводу $0,2l$, $0,8l$, були прикладені два рівних, протилежно напрямлених, зосереджених навантаження (рис. 4.36). Збільшенням значення даних

навантажень була одержана форма осьової лінії трубопроводу, близька до первинної.

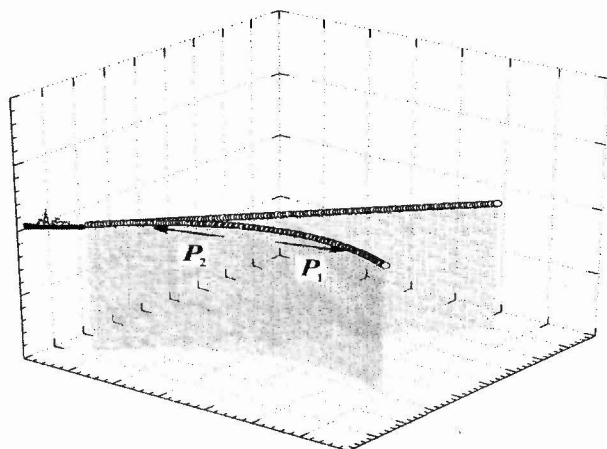


Рис. 4.36. Схема прикладання напрямлених силових впливів

В результаті розрахунку також одержано внутрішні зусилля і згинальні моменти, які виникають при дії течії в перерізах трубопроводу (рис. 4.37):

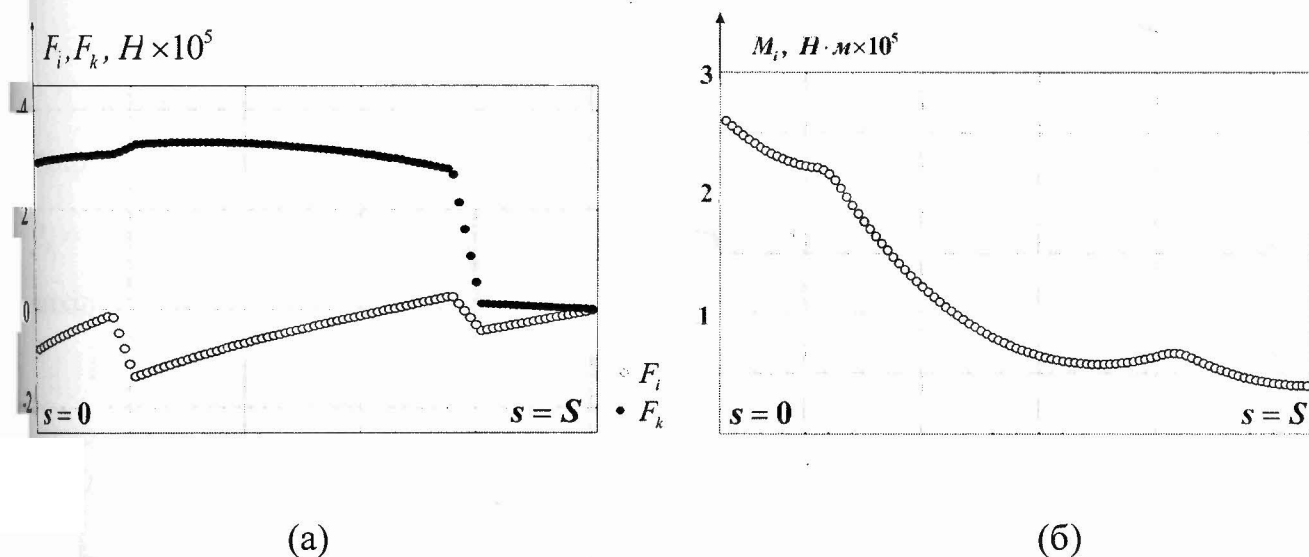


Рис. 4.37. Внутрішні зусилля (а), згинальні моменти (б), які виникають у поперечних перерізах трубопроводу при позиціюванні

Таким же чином можливий розв'язок задач просторового деформування спочатку плоского елемента під дією зосереджених і просторово напрямлених навантажень. Схема такого навантажування показана на рис. 4.38. Побудову його геометрії здійснено за допомогою описаної методики, у розглядуваному

випадку досліджувана ділянка кривої є частиною лемніскати Бернуллі. Слід підкреслити, що в такий спосіб можна задавати геометрію кривої практично будь-якої конфігурації. Тут $P=P'$ - зосереджені, рівні і протилежно напрямлені навантаження, «стягуючі» два довільно обраних перерізи елемента. Їхньою дією досягається необхідне деформування об'єкта в площині xu .

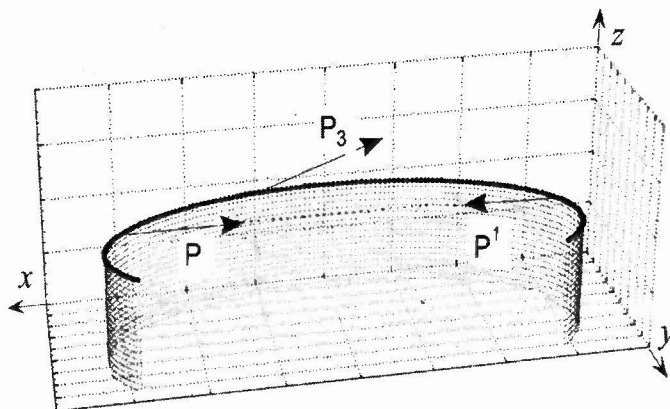


Рис. 4.38. Зовнішній вигляд і схема навантажування гнучкого елемента

Навантаження P_3 здійснює просторове позиціонування з площини xu і напрямлене довільно в просторі, тобто $P_3 = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}$, де $P_x = kx$, $P_y = ky$, $P_z = kz$; k_x , k_y , k_z – коефіцієнти пропорційності, що позначають розподіл частини вихідного значення навантаження P по його складовим.

Будемо вважати, що в початковій стадії гнучкий трубопровід знаходиться в рівновазі і зберігає свою первинну форму. Внаслідок прикладання навантажень $P=P'$ він деформується в площині, приймаючи форму подовжньої осі, яка значно відрізняється від первинної. Після досягнення деякої форми для уточнення його просторового положення прикладається сила P_3 . Для числового розв'язку такої задачі по всій довжині елемента задається 300 точок дискретизації. При цьому проводиться покрокове інтегрування з дискретним навантаженням P - аналога параметра q . Після певного кроку навантажування шляхом запам'ятовування проміжного розв'язку прикладається сила P_3 , і далі розв'язок продовжується при дії всіх прикладених навантажень.

Слід зазначити, що кожен крок інтегрування відображається графічно на екрані дисплея, що дозволяє візуально контролювати передбачуване просторове положення трубопроводу і порівнювати його з дійсним. Результати розв'язку представлені на рис. 4.39.

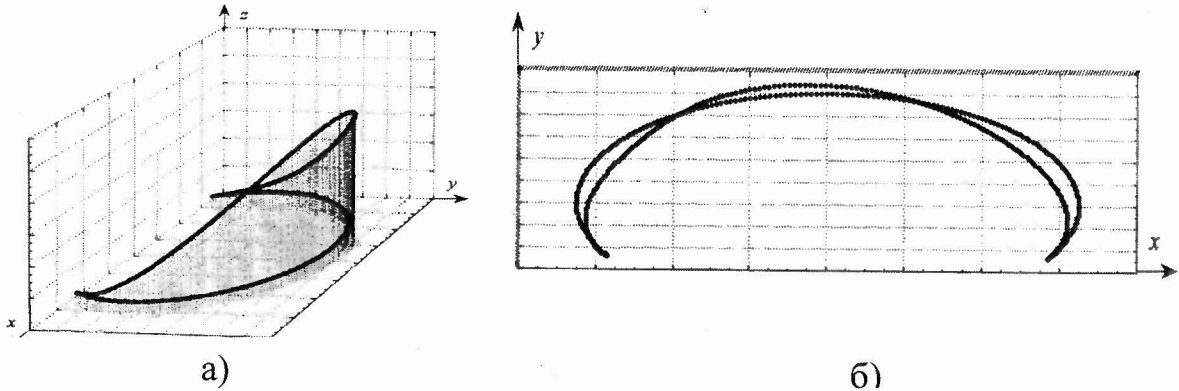


Рис. 4.39. Форми осі деформованого гнучкого елемента в аксонометричному зображенні (а) і в проекціях на площину xz (б)

Розглянемо внутрішні зусилля і моменти, що виникають при деформуванні гнучкого елемента (рис. 4.40 - 4.41).

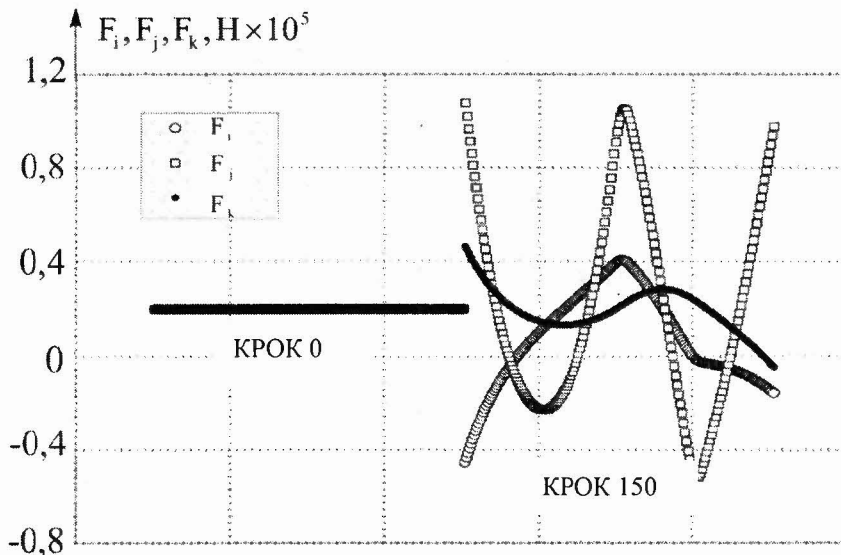


Рис. 4.40. Внутрішні зусилля в перерізах гнучкого трубопроводу

На рис. 4.41 показано внутрішні зусилля в двох крайніх станах елемента: недеформованому стані (0-й крок) і стані найбільшого деформування (150-й крок):

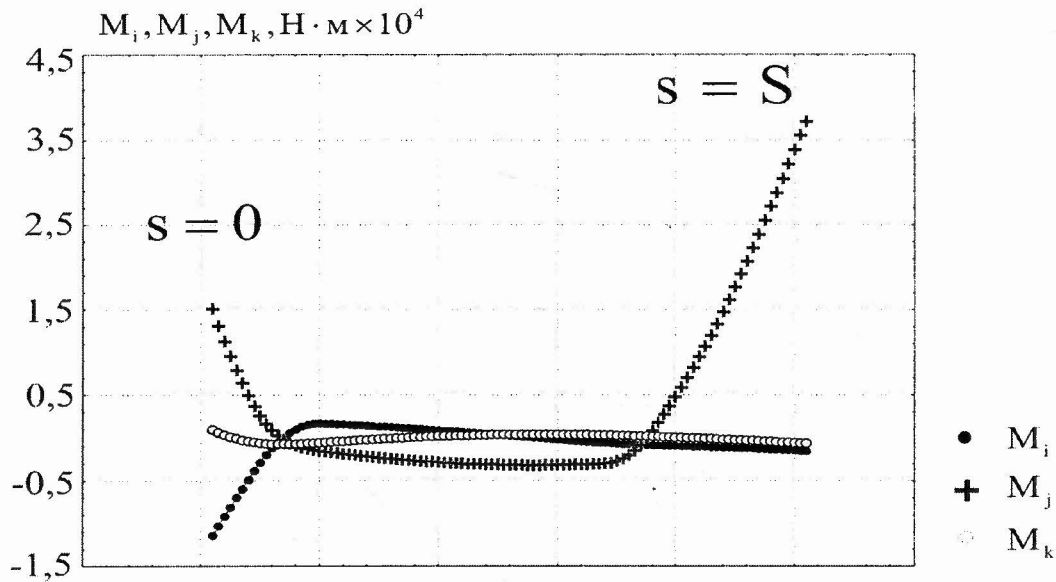


Рис. 4.41 Згинальні моменти в поперечних перерізах трубопроводу на кінцевому етапі деформування

Результати розрахунків показують ефективність використання представленої методики для дослідження технологічних процесів при керуванні трубопроводами. Її вірогідність побічно визначається збіжністю розв'язків диференціальних рівнянь і, крім того, відображена на природності графічного зображення результатів. Аналізуючи зусилля і моменти, показані на рис. 4.40, 4.41, можна зробити висновок про сильну нелінійність досліджуваного процесу.

4.5. Пружне просторове нелінійне деформування трубопроводу при опусканні

Однією з найважливіших передумов освоєння нафтогазових ресурсів шельфу є побудова міжпромислових і магістральних трубопроводів. Основні проблеми при спорудженні й експлуатації морських трубопроводів пов'язані зі значними глибинами морів, хвилюванням, течіями і т.п. У процесі укладання

підводних трубопроводів на великі глибини виникають значні деформації і напруження, що при перевищенні деякого рівня можуть призвести до текучості матеріалу або до втрати стійкості стінок труб. Тому розрахункове визначення напруг і деформацій у трубопроводі при його укладанні, а також перевірка міцності і стійкості є необхідними під час побудови підводних трубопроводів. Область застосування способів укладання підводних трубопроводів зануренням може бути розширена зі збільшенням припустимої глибини укладання шляхом застосування спеціальних методів, які дозволяють зменшити згинальні напруження в трубопроводі. Аналіз напружено-деформованого стану трубопроводу в процесі укладання необхідний для вибору раціональної технологічної схеми його укладання і розробки нових методів занурення трубопроводу на значні глибини.

Складність розрахункової схеми підводного трубопроводу, який складається з довільного просторового сполучення прямолінійних і криволінійних ділянок, різноманітність характеристик підводних течій по довжині розглядуваного трубопроводу, істотна нелінійність системи і середовища викликали необхідність застосування числових методів для розрахунку напружено-деформованого стану трубопроводу.

На рис. 4.42 показані сили, вплив яких можна враховувати при розгляді процесу опускання трубопроводу.

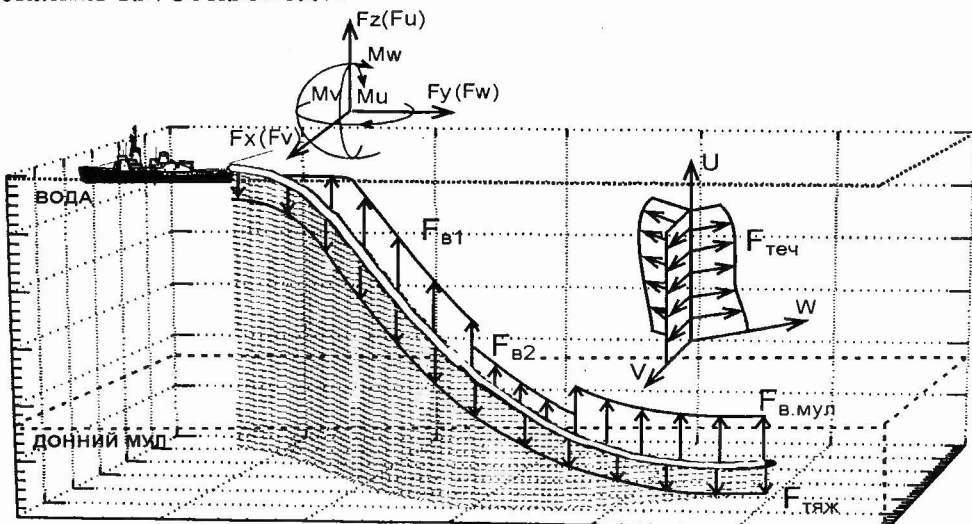


Рис. 4.42. Сили, які діють на трубопровід при опусканні

Специфіка поверхні дна Чорного й Азовського морів полягає в тому, що місцями на ґрунті накопичується шар донного мулу, який, крім опору води, створює опір трубопроводів при опусканні. Товщина такого шару може бути значно більшою, ніж діаметр трубопроводу, тому врахування впливу мулу на трубопровід є необхідною умовою при проведенні розрахунків.

Деформування трубопроводу внаслідок дії донного мулу є складною і маловивченою проблемою, розв'язок якої дозволить підвищити надійність процесу укладання трубопроводів. Вплив донних течій може змінювати щільність мулу і викликати пересування окремих його шарів. Система «трубопровід-донний мул» може стати нестійкою, і при пересуваннях шарів мулу трубопровід може зазнавати швидко зростаючі навантаження.

Розглянемо процес опускання трубопроводу шляхом заповнення його водою. На початковому етапі змонтований трубопровід знаходиться на поверхні води в стані рівноваги. Внаслідок поступового накачування води сила тяжіння $F_{тяж}$ збільшується, вільна частина трубопроводу починає опускатися у вертикальній площині. З боку води на трубопровід діє виштовхувальна сила, F_v . Вплив течії $F_{теч}$ приводить до скривлення форми подовжньої осі трубопроводу. При наближенні до дна кінець трубопроводу занурюється в мул, що створює додатковий опір $F_{в.мул}$. Сила виштовхування з боку мулу залежить від діаметра трубопроводу і густини мулу

$$dF_{в.мул} = \rho_{мул} g f dS \cos \alpha, \quad (4.28)$$

де $\rho_{мул}$ – густина мулу; g – прискорення вільного падіння; f – площа поперечного перерізу труби; d – довжина елемента труби, заглибленого в мул; α – кут між подовжньою віссю трубопроводу і поверхнею мулу.

Розглянемо процес опускання трубопроводу довжиною 200 м на глибину 40 м. Товщина шару донного мулу складає 7 м. Для розв'язку поставленої задачі задамо наступні фізико-геометричні характеристики трубопроводу: $D = 426$ мм;

$d = 402 \text{ мм}$; $f = 1,56 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$; $I_x = I_y = 3,342 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$; $I_p = 2I_x = 6,684 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$;
 $P_{TP} = 1255 \text{ Н}$; $P_{ПВ} = 2490 \text{ Н/м}$; $P_{П} = 268 \text{ Н/м}$; марка сталі – 17М1С-V (Харцизький
 трубний завод); $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа (МН/м}^2) = 2 \cdot 10^{11} \text{ Н/м}^2$; $G = 8 \cdot 10^4 \text{ МПа (МН/м}^2) = 8 \cdot 10^{10} \text{ Н/м}^2$, де D – зовнішній діаметр; d – внутрішній діаметр; f –
 площа поперечного перерізу ($f = 1,56 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$); $I_x = I_y$ – осьові моменти інерції; I_p –
 полярний момент інерції; P_{TP} – вага одного погонного метра труби; $P_{ПВ}$ – вага
 одного погонного метра труби з водою; $P_{П}$ – плавучість; E – модуль пружності
 другого роду; G – модуль пружності при крутінні. Для підстановки значень
 жорсткості в обчислювальні підпрограми прийmemo: $A = B = EI_x = EI_y = 6,88 \cdot 10^7 \text{ Нм}^2$;
 $C = GI_p = 5,5 \cdot 10^7 \text{ Нм}^2$.

Припустимо, що в ненапруженому стані трубопровід має форму прямої, розташованої в площині xu (рис. 4.43). При зануренні спочатку плоска форма осьової лінії трубопроводу переходить у просторову, оскільки як незалежно варіюючий параметр q приймаються переміщення кінця $s = S$ одночасно по осях x, y, z , що відповідає впливові сили тяжіння і впливові з боку течії.

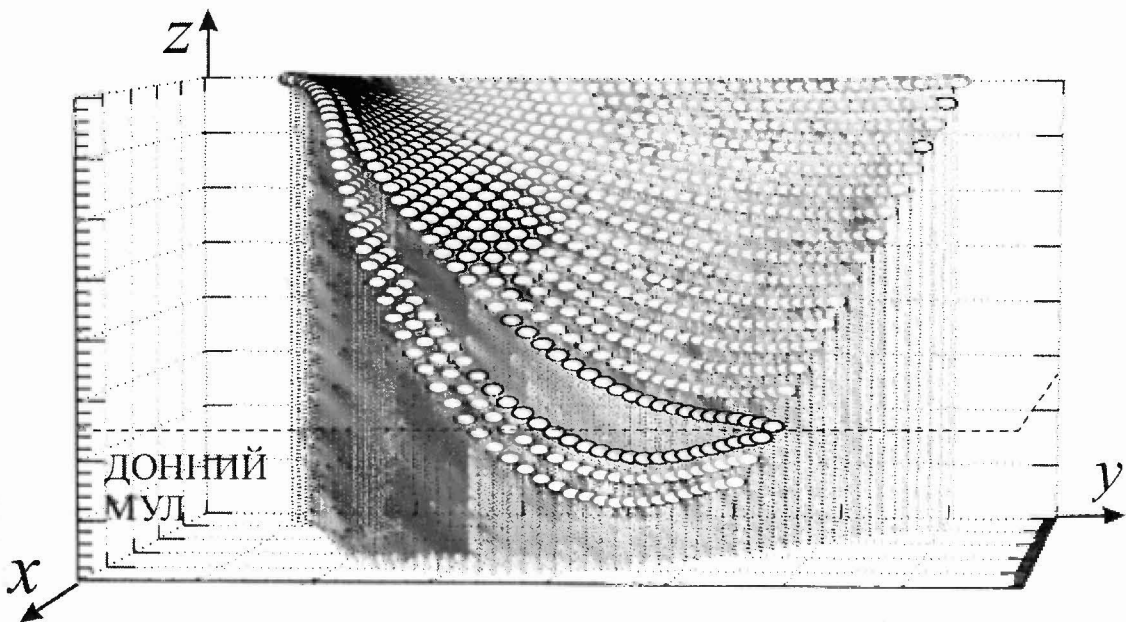


Рис. 4.43. Форми осьової лінії трубопроводу при опусканні у замулене дно

Напруження від течії інтерпретувалося як розподілене відповідно до лінійного закону по довжині трубопроводу, яке діє уздовж осі x у площині xu . При опусканні трубопроводу на рівень мулу до його ділянки по мірі занурення

прикладається сила, яка відповідає силі виштовхування з боку мулу. При числовому розв'язку задачі кількість кроків інтегрування складала 200 (з початку процесу опускання до торкання дна), кількість точок дискретизації - 100. Час t еквівалентний кроку інтегрування, оскільки процес навантаження будемо вважати квазістатичним. На рис. 4.44 показані графіки подовжніх (F_k) і поперечних (F_i, F_j) зусиль, що виникають у перерізах трубопроводу при опусканні і подальшому зануренні в мул. Їхні значення показані на кожному етапі опускання з кроком 10.

Графік показує, що під час процесу опускання до початку занурення в мул внутрішні зусилля збільшуються досить повільно. Після зіткнення з поверхнею мулу здійснюється різке зростання внутрішніх зусиль. Це, очевидно, зумовлено дією сили виштовхування мулу.

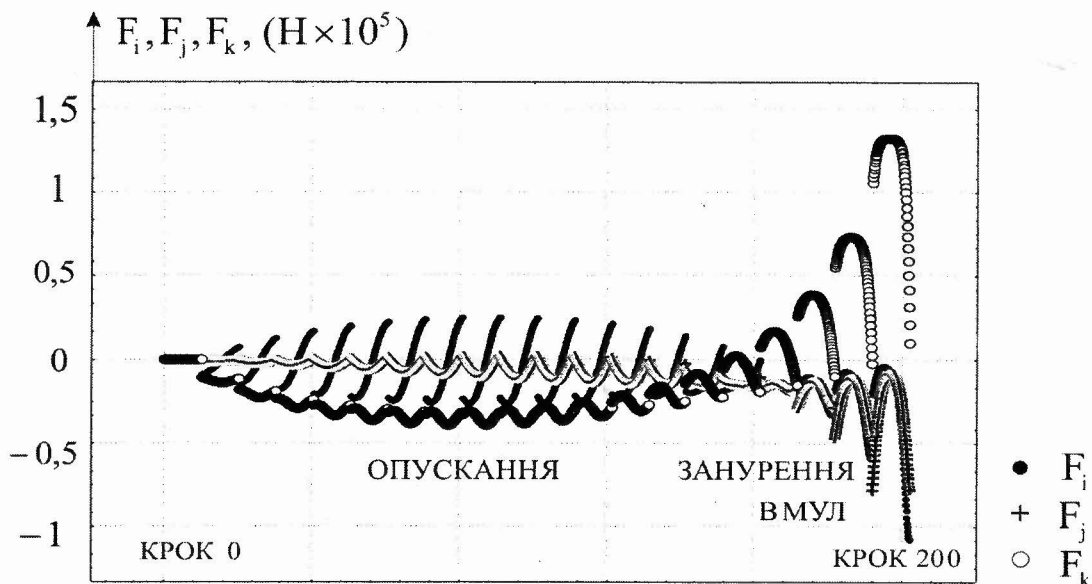


Рис. 4.44. Зусилля в поперечних перерізах трубопроводу при опусканні в замулене дно

Прийнявши крок інтегрування досить малим, можна здійснити контроль напружено-деформованого стану трубопроводу на всьому етапі укладання до торкання дна водойми і після цього. З графіка видно, що процес опускання трубопроводу є нелінійним.

На рис. 4.45 показана зміна силових факторів на всьому інтервалі опускання трубопроводу в початковій ($s=0$), серединній ($s=s/2$) і кінцевій ($s=s$) точках. З графіка видно, що до занурення в мул поперечні зусилля (F_i, F_j) набувають максимального значення в «серединному» положенні трубопроводу між поверхнею і мулом. При подальшому опусканні ці зусилля зменшуються, оскільки вісь трубопроводу приймає більш вертикальне положення. Після зіткнення з мулом напрямок внутрішніх зусиль змінюється на протилежний, що є наслідком виникнення додаткової сили виштовхування, яка напрямлена протилежно опусканню. Аналіз графіка показує, що зусилля в середині і на вільному кінці трубопроводу можуть бути рівними. Це свідчить про те, що під час опускання значно більші внутрішні зусилля виникають на ділянці від закріпленого кінця трубопроводу до середини. Тобто на цій ділянці руйнування може відбутися в першу чергу. Таким чином, застосовуючи подібні графіки, можна контролювати внутрішні зусилля і моменти як по всій довжині трубопроводу, так і в конкретному перерізі під час всього інтервалу опускання.

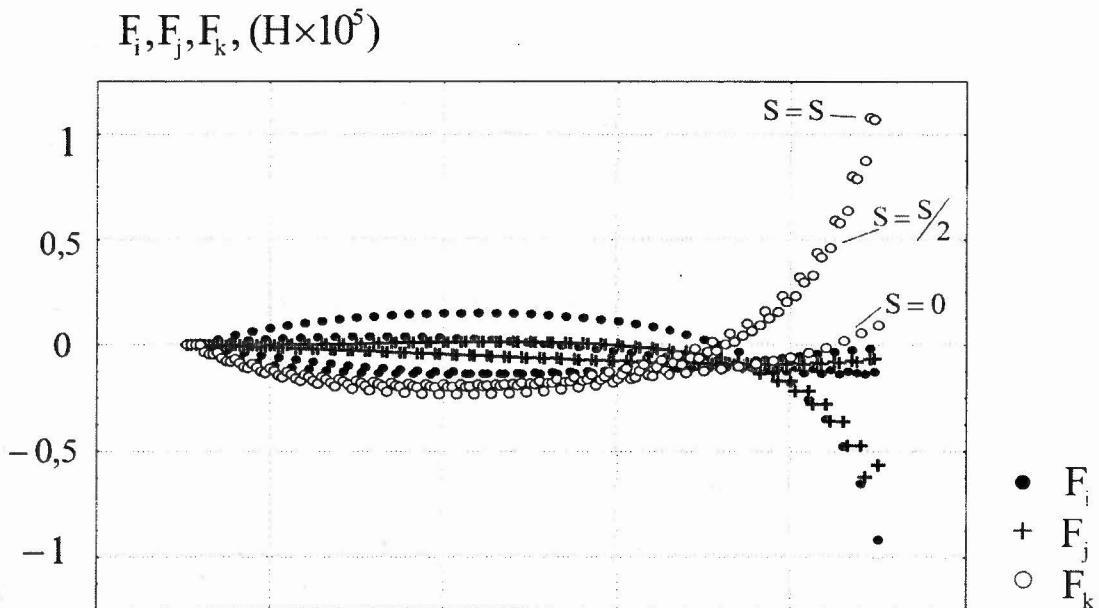


Рис. 4.45. Зусилля в поперечних перерізах на початку, в середині і в кінці трубопроводу при опусканні в замулене дно

Згинальні моменти, які виникають при опусканні трубопроводу, зображені на рис. 4.46.

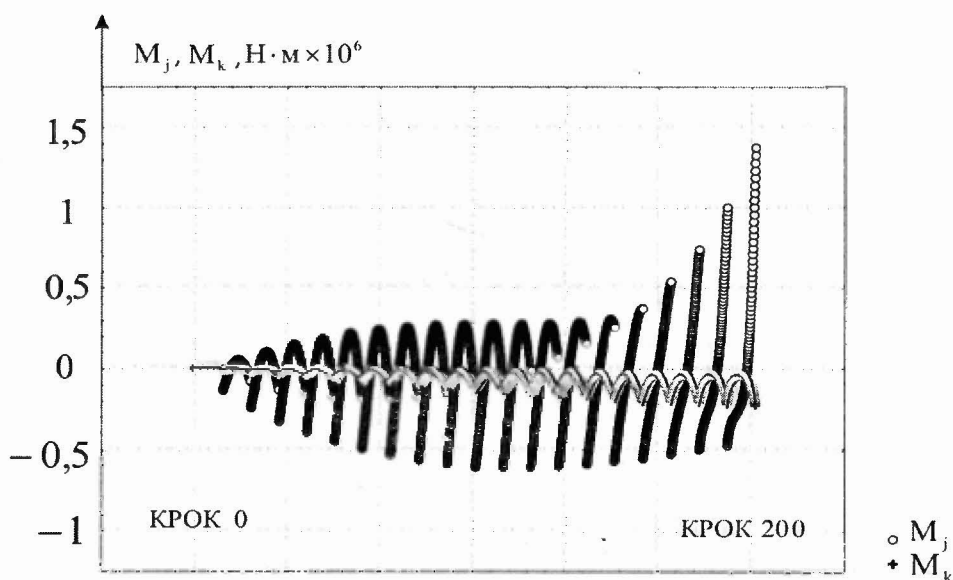


Рис. 4.46. Згинальний і крутильний моменти, що виникають в поперечних перерізах трубопроводу при опусканні в мул

Показаний приклад розрахунку опускання трубопроводу в замулене дно є частковим випадком задачі опускання трубопроводу. При необхідності можна розглядати подібні задачі і при інших фізичних умовах, використовуючи обчислювальні алгоритми, описані в розділі 3.

4.6. Вплив рельєфу дна на напружено-деформований стан трубопроводу

Вільне провисання підводних трубопроводів може відбуватися на окремих ділянках переходу внаслідок розмиву донного ґрунту, природної нерівномірної посадки трубопроводу, складного профілю морського дна та ін. [116].

Висячі прольоти, будівництво яких зумовлено нерівностями дна, піддають трубопровід постійним небезпекам. У зв'язку з дуже великим впливом вартості передукладальних і післяукладальних робіт на вартість укладання трубопроводу необхідно визначати максимально припустиму довжину висячих прольотів [111].

При оцінці можливого виникнення небезпечних наслідків провисань у процесі експлуатації трубопроводу варто враховувати такі фактори, як додаткові згинальні напруження, реакції затиснення ґрунту на кінцях ділянки провисання. Комплексний аналіз приведених факторів дозволяє прийняти найбільш ефективні технічні рішення стосовно до окремих ділянок конкретних підводних переходів, які включають занурення трубопроводу в траншею, установку локальних опор та ін.

Прибережна донна поверхня Азовського моря специфічна наявністю наливів (кос), висота яких у ряді районів сягає 2-х метрів. При прокладці трубопроводу від родовища до берега на даній ділянці можливе виникнення безопорних секцій. У результаті дії хвиль і течій відбувається поступова зміна рельєфу берегової лінії, внаслідок чого можливе утворення провисаючих ділянок трубопроводу (рис. 4.47).

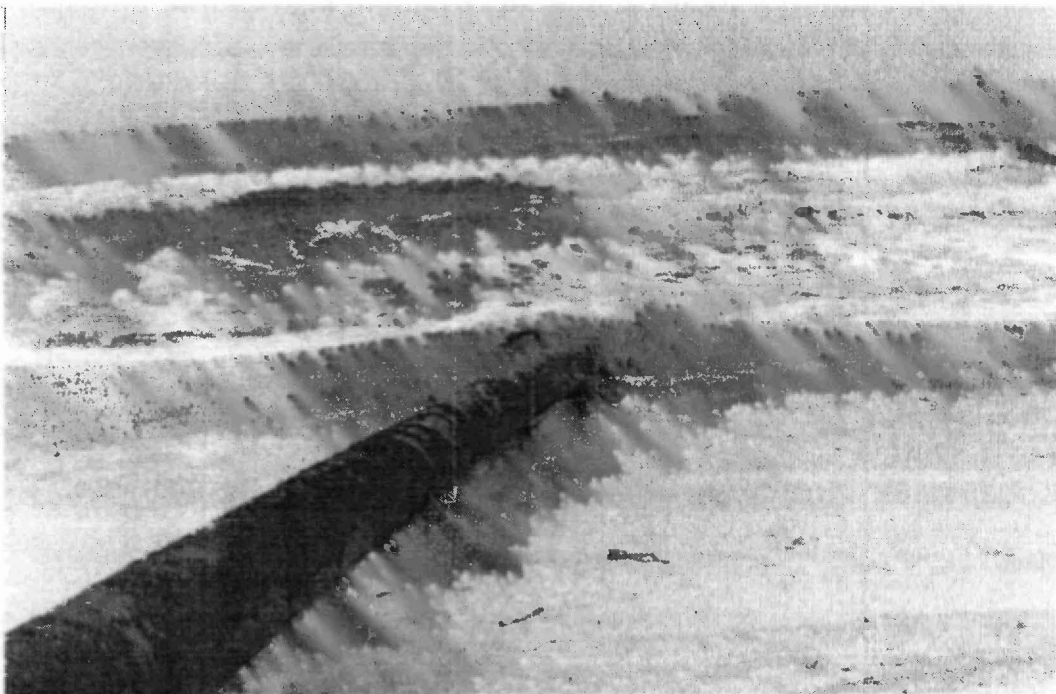


Рис. 4.47. Газопровід родовища Стрілкове

У зв'язку з цим необхідно проведення досліджень з метою прогнозування поведінки безопорних ділянок трубопроводів. Трубопровід у даному випадку не

можна розглядати як однопрольотну балку, оскільки можливе створення декількох опор з різною площею зіткнення з ґрунтом і різними умовами обпирання (рис. 4.48).

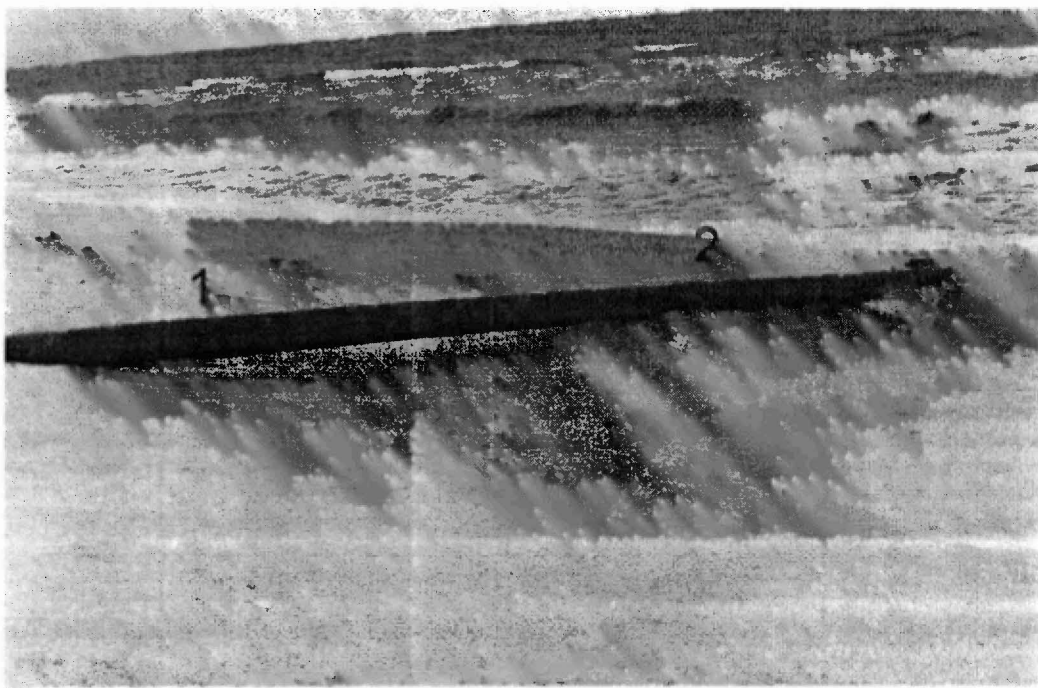


Рис. 4.48. Надводні безопорні ділянки трубопроводу

Крім позначених на рис. 4.48 провисаючих ділянок 1, 2, даний трубопровід має ще 2 підводних безопорних ділянки. Крім того, у береговій зоні в залежності від рівня припливу та сама ділянка трубопроводу може знаходитися як під водою, так і на суші. У даному випадку при розрахунках необхідно враховувати зміни виштовхувальної сили.

ДАТ «Чорноморнафтогаз» проводить будівництво газопроводу, що поєднує Східно-Казантипське газове родовище з УКПГ у селищі Багерєво. Зовнішній діаметр трубопроводу $D = 325$ мм, товщина стінки $\delta = 12$ мм. На відстані 30 м від берегової лінії у точці передбачуваного виходу трубопроводу на берег на дні існує намив. Його висота в точці планованого проходження трубопроводу - $h = 2$ м, ширина - $b = 15$ м. Для розрахунку впливу рельєфу дна розглянемо ділянку підводного трубопроводу протягом 70 м від точки його виходу на берег. Глибина моря на даній ділянці - 3 м. Рельєф донної поверхні досліджуваної ділянки показаний на рис. 4.49. Програмними методами, описаними в розділі 3,

вплив донної поверхні задається як ряд зосереджених і розподілених навантажень. Параметри трубопроводу вводяться в програму POCHDAN. Розглядуваний елемент трубопроводу задається як зацімлений обома кінцями. Для відображення виходу трубопроводу на берег задається зсув одного кінця по осі z . При проведенні розрахунку задаються діючі на трубопровід навантаження: 1) розподілене по всій довжині трубопроводу, спрямоване протилежно осі z , яке відображає дію сили тяжіння; 2) зосереджене на ділянці, що дорівнює ширині наміву, напрямлене по осі z . Кількість точок дискретизації при розв'язку – 150. У результаті числового розрахунку одержано форму осьової лінії трубопроводу, що лежить на досліджуваній ділянці (рис. 4.49).

Укладання трубопроводу на розглянутій ділянці планується проводити шляхом протягування по дну змонтованої на березі плетіні. При протягуванні трубопровід буде заглиблюватись у траншею, прориту плужним пристроєм. Однак використання плуга не може забезпечити прямолінійної форми осьової лінії трубопроводу при значних перепадах рівня дна. Слід підкреслити, що при розв'язку поставленої задачі розглядається просторове деформування трубопроводу.

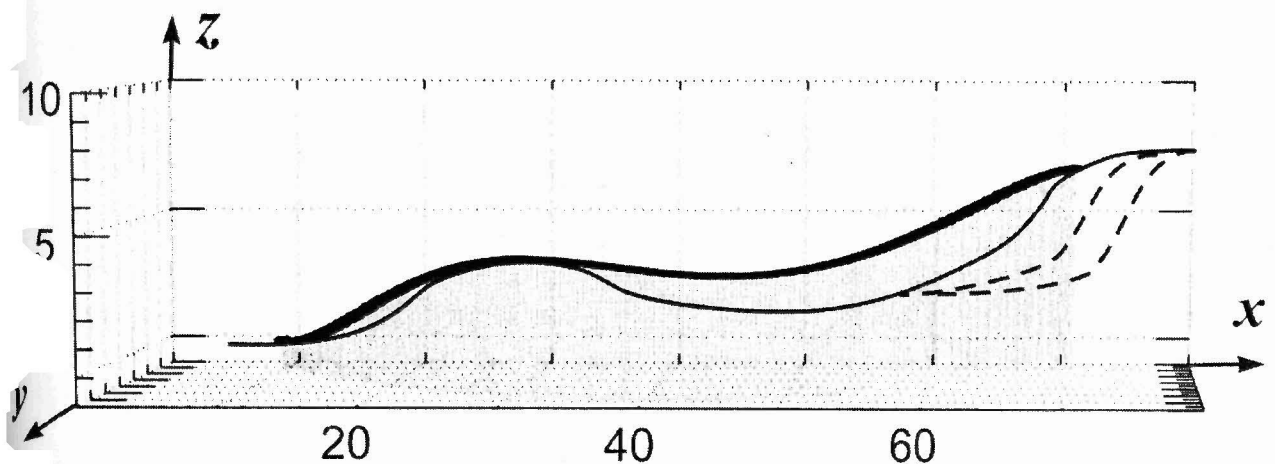


Рис. 4.49. Форма осьової лінії трубопроводу із врахуванням рельєфу донної поверхні

У процесі розв'язку також визначені внутрішні зусилля і моменти, які виникають в поперечних перерізах досліджуваної ділянки трубопроводу (рис. 4.50 - 4.51).

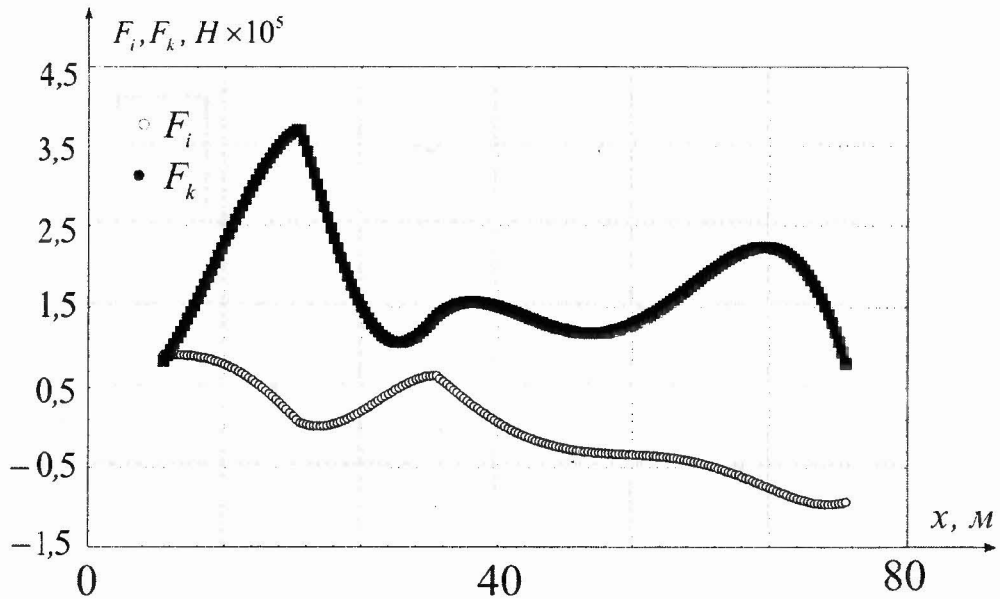


Рис. 4.50. Внутрішні зусилля, що виникають у поперечних перерізах трубопроводу внаслідок складного рельєфу дна

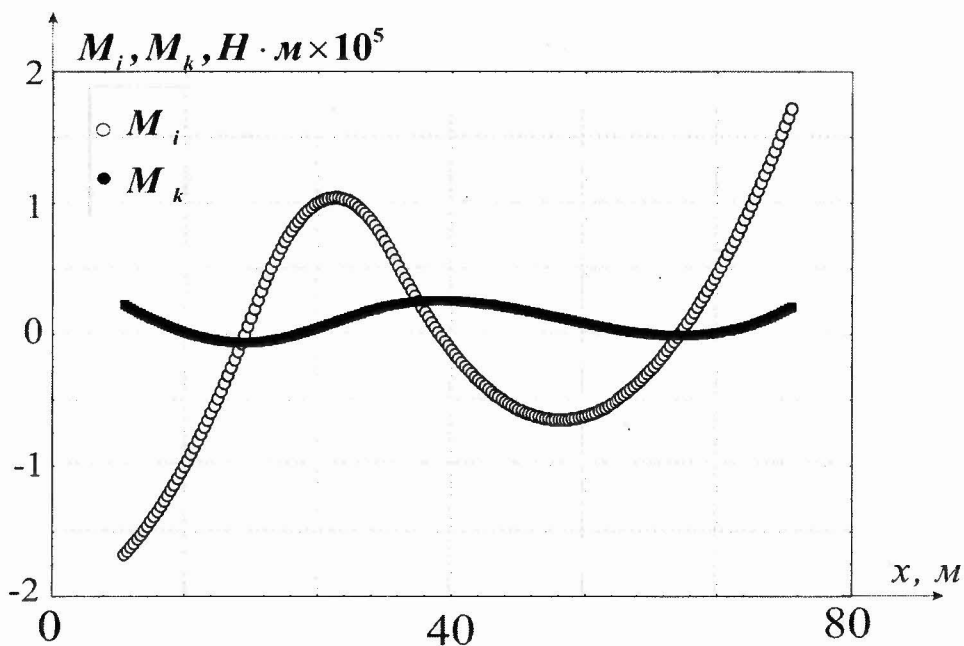


Рис. 4.51. Згинальні та крутильні моменти, що виникають у поперечних перерізах трубопроводу

Аналізуючи графіки (рис. 4.50, 4.51), бачимо, що максимальні поперечні зусилля і згинальні моменти виникають у трубопроводі в точці виходу на берег. У випадку розмиву берегової лінії можливе збільшення провисаючої ділянки і виникнення критичних напружень у даній точці. Для запобігання цього необхідно постійне спостереження за станом берегової лінії і проведення аналізу НДС даної ділянки трубопроводу.

Слід підкреслити, що обчислювальний алгоритм дозволяє моделювати дію ґрунту на трубопровід з боку будь-якого рельєфу дна.

Одержані в результаті розрахунку значення внутрішніх зусиль, згинальних моментів у кожному поперечному перерізі і координат перерізу елемента трубопроводу представляються у вигляді, показаному в додатку 1. Використовуючи дану форму представлення результатів розрахунку, можна безпосередньо одержувати значення внутрішніх зусиль, моментів, що виникають у будь-якому поперечному перерізі, і координат будь-якої точки трубопроводу

Висновки

Розглянуто задачі деформування підводних трубопроводів та їх елементів. Визначено оптимальні параметри s – подібної осьової лінії трубопроводу при опусканні на великі глибини. Досліджено стійкість і закритичну поведінку ділянки труби як плоского елемента нескінченно довгої оболонки постійного і змінного перерізу. Одержано характеристики напружено-деформованого стану такого елемента під дією гідростатичного навантаження, зосередженого ковзаючого навантаження. Проведено експериментальну перевірку розроблених методів дослідження. Описано спосіб збільшення міцності трубопроводу. Розроблено задачу позиціонування трубопроводів, що опускаються, спрямованими силними впливами. Розв'язано задачу просторового нелінійного пружного деформування трубопроводу при опусканні в замулену поверхню дна. Розглянуто вплив рельєфу донної поверхні на характеристики лежачого трубопроводу. Отримано якісні і кількісні результати по всіх розв'язуваних задачах. Дано аналіз результатів.

ВИСНОВКИ

1. На основі проведеного аналізу робіт з механіки трубопроводів визначені напрямки досліджень з метою створення методів розрахунку, що дозволяють відслідковувати їх напружено-деформований стан при укладанні, ремонті і експлуатації.

2. Розроблено математичну модель дослідження пружного нелінійного деформування просторово викривлених трубопроводів, методика побудови розв'язків зведених диференціальних рівнянь.

3. У результаті дослідження характеристик силового впливу розроблені способи задавання зосереджених, розподілених і моментних навантажень, навантажень від течій, від гідростатичного тиску, які діють на шельфові трубопроводи.

4. На основі сучасних методів числового аналізу й аналітичної геометрії розроблені обчислювальні алгоритми дослідження нелінійного просторового деформування трубопроводів і трубчастих елементів конструкцій зі згинальною і крутильною жорсткістю, які дозволяють визначати основні характеристики напружено-деформованого стану об'єкта, уніфікувати досліджувані типи конструкцій, ефективно переходити від однієї розрахункової схеми до іншої в залежності від фізико-геометричних параметрів і умов навантажування, одержувати вихідні дані в зручному для користувача вигляді.

5. У результаті розв'язку прикладних задач одержано характеристики напружено-деформованого стану підводного трубопроводу при його просторовому деформуванні в процесі укладання, ремонту та експлуатації. Отримано закон зміни кривизни гнучкого трубопроводу в залежності від параметрів глибини опускання та довжини частини трубопроводу, що опускається, з урахуванням крутіння для оптимізації форми осьової лінії. Визначено критичні навантаження і закритичні форми перерізу трубопроводу

змінної жорсткості. Розглянуто вплив зосереджених навантажень на трубопровід при його експлуатації та ремонті. Досліджено процес укладання трубопроводу на замулену поверхню дна, вплив складного рельєфу на напружено-деформований стан. Розроблено і впроваджено на виробництві «Методику розрахунку напружено-деформованого стану просторово викривлених підводних трубопроводів».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Айнбиндер А.Б. Расчет магистральных и промысловых трубопроводов на прочность и устойчивость. - М.: Недра, 1991. - 288 с.
2. Аксельрад Э. Л. Тонкостенные криволинейные стержни и трубы. // Труды ЛИИЖТ. – 1966. - вып. 249, с. 187 -184
3. Александров М. Н. Судовые устройства. – Л.: Судостроение, 1986. - 372 с.
4. Алексеев Н.И. Статика и установившееся движение гибкой нити. - М.: Легкая индустрия, 1970. - 270 с.
5. Алексеева Л.А. Фундаментальные решения в упругом пространстве в случае бегущей нагрузки // Прикладная математика и механика. - 1991. - 55, № 5.- С. 840-848.
6. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. - М.: Машиностроение, 1978. - 311 с.
7. Баженов В.А., Оглобля А.И. Исследование нелинейного деформирования и устойчивости оболочек подземных трубопроводов // Строительная механика и расчет сооружений. - 1984. - № 4. - С. 30-33.
8. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. - М.: Стройиздат, 1982. - 447 с.
9. Беллман Р., Калаба Р. Квазилинеаризация и нелинейные краевые задачи. - М.: Мир, 1968. - 180 с.
10. Беляев Н.М. Сопротивление материалов. - М.: Наука, 1976. - 607с.
11. Березин В.Л., Ким Б.И. Проектирование и эксплуатация подводных трубопроводов за рубежом. – М.: Изд ВНИИОНГ, 1986. - 224с.
12. Бидерман В.Л. Механика тонкостенных конструкций. - М.: Машиностроение, 1977. - 488 с.
13. Бидерман В.Л. Некоторые вычислительные методы решения задач строительной механики, приводимых к обыкновенным дифференциальным уравнениям // Расчеты на прочность. - М.: Машиностроение, 1976. - 250 с.

14. Блинов Э.И., Кравцов В.И., Кравцов А.В., Недбайло А.Н. Управление гибкими протяженными объектами направленными силовыми воздействиями // Автоматика. Автоматизация. Электротехнические комплексы и системы. – 2003. - №1 (11). – С. 79-86
15. Болотин В.В. Неконсервативные задачи теории упругой устойчивости. - М.: Физматгиз, 1964. - 340 с.
16. Боровиков П.А., Самарский В.Н. Подводная техника морских нефтепромыслов. - Л.: Судостроение, 1980. - 176 с.
17. Бородавкин П.П., Березин В.Л. Сооружение магистральных трубопроводов. – М.: Недра, 1977. – 407 с.
18. Бородавкин П.П., Березин В.Л., Шадрин О.Б. Подводные трубопроводы. - М.: Недра, 1980. - 472 с.
19. Бугаенко Б.А. и др. Судовые спускоподъемные устройства. - Л.: Судостроение, 1980. - 173 с.
20. Бугаенко Б.А., Магула В.Э. Специальные судовые устройства. - Л.: Судостроение, 1983. - 392 с.
21. Вайнберг М.М., Треногин В.А. Теория ветвления решений нелинейных уравнений. - М.: Наука, 1969. - 527 с.
22. Виноградов С.В. Расчет подземных трубопроводов на внешние нагрузки. - М.: Стройиздат, 1980. - 135 с.
23. Возний В.Р. Типові розрахунки в морській нафтогазовій справі. – Івано-Франківськ: ІФДТУНГ, 1999. – 133 с.
24. Возний В.Р., Ільницький М.К., Любимцев В.О. Проектування, будівництво та експлуатація морських нафтогазових споруд. – К.: Українська книга, - 1999. - 231с.
25. Воробьев Ю.С., Шорр Б.Ф. Теория закрученных стержней. - Киев: Наукова думка, 1983. - 188 с.
26. Ворович И.И., Зипалова В.Ф. К решению нелинейных краевых задач теории упругости методом перехода к задаче Коши // Прикладная математика и механика. - 1965. - 29, № 5. - С. 894-901.

27. Ганиев Р.Ф., Низамов Х.Н., Дербуков Е.И. Волновая стабилизация и предупреждение аварий в трубопроводах. - М.: МГТУ им. Н.Э. Баумана, 1996. - 260 с.
28. Герштейн М.С., Крупкин Б.Н. Погружение подводных трубопроводов на большие глубины. - М.: Информнефтегазстрой, 1979. - 214 с.
29. Гидроподъем полезных ископаемых / Антонов Я.К., Козыряцкий Л.Н., Малашкина В.А. и др. - М.: Недра, 1995. - 173 с.
30. Годунов С.К. О численном решении краевых задач для систем линейных обыкновенных дифференциальных уравнений // Успехи математических наук. - 1961. - 16, вып. 3 (99). - С. 171-174.
31. Гольдин Э.Р. Подводно-технические работы. - М.: Транспорт, 1987. - 197 с.
32. Горбійчук М.І. Математичне моделювання на ЕОМ технологічних об'єктів. – Івано-Франківськ: Факел, 2001. – 240 с.
33. Горбійчук М.І. Моделювання об'єктів і систем керування в нафтовій і газовій промисловості. – Івано-Франківськ: ІФДТУНГ, 1999. – Ч.3 – 235 с.
34. Горшков А.С. Обобщение формул А.Н. Крылова для расчета натяжения и формы гибкой нити в потоке // Известия АН СССР: Океанология. - 1969. - 9, № 6. - С. 953-958.
35. Гребень Е.С. К теории тонких стержней // Механика твердого тела. - 1967. - № 5. - С. 67-72.
36. Григолюк Э.И., Горшков А.Г. Взаимодействие упругих конструкций с жидкостью. - Л.: Судостроение, 1976. - 200 с.
37. Григолюк Э.И., Шалашилин В.И. Проблемы нелинейного деформирования: Метод продолжения решения по параметру в нелинейных задачах механики твердого деформируемого тела. - М.: Наука, 1988. - 232 с.
38. Григоренко Я.М., Гуляев В.И. Нелинейные задачи теории оболочек и методы их решения (обзор) // Прикладная механика. - 1991. - 27, № 10. - С. 3-23.
39. Грудев И.Д. О больших прогибах пространственных тонких стержней // Труды ВНИИ физ.-техн. и радиотехн. измерений. - 1971. - Вып. 8. - С. 17-36.

40. Грудницкий Г.В., Лобанов В.А. Заглубление морских подводных трубопроводов. Серия: Разработка и эксплуатация морских нефтяных и газовых месторождений. - Вып 1: Обзор мнф. - М.: ВНИИГазпром, 1986.
41. Грудницкий Г.В., Шадрин О.Б., Сезин А.И. Опыт и проблемы строительства морских газопроводов // Строительство трубопроводов, 1988. - №7.
42. Гуляев В.И., Баженов В.А., Гоцуляк Е.А. Устойчивость нелинейных механических систем. - Львов: Вища школа, 1982. - 255 с.
43. Даниловская В.В. О напряжениях и предельном состоянии в кривых трубах при чистом изгибе // Труды ЛКИ. - 1959. - вып. 23. - с. 105 - 117
44. Дербенцев Д.А., Пучка Г.Н. Устойчивость длинных канатов в вязкой жидкости // Прикладная механика. - 1973. - 2, № 2. - с. 31-39.
45. Деркач М.П., Крупський Б.Л., Гладун В.В., Подальші пошуково-розвідувальні роботи на нафту і газ в акваторіях Чорного і Азовського морів (український сектор) // Нафтова і газова промисловість. - 2001. - № 4. - с. 6-9.
46. Джанелидзе Г.Ю. Обобщенные зависимости теории тонких стержней // Докл. АН СССР. - 1949. - 66, № 4. - с. 597-600.
47. Диксон Д., Ратлидж Д. Расчет морских трубопроводов при их укладке на дно по методу цепной линии с учетом изгибной жесткости // Труды американского общества инженеров-механиков, сер.В, 1968, № 3.- с.107, «Мир».
48. Доусон Т. Проектирование сооружений морского шельфа / Пер. с англ. - Л.: Судостроение, 1986. - 288 с.
- 49 Дубровин Б.А., Новиков С.П., Фоменко А.Т. Современная геометрия. - М.: Наука, 1986. - 760 с.
50. Дубровский М.П., Яковлев П.И., Князев Е.А., Бугаев В.Г. Морские шельфовые и речные гидротехнические сооружения. - М.: Недра, 1995. - 244 с.
51. Елисеев В.В. Теория упругости стержней, основанная на модели оснащенной кривой // Известия АН СССР: Механика твердого тела. - 1976. - № 11. - С. 163-166.

52. Защепкіна Н.М., Кравцов В.І., Недбайло О.М. Просторове деформування каната з урахуванням взаємодії витків у циклічному навантаженні // Вісник Технологічного університету Поділля. - 2002. - №1 (38). - С. 66-70.
53. Золотаревский В.С. Механические испытания и свойства металлов. – М.: Металлургия, 1974. – 302 с.
54. Ибрагимов А.М. Нефтегазопромысловые гидротехнические сооружения для освоения шельфа. - М.: Недра, 1992. - 263 с.
55. Иванцов О.М., Харитонов В.И. Надежность магистральных трубопроводов. - М.: Недра, 1978. - 216 с.
56. Ільницький М.К., Шадрін О.Б. Проектування, будівництво та експлуатація трубопроводів. – Івано-Франківськ, 1997. – 174 с.
57. Каменецкий М.И., Сигалов Ю.А., Кондратьева Е.А. Обустройство месторождений нефти и газа в континентальных шельфах морей (по зарубежным данным). - М.: Информнефтегазстрой, 1979. - 228 с.
58. Камышев М.А., Капустин К.Я. Современные требования к сооружению морских трубопроводов. - М.: Информнефтегазстрой, 1979. - 242 с.
59. Капустин К.Я., Камышев М.А. Строительство морских трубопроводов. - М.: Недра, 1982. - 207 с.
60. Карпаш О., Криничний П., Крижанівський Є. та ін. Неруйнівний контроль труб нафтового сортаменту. – Івано-Франківськ: Факел, 2001. – 380 с.
61. Касаткин Б.С., Кудрин А.Б. Экспериментальные методы исследования деформаций и напряжений. – К.: Наукова думка, 1981. – 582 с.
62. Касперович В.К. Трубопровідний транспорт газу. – Івано-Франківськ, 1999. – 198 с.
63. Каудерер Г. Нелинейная механика / Пер. с нем. - М.: Изд-во иностр. лит-ры, 1961. - 777 с.
64. Келлер Дж., Антман С. Теория ветвления и нелинейные задачи на собственные значения. - М.: Мир, 1974. - 254 с.
65. Кісіль І.С. Метрологія, точність і надійність засобів вимірювань. – Івано-Франківськ: Факел, 2002. – 400 с.

66. Клейн Г.К. Расчет подземных трубопроводов. - М.: Госстройиздат, 1969. - 167 с.
67. Клейтон Б., Бишоп Р. Механика морских судов / Пер. с англ. - Л.: Судостроение, 1986. - 436 с.
68. Климанов В.И., Чупин В.В. Статика и устойчивость гибких неоднородных оболочечных систем. - Красноярск, 1986. - 182 с.
69. Кожин В.Ф. Теория свободного погружения и ее применение в практике устройства подводных переходов. - М.: Изд-во Мин. ком. хоз-ва РСФСР, 1951. - 115 с.
70. Корн Г., Корн Т. Справочник по математике. - М.: Наука, 1968.- 720 с.
71. Коробков В.А., Левин В.С., Лукошков А.В. и др. Подводная технология. - Л.: Судостроение, 1981. - 240 с.
72. Королев В.И., Капустин К.Д., Камышев М.А. Экспериментальное определение изгибающих моментов, действующих на морской трубопровод при его укладке // Прикладные задачи гидромеханики. - Киев: Наукова думка, 1981. - С. 77-83.
73. Костовецкий Д. Л. О влиянии начальной эллиптичности сечения на изгиб кривой тонкостенной трубы // Энергомашиностроение. 1960. - №3. - С. 23-27
74. Кочин Н.Е. Векторное исчисление и начала тензорного исчисления. - М.: Физматгиз, 1965. - 426 с.
75. Кравцов В.И. Механика гибких глубоководных систем. - Киев: Наукова думка, 1997. - 237 с.
76. Кравцов В.І. Механіка гнучких морських конструкцій. - Київ: Наукова думка, 1999. - 173 с.
77. Кравцов В.І., Защепкіна Н.М., Недбайло О.М. Математична модель вибору оптимальних параметрів гнучких деформованих елементів. // Вісник Технологічного університету Поділля. - 2001. - №5 (36). - С. 41-44.
78. Кравцов В.І., Кравцов А.В., Недбайло А.М. Оптимизация параметров S-образной кривой при укладке глубоководного трубопровода. // Збірник наукових праць УДМУ, 2002. - №5 (383). - С. 22-29.

79. Кравцов В.І., Недбайло О.М. Механика пространственно-криволинейного подводного трубопровода при поднятии на поверхность. // Збірник наукових праць УДМТУ, 2002р. – №3 (381). - С. 10-14.
80. Кравцов В.І., Недбайло А.Н. Численное моделирование нелинейного деформирования пространственно изогнутого трубопровода со спиральной навивкой бандажа // Вісник ХДТУ. – 2003. - № 5 (36). – С. 41-44.
81. Кравцов В.І., Недбайло О.М. Числовий розрахунок деформування нитки у потоці рідини // Легка промисловість. – 2001. - № 2 (186). – С. 60.
82. Крижанівський Є.І., Івасів В.М., Чернов Б.О., Ільницький М.К. Вибір і дослідження моделей підводних трубопроводів // Розвідка і розробка нафтових і газових родовищ. Серія: Нафтогазопромислове обладнання. - Вип. 38, 1999. – С. 42-49.
83. Крижанівський Є.І., Побережний Л.Я. Методологічні аспекти дослідження взаємозв'язку процесів деформації та руйнування трубопроводів // Нафтова і газова промисловість. – 2002. - №5. – С. 33-37.
84. Крюков Н.Н. Деформация гибких анизотропных оболочек на упругом основании в закритической области // Прикладная механика. - 1997. - № 2. - С. 56-60.
85. Левин С.И. Зарубежный опыт проектирования подводных трубопроводов - М.: ВНИИПКтехоргнефтегазстрой (Серия линейное трубопроводное строительство. Обзор инф. Вып. 6), 1986. - 36 с.
86. Левин С.И. Проектирование и строительство подводных трубопроводов. – М.: Гостоптехиздат, 1960. - 63 с.
87. Лобанов В.А. Справочник по технике освоения шельфа. - Л.: Судостроение, 1983. - 288 с.
88. Лурье А.И. Аналитическая механика. - М.: Физматгиз, 1961. - 824 с.
89. Ляв А. Математическая теория упругости. - М.-Л.: Гостехиздат, 1935. - 674с.
90. Ляшенко М.Я., Головань М.С. Чисельні методи: Підручник.-К.: Либідь, 1996. - 228 с.

91. Марченко Д.В. и др. Статический расчет перемещений плавучих заякоренных сооружений // Труды ЛПИ. - 1978. - Вып. 361. - С. 42-51.
92. Меркин Д.Р. Введение в механику гибкой нити. - М.: Наука, 1980. - 240 с.
93. Милн П. Подводные инженерные исследования / Пер. с англ. - Л.: Судостроение, 1984. - 344 с.
94. Мосолов В.Е., Тихонов В.С. Определение передаточной функции гибкой нерастяжимой нити при пространственном обтекании потоком // Автоматика. - 1979. - № 4. - С. 24-30.
95. Мислюк М.А., Зарубін Ю.О. Моделювання явищ і процесів у нафтогазопромисловій справі. – Івано-Франківськ.: Екор, 1999. – 496 с.
96. Недбайло О.М. Напружено-деформований стан підводного трубопроводу при укладанні // Всеукраїнський щоквартальний науково-технічний журнал “Розвідка та розробка нафтових і газових родовищ”. - 2003. - № 3 (8). - С. 108-113.
97. Недбайло О.М. Стійкість та закритична поведінка елементу трубопроводу змінної жорсткості // Всеукраїнський щоквартальний науково-технічний журнал “Розвідка та розробка нафтових і газових родовищ”. - 2003. - №2 (7). - С. 69-73.
98. Никмогаров Г.М. Расчеты подводных трубопроводов. Баку: Азерб.гос.издат., 1961. - 173 с.
99. Новацкий В.А. Теория упругости. - М.: Мир, 1975. - 872с.
100. Новожилов В.В. Основы нелинейной теории упругости. – М.–Л.: Гостехиздат, 1948. – 320 с.
101. Олейник А.Я., Салтанов Н.В., Горбань В.А. Задачи прикладной гидромеханики гибких нитей в потоках // Прикладные задачи гидромеханики. - Киев: Наукова думка, 1981. - С. 60-76.
102. Очков В.Ф. Mathcad PLUS 6.0 для студентов и инженеров. - М.: ТОО “Компьютер Пресс”, 1996. - 238 с.
103. Петров В.В., Кузнецов В.В. Механика длинномерных элементов глубоководных комплексов. - Из-во Саратов. ун-та, 1989. - 188 с.

104. Погорелов А.В. Дифференциальная геометрия. - М.: Наука, 1969. - 176 с.
105. Подводная технология. - Л.: Судостроение, 1981. - 237 с.
106. Пожарицкий Г.К. Устойчивость равновесий механических систем, включающих гибкую нерастяжимую нить // Прикладная математика и механика. - 1973. - 37, вып. 4. - С. 15-19.
107. Понтрягин Л.С. Обыкновенные дифференциальные уравнения. - М.: Наука, 1982. - 322 с.
108. Понятовский В.В. Асимптотические разложения в линейной теории плоских стержней // Проблемы механики твердого тела. - Л.: Судостроение 1970. - С. 341-351.
109. Попов Е.П. Нелинейные задачи статики тонких стержней. - М.: ОГИЗ, 194 - 178 с.
110. Програма освоєння вуглеводневих ресурсів українського сектору Чорного та Азовського морів (резюме) / Керівники розробки Є.М. Шпак, М.К. Ільницький – К.: Держнафтогазпром, 1996. – 22 с.
111. Пуличи М. Технология прокладки подводного газопровода через Гибралтарский пролив // Нефтегазовые технологии. – 1995. - №2. – с. 21-23.
112. Ратмидж Д.Р., Диксон Д.А. Расчет морских трубопроводов при их укладке на дно по методу цепной линии с учетом изгибной жесткости / Пер. с англ. // Труды американского общества инженеров-механиков. Серия В. - 1968. - № 3. - С. 107.
113. Ржонсницкий В.Б. Приливные движения. 0- Л.: Гидрометеиздат, 1979. – 243с.
114. Руководство по методам расчета подводных трубопроводов при свободном погружении на большие глубины. Р 204 -77, - М.: ВНИИСТ, 1978. - 138 с.
115. Салтанов В.Н. Гибкие нити в потоках. - Киев: Наукова думка, 1974. - 140 с.
116. Самойлов Б.В., Ким Б.И. Сооружение подводных трубопроводов. – М.: Недра. – 304 с.
117. Светлицкий В.А. Механика гибких стержней и нитей. – М.: Машиностроение, 1978. – 222 с.

118. Светлицкий В.А. Механика стержней: Учеб. для вузов. В 2-х.ч. - М.: Высшая школа, 1987. - Ч.1. - 320 с.; Ч. 2. - 304 с.
119. Светлицкий В.А. Механика трубопроводов и шлангов: Задачи взаимодействия стержней с потоком жидкости или воздуха. - М.: Машиностроение, 1982. - 279 с.
120. Сердюков В.М. Фотограмметрия в инженерно-строительном деле. - М.: Недра, 1970. - 136 с.
121. Середюк М.Д., Якимів Й.В., Лісафін В.П. Трубопроводний транспорт нафти і нафтопродуктів. – Івано-Франківськ, 2001.- 517 с.
122. Тартаковский Г.А. Строительная механика трубопроводов. М.: Недра, 1967.- 411 с.
123. Терещенко П.П. Укладка подводных трубопроводов способом свободного погружения. - М.: Недра, 1965. - 67 с.
124. Тихонов В.М., Машкова Е.А. Исследование колебаний длинных гибких стержней и нитей в жидкости при учете нелинейного демпфирования// Гидромеханика. - 1988. - Вып. 57. - С. 51-56.
125. Феодосьев В.И. Избранные задачи и вопросы по сопротивлению материалов. - М.: Наука, 1967. - 376 с.
126. Халфин И.Ш. Воздействие волн на морские нефтегазопромысловые сооружения. - М.: Недра, 1990. - 310 с.
127. Чеховський С.А. Математичне моделювання фізичних процесів. – Івано-Франківськ: ІФДТУНГ, 1999. – 68 с.
128. Шадрин О.Б. Вопросы проектирования подводных трубопроводов. М.: ВИИСТ (Проектирование и строительство трубопроводов и газопромышленных сооружений. Научно-технический обзор), 1974. – 24 с.
129. Шадрин О.Б., Саттаров Р.В. Расчет прочности растянутых подводных трубопроводов // Известия вузов: Строительство и архитектура. - 1975. - № 7. - С. 35-39.
130. Шлапак Л.С., Розгонюк В.В., Кадай С.І., Дрогомирецький М.М. Ремонт дефектних ділянок газопроводів з використанням композитних

підсилювальних бандажів // Нафтова і газова промисловість. – 2001. № 6. – с. 55-56.

131. Шуп Т. Решение инженерных задач на ЭВМ: Практическое руководство.- М.: Мир, 1982. – 238 с.
132. Щиголев Б.М. Математическая обработка наблюдений. – М.: Гос. издательство физ-мат литературы, 1962. – 344 с.
133. Ястребов В.С. Методы и технические средства океанологии. - Л.: Гидрометеиздат, 1986. - 271 с.
134. Ястребов В.С., Соболев Г.П., Смирнов А.В. и др. Системы и элементы глубоководной техники подводных исследований: Справочник.- Л.: Судостроение, 1989. - 352 с.
135. Wilkins I.R., Offshore pipeline stress analysis // Second Annual Offshore Technology Conf., Houston, Tex., Paper OTC, 1227, 1970.
136. Brando P., Sebastiani G., Determination of sealinees elaslik curves and stresses to be expected during loying operations // Third Annual Offshor Technol. Conf. Houston. Tex., Paper OTC, 1354. 1971.

Додаток А

**ФРАГМЕНТ ФАЙЛА РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЛОВОГО РОЗВ'ЯЗКУ
(REZ.REZ)**

***** КРОК 10 ***** ***** Q= 4.05000D+03 *****

```
DX(0)  4.0824D+02  2.4811D+03  3.8180D+02 -1.0742D-03  9.8242D-05  1.8181D-04
4.5000D+02
X(0)   1.8062D+03  2.2153D+04  1.6697D+03 -9.7351D-03  1.6164D-02  1.6309D-03
R(L)  -1.0185D-04  3.7491D-04 -4.3357D-04 -3.1887D-02  3.4561D-03  2.8425D-02
```

```
I-----I
I          ІДЕНТИФІКАЦІЯ  ОДЕРЖАНИХ  РЕЗУЛЬТАТІВ          I
I
I          Q(i)           Q(j)           N(k)           M(i)           M(j)          I
I          M(k)                                     I
I          X              Y              Z              I
I-----I
```

0	1.806183D+03 8.976459D+04	2.215298D+04	1.669689D+03	-6.702174D+05	3.032965D+04
0	4.237515D+01	-4.742685D+01	0.000000D+00		
1	1.810503D+03 8.417143D+04	2.286507D+04	1.803501D+03	-6.588962D+05	2.947438D+04
1	4.277275D+01	-4.706851D+01	1.387404D-03		
2	1.813564D+03 7.867534D+04	2.357670D+04	1.942636D+03	-6.471477D+05	2.860811D+04
2	4.316722D+01	-4.670675D+01	5.520338D-03		
3	1.815200D+03 7.327993D+04	2.428785D+04	2.086809D+03	-6.349730D+05	2.773187D+04
3	4.355853D+01	-4.634162D+01	1.235315D-02		
4	1.815249D+03 6.798876D+04	2.499851D+04	2.235727D+03	-6.223733D+05	2.684679D+04
4	4.394665D+01	-4.597315D+01	2.183792D-02		
5	1.813559D+03 6.280542D+04	2.570869D+04	2.389085D+03	-6.093496D+05	2.595408D+04
5	4.433155D+01	-4.560140D+01	3.392444D-02		
6	1.809983D+03 5.773347D+04	2.641839D+04	2.546567D+03	-5.959031D+05	2.505506D+04
6	4.471318D+01	-4.522639D+01	4.856027D-02		
7	1.804384D+03 5.277645D+04	2.712761D+04	2.707846D+03	-5.820351D+05	2.415113D+04
7	4.509153D+01	-4.484816D+01	6.569076D-02		
8	1.796630D+03 4.793792D+04	2.783636D+04	2.872584D+03	-5.677466D+05	2.324376D+04
8	4.546655D+01	-4.446676D+01	8.525905D-02		
9	1.786600D+03 4.322140D+04	2.854466D+04	3.040434D+03	-5.530390D+05	2.233450D+04
9	4.583823D+01	-4.408222D+01	1.072061D-01		
10	1.774179D+03 3.863042D+04	2.925254D+04	3.211037D+03	-5.379135D+05	2.142497D+04
10	4.620651D+01	-4.369457D+01	1.314708D-01		

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
ХЕРСОНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ГАО «ЧЕРНОМОРНЕФТЕГАЗ»

МЕТОДИКА РАСЧЕТА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ ПРОСТРАНСТВЕННО ИСКРИВЛЕННЫХ
ПОДВОДНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Проректор ХГТУ
д.х.н., профессор



С. Сарибеков



АКТ

**О внедрении результатов диссертационной работы
Недбайло А.Н.**

ГАО «Черноморнефтегаз» представило настоящий акт о том, что А.Н. Недбайло были проведены исследования по определению напряженно-деформированного состояния и устойчивости трубопроводов при укладке эксплуатации и возможном ремонте с поднятием на поверхность, которые являются частью его диссертационной работы. Применение и внедрение предложенных методов и алгоритмов расчета могут позволить предприятию сократить время на проектирование и повысить надежность эксплуатации подводных трубопроводов при разработке шельфа Черного и Азовского морей.

Настоящий акт не является основанием для взаимных финансовых расчетов с ГАО «Черноморнефтегаз».

/ Генеральный директор
ГАО «Черноморнефтегаз»



В.Н. Ясюк
В.Н. Ясюк

“ХАРЦИЗЬКИЙ ТРУБНИЙ ЗАВОД”

Відкрите акціонерне товариство

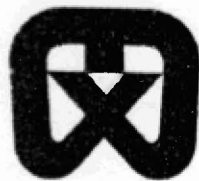
Україна, Донецька область,
86703, м. Харцизьк, вул. Патона, 9Тел.: (06257) 42168, 70301, 712-74
(06257) 44443, 70303, 71154

Факс: (06257) 45695, 44443,

Телегайп: 330305 СОКОЛ

E-mail: marketing@khtw.net

http: //www.htz.donetsk.ua

**“ХАРЦЫЗСКИЙ ТРУБНЫЙ ЗАВОД”**

Открытое акционерное общество

Украина, Донецкая область,
86703, г. Харцизск, ул. Патона, 9Тел.: (06257) 42168, 70301, 71274
(06257) 44443, 70303, 71154

Факс: (06257) 45695, 44443

Телегайп: 330305 СОКОЛ

E-mail: marketing@khtw.net

http: //www.htz.donetsk.ua

Р/рах. 26005301685560 у відділенні Промінвестбанку м. Харцизька,
МФО 334345, код ЄДРПОУ 00191135ід 30.04.2003 № 5.1/791

на Ваш від _____ № _____

УТВЕРЖДАЮ:**Генеральный директор
ОАО «Харцизский трубный завод»****Ф.С.Дерментли**

30 апреля 2003г.

АКТ

О внедрении результатов диссертационной работы Недбайло Алексея Николаевича «Механіка шельфових нафтогазопроводів при укладанні, ремонті і експлуатації».

Мы, нижеподписавшиеся представители ОАО «Харцизский трубный завод» (директор по производству и сбыту и директор по кадрам и быту), составили настоящий акт о том, что Алексеем Николаевичем Недбайло были проведены исследования по определению напряженно-деформированного состояния и устойчивости трубопроводов, используемых для добычи и транспортировки нефти и газа, нетрадиционными методами, которые являются частью его диссертационной работы.

Применение и внедрение предложенных методов и алгоритмов позволили предприятию значительно сократить время на проектирование и разработку труб, применяемых в условиях шельфа.

Настоящий акт не является основанием для взаимных финансовых расчетов.

Директор по производству и сбыту

Н.Г.Семиволос

Директор по кадрам и быту

В.Н.Щербина

